

PARCO EOLICO "MONTE ARGENTU"

COMUNE DI NURRI

PROVINCIA DEL SUD SARDEGNA (SU)



STUDIO DI IMPATTO AMBIENTALE

Elaborato:

ELABORAZIONI SIA

Relazione geotecnica

Codice elaborato:

NU_PC_A011

Data: Febbraio 2023

Il committente: Sardeolica s.r.l.

Coordinamento: FAD SYSTEM SRL - Società di ingegneria

Dott. Ing. Ivano Distinto

Dott. Ing. Carlo Foddis

Elaborazione SIA:

Dott. Ing. Bruno Manca

Elaborato a cura di:

Dott.ssa Geol. Cosima Atzori

rev.	data	descrizione revisione	rev.	data	descrizione revisione
00	18/10/2021	Emissione per consegna			
01	25/02/2023	Revisione nuovo layout			

SOMMARIO

SOMMARIO.....	2
1. PREMESSA	5
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. STUDI ED INDAGINI DI RIFERIMENTO	6
4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE.....	7
5. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA	14
6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	17
6.1 Descrizione del contesto geologico dell'area vasta oggetto di intervento	17
7. ANALISI QUALITATIVA DI STABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO	20
8. INDAGINI GEOGNOSTICHE	22
15.1 Sondaggi Geognostici	23
15.1.1 Attrezzature utilizzate.....	24
15.1.2 Prove SPT (Standard Penetration Test)	25
Risultati delle prove SPT	26
15.1 Campagna di prospezione geofisica	31
15.1.1 Programma delle indagini e metodologia di lavoro	32
15.1.2. Generalità sul metodo sismico a rifrazione	32
15.1.2.1. Caratteristiche delle stese sismiche	33
15.1.2.2. Caratteristiche della Strumentazione impiegata	34
15.1.2.3. Elaborazione dei dati.....	34
15.1.3. Indagini sismiche: MASW	34
15.1.3.2. Specifiche delle indagini svolte.....	36
15.1.3.3. Caratteristiche della strumentazione impiegata	37
15.1.3.4. Caratteristiche della strumentazione impiegata	37
15.1.3.5. Categorie di sottosuolo - D.M. 19.01.2018 (NTC 2018)	37
15.1.4. Interpretazione dei dati: Rifrazione	38
15.1.4. Interpretazione dei dati: MASW.....	42
15.8 Analisi di Laboratorio	53
15.8.1 Prove di Rottura Point Load	53
15.8.2 Determinazione della massa volumica apparente (UNI CEN ISO/TS 19892-2 Metodo b)	57
9. MODELLAZIONE GEOLOGICA	58
16.1 Caratterizzazione geostrutturale degli ammassi rocciosi	58
16.2 Modello Geologico/Geotecnico di sito	68
Modello Geologico 01 - N05, N06	69
Modello Geologico 02 – N08, N09, N10.....	69
Modello Geologico 03 – N07	70
10. DESCRIZIONE DELL'OPERA DI FONDAZIONE DEGLI AEROGENERATORI	72

11.	AZIONI E RESISTENZE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE.....	73
12.	VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)	74
	Verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico (GEO) (§C6.4.2.1).....	74
	Verifiche di esercizio (SLE) (§C6.4.2.2)	75
13.	CONDIZIONI DI CARICO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI	76
	CARICHI PERMANENTI.....	76
14.	MODELLI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE.....	76
	Modello geotecnico 01 (rappresentativo delle turbine WTG N05, N06)	77
	Modello geotecnico 02 (rappresentativo delle turbine WTG N08, N09, N10).....	79
	Modello geotecnico 03 (rappresentativo della turbina WTG N07)	82
15.	FRONTI DI SCAVO (§C6.8.6).....	85
16.	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	86

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	Localizzazione comune di Nurri	7
Figura 2	Vista dai pressi della N09 verso SW	8
Figura 3	Vista dalla N06 verso est	8
Figura 4	Vista dell'area pressi N08.....	8
Figura 5	Localizzazione su foto aerea (Fonte RAS, 2016) dell'area interessata dal progetto, cavidotto e sottostazione.....	9
Figura 6	Localizzazione su foto aerea (Fonte RAS, 2016) dell'area interessata dal progetto, turbine.	10
Figura 7	Inquadramento topografico su Carta IGM scala 1:25000.....	11
Figura 8	Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000 – settore Nord.....	12
Figura 9	Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000 – settore Sud-Occidentale.....	13
Figura 10	Aerogeneratore tipo Vestas V162 da 6,0MW	15
Figura 11	Schema tettonico-strutturale della Sardegna	18
Figura 12	Schema Tettonico dell'area di studio (tratto da Funedda et al., 2013 Note Illustrative Foglio CARG Mandas).....	19
Figura 13	Schema tettonico e sezione geologica SW-NE rappresentativa dell'area vasta di Nurri (Funedda et al., 2013).....	20
Figura 14	Tipologie di scivolamento di blocchi rocciosi lungo piani di fratturazione	20
Figura 15	Ubicazione delle indagini geognostiche	24
Figura 16	- Sonda EGT VD710	25
Figura 17	NU_SN_01; 0.00m-11.50m.....	28
Figura 18	NU_SN_02; 0.00m-13.00m	29
Figura 19	NU_SN_03; 0.00m-10.00m.....	30
Figura 20	Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure	44
Figura 21	Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure	46
Figura 22	Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure	48
Figura 23	- Esecuzione delle prova Point Load	54
Figura 24	Certificato taratura pressa Point load.....	55
Figura 25	- Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia	59
Figura 26	Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell'ammasso	59
Figura 27	Valori della costante mi per diversi tipi di roccia	60

Figura 28 Correlazione fra valori di m_i , s , indice RMR, ed il tipo di roccia.61

Figura 29 Schema generale della fondazione.....72

1. PREMESSA

Nell'ambito della redazione del Progetto Definitivo del Parco Eolico denominato "**Monte Argentu**" dislocato nel territorio comunale di Nurri - Provincia del Sud Sardegna, al fine di avere un quadro completo del contesto geologico e geotecnico è stata redatta la presente **Relazione Geotecnica**, la cui stesura ottempera quanto previsto dal D.M. del 17/01/2018 recante le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (di seguito NTC), con l'obiettivo di evidenziare, le caratteristiche geologico-morfologiche e il comportamento fisico-meccanico dei terreni interessati dalle opere in progetto attraverso:

- Analisi dell'assetto geologico e geomorfologico e definizione del modello geologico di sito;
- La caratterizzazione geotecnica preliminare del modello geologico di sito;
- L'analisi dell'interazione opera-terreno nel volume significativo in funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di imposta, in relazione alla generica tipologia di fondazioni previste e le potenziali interazioni con le dinamiche di circolazione sotterranea eventualmente esistenti.
- La valutazione preliminare della portanza dei terreni e l'indicazione delle indagini da realizzarsi in fase esecutiva necessarie alla determinazione dei parametri geotecnici specifici per ogni sito.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente è redatta in osservanza a quanto stabilito dalla vigente normativa in materia, con particolare riferimento a:

- D.M. LL.PP. 11.03.1988 "Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii attuali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione in applicazione della Legge 02.02.1974 n°64.
- Circ. Min. LL.PP. n° 30483 del 24.09.1988 – Istruzioni per l'applicazione del D.M. LL.PP.11.03.1988.
- Raccomandazioni, programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, 1975 – Associazione Geotecnica Italiana.
- D.M. Infrastrutture 17.01.2018 - Norme Tecniche per le Costruzioni. (6.2.1 – Caratterizzazione e modellazione geologica del sito, 6.4.2 Fondazioni superficiali)
- Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 21.01.2019 n°7 – Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17.01.2018.
- D.L. 3 aprile 2006, n. 152 e successive modificazioni - "Norme in materia ambientale".

