

STUDIO GEOLOGICO DEPOLI DOTT. CLAUDIO
Via Villatico 11 23823 Colico (LC) • 0341 - 933011 • info@studiodepoli.com

LOC. PROGRAMMA EDILIZIO

COMUNE DI COLICO (LC)

COMMITTENTE LAVORI

SEVAL ELETTRICA S.R.L

TITOLO PROGETTO

**REALIZZAZIONE IMPIANTO DI MONTAGGIO
E TESTING STRUTTURE IN CARPENTERIA
METALLICA PER LINEE ELETTRICHE**

**ANALISI DEL MODELLO GEOLOGICO,
IDROGEOLOGICO E SISMICO LOCALE**

Relazione Geotecnica

Ai sensi della DGR 2616/2011 e delle NTC 2018

DATA: Giugno 2022

Il tecnico: Depoli dott. Claudio

Sommario

1	PREFAZIONE.....	2
1.1	Stratigrafia e parametri geotecnici	2
1.2	Litotecnica.....	2
2	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI CARATTERISTICI DELLE TERRE	3
2.1	Stima dei parametri geotecnici dai dati sismici.....	3
2.2	Stima dei parametri	3
2.2.1	Profilo di rigidezza del sottosuolo in sito.....	4
2.2.2	Stima delle caratteristiche granulometriche.....	4
2.2.3	Capacità portante e coefficiente di Winkler – Vs	6
2.2.4	Correlazioni peso di volume-Vs	7
2.2.5	Correlazioni resistenza al taglio drenato PHI e C' -Vs	9
2.2.6	Correlazioni resistenza al taglio drenato PHI ' –Vs ₁	9
2.2.7	Correlazioni Vs – modulo elastico.....	10
2.3	Sintesi dei parametri caratteristici	10
2.4	Modello geotecnico: ANALISI PRELIMINARE INTERAZIONE OPERA – TERRENO.....	11
2.4.1	CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI - NORMATIVE DI RIFERIMENTO	11
2.4.2	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI; report preliminare	11
3	GEOLOGIA TECNICA DELL'INTERVENTO.....	12
3.1	Assetto idrogeologico.....	12
3.2	Indicazioni sui sistemi di drenaggio – impermeabilizzazione delle strutture interrato.....	12
3.3	L.R 15 marzo 2016; regolamento di attuazione	13
3.4	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	13
4	ELABORATO DI ANALISI OPERA – TERRENO PRELIMINARE	14
4.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	14
4.2	CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI.....	14
4.3	VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU).....	20
4.4	CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE	22

1 PREFAZIONE

Quale supporto specialistico, la presente relazione viene redatta con lo scopo di definire il modello geotecnico locale dell'area d'intervento per i lavori di **“REALIZZAZIONE IMPIANTO DI MONTAGGIO E TESTING STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA PER LINEE ELETTRICHE”** per incarico della Società SEVAL ELETTRICA S.r.l. In particolare la proposta edilizia verrà realizzata in via al Confine al mappale 22998 FOGLIO 6.

1.1 Stratigrafia e parametri geotecnici

Come accennato nella relazione geologica sono state effettuate **indagini geognostiche mediante 3 prove di sismica passiva a stazione singola (metodo HVSR)**; il riferimento locale geotecnico è sufficientemente noto grazie alla numerosa bibliografia tecnica presente nell'archivio dello Studio geologico Depoli, oltre alle pregresse analisi per il costruito locale. Le analisi derivano inoltre dal confronto con riferimenti locali (indagini geognostiche nell'area della conoide).

1.2 Litotecnica

L'indagine locale (sondaggi e sismica) ha fornito le prime indicazioni circa la tipologia dei terreni e le caratteristiche geomeccaniche degli stessi. L'area in studio è caratterizzata da depositi di conoide alluvionale, derivati dal trasporto solido dei torrenti; nel caso specifico si tratta della conoide del T. Inganna nella sua parte distale.

In particolare i terreni sono depositi semicoerenti a granulometria medio fine con matrice sabbiosa limosa.

I risultati di riferimento bibliografico hanno portato a definire la presenza di terreni con caratteristiche geomeccaniche mediocri. Gli angoli di attrito interno calcolati presentano valori non superiori ai 30° (valore minimo calcolato applicando la relazione di Shioi e Fukuni).

L'assetto geotecnico ricavato dalle indagini sismiche comparate con i dati di riferimento bibliografico effettuate ha portato a definire un sottosuolo costituito da 3 strati:

- strato 1: da p.c. a profondità di circa 6/7 m, correlabile a depositi scarsamente addensati ($N_{spt} = 1 - 6$) caratterizzati da sabbia e ghiaia fine in matrice limosa e $V_s = 150/160$ m/s
- strato 2: da - 6/7 m a -10, con valori $N_{spt} = 15 - 30$ correlabile ad uno strato caratterizzato da un aumento del grado di addensamento con la profondità caratterizzato da deposito sabbioso con ghiaia con $V_s = (190/200)$ m/s
- strato 3: strato mediamente addensato con $V_s = 300$ m/s

2 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI MECCANICI CARATTERISTICI DELLE TERRE

