



COMUNI DI CASTELNUOVO DELLA DAUNIA -  
CASALVECCHIO DI PUGLIA  
SAN PAOLO DI CIVITATE - TORREMAGGIORE  
PROVINCIA DI FOGGIA



PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN PARCO EOLICO

RICHIESTA DI AUTORIZZAZIONE UNICA

D.Lgs. 387/2003

**PROCEDIMENTO UNICO  
AMBIENTALE (PUA)**

**VALUTAZIONE DI IMPATTO  
AMBIENTALE (VIA)**

D.Lgs. 152/2006 ss.mm.ii. (Art.27)  
"Norme in materia ambientale"

PROGETTO

CAMMARATA

DITTA

NVA S.r.l.

REL 08

Titolo dell'allegato:

RELAZIONE GEOTECNICA

0	EMISSIONE	13/11/2023
REV	DESCRIZIONE	DATA

CARATTERISTICHE GENERALI D'IMPIANTO

GENERATORE

IMPIANTO

- Altezza mozzo: fino a 175 m
- Diametro rotore: fino a 172 m
- Potenza unitaria: fino a 7,2 MW
- Numero generatori: 36
- Potenza complessiva: fino a 259,2 MW

Il proponente:

NVA S.r.l.  
Via Lepetit, 8  
20045 Lainate (MI)  
info@nvarenewables.com  
nva.srl@pecimprese.it

Il progettista:

ATS Engineering srl  
P.zza Giovanni Paolo II, 8  
71017 Torremaggiore (FG)  
0882/393197  
atseng@pec.it

Il tecnico





CAMMARATA

<p>IMPIANTO EOLICO COMPOSTO DA 36 AEROGENERATORI PER UNA POTENZA COMPLESSIVA DI 259,2 MW UBICATO NEI COMUNI DI CASTELNUOVO DELLA DAUNIA - SAN PAOLO DI CIVITATE - CASALVECCHIO DI PUGLIA - TORREMAGGIORE</p>			<p>Data:</p>	<p>13/11/2023</p>
			<p>Revisione:</p>	<p>1</p>
			<p>Codice Elaborato:</p>	<p>REL 08</p>
<p>Società:</p>	<p>NVA S.r.l.</p>			

Elaborato da:	Data	Approvato da:	Data Approvazione	Rev	Commenti
Geo Technologie s.r.l.	13/11/2023	ATS Engineering S.r.l	13/11/2023	1	



<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>INQUADRAMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3.1</b>	<b>Geologico .....</b>	<b>5</b>
<b>3.2</b>	<b>Geomorfologia ed idrologia.....</b>	<b>11</b>
<b>4</b>	<b>GEOTECNICA – CALCOLO DELLA PORTANZA E VERIFICA ALLO SCORRIMENTO DELLA FONDAZIONE DELLA TORRE EOLICA .....</b>	<b>21</b>

# 1 PREMESSA

Con riferimento al progetto per la realizzazione di un impianto eolico costituito da 36 aerogeneratori, distribuiti nei territori comunali di Castelnuovo della Daunia, San Paolo di Civitate, Casalvecchio di Puglia e Torremaggiore in provincia di Foggia, con potenza nominale attiva fino a 7,2 MW, che sviluppa una potenza complessiva fino a 259,2 MW, con la presente relazione si fornisce un inquadramento dell'area dal punto di vista geotecnico.

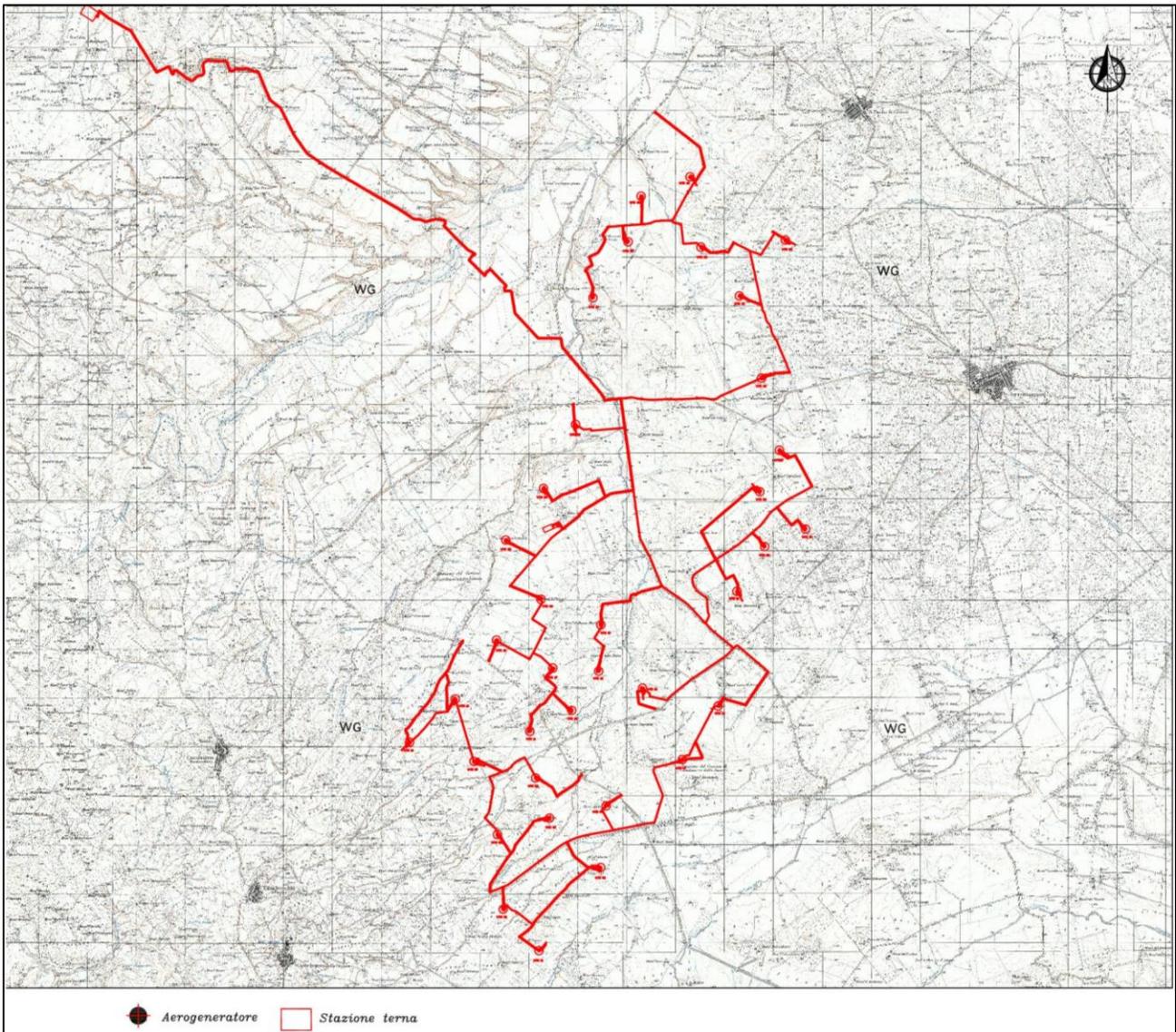


Figura 1\_ Stralcio carte IGM : Foglio 155 II S.O. "Torremaggiore", Foglio 155 III S.E. "Castello di Dragonara", Foglio 163 IV NE "Casalnuovo Monterotaro", Foglio 163 I N.O. "Masseria Figurella Nuova".