3. STUDI ED INDAGINI DI RIFERIMENTO

Le informazioni topografiche e geologiche dell'area oggetto della presente sono state ricavate dalle pubblicazioni ufficiali e cartografia tematica esistente. Si elencano di seguito:

- Carta Topografica I.G.M. scala in 1:25000
- Carta Tecnica Regionale in scala 1:10000 nel foglio 540070, 540100, 540110, 540140 e 540150.
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:100000, nel foglio n°218 "Isili"
- Carta Geologica dell'Italia in scala 1:50.000 (CARG) nel foglio n°540 "Mandas".
- Cartografia Geologica di base della R.A.S. in scala 1:25.000
- RAS - Carta dell'Uso del Suolo della Regione Sardegna, 2008
- I.S.P.R.A. - Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (legge 464/84)
- RAS – Studio dell'Idrologia Superficiale della Sardegna, annali idrologici 1922-2009
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio d'Assetto Idrogeologico
- RAS – Autorità di Bacino - Piano di Tutela delle Acque
- RAS – Autorità di Bacino - Piano Stralcio delle Fasce Fluviali
- Foto aeree, Regione Sardegna

I dati a disposizione sono stati integrati con le informazioni derivanti dai sopralluoghi effettuati dalla scrivente in sito e dagli esiti della campagna di indagini geognostiche eseguita in data in data tra fine aprile e i primi di maggio del 2021 nella zona di interesse.

4. INQUADRAMENTO GEOGRAFICO GENERALE

Nurri è un comune della provincia del Sud Sardegna situato nella Sardegna centro-meridionale, e confina con il comune di Esterzili, Isili, Mandas, Orroli, Sadali, Serri, Siurgus Donigala e Villanova Tulo. L'area che interessa le opere in progetto è situata nella periferia sud-ovest dell'abitato di Nurri, in particolare nella porzione del territorio comunale compresa tra gli abitati di Nurri, Orroli, Mandas, e il Lago Mulargia.

L'inquadratura cartografica di riferimento è il seguente:

- Cartografia ufficiale dell'Istituto Geografico Militare I.G.M scala 1:25 000. Serie 25 -Fogli: 540 sez. I "Nurri" e 540 sez. II "Orroli".
- Carta Tecnica Regionale scala 1:10 000 - Fogli: 540070 "Nurri" e 540110 "Stazione Orroli".

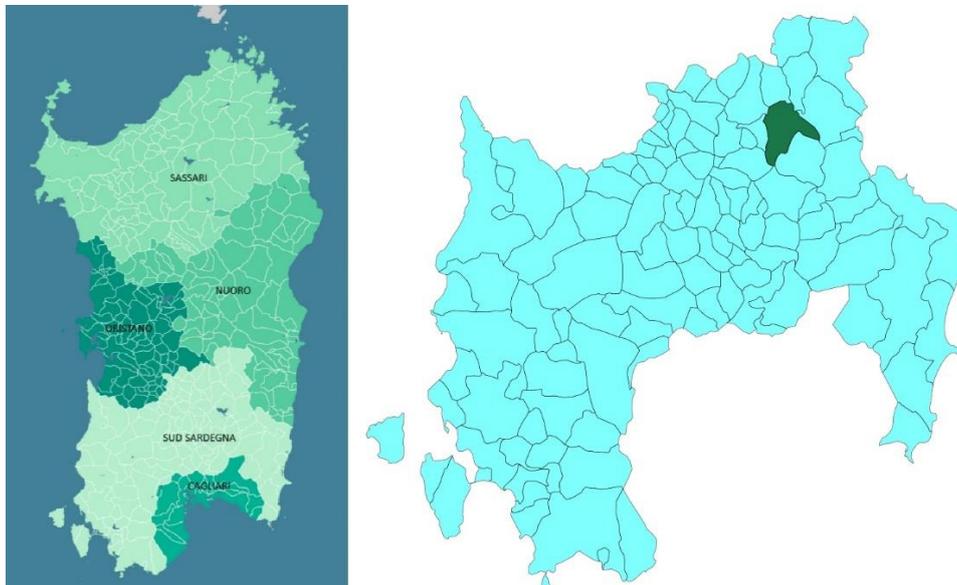


Figura 1 Localizzazione comune di Nurri



Figura 2 Vista dai pressi della N09 verso SW



Figura 3 Vista dalla N06 verso est



Figura 4 Vista dell'area pressi N08



Figura 5 Localizzazione su foto aerea (Fonte RAS, 2016) dell'area interessata dal progetto, cavidotto e sottostazione.