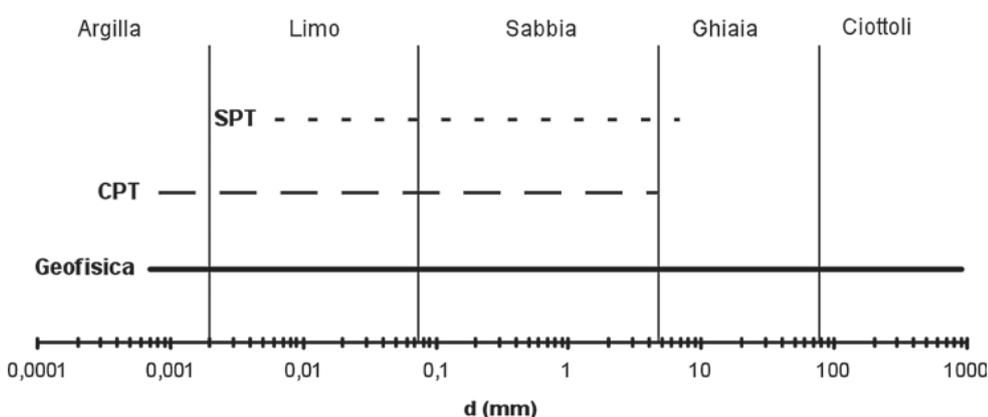
Deriva anche dall'analisi ed interpretazione delle indagini sismiche effettuate

2.1 Stima dei parametri geotecnici dai dati sismici

L'uso di prove geofisiche in situ (sismica a rifrazione, MASW, ecc.), finalizzate generalmente alla misura delle velocità sismiche e alla caratterizzazione sismica del sottosuolo (**calcolo di Vs30 con NTC 2008 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.

Queste correlazioni, in qualunque caso, devono essere utilizzate con spirito critico, avendo presente il loro carattere empirico, per cui non si può prescindere da una conoscenza delle caratteristiche geo-litologiche e del comportamento geotecnico dei terreni.

La diffusione delle prove geofisiche in situ è legata alla possibilità di utilizzo anche su terreni dove le altre prove in situ (es. SPT o CPT) non risultano affidabili e di determinazione di valori medi e non puntuali dei parametri geotecnici, riferendoli al loro stato iniziale e a volumi di terreno rappresentativi dei caratteri megastrutturali dei depositi (Lai, 2000).



Campi di utilizzo delle prove in situ per tipi di terreno

2.2 Stima dei parametri

Le relazioni esistenti tra le velocità sismiche (onde di compressione V_p e onde di taglio V_s) e tra queste e i moduli a piccole deformazioni risultano:

$$V_p = V_s \cdot [(1 - \nu)/(0,5 - \nu)]^{0,5}$$

$$\text{modulo di taglio } G_0 = \rho \cdot V_s^2 = \gamma/g \cdot V_s^2$$

$$\text{modulo di Young } E_0 = 2 \cdot G_0(1 + \nu)$$

$$\text{modulo edometrico } M_0 = \rho \cdot V_p^2 = \gamma/g \cdot V_p^2$$

con

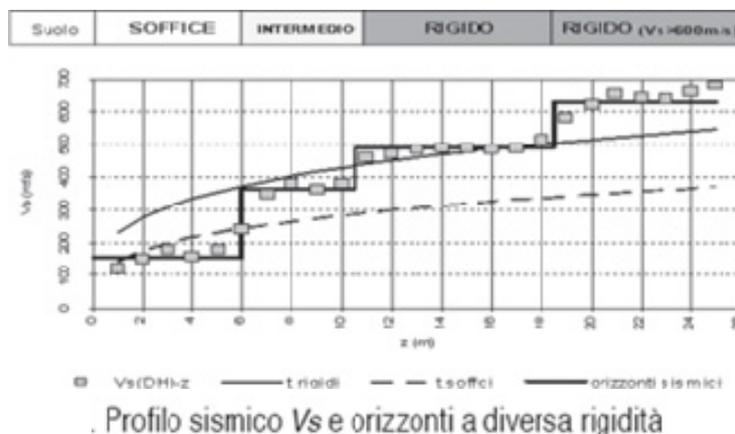
ν = coefficiente di Poisson

γ = peso di volume del terreno

g = accelerazione di gravità (9,81 m/s²)

2.2.1 Profilo di rigidezza del sottosuolo in situ

Il profilo sismico, rilevato attraverso l'indagine in situ (sismica a rifrazione, e MASW), consente di identificare lo spessore di orizzonti con valori di Vs a diversa rigidità.



RISULTATO:

In relazione ai dati di misura risulta la presenza di un terreno sostanzialmente soffice.

Le correlazioni tra Vs (in m/s) e z (in m) possono essere approssimate in termini di equazioni di potenza:

per terreni rigidi: $V_s = 229,71 \cdot z^{0,2697}$
 per terreni soffici: $V_s = 144,51 \cdot z^{0,2822}$

o (da Campbell et al. (1979):

per terreni rigidi: $V_s = 240 \cdot (z + 0,6)^{0,349}$
 per terreni soffici: $V_s = 88 \cdot (z + 1,2)^{0,45}$

2.2.2 Stima delle caratteristiche granulometriche

Una prima valutazione, sia pure speditiva, delle caratteristiche granulometriche può essere eseguita definendo il tipo di suolo o fattore F tramite la correlazione proposta da Ohta e Goto (1978)⁴, riportata in questa sede in funzione di Vs e della profondità (z):

$$F = V_s / (78,98 \cdot z^{0,312})$$

Tabella 2.2. Valore di F per tipo di suolo (fonte: Ohta e Goto, 1978)

F	Tipo di suolo
1,000	Argilla
1,260	Sabbia fine
1,282	Sabbia media
1,422	Sabbia grossa
1,641	Sabbia e ghiaia
2,255	Ghiaia