Nel dettaglio, il progetto prevede la realizzazione/installazione di:

- n. 36 aerogeneratori ognuno di potenza fino a 7,2 MW, con trasformatori interni multitemperatura in uscita a 36 kV/50 HZ;
- n. 36 fondazioni aerogeneratori, plinti circolari su pali di fondazione;
- strade e piazzole;
- cavidotto interrato interno AT, che collega gli aerogeneratori in gruppi e i gruppi alla cabina di smistamento sita all'interno della stazione di Elevazione;
- cavidotto interrato esterno AAT a 380 KV, per connessione della stazione di elevazione AT alla stazione di Terna Distribuzione collocata presso la SE di Trasformazione della RTN denominata "Rotello";
- n. 1 Stazione di Elevazione AT/AAT;
- n. 1 Storage per accumulo energia elettrica;
- rete telematica di monitoraggio interna per il controllo dell'impianto mediante trasmissione dati via modem.

Per la realizzazione dell'impianto sono previste le seguenti opere ed infrastrutture:

- Opere civili: plinti di fondazione delle macchine eoliche; realizzazione delle piazzole degli aerogeneratori, ampliamento ed adeguamento della rete viaria esistente, realizzazione dell'area temporanea di cantiere e manovra; realizzazione dei cavidotti interrati per la posa dei cavi elettrici; realizzazione della stazione elettrica di trasformazione di utenza e realizzazione della stazione RTN.
- Opere impiantistiche: installazione degli aerogeneratori con relative apparecchiature di elevazione/trasformazione dell'energia prodotta; esecuzione dei collegamenti elettrici, tramite cavidotti interrati, tra gli aerogeneratori e la stazione di trasformazione. Realizzazione degli impianti di terra delle turbine. Realizzazione delle opere elettriche ed elettromeccaniche per la stazione elettrica di trasformazione e per le opere e le infrastrutture di rete per la connessione.



## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La presente relazione è stata redatta in conformità con quanto previsto dalla normativa al riguardo, ed in particolare:

- Decreto Ministeriale 14.17.2018. Testo Unitario-Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Istruzione per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio superiore dei Lavori Pubblici. Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n.36 del 27.07.2007;
- Eurocodice 8 (1998) -Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003);
- Eurocodice 7.1 (1997). Progettazione geotecnica-Parte I: regole generali.UNI.
- Eurocodice 7.2 (2002). Progettazione geotecnica-Parte II: progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI.
- Eurocodice 7.3 (2002). Progettazione geotecnica-Parte II: progettazione assistita con prove in sito (2002). UNI.

### 3 INQUADRAMENTO

#### 3.1 Geologico

Per conoscere le condizioni nelle quali si trovano i terreni in esame, si espongono alcuni brevi cenni sui caratteri geologici dei terreni affioranti nell'area in progetto. Assumendo come riferimento la Carta Geologica d'Italia scala 1:100.000: Foglio 155 "San Severo" e Foglio 163 "Lucera" (Figura 2); le formazioni geologiche affioranti vengono distinte in base all'età, alla litologia e all'ambiente di sedimentazione.

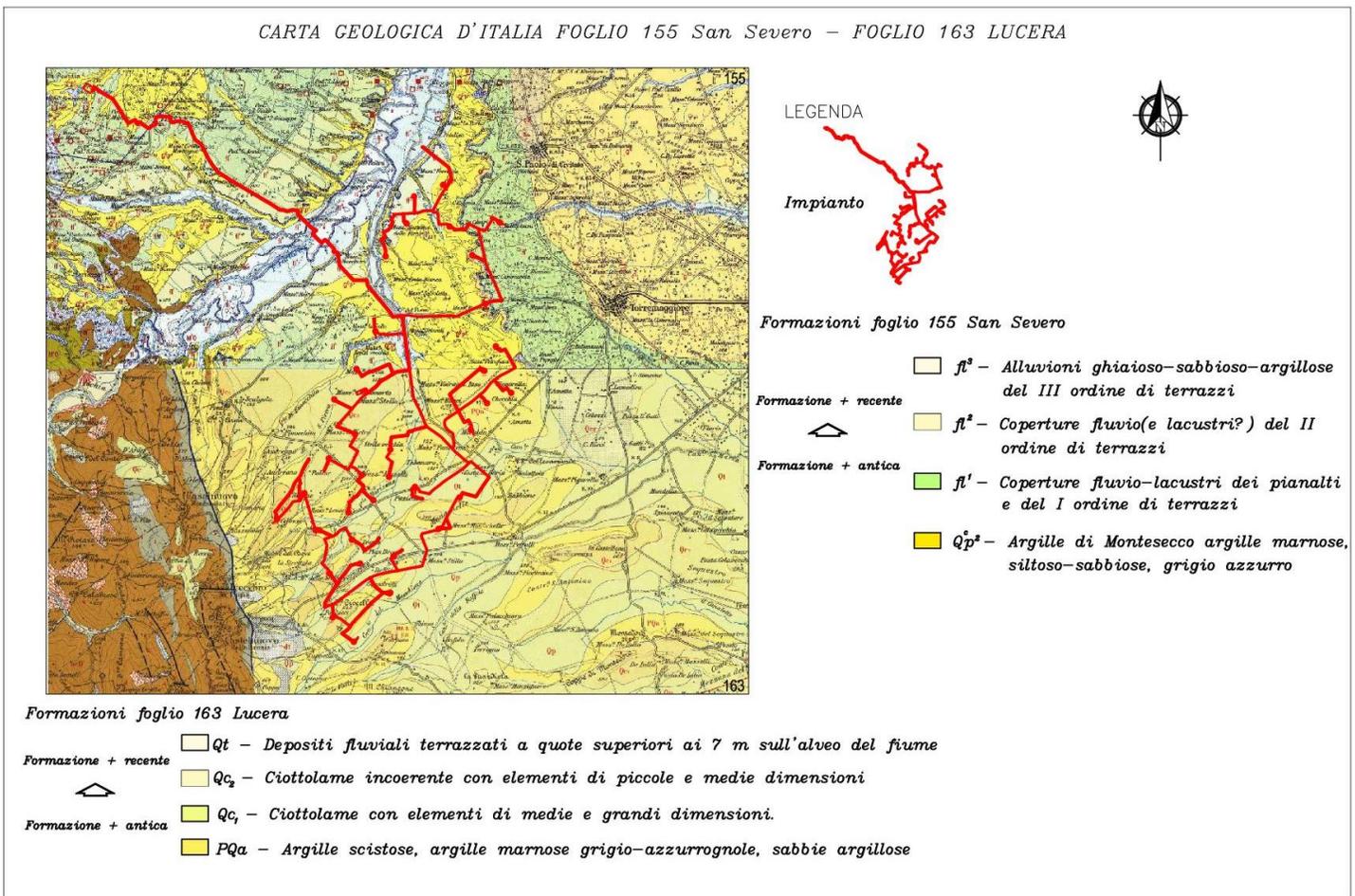


Figura 2\_Carte Geologiche d'Italia in scala 1:100.000



Di seguito si riportano le formazioni presenti nella carta geologica d'Italia in scala 1:100.000 foglio 155 "San Severo" affioranti nell'area di intervento:

Possono essere distinti, dal basso verso l'alto, in:

- **Argille di Montesecco (Q<sup>c</sup>P<sup>2</sup>)** Calabriano - Pliocene Medio – Argille marnose, siltose-sabbiose grigio-azzurre, con abbondante macrofauna a prevalenti lamellibranchi e gasteropodi; microfauna nella parte alta.
  
- **Sabbie di Serracapriola (Q<sup>c</sup>)** calabriano - Pliocene sup.? – Sabbie giallastre, a grana più o meno grossa, più o meno cementate, a stratificazione spesso indistinta con intercalazioni lentiformi di conglomerati grossolani e di argille; abbondante macrofauna a gasteropodi e lamellibranchi.
- **Coperture fluvio-lacustri (ff<sup>1</sup>)** Pleistocene – Coperture fluvio-lacustre dei pianalti e del I ordine di terrazzi: ghiaie più o meno cementate, livelli lentiformi travertinosi con impronte di piante e di gasteropodi, argille sabbiose, sabbie, calcari pulverulenti bianchi, ricoperti in generale da <<terre nere>> ad alto tenore humico (paleosuolo forestale).
- **Coperture fluviali (e lacustri?) (ff<sup>2</sup>)** Pleistocene – Coperture fluviali (e lacustri?) del II ordine di terrazzi: ghiaie più o meno cementate, sabbie, argille sabbiose, spesso ricoperte da "terre nere" ad alto humico (paleosuolo forestale).
- **Alluvioni ghiaioso – sabbioso – argillose del III ordine di terrazzi (ff<sup>3</sup>)** Pleistocene.

#### **Argille di Montesecco Q<sup>c</sup>P<sup>2</sup>**

Si tratta di argille marnose, siltoso-sabbiose, grigio-azzurre, giallastre in superficie per alterazione, con veli di silt e rare intercalazioni sabbiose. Queste ultime diventano più frequenti alla sommità della formazione, che passa quindi gradualmente alle soprastanti Sabbie di Serracapriola.

Banchi di sabbia potenti qualche decina di metri sono stati osservati anche nella parte media della formazione. Lo spessore è di difficile valutazione per la mancanza del letto o del tetto: dai dati di perforazione si desume che sia molto notevole nelle zone interne, per ridursi a valori dell'ordine dei 500 m nella zona fra Serra Capriola e S. Paolo di Civitate.



Nella parte superiore della formazione la macrofauna è abbastanza abbondante Turitella .

La formazione comprende il Pliocene medio e superiore e si estende forse fino al Calabriano. In questa formazione saranno realizzati 5 aerogeneratori.

### **Sabbie di Serracapriola Q<sup>c</sup>**

Le sabbie di Serracapriola sono costituite prevalentemente da sabbie giallastre quarzose in grossi banchi; a luoghi sono presenti intercalazioni di arenarie abbastanza ben cementate, argille biancastre o verde chiaro.

Non mancano i livelli lentiformi di conglomerati ad elementi prevalentemente arenacei e calcareo - marnosi.

Poggiano in concordanza sulle Argille di Montesecco, alle quali passano gradualmente per alternanza, con locali fenomeni di eteropia. Il limite tra le due formazioni è stato posto convenzionalmente ove iniziano banchi sabbiosi più potenti, caratterizzati dalla presenza di intercalazioni arenacee, con locali episodi di sedimentazioni più grossolana.

Ove il passaggio è più netto, le Sabbie di Serracapriola spiccano con evidenza morfologica sulle tenere argille sottostanti.

Nella zona di Apricena le Sabbie di Serracapriola poggiano direttamente in trasgressione sui terreni mesozoici e miocenici del Gargano.

Le sabbie sono più quarzose e grossolane nella zona di Torremaggiore, San Severo esse diventano molto più argillose e a grana più fine; si presume che in questa zona le Sabbie di Serracapriola comprendano un intervallo stratigrafico più esteso in parziale eteropia con le Argille di Montesecco; lo spessore della formazione, che è normalmente di circa 30 m, diventa qui più considerevole. Fra i macrofossili rinvenuti prevalgono i lamellibranchi a guscio più spesso (Ostrea, Pecten). Dal punto di vista micropaleontologico non si è notato un evidente differenza rispetto alla parte superiore delle argille sottostanti, salvo una maggiore scarsità o povertà di forme, per il problema di attribuzione al Pliocene superiore o al Calabriano si pone nei termini già discussi. Peraltro anche Selli non esclude la presenza del Calabriano nella parte alta delle Sabbie di Serracapriola. In questa formazione saranno realizzati 2 aerogeneratori.



---

### **Coperture fluvio – lacustre fl<sup>1</sup>**

I depositi superiori, più antichi, sono costituiti prevalentemente da ghiaie, sabbie, e subordinatamente, da argille con coperture superficiali di <<terre nere>>.

Questi terreni non rappresentano verosimilmente un'unica fase di deposizione; la distribuzione e la diversa altezza degli affioramenti fanno pensare che la rete idrografica che li ha determinati non presentasse grande analogia con l'attuale o che comunque non fosse ancora ben impostata.

Probabilmente si tratta di una successione di fasi di accumulo e di erosione caratterizzate dalla presenza di depressioni ove, a depositi di natura essenzialmente lacustri, si alternavano episodi di facies deltizia e fluviale.

I terrazzi più alti ascritti a fl1 si trovano nella zona a S di Ururi e superano i 300 m di quota; qui essi sono costituiti da argille grigio-giallastre con ciottolamene di media dimensione, croste travertinose e staterelli di calcare bianco pulverulento; da questa zona essi degradano rapidamente verso E in direzione dei corsi del T. Saccione e del F. Fortore, assumendo un carattere più decisamente fluviale e disponendosi ad andamento longitudinale, specie lungo il versante sinistro dei fiumi, essi non sono sempre chiaramente delimitabili dagli affioramenti dei Conglomerati di Campomarino. In questa formazione sarà realizzato 1 aerogeneratori.

### **Coperture fluviali (e lacustre?) fl<sup>2</sup>**

I depositi alluvionali intermedi hanno una natura litologica simile a quella di fl1; analoga è infatti la provenienza dei clastici della catena appenninica o dello stesso fl1.