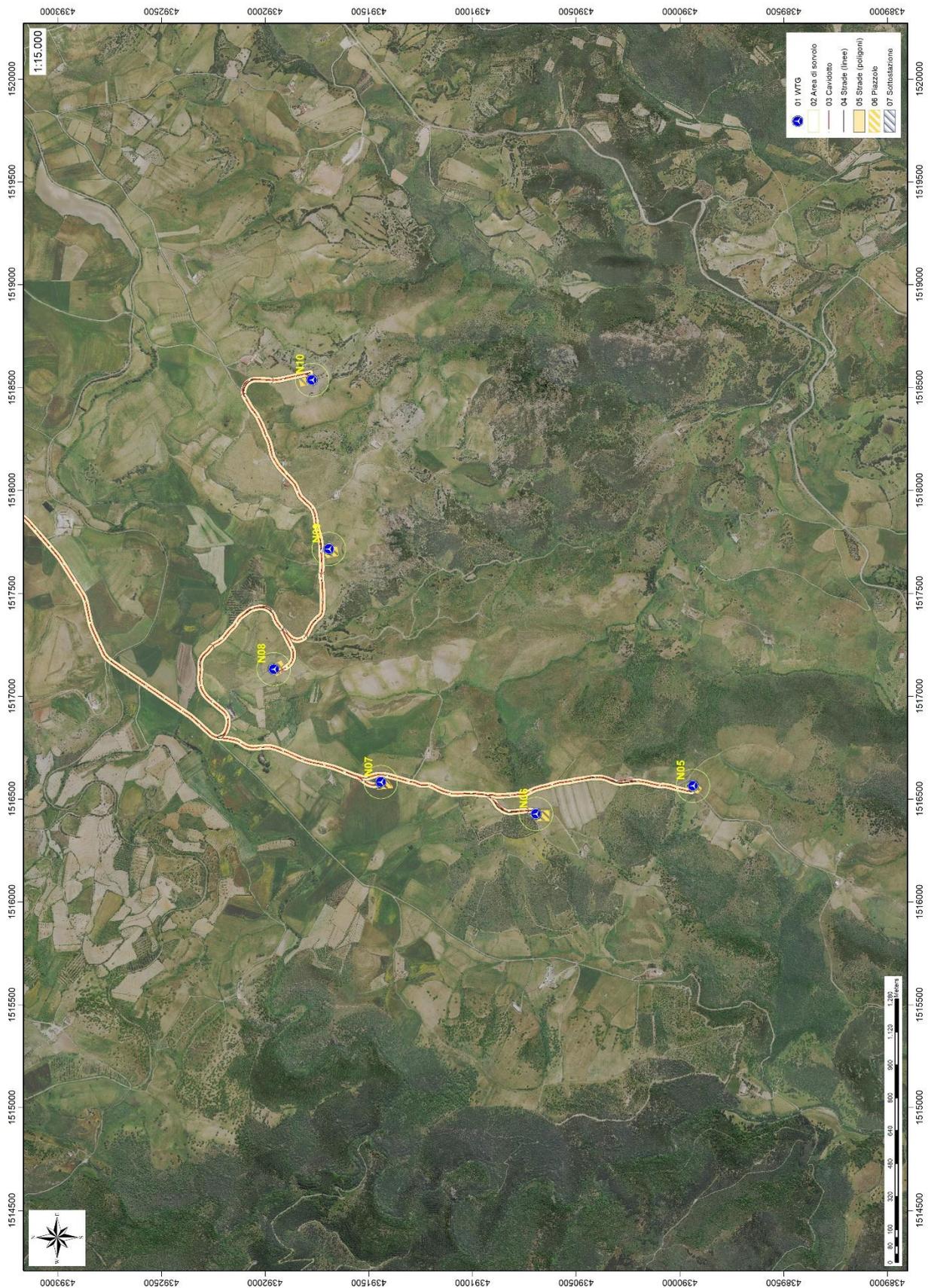


Figura 6 Localizzazione su foto aerea (Fonte RAS, 2016) dell'area interessata dal progetto, turbine.