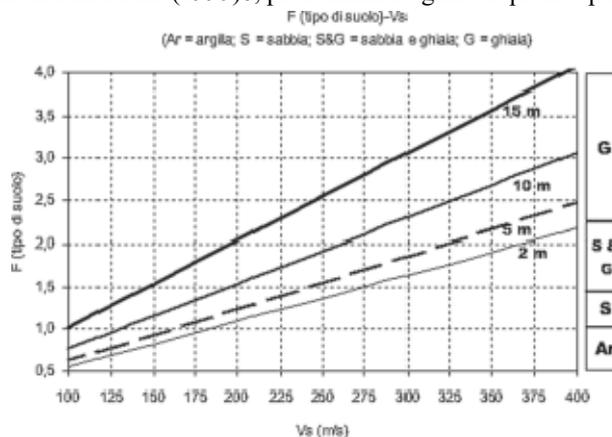
Andamento del diametro medio e classificazione granulometrica in funzione di Vs

Per una valutazione granulometrica si può fare riferimento anche all'indice del tipo di comportamento del terreno Ic (Soil behavior type index) di Robertson e Wride (1997), calcolato in base alla correlazione con il modulo di taglio iniziale proposta da Mayne (2006), che sviluppata per inversione e posto $G_0 = (\gamma/g) \cdot V_s^2$ diventa:

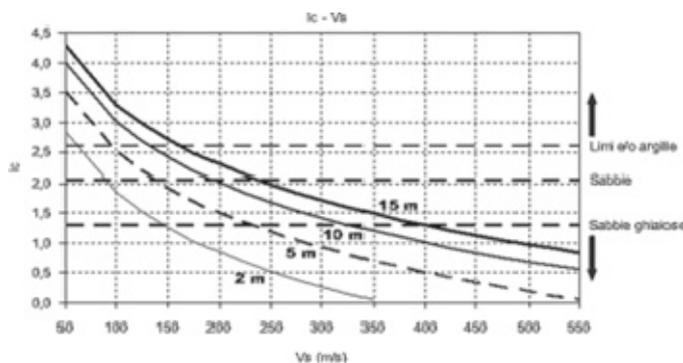
$$I_c = -0,7174 \cdot \ln [Vs^2 / (9,81 \cdot z)] + 6,3211$$

I valori di I_c consentono di distinguere i terreni a comportamento granulare da quelli a comportamento coesivo ($I_c > 2,6$) e di procedere ad una preliminare classificazione granulometrica e alla stima del contenuto di fine ($F_C = \%$ passante al setaccio 0,074 mm) secondo la correlazione di Robertson e Fear (1995)8, praticamente uguale a quella riportata da Davies (1999)9 nella seguente forma:

$$F_C(\%) = 42,4179 \cdot I_c - 54,8574$$



Tipo di suolo per profondità in funzione di V_s



Andamento del diametro medio e classificazione granulometrica in funzione di V_s

$I_c > 2,60$	$2,05 < I_c < 2,60$	$1,31 < I_c < 2,05$	$I_c < 1,31$
L/A = limi e/o argille	SL = sabbie limose e limi sabbiosi	S = sabbie pulite e sabbie limose	SG = sabbie ghiaiose e sabbie
$F_C = 1,75 \cdot I_c^{3,25} - 3,7$ (con $F_C = 0$ per $I_c < 1,26$ e $F_C = 100$ per $I_c > 3,5$)			

Valori dell'indice I_c e di F_C per tipi di terreno

RISULTATI:

Come valori risulta:

F (per z prof. Di posa fond = 1m) > 2.02

sabbia

$I_c < 1.5$

SABBIE GHIAIOSE

2.2.3 Capacità portante e coefficiente di Winkler – Vs

La capacità portante ultima dei terreni di fondazione (q_{ult} in kN/m² o kPa) in funzione di Vs si può calcolare secondo Keceli (2012)

$$q_{ult} = 0,1 \cdot \gamma \cdot V_s$$

e sostituendo al posto del peso di volume la relazione riportata dallo stesso autore ($\gamma = 4,3 \cdot V_s^{0,25}$) risulta:

$$q_{ult} = 0,43 \cdot V_s^{1,25}$$

Il carico ammissibile si stima in base ad un fattore di sicurezza FS, praticamente uguale al rapporto V_p/V_s , per cui:

$$q_{amm} = q_{ult}/FS = (0,1 \cdot \gamma \cdot V_s)/(V_p/V_s) = G_{max}/V_p$$

o in alternativa:

$$q_{amm} = 0,123 \cdot V_s^{1,25} \text{ per } V_s < 400 \text{ m/s}$$

$$q_{amm} = 0,143 \cdot V_s^{1,25} \text{ per } V_s = 400 \div 700 \text{ m/s}$$

Tipo di terreno	V_p (m/s)	V_s (m/s)	V_p/V_s	Fattore di sicurezza (F_s)
Roccia dura e massiccia	6000÷4200	4000÷2700	1,45÷1,50	1,50
Suolo molto rigido	4200÷3000	2700÷1500	1,5÷2,0	1,5÷2,0
Suolo rigido	3000÷2000	1500÷700	2÷3	2
Suolo moderatamente rigido o alterato	2000÷1500	700÷400	3÷4	3
Suolo sciolto e soffice	1500÷600	400÷100	4÷6	3÷4
Suolo soffice e saturo	> 1300	> 100	5÷8	4÷5

Rapporto V_p/V_s per tipi di terreno (fonte: Keceli, 2012)