La disposizione morfologica, caratterizzata da un marcato fenomeno di terrazzamento, testimonia un'origine prevalentemente fluviale per questi depositi.

L'estensione dei depositi alluvionali indicati come fl1 e fl2 è molto più marcata sul versante sinistro dei fiumi; è probabile che il corso degli alvei attivi si sia spostato gradualmente verso SE durante queste fasi di deposito.

In questa formazione sarà realizzato 1 aerogeneratori.

### **Alluvioni ghiaioso-sabbioso-argillose del III ordine di terrazzi fl<sup>3</sup>**



Si tratta di depositi più fini dei precedenti con prevalenza di sabbie e argille e rari livelli ghiaiosi. Essi sono stati individuati lungo il F. Fortore ove costituiscono una piattaforma estesa specie sul versante destro del fiume. Lo spessore del sedimento è di qualche metro ed il suo dislivello sull'attuale alveo del fiume nella zona meridionale del foglio è di circa 40 m. Il terrazzo è evidente solo fino all'altezza del Ponte di Civitate: più a Nord è di difficile separazione da fl2.

In questa formazione saranno realizzati 2 aerogeneratori.

*Di seguito si riportano le formazioni presenti nella carta geologica d'Italia in scala 1:100.000 foglio 163 "Lucera" affioranti nell'area di intervento:*

Possono essere distinti, dal basso verso l'alto, in:

➤ **Argille Scistose (PQ<sub>a</sub>)** Pliocene – Calabriano – Argille scistose, argille marnose grigio – azzurrognole, sabbie argillose con frequenti associazioni di Bulimina, Bolivina, Cassidulina.

➤ **Ciottolame (Qc<sub>1</sub>)** Pleistocene – Ciottolame con elementi di medie e grandi dimensioni, a volte cementati, di rocce derivanti dai terreni dell'Appennino, talora con intercalazioni sabbiose. Fine Calabriano?. Il complesso Qc1 poggia generalmente sulla superficie erosa della serie Pliopleistocenica.

➤ **Ciottolame (Qc<sub>2</sub>)** Pleistocene – Ciottolame incoerente con elementi di piccole e medie dimensioni, prevalentemente selcioso; alternanze di livelletti ciottolosi e sabbiosi con sottili intercalazioni argillose. Forma superfici spianate, inclinate ad Est, comprese fra quote 300 e 100 m.

➤ **Depositi fluviali (Qt)** Olocene – Depositi fluviali terrazzati a quote superiori ai 7 m sull'alveo del fiume (Qt).

### **Argille scistose PQ<sub>a</sub>**

Un complesso di sabbie argillose, argille e argille marnose grigio-azzurrognole, nonché di argille scistose, caratterizza la parte bassa dei rilievi del Tavoliere e va ad appoggiare, ad occidente, sulle varie formazioni del flysch dei Monti della Daunia. Data



la natura franosa di questi terreni, i loro particolari stratimetrici non sono molto chiari, ma in generale essi rivelano una costante immersione verso oriente con inclinazione massime di 5°. Questi sedimenti sono scarsamente fossiliferi. Il Checchia Rispoli attribuiva tutta la formazione al Pliocene, credendo di poter distinguere il Piacenziano nella parte più francamente argillosa e l'astiano nelle argille sabbiose superiori, la presenza di varie specie di Bulimina e Bolivina e l'abbondanza di Cassidulina laevigata var. carinata rendono per conto più verosimile l'attribuzione di questo complesso al Calabriano. Nella microfauna però non si sono riscontrate forme tali da caratterizzare una fase fredda del Pleistocene. Campioni provenienti dai sondaggi hanno permesso di confrontare le caratteristiche micropaleontologiche della serie e di stabilire la continuità di questa fino a 500 metri di profondità. Dati provenienti dagli stessi sondaggi mostrano il passaggio graduale degli strati con microfauna del Pleistocene antico da altri sedimenti nei quali è rappresentata tutta la serie pliocenica. Per la impossibilità di definire eventuali dislocazioni in questo complesso e per la difficoltà di reperire ovunque microfaune significative, ne consegue l'attribuzione cronologica dei singoli affioramenti non poteva essere sicura. Pertanto si è adottato per essi una sigla comprensiva dell'intera serie pliocenica-calabriana. In questa formazione saranno realizzati 10 aerogeneratori.

### **Ciottolame Qc<sub>1</sub>**

I depositi distinti con questa sigla sono composti da ciottolame misto a sabbie sciolte o in puddinga, costituito da elementi di arenaria e di calcare detritico derivanti dal flysch, di dimensioni medie tra 10 e 30 cm di diametro, alternato con sabbie ad andamento lenticolare e talora a stratificazione incrociata. Superiormente si presenta con concrezioni e crostoni calcarei. Questo complesso raggiunge una potenza di 50 m e forma le superfici spianate dei terrazzi più altri del Tavoliere, fino a 400 m di quota s.l.m. Esso poggia con lieve discordanza sui sedimenti sottostanti, ma taluni affioramenti nei pressi di Troia mostrano continuità con le sottostanti sabbie marine attribuite al Calabriano. Questi depositi vengono interpretati come accumuli deltizi formati in corrispondenza di fasi pluviali durante le quali le capacità di trasporto dei corsi d'acqua



ed i processi di denudamento sarebbero stati straordinariamente attivi. Circa la loro età si ritiene probabile che essi corrispondano alla fine dell'oscillazione eustatica calabriana.

In questa formazione saranno realizzati 3 aerogeneratori.

### **Ciottolame Qc<sub>2</sub>**

Segue superiormente ciottolame calcareo e selcioso di dimensioni variabili tra 2 e 10 cm di diametro, misto ed alternato a sabbie d'origine alluvionale, depositato forse in ambiente lagunare o deltizio. Questo materiale poggia in discordanza sui terreni sottostanti. Anche in questi terreni si osservano intercalazioni e lenti di crostoni calcarei; vi compaiono inoltre livelletti di argilla. Il deposito, spesso alcune decine di metri, forma superfici spianate degradanti ad Est ed a Sud-Est tra 300 e 100 m s.l.m.

In questa formazione saranno realizzati 5 aerogeneratori.

### **Depositi fluviali Qt**

I rilievi spianati che formano il Tavoliere della Capitanata, tra i quali possiamo prendere come esempio tipico quello su cui sorge Lucera, sono separati da valli amplissime, palesemente sproporzionate ai corsi d'acqua che le solcano. Il fondo di queste valli è coperto da una coltre alluvionale prevalentemente sabbiosa, con livelletti di ciottolame siliceo minuto, che raggiunge al massimo una decina di metri di spessore. Essa è stata incisa da corsi d'acqua attuali, che scorrono adesso circa 7 metri più in basso.

In questa formazione saranno realizzati 7 aerogeneratori.

## **3.2 Geomorfologia ed idrologia**

Come visibile dalle foto di seguito riportate e dalla mappa delle pendenze in fig. 3, le aree interessate dalla realizzazione degli aerogeneratori sono prevalentemente pianeggianti.