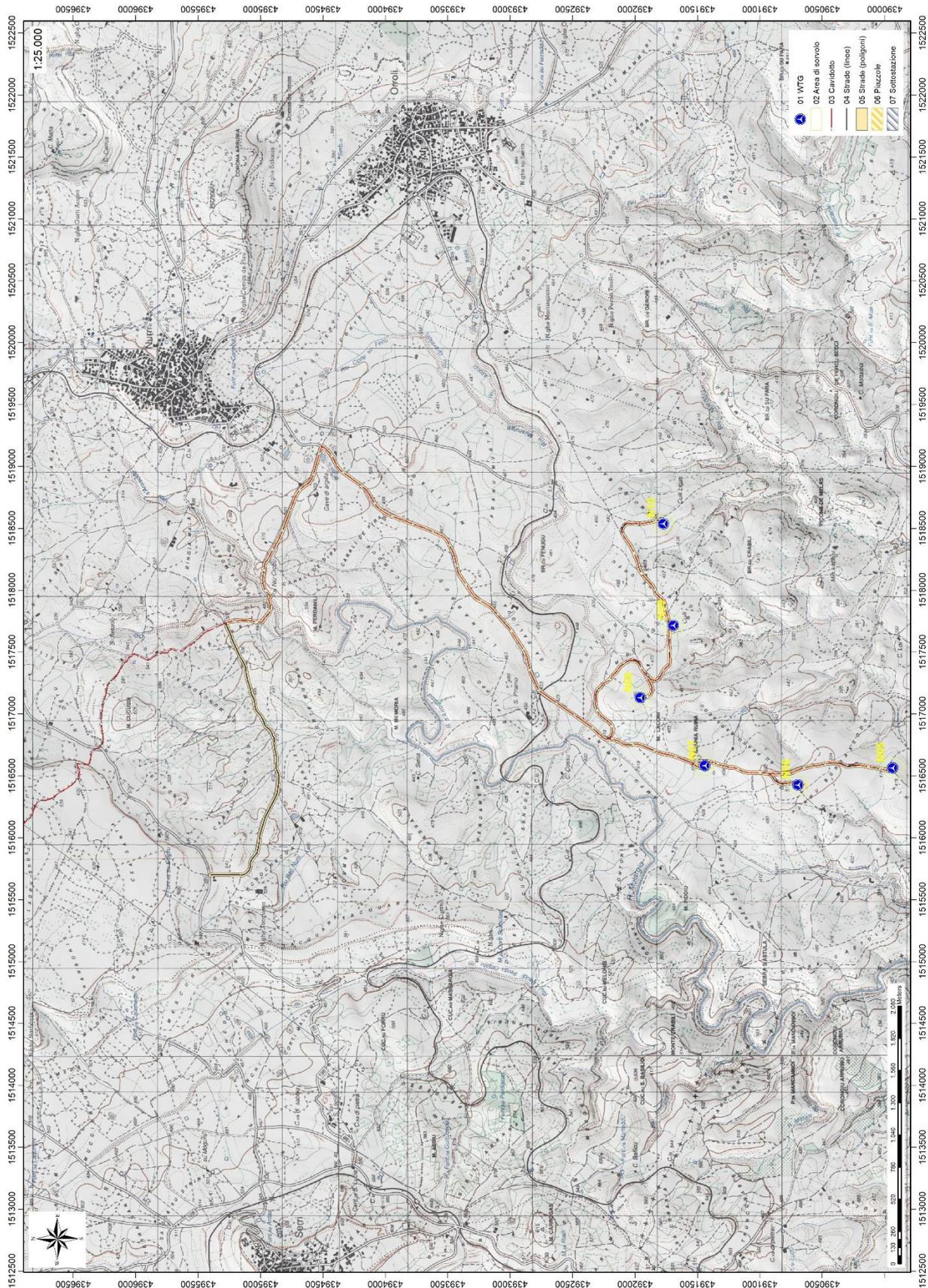


Figura 7 Inquadramento topografico su Carta IGM scala 1:25000

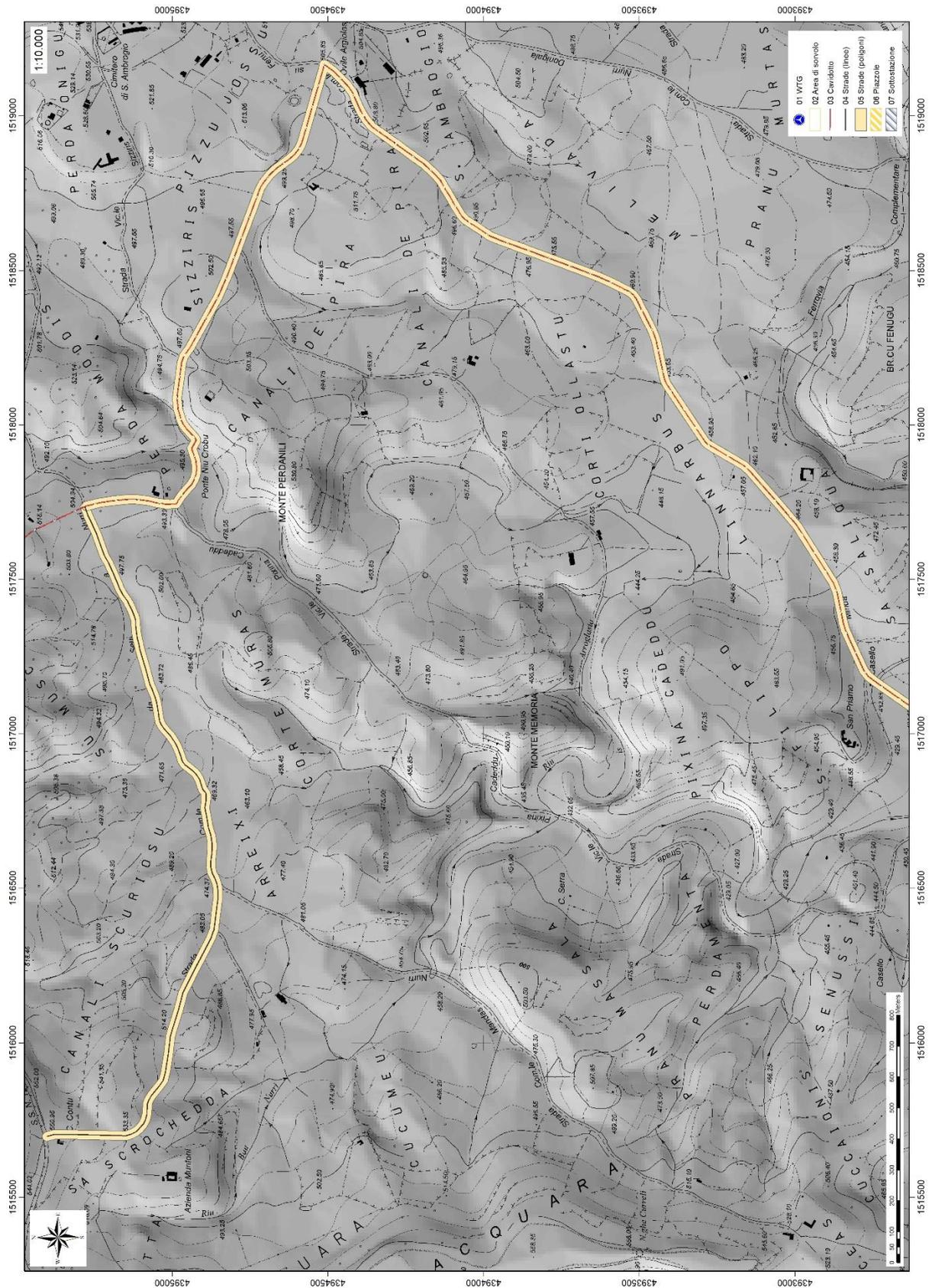


Figura 8 Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000 – settore Nord

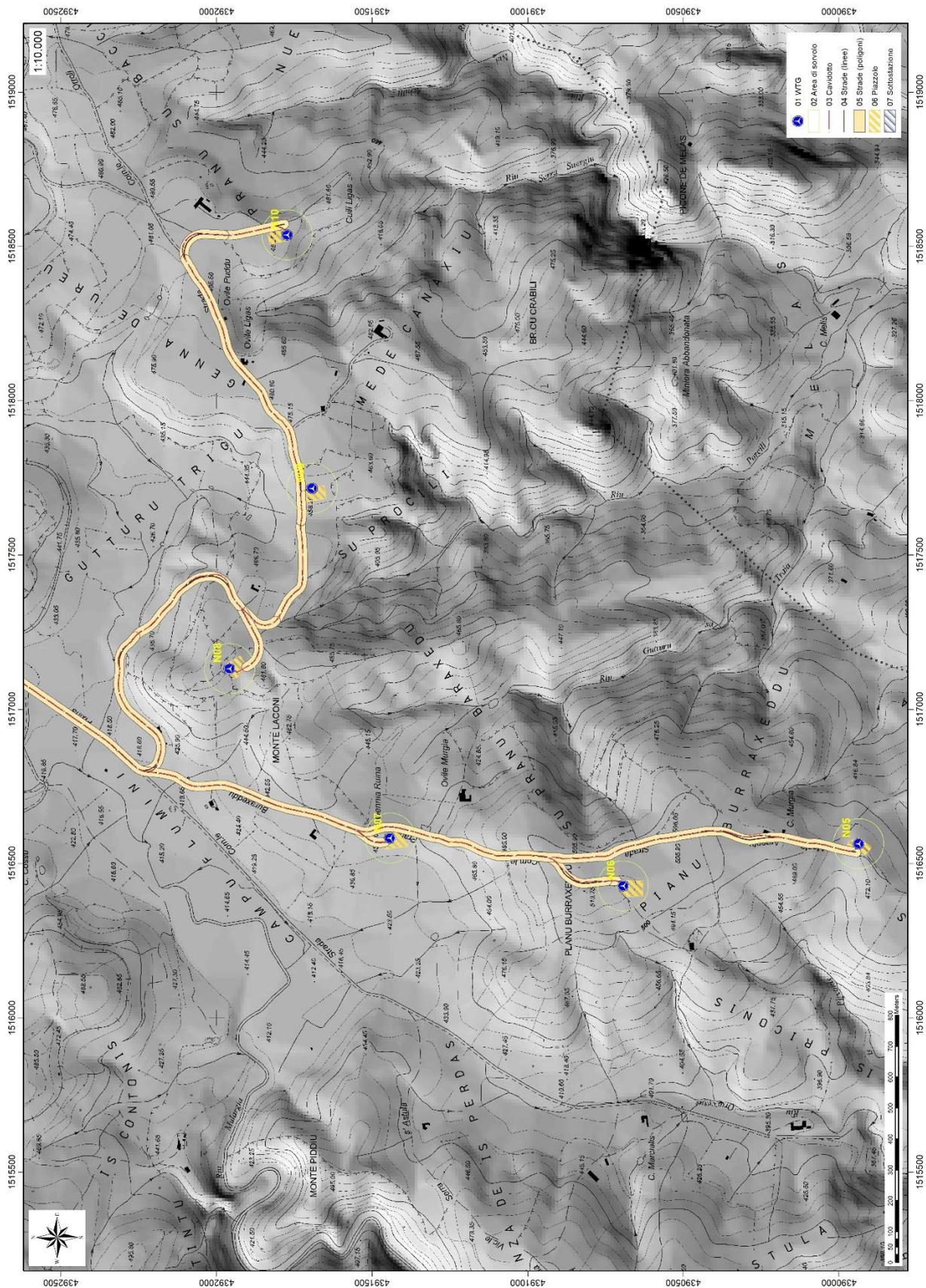


Figura 9 Inquadramento topografico su C.T.R. RAS scala 1:10000 – settore Sud-Occidentale