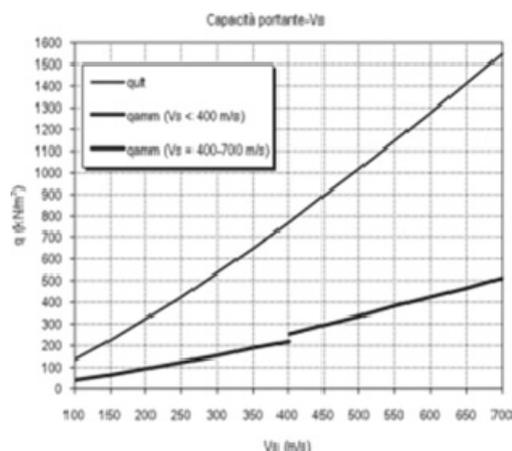
Rapporto V_p/V_s per tipi di terreno (Keceli, 2012)

RISULTATO:

Q_{amm} : 64 KN/MQ (PER Vs 150 – media del primo strato)

La capacità portante del terreno di fondazione viene stimata anche in funzione solo di Vs secondo la relazione proposta da Imai e Yoshimura (1976):

$$q_{ult} = V_s^{2,4}/1590$$



Andamento della capacità portante in funzione di Vs

RISULTATO:

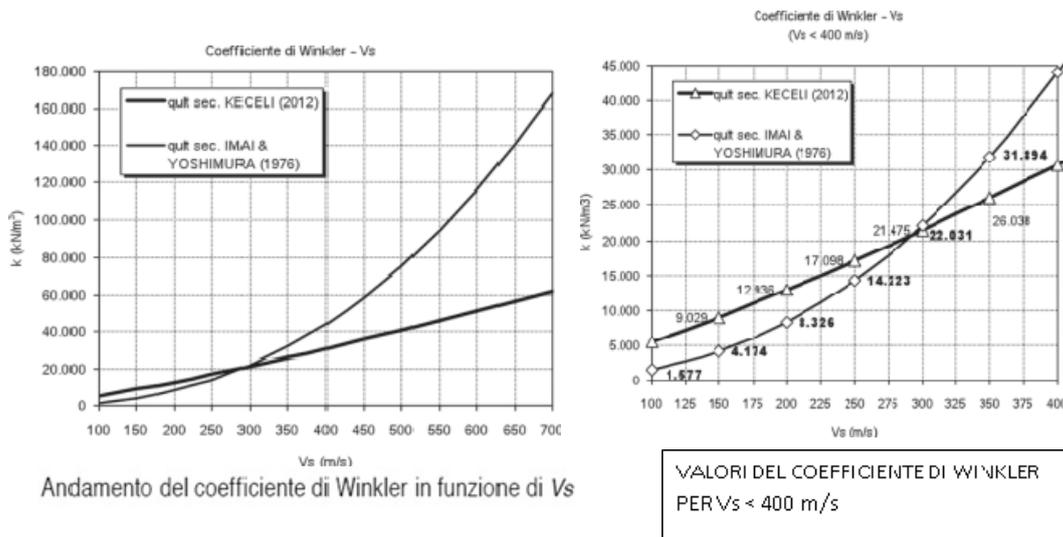
Q_{ul} : 105 KN/MQ (PER Vs 300– media del primo strato)

La valutazione di q_{ult} consente di calcolare il modulo di reazione del terreno (o coefficiente di reazione o costante di sottofondo o coefficiente di Winkler), dato per definizione dal rapporto tra carico e cedimento, tramite la nota relazione empirica di Bowles (1997)25:

$$k \text{ (kN/m}^3\text{)} = 40 \cdot q_{ult}$$

che in funzione di V_s , sostituendo q_{ult} con la relazione di Keceli (2012) o con quella di Imai e Yoshimura (1976), diventa:

$$k = 17,2 \cdot V_s^{1,25} \text{ o } k = 0,025 \cdot V_s^{2,4}$$



RISULTATO:

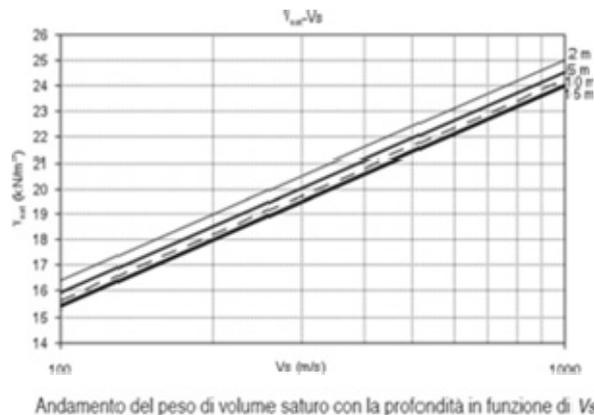
Nel primo orizzonte (medio 7 m) il Kw calcolato è pari 17 - 18 kN/mc

Commento:

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.