Figura 3\_Foto 1- Area di realizzazione aerogeneratore wtg35



Figura 4\_Foto 2 - Area di realizzazione aerogeneratore wtg22,24



Figura 5\_Foto 3 - Area di realizzazione aerogeneratore wtg10



Figura 6\_Foto 4 - Area di realizzazione aerogeneratore wtg04

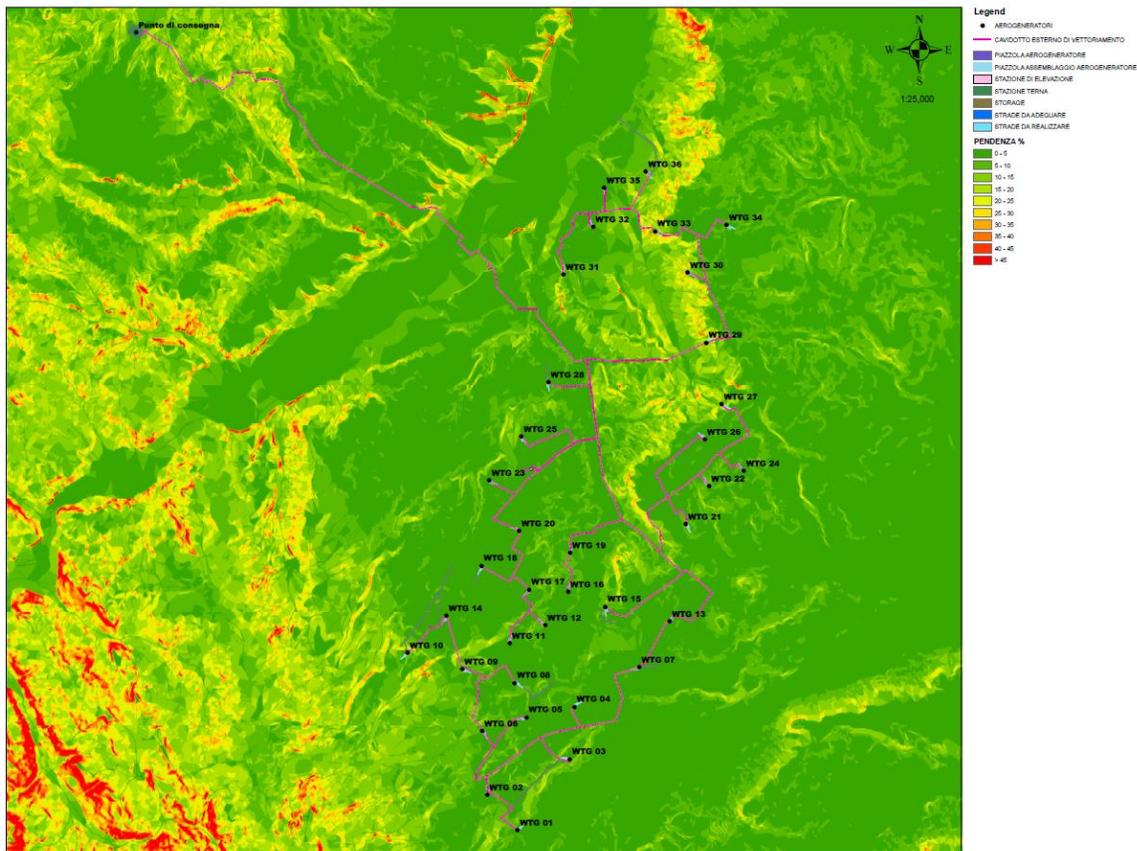


Figura 7\_Stralcio cartografico pendenze.

Per quel che concerne invece la composizione dell'area di inserimento del parco eolico, le aree di studio dei fogli S. Severo e Lucera sono in gran parte occupata da terreni argillosi con una copertura sabbioso-ghiaiosa che diventa sempre più estesa e potente man mano che ci si avvicina alla costa. Questi sedimenti si dispongono in pianalti molto regolari con dolce inclinazione verso l'attuale linea di costa.

Inoltre dall'analisi della carta redatta dall'autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale Puglia e Fortore Trigno Biferno Saccione, figura 7, si osserva, relativamente all'area in esame, che alcune pale eoliche ricadono in aree a pericolosità geomorfologica PG1 (pericolosità media e moderata).

In particolare, le torri interessate dalla Pericolosità Geomorfologica PG1 sono Wtg34, Wtg07, Wtg04, Wtg03, Wtg02, Wtg01.



L'art. 15 delle NTA del PAI Puglia riporta: "1. Nelle aree a pericolosità geomorfologica media e moderata (P.G.1) sono consentiti tutti gli interventi previsti dagli strumenti di governo del territorio purché l'intervento garantisca la sicurezza, non determini condizioni di instabilità e non modifichi negativamente le condizioni ed i processi geomorfologici nell'area e nella zona potenzialmente interessata dall'opera e dalle sue pertinenze.

2. Per tutti gli interventi di cui al comma 1 l'AdB richiede, in funzione della valutazione del rischio ad essi associato, la redazione di uno studio di compatibilità geologica e geotecnica che ne analizzi compiutamente gli effetti sulla stabilità dell'area interessata.

3. In tali aree, nel rispetto delle condizioni fissate dagli strumenti di governo del territorio, il PAI persegue l'obiettivo di integrare il livello di sicurezza alle popolazioni mediante la predisposizione prioritaria da parte degli enti competenti, ai sensi della legge 225/92, di programmi di previsione e prevenzione."

Previo quanto riportato nell' art. 15, i profili dei versanti, delle torri elencate, non superano i 10° di pendenza (intervalli 0-5 gradi e 5-10 gradi, figura 8), valori bassi che non dovrebbero permettere l'attivazione di fenomeni di dissesto gravitativo.