5. CARATTERISTICHE DI PROGETTO DELL'OPERA

L'impianto costituito dai 6 aerogeneratori funzionerà in parallelo con la rete elettrica nazionale, la connessione avverrà tramite una rete a 30 kV realizzata con cavidotto interrato e si conetterà alla sottostazione 30/150 kW An=60 MVA sita nel territorio comunale di Nurri. La sottostazione produttore tramite

un cavo AT interrato convoglierà l'energia prodotto sulla rete a 150 kV del Gestore Della Rete mediante la stazione elettrica di TERNA sempre nel territorio comunale di Nurri.

COORDINATE AEROGENERATORI IN PROGETTO						
WTG	Italy GAUSS-BOAGA		Geografiche WGS84		QUOTA base torre m s.l.m.	ALTEZZA HUB torre m
	EST	NORD	EST	NORD		
N05	1516564.72	4389937.21	9°11'34.10"	39°39'32.43"	471,00	125
N06	1516427.91	4390694.18	9°11'28.42"	39°39'57.00"	508,70	125
N07	1516582.95	4391443.12	9°11'35.00"	39°40'21.28"	443,75	125
N08	1517132.11	4391958.92	9°11'58.10"	39°40'37.97"	477,90	125
N09	1517716.29	4391693.52	9°12'22.59"	39°40'29.32"	462,45	125
N10	1518538.20	4391774.06	9°12'57.10"	39°40'31.87"	480,45	119

Gli aerogeneratori individuati per la realizzazione del parco eolico hanno potenza nominale di 6000 kW e sono posti in cima a torri tronco coniche in acciaio con un'altezza massima fuori terra, misurata al mozzo, di 125 m; il generatore è azionato da elica tripala con diametro di 162 m (vedi tav. NU_PC_T009). Il solo aerogeneratore NU10 ha un'altezza al mozzo di 119 m e stesso diametro del rotore, tale differenza di altezza è stata assunta per rispettare in maniera cautelativa la distanza di ribaltamento anche dai più vicini manufatti anche se non costituenti veri e propri corpi di fabbrica aziendali.

L'aerogeneratore è essenzialmente costituito da:

- rotore a tre pale che capta l'energia del vento, avente il mozzo collegato ad una navicella in cui avviene il processo di trasformazione dell'energia cinetica del vento in energia elettrica;
- torre o sostegno che ha il compito di sostenere l'apparato di produzione (navicella+rotore) alla quota individuata come ideale attraverso le simulazioni di produttività.

L'aerogeneratore ipotizzato per le valutazioni progettuali è stato scelto tra quelli maggiormente efficienti e sofisticati presenti attualmente sul mercato; tuttavia, in fase di installazione si potranno avere variazioni tipologiche con macchine simili per caratteristiche dimensionali e tecnico-produttive, ferme restando le caratteristiche dimensionali massime dell'aerogeneratore.

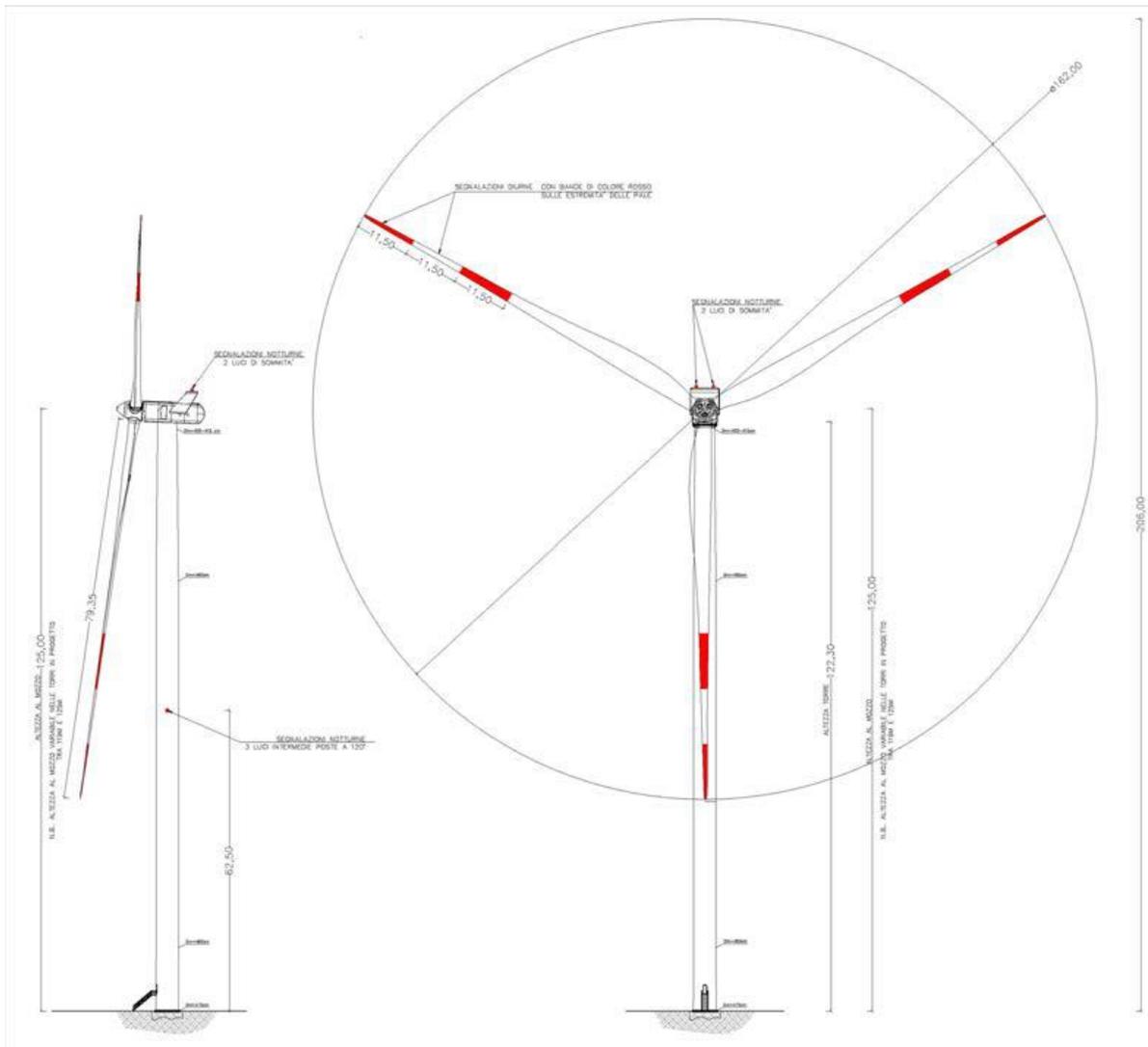


Figura 10 Aerogeneratore tipo Vestas V162 da 6,0MW

Dati tecnici:

- Potenza nominale: 6000 kW e tensione nominale di 800 volt;
- Potenza unitaria: 6250 kW;
- Frequenza: 0 – 138 Hz;
- Numero pale: 3;
- Lunghezza pale: 79,35 m;
- Raggio del rotore: 81 m;
- Area spazzata: 20611 m²;
- Tipo di sostegno: tubolare metallico;
- Altezza da terra del rotore: max 125 m;
- Fondazioni: piastra in C.A. dimensioni di circa 30 m di diametro; completamente interrata ad una profondità massima di 4,11 m;

- Piazzola di servizio: circa 3200 m² (variabile da 3008 a 3950 m²);
- Superficie impronta fondazione 706,90 m²;
- Ingombro scavo fondazione: circa 1075,00 m².

La sottostazione elettrica produttore in progetto avrà un'estensione di circa 2355 mq. In adiacenza alla sottostazione è prevista un'area di circa 1276 mq per la futura installazione di un sistema di accumulo energetico.

Il collegamento elettrico tra gli aerogeneratori e la sottostazione avverrà mediante un elettrodotto interrato che seguirà in gran parte il tracciato delle strade esistenti e in piccola parte di quelle di nuova realizzazione necessarie per l'accesso ad alcune piazzole.

La viabilità prevista per il trasporto degli aerogeneratori dal porto di sbarco al sito di installazione seguirà le viabilità statale, provinciale e comunale asfaltata, all'interno del sito produttivo si imbrocceranno per il raggiungimento delle piazzole strade vicinali sterrate esistenti che verranno preventivamente adeguate, in alcuni tratti verranno realizzati nuovi brevi tratti di pista.

Le infrastrutture a servizio del Parco Eolico, quali strade e cavidotti nell'area dell'impianto, interesseranno per la quasi totalità aree e tracciati stradali di proprietà pubblica (comunali), solo in alcuni tratti, il cavidotto, benché sempre realizzato sul sedime reale della viabilità esistente, potrebbe interessare catastalmente terreni privati in relazione alla non corrispondenza fra tracciati reali della viabilità, tracciati da cartografia ufficiale CTR e mappe catastali.

Per ulteriori specifiche si rimanda agli elaborati tecnici di progetto.

6. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'obiettivo dell'analisi dell'assetto geologico è quella di caratterizzare geologicamente e geotecnicamente l'area ove verrà installato il parco eolico e quella geomorfologicamente significativa, con particolare riferimento alle condizioni del substrato roccioso di fondazione, agli scavi ed ai riporti necessari per la realizzazione del sistema di fondazione e delle sue potenziali interazioni con le condizioni al contorno (dinamica geomorfologica, circolazione idrica superficiale e sotterranea, rapporti fra le componenti litologiche interessate) attraverso:

- Definizione dell'assetto geologico-strutturale e idrogeologico di area vasta e dell'area geomorfologicamente significativa;
- Definizione dell'assetto stratigrafico dell'area di sedime delle opere;
- Definizione del modello geologico di sito;

6.1 DESCRIZIONE DEL CONTESTO GEOLOGICO DELL'AREA VASTA OGGETTO DI INTERVENTO

A partire dal Paleozoico si sono susseguiti una serie di eventi geologici sviluppatasi nell'arco di circa mezzo miliardo di anni, che hanno reso la Sardegna una delle regioni geografiche più antiche del Mediterraneo centrale e, morfologicamente e cronologicamente eterogenea.

L'isola riflette pertanto una storia geologica molto articolata, che testimonia, in maniera più o meno completa, alcuni dei grandi eventi geodinamici degli ultimi 400 milioni di anni.

L'orogenesi Caledoniana, la più antica, le cui tracce si rinvengono principalmente nel nord della Gran Bretagna e nella Scandinavia occidentale, fu causata dalla progressiva chiusura dell'oceano Giapeto, a seguito della collisione dei continenti Laurentia, Baltica e Avalonia, dando così origine al super continente Laurussia.

La successiva fase dell'orogenesi Ercinica (o Varisica) ha avuto corso a partire dal Carbonifero, circa 350 Ma fa e si è protratta fino al Permiano determinando un'estesa catena montuosa ubicata tra il Nord America e l'Europa.

Quest'orogenesi ha prodotto in Sardegna tre zone metamorfiche principali. Procedendo dal nucleo orogenetico verso l'avanfossa si trovano le zone dette: Assiale (Sardegna NE) – a Falde interne (Sardegna centrale) - a Falde esterne (Sardegna SW).

Successivamente, tra il Carbonifero Sup. e il Permiano Inf., il basamento paleozoico è soggetto a magmatismo, intrusioni di differente composizione, che danno luogo a un batolite granitico composito, la cui ossatura fondamentale affiora in continuità nella Sardegna Settentrionale e nella Corsica Occidentale.

Nel resto dell'Isola affiorano plutoni isolati, anch'essi compositi, di minori dimensioni, quali quelli dell'Iglesiente e del Sarrabus.

L'area di studio ricade nella zona a Falde Esterne del basamento varisico sardo; principalmente è costituita dalle metamorfite di basso grado, appartenenti all'Unità Tettonica del Gerrei, dalle metamorfite dell'Unità tettonica di Meana Sardo e da quelle dell'unità di Riu Gruppa, dalle coperture

sedimentarie eoceniche, dalle rocce della successione vulcano-sedimentaria Miocenica, e dai depositi quaternari. Le Unità Tettoniche affioranti sono costituite da originarie successioni sedimentarie e vulcaniche di età compresa tra il Cambriano e il Carbonifero inferiore.

L'impilamento tettonico delle Falde esterne, nell'area di studio, vede alla base l'Unità tettonica di Riu Gruppa, su cui sovrascorre l'Unità del Gerrei a sua volta sovrascorsa dall'Unità di Meana Sardo. Queste tre unità tettoniche sono caratterizzate da significative differenze nella successione stratigrafica, soprattutto nella successione vulcanica dell'Ordoviciano medio.