2.2.4 Correlazioni peso di volume-Vs

Il peso di volume saturo (γ_{sat} in kN/m³) viene calcolato in funzione di V_s e della profondità (z) tramite le relazioni proposte rispettivamente da Mayne et al. (1999)1 e da Mayne (2001)



* Copia conforme all'originale * Comune di Colico Prot. n. 0016419 del 25-08-2023 arrivo Cat. 6 Cl. 3

Tezcan et al. (2009) riportano una correlazione tra peso di volume e velocità delle onde longitudinali V_p , tenendo conto del tipo di terreno:

$$\gamma = \gamma_0 + 0,002 \cdot V_p$$

Tipo di terreno	Sabbie sciolte, silt e argilla	Sabbie dense e ghiaie	Marne, argilliti e conglomerati	Arenarie fratturate, tufi, scisti	Rocce dure
γ_0 (kN/m ³)	16	17	18	20	24

Valori di γ_0 per tipi di terreno (fonte: Tezcan et al., 2009)

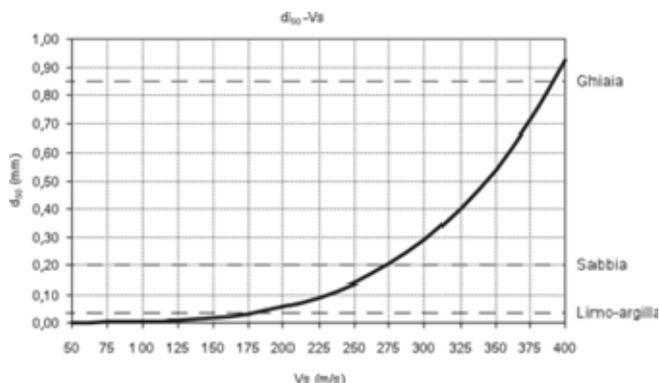
RISULTATO:

Il valore medio è definibile in 20-21 kN/mc

Il diametro medio dei grani si può stimare secondo la correlazione di Iysan (1996)5, valida per sabbie, in questa sede sviluppata per inversione, con o senza l'utilizzo della pressione efficace (σ'_v in t/m²):

$$d_{50} = (Vs/408)^{1/0,247}$$

$$d_{50} = [Vs/(45,83 \cdot \sigma'_v)^{0,409}]^{1/0,289}$$



Andamento del diametro medio e classificazione granulometrica in funzione di Vs

Andamento del diametro medio e classificazione granulometrica in funzione di Vs

RISULTATO:

La granulometria è definibile nello spettro della Sabbia

2.2.5 Correlazioni resistenza al taglio drenato PHI e C' -Vs

I parametri di resistenza meccanica in condizioni drenate (a lungo termine) possono essere definiti mediante la seguente correlazione:

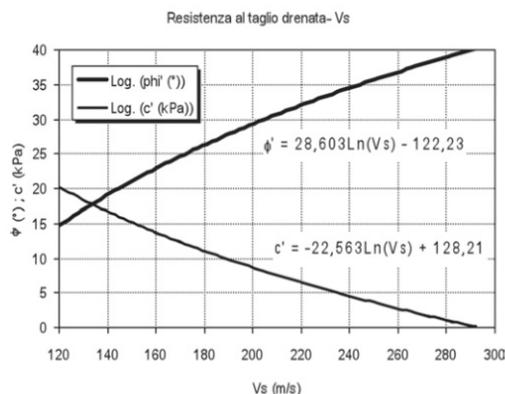
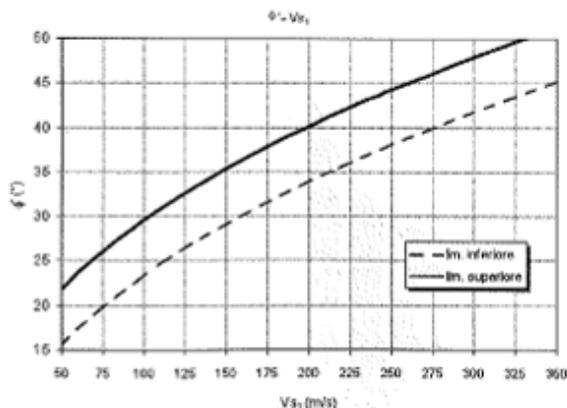


Figura 5.10. Andamento della resistenza al taglio drenata (c' e phi') in funzione di Vs

2.2.6 Correlazioni resistenza al taglio drenato PHI ' -Vs1

Unica correlazione in bibliografia tecnica è riferita a Uzielli et al. (2013) e Mayne (2014) e definisce un range di valori di picco :

- limite superiore $\varphi^* = 3,9 \cdot V_{S1}^{0,44}$
- limite inferiore $\varphi^* = (3,9 \cdot V_{S1}^{0,44}) - 6,2$



Dove V_{S1} è il valore di Vs normalizzato alla tensione efficace

RISULTATO:

Considerando un piano di posa a circa 1 m dall'attuale p.c (nel caso in esame il sismostrato per tale orizzonte medio > di Vs 150 m/s normalizzato ad 1 m) si ottiene un valore di Phi, che può coerentemente alla stratigrafia locale , essere definito come:

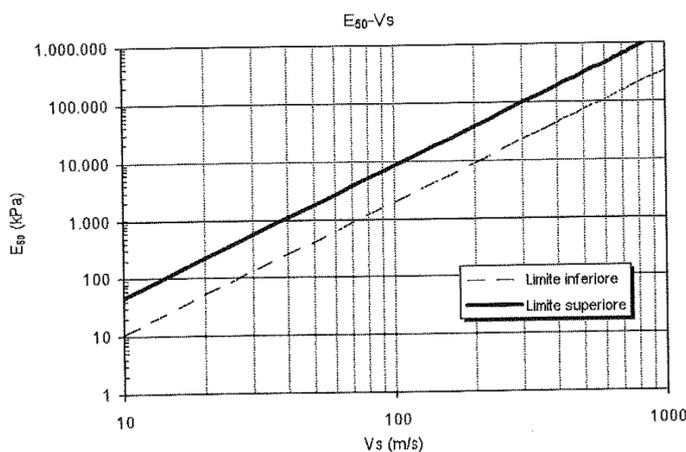
Phi = 28°

2.2.7 Correlazioni Vs – modulo elastico

In genere i dati bibliografici disponibili sono i seguenti: in base al tipo di terreno si hanno i seguenti valori minimi e massimi indicativi del modulo elastico E espresso in [Kg/cm²]