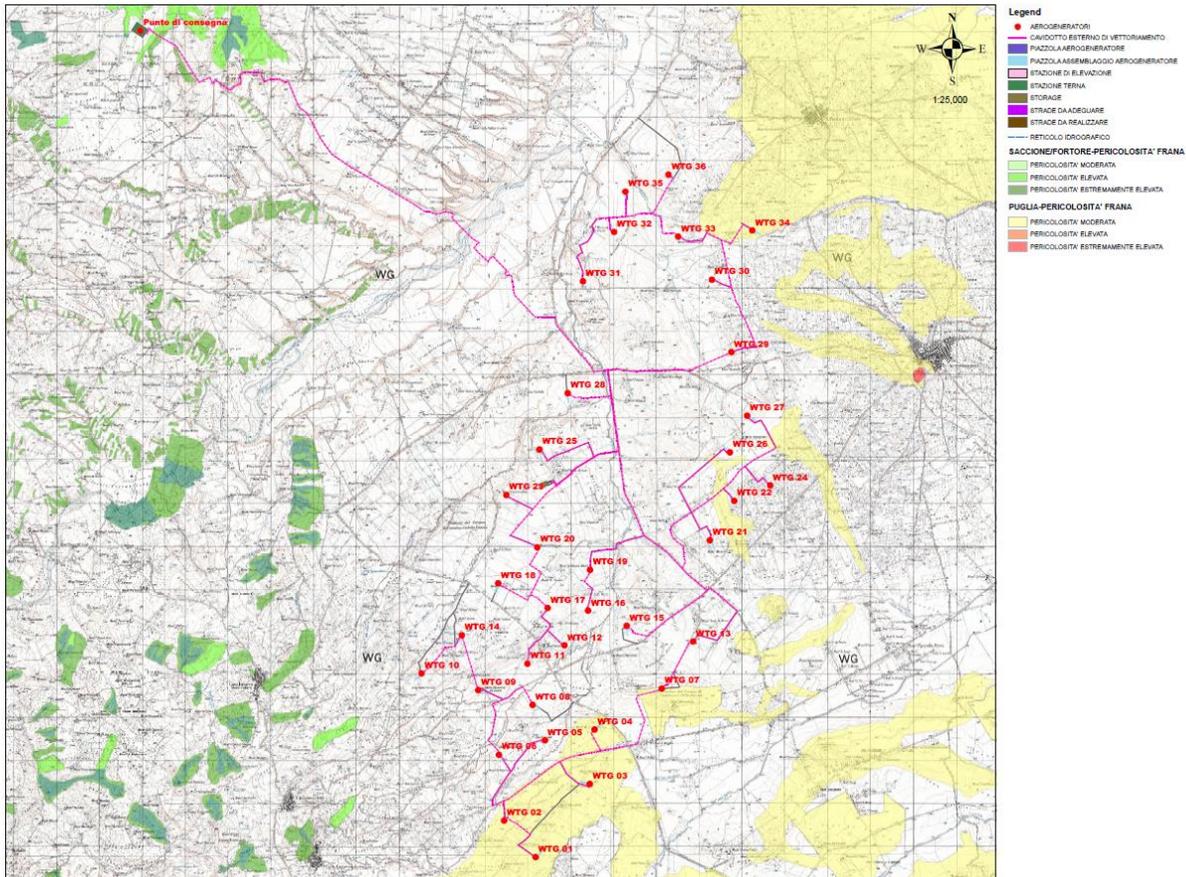


Figura 8 - Stralcio Carta Pericolosità Geomorfologica DAM – Puglia, Fortore Trigno Biferno Saccione

Per quanto riguarda l'idrografia, in prossimità del parco eolico è presente il Fiume fortore che scorre lungo valli all'incirca parallele e il suo flusso, pur soggetto a forti scarti stagionali, è continuo, e il Torrente Radicosa che, con andamento sinuoso, recapita le sue fluenze direttamente nel Torrente Candelaro, di cui ne costituisce il principale affluente in sinistra nella tratta di monte. In relazione alla situazione stratigrafica e strutturale dell'area del Tavoliere, si riconoscono tre unità acquifere principali, situate a differenti profondità: acquifero poroso superficiale (che si rinviene nelle lenti sabbioso-ghiaiose dei depositi marini e alluvionali terrazzati pleistocenico - olocenici); acquifero poroso profondo (situato in corrispondenza dei livelli sabbiosi intercalati nella successione prevalentemente argillosa di età plio-pleistocenica); acquifero fessurato carsico profondo (situato in corrispondenza del substrato carbonatico prepliocenico del Tavoliere, collegato lateralmente alla vasta falda del Gargano). Tutti i depositi



miocenico-quadernari, marini e continentali del territorio del Tavoliere in senso lato, sono composte prevalentemente da sedimenti clastici e sono caratterizzate da permeabilità per porosità mentre le rocce calcareo-dolomitiche del substrato prepliocenico sono caratterizzate da permeabilità secondaria per fratturazione e carsismo. Le risorse idriche a cui attingono i numerosi pozzi d'acqua sparsi un po' ovunque nel Tavoliere, sono legate prevalentemente alla falda acquifera presente nelle coperture alluvionali e subordinatamente alla falda presente nelle formazioni sabbiose della serie plio-pleistocenica. L'estesa falda idrica ospitata nei depositi marini ed alluvionali quadernari del Tavoliere si rinviene, frazionata in più livelli a profondità compresa nei primi 100-120 m. Si tratta di un sistema acquifero complesso, fortemente anisotropo, costituito da strati alterni con andamento lenticolare di granulometria varia (ghiaie, sabbie e argille più o meno limose), in cui, in linea generale, gli orizzonti granulometricamente più grossolani e più permeabili che prevalgono nella zona dell'Alto Tavoliere cedono gradualmente il passo in spessore e frequenza, procedendo verso costa, ad orizzonti limoso-argillosi di scarsa o nulla permeabilità; tali caratteristiche influenzano notevolmente la geometria dell'acquifero (il cui spessore generalmente dell'ordine di 30-60 m raggiunge i 100 m presso il litorale) e le modalità di deflusso della falda (a pelo libero nella fascia pedemontana ed in debole pressione nella zona mediana e bassa). In prossimità dell'area di realizzazione dell'impianto eolico, figura 8, è presente un pozzo per acqua figura 9, censito nell'archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984) dal quale si evincono due falde una a profondità di 6,80 m nei depositi sabbiosi che poggiano sulle argille grigio-azzurre, l'altra a una profondità di 60 m nei depositi sabbiosi sottostanti le argille.

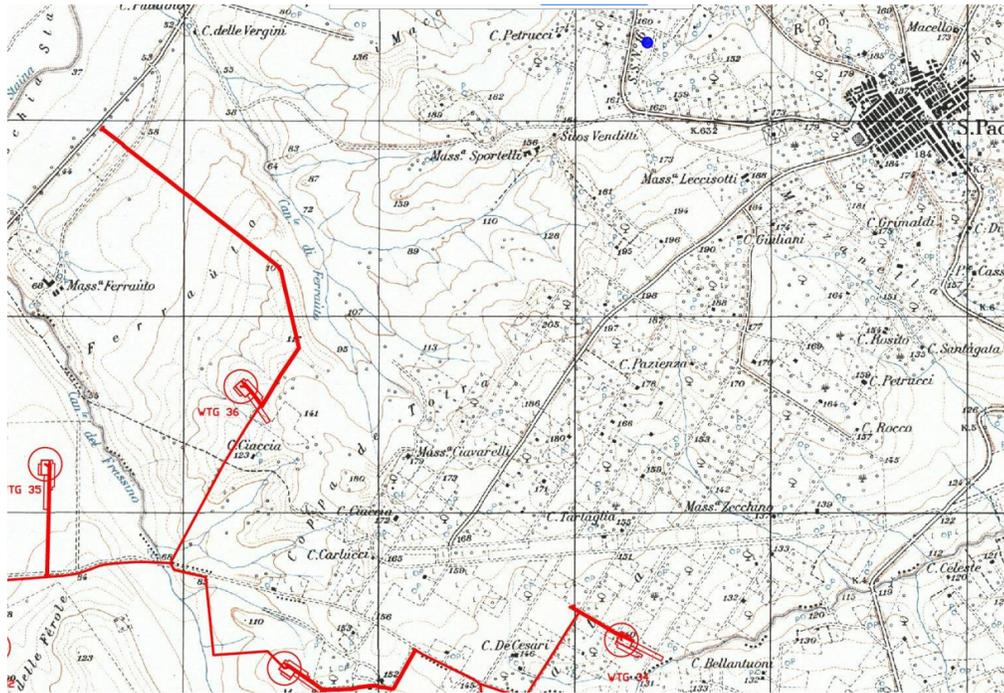


Figura 9\_Pozzo per acqua, rappresentato con un cerchio blu, presente in prossimità dell'impianto eolico