L'Unità tettonica del Gerrei è divisa in due sottounità: la Sottounità di Arcu de su Bentu e la Sottounità di M. Lora. Le due sottounità si caratterizzano per la presenza dei Porfiroidi nella sottounità di Arcu de su Bentu e delle Vulcaniti di Monte Santa Vittoria in quella di Monte Lora. Le unità tettoniche sono interessate da una serie di fasi plicative compressive, tardo compressive e distensive che generano sistemi di pieghe e una foliazione pervasiva di piano assiale. Tra le strutture plicative maggiori che interessano il settore di studio vi è l'Antiforme del Flumendosa al cui nucleo affiora l'unità tettonica di Riu Gruppa.

Il basamento varisico è stato interessato da più fasi di emersione a partire dal Permiano; nel Cretaceo si ha nuovamente emersione, che sembra aver interessato tutta l'isola, che ha generato una lacuna che comprende quasi tutto il Paleocene, ricoperta dai depositi trasgressivi dell'Eocene inferiore e del Miocene, dai prodotti dell'attività vulcanica Pliocenica, e dalle coperture dei depositi quaternari costituiti da depositi di versante coltri eluvio colluviali e depositi alluvionali.

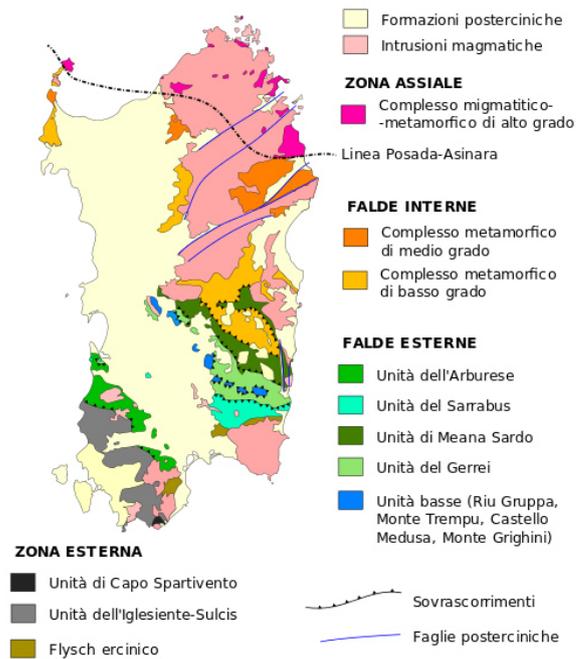


Figura 11 Schema tettonico-strutturale della Sardegna

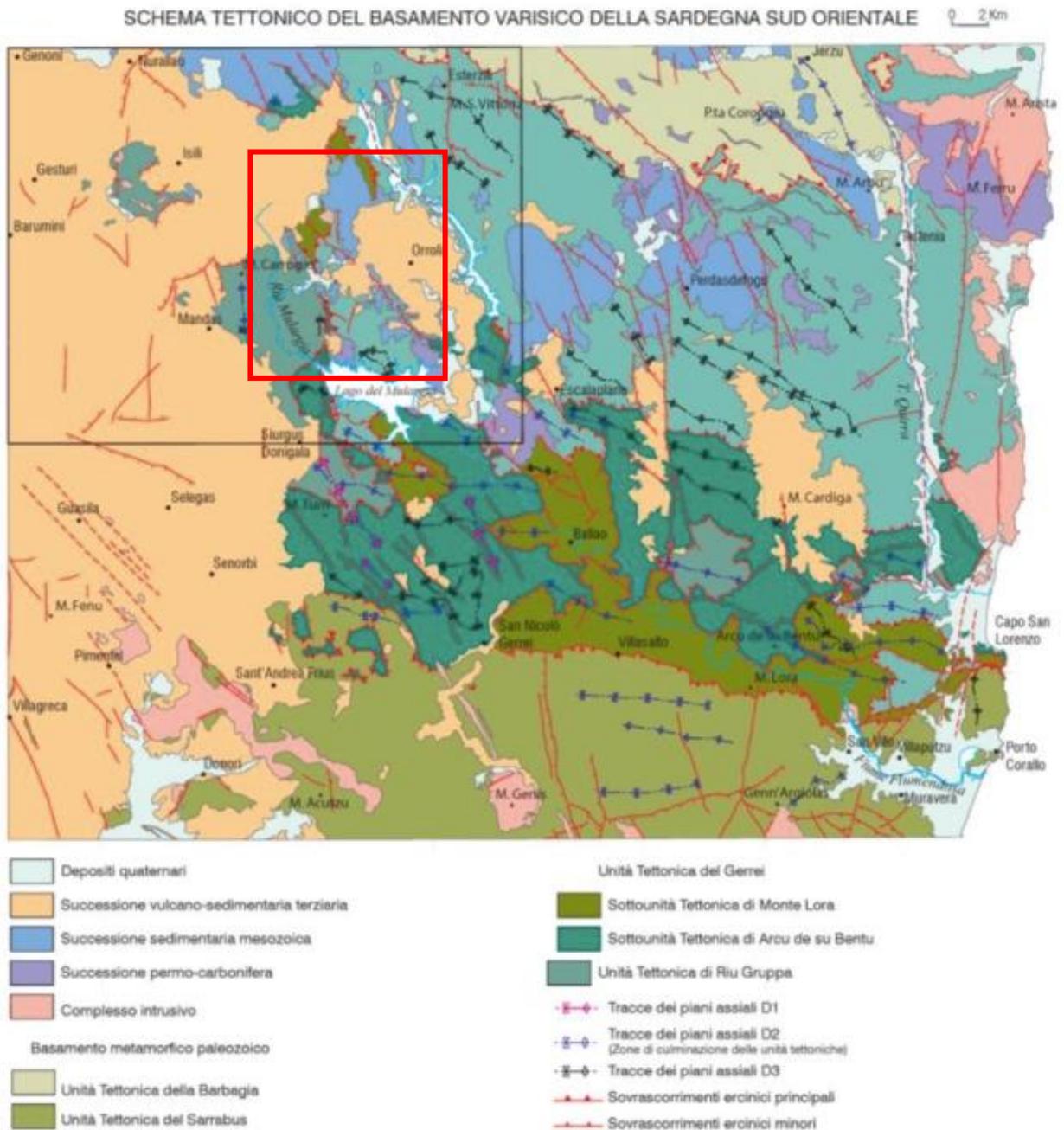


Figura 12 Schema Tettonico dell'area di studio (tratto da Funedda et al., 2013 Note Illustrative Foglio CARG Mandas)

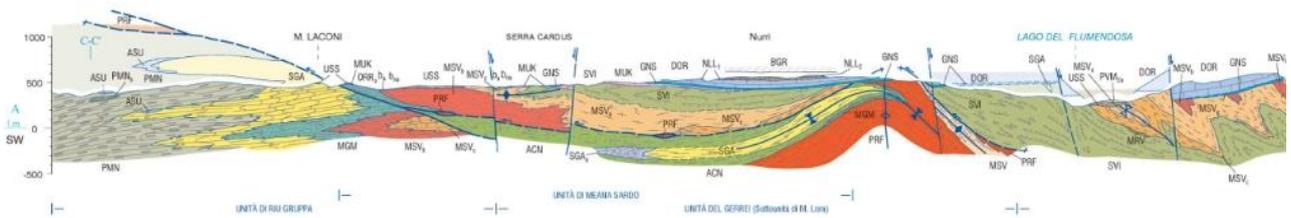


Figura 13 Schema tettonico e sezione geologica SW-NE rappresentativa dell'area vasta di Nurri (Funedda et al., 2013).