Terreno	Valore massimo di E	Valore minimo di E
Argilla molto molle	153	20.4
Argilla molle	255	51
Argilla media	510	153
Argilla dura	1020	510
Argilla sabbiosa	2550	255
Loess	612	153
Sabbia limosa	204	51
Sabbia sciolta	255	102
Sabbia compatta	816	510
Argilloscisto	51000	1530
Limo	204	20.4
Sabbia e ghiaia sciolta	1530	510
Sabbia e ghiaia compatte	2040	1020

Nel nostro caso siamo in condizioni di sabbie e ghiaie sciolte(ovvero 1530 -510 Kpa); con i riferimenti sismici si può usare il seguente grafico



Ne deriva per il nostro problema:

- 1) Strato Vs 150 m E = 10000 Kpa

2.3 Sintesi dei parametri caratteristici

Di seguito si riportano i valori medi dei parametri stimati comparati con quelli di rif per ciascuno strato costituente il modello stratigrafico - geotecnico precedentemente descritto e ritenuto rappresentativo dell'area investigata.

Come valore caratteristico, per caratterizzare uniformemente l'area oggetto di intervento, fatte le dovute comparazione fra valori bibliografici di SPT e Vs misurati e rif. tabellari, possono essere definiti i seguenti parametri caratteristici (k):

STRATO	PROF. da p.c	Nspt (rif biblio)	Densità relativa (%)	Angolo di attrito (°)	Peso di volume (t/m ³)	Peso di volume saturo (t/m ³)	Modulo elastico (Kk/Cm ²)	Modulo di Poisson
1	-1/-6/7	3-6	11-17	da 22-28	Da 1,45/1.60	Da 1,88/1,90	Da 24-51	0,34
2	-6/-7/-8/-10	15-30	24-41	Da 37-38	Da 1,80/2,10	Da 1,93/2.50	Da 97-216	0,33

2.4 Modello geotecnico: ANALISI PRELIMINARE INTERAZIONE OPERA – TERRENO

Il nuovo programma progettuale non prevede la modifica delle fondazioni esistenti.

L'analisi, **che non ha valore dimensionale delle fondazioni**, parte dallo stato attuale delle cose, ovvero da fondazioni ipotizzate nel programma edilizio; le verifiche pertanto sono un possibile indirizzo dell'interazione opera-terreno sulla scorta dei disegni di progetto e non rappresentano un dimensionamento delle strutture.

2.4.1 CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI - NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018 D.M. 17 gennaio 2018 (alla data non ancora in vigore)

Norme tecniche per le Costruzioni 2008 D.M. 14 gennaio 2008 e succ.

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.

2.4.2 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI; report preliminare

Metodi applicati sono i seguenti:

Metodo di Terzaghi (1955), Formula di Meyerhof (1963), Formula di Hansen (1970), Formula di Vesic (1975), Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

Si rimanda alla scheda, ove riassume le verifiche per un carico d'esercizio ipotizzato pari a 150 KN/mq per dimensioni delle fondazioni ipotizzate (quindi da verificare).

Carico limite verticale TRAVE ROVESCIA

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m ²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m ²)	Tensione [Ed] (kN/m ²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m ³)
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	639,17	277,90	150,00	4,26	Verificata	* Rottura generale; Ir=194,956; Icrit=107,142	25566,78

	TERZAGH I (1955)	605,15	263,11	150,00	4,03	Verificata	* Rottura generale; Ir=194,956; Icrit=107,14 2	24206,19
	MEYERHO F (1963)	638,58	277,64	150,00	4,26	Verificata	* Rottura generale; Ir=194,956; Icrit=107,14 2	25543,01
	VESIC (1975)	686,73	298,58	150,00	4,58	Verificata	* Rottura generale; Ir=194,956; Icrit=107,14 2	27469,23
	Brinch - Hansen 1970	666,13	289,62	150,00	4,44	Verificata	* Rottura generale; Ir=194,956; Icrit=107,14 2	26645,09
*	Meyerhof and Hanna (1978)	439,28	190,99	150,00	2,93	Verificata	* Rottura generale; Ir=194,956; Icrit=107,14 2	26645,09

3 GEOLOGIA TECNICA DELL'INTERVENTO

Alcune considerazioni di indirizzo attuative sono utili per la migliore programmazione dell'intervento.

3.1 Assetto idrogeologico

In generale l'assetto idrogeologico rappresenta una problematica che si può ripercuotere sia in fase di scavo che di progettazione e di esercizio dell'opera.

Anche se solo ipotizzata la possibile presenza di scorrimenti di acque sia in superficie (durante i periodi piovosi) rappresenta un'incognita di cui operativamente si dovrà tener conto con particolari precauzioni operative, sia in fase di progettazione che operativa (in particolare in fase di escavazione).

La possibile quota di scorrimento e/o saturazione è variabile sia in funzione dei periodi (ovvero primaverile piuttosto che invernale, o legata ai periodi di prolungate piogge o siccità) sia in relazione al grado di permeabilità dei terreni, ovvero in relazione alla granulometria dei depositi presenti (dipende dalla percentuale di matrice fine).