01/11/23, 12:29

Stampa documento

 		<b>Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale</b>		
<b>Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)</b>				
<b>Dati generali</b>		<b>Ubicazione indicativa dell'area d'indagine</b>		
<p> <b>Codice:</b> 206850  <b>Regione:</b> PUGLIA  <b>Provincia:</b> FOGGIA  <b>Comune:</b> SAN PAOLO DI CIVITATE  <b>Tipologia:</b> PERFORAZIONE  <b>Opera:</b> POZZO PER ACQUA  <b>Profondità (m):</b> 63,50  <b>Quota pc slm (m):</b> 170,00  <b>Anno realizzazione:</b> 1993  <b>Numero diametri:</b> 1  <b>Presenza acqua:</b> SI  <b>Portata massima (l/s):</b> 2,270  <b>Portata esercizio (l/s):</b> 0,300  <b>Numero falde:</b> 2  <b>Numero filtri:</b> 1  <b>Numero piezometriche:</b> 1  <b>Stratigrafia:</b> SI  <b>Certificazione(*):</b> SI  <b>Numero strati:</b> 3  <b>Longitudine WGS84 (dd):</b> 15,244439  <b>Latitudine WGS84 (dd):</b> 41,742611  <b>Longitudine WGS84 (dms):</b> 15° 14' 39.98" E  <b>Latitudine WGS84 (dms):</b> 41° 44' 33.40" N    <b>(*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia</b> </p>				
<b>DIAMETRI PERFORAZIONE</b>				
<b>Progr</b>	<b>Da profondità (m)</b>	<b>A profondità (m)</b>	<b>Lunghezza (m)</b>	<b>Diametro (mm)</b>
1	0,00	63,50	63,50	500
<b>FALDE ACQUIFERE</b>				
<b>Progr</b>	<b>Da profondità (m)</b>	<b>A profondità (m)</b>	<b>Lunghezza (m)</b>	
1	6,80	14,60	7,80	
2	40,00	63,50	23,50	
<b>POSIZIONE FILTRI</b>				
<b>Progr</b>	<b>Da profondità (m)</b>	<b>A profondità (m)</b>	<b>Lunghezza (m)</b>	<b>Diametro (mm)</b>
1	58,50	60,00	1,50	200
<b>MISURE PIEZOMETRICHE</b>				
<b>Data rilevamento</b>	<b>Livello statico (m)</b>	<b>Livello dinamico (m)</b>	<b>Abbassamento (m)</b>	<b>Portata (l/s)</b>
gen/1993	6,00	11,60	5,60	2,270
<b>STRATIGRAFIA</b>				

01/11/23, 12:29

Stampa documento

Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	14,60	14,60		SABBIA A GRANULOMETRIA GROSSOLANA CON LIVELLI GHIAIOSI DI COLORE GIALLO-OCRA - IL GRADO DI CEMENTAZIONE E' MODESTO
2	14,60	40,00	25,40		ARGILLE GRIGIO-AZZURRE INTERROTTE DA PARTIMENTI SABBIOSI ANCHE ESSI DI COLORE AZZURRO, RICCHE DI INCLUSIONI CALCIGNE
3	40,00	63,50	23,50		SABBIA A GRANULOMETRIA GROSSOLANA CON LIVELLI GHIAIOSI DI COLORE GIALLO-OCRA. IL GRADO DI CEMENTAZIONE E' NULLO

ISPRA - Copyright 2018

Figura 10\_Stratigrafia pozzo per acqua archivio ISPRA

La superficie piezometrica segue grossomodo l'andamento del substrato argilloso pliocenico, cosicché si registra un maggiore spessore ed una maggiore produttività dell'acquifero laddove



il substrato argilloso impermeabile è più depresso e forma dei veri e propri assi drenanti; la produttività dell'acquifero risulta quindi essere strettamente dipendente dallo spessore e dalle caratteristiche granulometriche degli strati acquiferi.



## 4 Geotecnica – Calcolo della portanza e verifica allo scorrimento della fondazione della torre eolica

### 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  $\gamma_R$  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	Coefficient e Parziale $\gamma_F$ ( $\sigma_{FE}$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti $G_2$ (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	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  $\gamma_{G1}$

**Tab. 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali



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

### 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 (Cd), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (Ed), attraverso la seguente espressione formale:

$$Ed < Cd$$

Dove:

- Ed valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- Cd 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 ( $E'_{k, Eed_k}$ ).

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  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  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  $\gamma_R$  riportato nella Tabella 7.11.II.

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

<b>Verifica</b>	<b>Coefficiente parziale</b>
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:

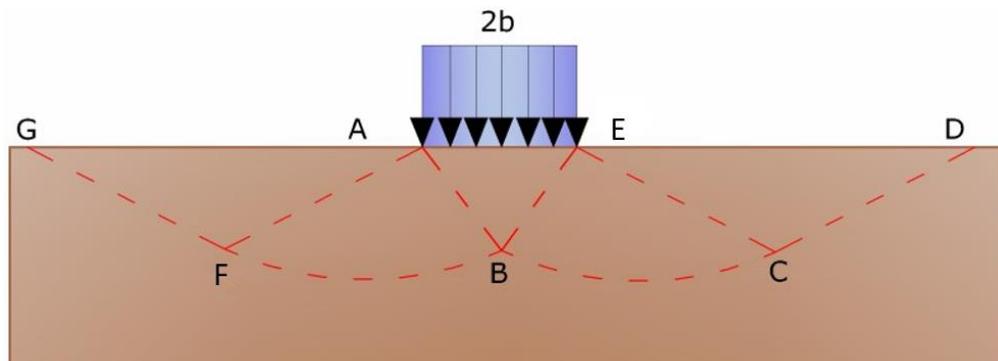
- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione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

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

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

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

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  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi=0$ ,  $c=0$ , 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 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  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  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:

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

in cui  $C$  è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno posto al di sotto



del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  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:

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

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

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

dove:

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

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

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

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

### 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  $i_j$  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:

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

### FORMULA DI HANSEN (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_j$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_j$  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  $\varphi=0$*

$D/B$	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  $\varphi=0$ .*

*Fattore di forma:*



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

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

$s_c = 1$  per fondazioni nastroformi

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

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

*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  $N_\gamma$  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:

- $A' = B' L'$  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:*

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

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

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

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

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

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  $\theta$  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.