3.2 Indicazioni sui sistemi di drenaggio – impermeabilizzazione delle strutture interrato

Lo scarico delle acque piovane è probabilmente previsto all'interno delle reti comunali di acque bianche; in caso di impedimento dovrà avvenire in modo diffuso nell'intorno dell'edificio.

Sebbene l'interazione con episodi di circolazione idrica sia difficile da definire, la comparazione con analoghe situazioni, individua comunque possibilità di processi di scorrimento (anche temporanei legati ad episodi occasionali, ecc), per cui si raccomanda un indirizzo operativo, ai fini di una migliore esecuzione dell'opera, interrata quale:

- impermeabilizzazione delle parti di fondazioni muri contro terra, provvedendo a isolare completamente la struttura
- Posizionamento di una struttura drenante (materiale di riempimento a tergo delle murature interrato) costituita da ciottoli grossolani non direttamente a contatto con il muro ma separati da questo da uno strato isolante o da opere similari
- Particolare attenzione dovrà essere posta nelle opere provvisorie di intercettazione ed allontanamento delle acque provenienti dalle aree esterne al cantiere (es strada di accesso esistente, ecc).

La verifica effettuata non ha evidenziato particolari controindicazioni geologiche/idrogeologiche all'attuazione dell'intervento nel rispetto delle attenzioni sopra definite e di quant'altro si renda necessario per nuove evidenze in corso d'opera.

3.3 L.R 15 marzo 2016; regolamento di attuazione

Da segnalare la recente emanazione del regolamento recante i "Criteri e metodi per il rispetto del principio dell'invarianza idraulica ed idrologica" (in vigore dal 27 maggio 2018).

Tale regolamento di attuazione concerne la fase di pianificazione, la realizzazione di opere pubbliche e private e, nelle more della tempistica assegnata all'entrata in vigore, dovrà essere un nuovo elaborato di progetto.

Rappresenta una attenzione alla fase di "impermeabilizzazione" dell'area che avverrà per il programma edificatorio e si rivolge alla necessità di attenzione alle acque generate dalle nuove superfici impermeabili ed al loro smaltimento.

3.4 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'intervento risulta compatibile con l'assetto geologico ed idrogeologico dei luoghi, previo il rispetto delle indicazioni di cui ai paragrafi precedenti e di quanto necessario al fine di operare correttamente nel contesto geologico locale.

Colico, Giugno 2022

Depoli dott. Claudio
Geologo

4 ELABORATO DI ANALISI OPERA – TERRENO PRELIMINARE

La verifica preliminare è stata attuata con il software LoadCap della Geostru ipotizzando le condizioni al contorno (fondazioni attuali esistenti da non modificare – geometria non nota)

4.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

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

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 e circolare.

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.

4.2 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:

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

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

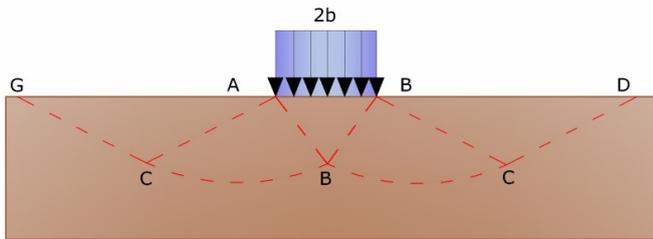
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato 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 $45^\circ + \varphi/2$ 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 $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ 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 $q = B \times c$, dove il coefficiente *B* dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

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

Per $\varphi = 0$ il coefficiente *B* risulta pari a 5.14, quindi $q = 5.14 \times c$.

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

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse 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 $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità *h* ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

che è sicuramente è 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 ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ 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:

$$\text{tg}\phi_{\text{rid}} = 2/3 \times \text{tg}\phi \text{ e } c_{\text{rid}} = 2/3 \times c$$

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 BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da *Meyerhof* sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

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.

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:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \times \tan(\phi)$$

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

$$V_d \leq R_d$$

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 si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine nei terreni a grana fine.

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

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

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 perchè il terreno è generalmente non omogeneo con miscele di sabbia, limo e argilla in proporzioni diverse.

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 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 approfondita D in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza H dal piano di posa della fondazione.

Se la distanza H non è sufficiente oppure in condizioni di carico eccezionali una parte di esso 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.

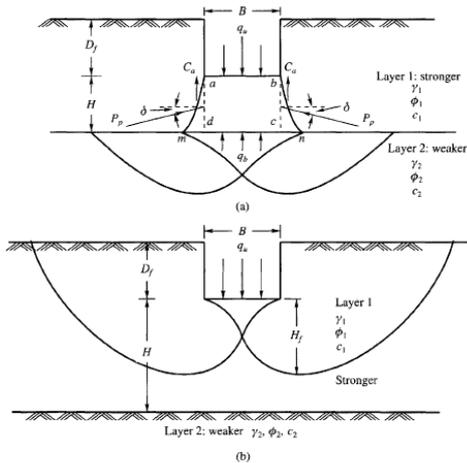


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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 alla 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:

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

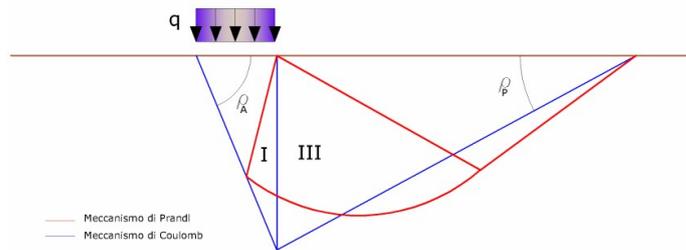
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno 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 riguardata 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 (qL)

4.3 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:

Ed-pressioni agenti alla base della fondazione

Rd-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:

Nd-azione normale di progetto

Aef = BR·L'-area ridotta

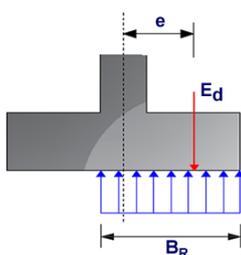
Fondazioni quadrate o rettangolari

L'area ridotta risulta Aef=B'× 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" BR=B-2e.



Dove:

$e=N_d/M_d$ - eccentricità dei carichi

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti k_h e k_v in dipendenza di vari fattori:

$$k_h = \beta \times (a_{max}/g)$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

β Coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito; a_{max} Accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g Accelerazione di gravità;

Tutti i fattori presenti nelle precedenti formule dipendono dall'accelerazione massima attesa sul sito di riferimento rigido e dalle caratteristiche geomorfologiche del territorio.

$$a_{max} = S_S S_T a_g$$

S_S (effetto di amplificazione stratigrafica): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; è funzione di F_0 (Fattore massimo di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e della categoria di suolo (A, B, C, D, E).

S_T (effetto di amplificazione topografica) per fondazioni in prossimità di pendii.

Il valore di S_T varia con il variare delle quattro categorie topografiche introdotte:

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

Questi valori sono calcolati come funzione del punto in cui si trova il sito oggetto di analisi. Il parametro di entrata per il calcolo è il tempo di ritorno dell'evento sismico che è valutato come segue:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - PVR)$$

Con V_R vita di riferimento della costruzione e PVR probabilità di superamento, nella vita di riferimento, associata allo stato limite considerato. La vita di riferimento dipende dalla vita nominale della costruzione e dalla classe d'uso della costruzione (in linea con quanto previsto al punto 2.4.3 delle NTC). In ogni caso V_R dovrà essere maggiore o uguale a 35 anni.

Per l'applicazione dell'**Eurocodice 8** (progettazione geotecnica in campo sismico) il coefficiente sismico orizzontale viene così definito:

$$k_h = a_{gR} \gamma_I S / (g)$$

a_{gR} : accelerazione di picco di riferimento su suolo rigido affiorante,

γ_I : fattore di importanza,

S : soil factor e dipende dal tipo di terreno (da A ad E).

$$a_g = a_{gR} \gamma_I$$

è la "design ground acceleration on type A ground".

Il coefficiente sismico verticale k_v è definito in funzione di k_h , e vale:

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

4.4 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)

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_s, f_H ed 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.

DATI GENERALI

Normativa

NTC 2018

Larghezza fondazione

1,0 m

Lunghezza fondazione 6,0 m
Profondità piano di posa 1,5 m

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometri co [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolid. az. primaria [cmq/s]	Coeff. consolid. azione secondaria	Descrizi one
1,0	17,65	18,63	28,0	0,0	0,0	9806,65	0,0	0,34	0,0	0,0	
2,0	17,65	18,63	28,0	0,0	0,0	9806,65	0,0	0,34	0,0	0,0	
2,0	17,65	18,63	28,0	0,0	0,0	9806,65	0,0	0,34	0,0	0,0	
2,0	17,65	18,63	28,0	0,0	0,0	9806,65	0,0	0,33	0,0	0,0	
2,0	19,12	20,59	36,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,33	0,0	0,0	
2,0	19,61	20,59	36,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,33	0,0	0,0	
2,0	19,12	20,59	36,0	0,0	0,0	49033,25	0,0	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	150,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	S.L.E.	150,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
3	S.L.D.	150,00	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	No	1	1	1	1	1	1	1
3	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Meyerhof and Hanna (1978)

Carico limite [Qult]	439,28 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	190,99 kN/m ²
Tensione [Ed]	150,0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2,93
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	26645,09 kN/m ³
---------------------	----------------------------

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	10,94
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,39
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,93
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	639,17 kN/m ²
Resistenza di progetto	277,9 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	17,81
Fattore [Nc]	31,61
Fattore [Ng]	15,15
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	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	605,15 kN/m ²
Resistenza di progetto	263,11 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	11,19
Fattore forma [Sc]	1,09
Fattore profondità [Dc]	1,5
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,05
Fattore profondità [Dg]	1,25
Fattore inclinazione carichi [Ig]	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	638,58 kN/m ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto 277,64 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	16,72
Fattore forma [Sc]	1,1
Fattore profondità [Dc]	1,32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,09
Fattore profondità [Dq]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,93
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 686,73 kN/m²

Resistenza di progetto 298,58 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8

Fattore [Ng]	14,59
Fattore forma [Sc]	1,08
Fattore profondità [Dc]	1,32
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,08
Fattore profondità [Dq]	1,29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,95
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	666,13 kN/m ²
Resistenza di progetto	289,62 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	3,42

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	14,72
Fattore [Nc]	25,8
Fattore [Ng]	3,42

Carico limite strato 2 (qb)	846,98 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	439,28 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	304,82 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	4,81
Rapporto (q1/q2)	1,0

Carico limite	439,28 kN/m ²
Resistenza di progetto	190,99 kN/m ²

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

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

Pressione normale di progetto	150,0 kN/m ²
Tempo	15,0
Profondità significativa Zi (m)	1,453
Media dei valori di N _{spt} all'interno di Zi	14,33333
Fattore di forma fs	1,44
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,44
Indice di compressibilità	0,041
Cedimento	11,258 mm