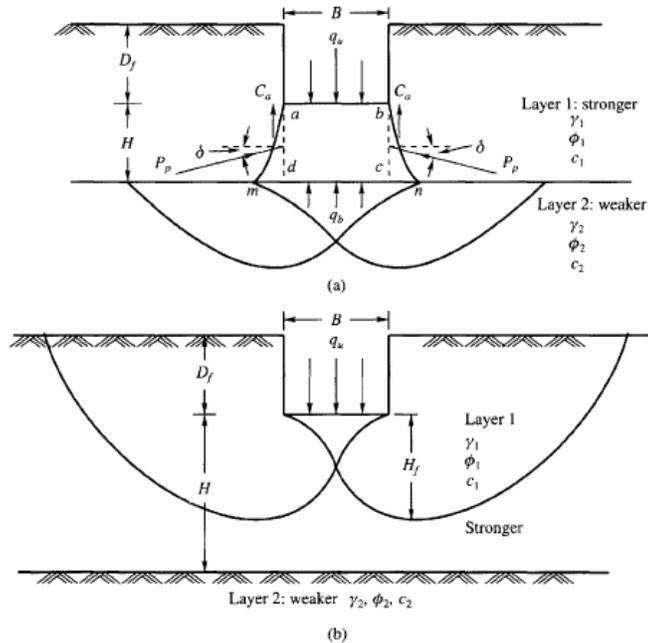
Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

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

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

### Strato 2

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



Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma 1}$  fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_1$
- $N_{c2}, N_{\gamma 2}$  fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_2$

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:

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

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;
- $\delta$  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:

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

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

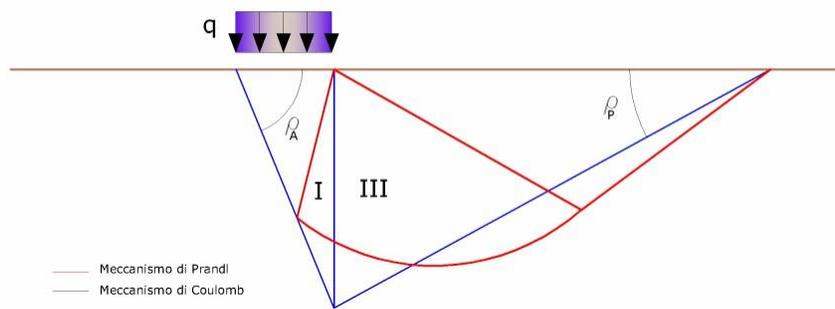
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 (qL).*

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli  $\rho_A$  e  $\rho_P$  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  $\varphi$  del terreno e dell'angolo di attrito  $\delta$  terreno – parete ideale:

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

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

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

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

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , 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  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_A$  e  $\rho_P$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  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  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  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:

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

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

$k_h/(1-k_v)$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
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;
- $\gamma_{RV}$  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

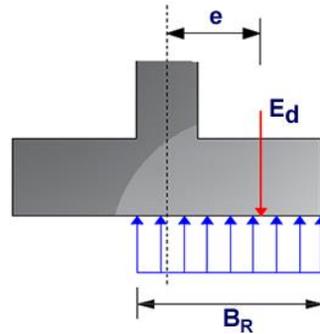
L'area ridotta risulta essere:

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

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

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

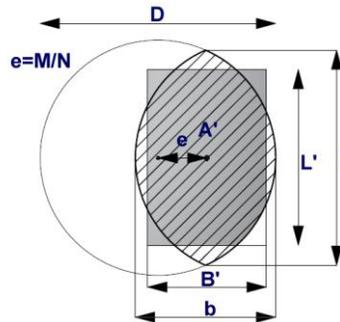
### FONDAZIONI CIRCOLARI

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,  $\delta$  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  $\varphi$ .

### **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  $z$ :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### **CEDIMENTI ELASTICI**

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni  $B \times L$  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  $\mu$  Parametri elastici del terreno.
- $I_j$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L'/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ , 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 EDOMETRICI**



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  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

Se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) 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;
- $\sigma'_{v0}$  Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_v$  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 ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ) 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;
- $C_\alpha$  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:

- $\Delta q$  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:

- $\sigma'_{vi}$  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;
- $\Delta z_i$  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;
- $\sigma'_{v0}$  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<sub>3</sub> 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
Diametro della fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	2.5 m
Altezza di incastro	0.9 m

### STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturato [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesio ne non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modul o Elastic o Edomet [kN/m <sup>2</sup> ]	Modul o Edomet [kN/m <sup>2</sup> ]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari a [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria
14.6	17.65	18.63	22.0	0.0	0.0	9806.6	0.0	0.0	0.0	0.0



25.4	19.61	21.57	19.0	2.0	34.56	4500.0	4903.3	0.0	0.005	0.004
23.5	17.65	18.63	22.0	0.0	0.0	9806.6	0.0	0.0	0.0	0.0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m <sup>2</sup> ]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	222.00	68623.00	0.00	0.00	8000.00	0.00	Progetto
2	S.L.E.	222.00	68623.00	0.00	0.00	8000.00	0.00	Servizio
3	S.L.D.	222.00	68623.00	0.00	0.00	8000.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e 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: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	846.27 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto[Rd]	367.94 kN/m <sup>2</sup>
Tensione [Ed]	222.0 kN/m <sup>2</sup>
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.81
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	33850.91 kN/m <sup>3</sup>
---------------------	----------------------------

**A1+M1+R3**

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO



---

Peso unità di volume	17.65 kN/m <sup>3</sup>
Peso unità di volume saturo	18.63 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito	22.0 °
Coesione	0.0 kN/m <sup>2</sup>

---

Fattore [Nq]	9.19
Fattore [Nc]	20.27
Fattore [Ng]	6.61
Fattore forma [Sc]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.6
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

---

Carico limite	846.27 kN/m <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	367.94 kN/m <sup>2</sup>

---

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

### VERIFICA A SCORRIMENTO (A1+M1+R3)

---

Adesione terreno fondazione	0 kN/m <sup>2</sup>
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	25204.99 kN
Sollecitazione di progetto	8000 kN

---

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

---

### CEDIMENTI ELASTICI

---

Pressione normale di progetto	882.6 kN/m <sup>2</sup>
Spessore strato	14.6 m
Profondità substrato roccioso	70.0 m
Modulo Elastico	9806.65 kN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.25

---

Coefficiente di influenza I1	0.22
Coefficiente di influenza I2	0.08
Coefficiente di influenza Is	0.27

---

Cedimento al centro della fondazione 668.11 mm

---



---

---

Coefficiente di influenza I1	0.09
Coefficiente di influenza I2	0.08
Coefficiente di influenza Is	0.15
Cedimento al bordo	181.51 mm

---

---