7. ANALISI QUALITATIVA DI STABILITÀ DELL'AMMASSO ROCCIOSO

Rocce metamorfiche: L'intensa fratturazione e il grado di metamorfismo, ampiamente descritti nei precedenti capitoli producono sulla roccia una geometria estremamente variabile in termini di direzione e immersione, nelle tre direzioni principali dello spazio. Ciò che varia in relazione alla composizione granulometrica dei singoli strati originari è la spaziatura tra i giunti e il grado di fissilità. Pertanto è estremamente difficile se non impossibile definire l'assetto a piccola scala per quanto appena descritto.

Si può definire un range di spaziatura alla mesoscala, tale da individuare una potenziale compagine di blocchi in grado di staccarsi dall'ammasso se le condizioni geostrukturali lo permettono (piani a franapoggio o intersezione di piani con direttrice a franapoggio):

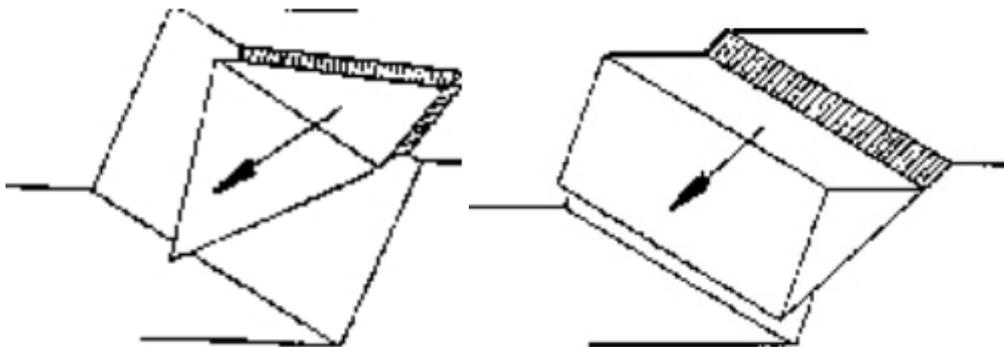


Figura 14 Tipologie di scivolamento di blocchi rocciosi lungo piani di fratturazione

Tali dimensioni possono essere individuate tra il decimo di metro cubo a qualche metro cubo. La variabilità direzionale delle famiglie di giunti che individuano i blocchi è piuttosto marcata e diversificata in funzione, come detto della competenza degli strati soggetti agli sforzi.

Ne deriva di fatto, una difficile previsione delle potenziali propensioni a fenomeni di crollo e/o scivolamento, ma si tratta di caratteri locali la cui eteropia laterale risulta sempre molto marcata.

In generale si può affermare che versanti come questi sono oggetto di due fenomeni di scivolamento distinti in relazione al dominio di famiglie di giunti.

Alla piccola scala laddove il materiale originario è costituito da granulometrie fini e a forte componente argillosa, sono più frequenti fenomeni di sfaldamento e distacco di lamine da centimetriche a decimetriche. Queste ultime divengono più simili a piccoli blocchi se la componente sabbiosa aumenta (metasiltiti, metarenarie).

A scala media infatti, le spazature sono maggiori, anche di qualche metro ed interessano blocchi più grandi ma che rispondono alle medesime dinamiche di quelli pocanzi analizzati.

Di fatto quindi, non potendo generalizzare alla piccola scala è sempre d'obbligo un rilievo puntuale sugli affioramenti ove possibile. Il materiale distaccato si raccoglie ai piedi del pendio, in accumuli più o meno estesi in funzione della pendenza.

8. INDAGINI GEOGNOSTICHE

La necessità di integrare le informazioni di tipo geologico e geotecnico derivanti da studi pregressi, dalla letteratura di settore e dai rilievi geologici e geostrutturali in sito, ha reso necessario predisporre un piano di indagini geognostiche propedeutiche alla definizione del modello geologico di riferimento di sito funzionale alle opere previste in progetto così come richiamato dalle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC2018 - §Cap. 6.2.1).

L'obiettivo delle indagini realizzate è stato:

- Definire la stratigrafia ed i rapporti tra le formazioni geologiche interessate dagli interventi;
- Definire le caratteristiche fisico-meccaniche degli ammassi rocciosi coinvolti nelle opere in progetto;
- Individuare la presenza di circolazione d'acqua sotterranea alle profondità di interesse in relazione ai volumi significativi delle opere (fondazioni, piazzole, trincee e rilevati stradali, stabilità dei pendii)

Sono state utilizzate due metodiche di indagine:

Diretta in sito – mediante l'esecuzione di sondaggi a carotaggio continuo con il prelievo e la conservazione delle carote in apposite cassette per lo studio e il prelievo di campioni da caratterizzare in laboratori e l'esecuzione di prove in foro per la stima delle caratteristiche di resistenza dei terreni (SPT);

- 1) Indiretta in sito – mediante l'utilizzo delle metodiche di indagine geofisica - esecuzione di profili di sismica a rifrazione e MASW;
- 2) Diretta in Laboratorio Geotecnico: caratterizzazione geotecnica di campioni di roccia e terreni prelevati dai sondaggi (point load, classificazione delle terre, prove di taglio diretto)

Le indagini in sito sono state realizzate in data 29-30 Aprile e 03-04 Maggio 2021 dalla Ditta Dr. Antonello Angius con sede in Cagliari (CA) e in data 21 Aprile 2021 dalla ditta GEOSERVICE con sede in Villa San Pietro (CA). Le analisi di tipo geotecnico sono state effettuate presso il Laboratorio Geotecnico GEOSYSTEM con sede in Quartu Sant'Elena (CA). Le operazioni si sono svolte sotto la Direzione Lavori della scrivente.

Le sedi di indagine sono state scelte in modo da essere rappresentative dei diversi assetti geologico-strutturali che interesseranno le opere di progetto.

Nello specifico il piano delle indagini è stato eseguito come segue:

1. sondaggi a carotaggio continuo della profondità massima raggiunta di 13,00 mt con l'esecuzione da n°1 a n°4 SPT in foro su ogni sondaggio;
2. prelievo di campioni di carota a quote definite e successiva caratterizzazione geotecnica dei terreni con analisi in laboratorio (peso di volume e grado di umidità, prove su spezzoni di carota Point Load);

Sondaggio	Località	Coordinate Nord	Coordinate Est	Profondità (m) da p.c.
NU_SN_01	Serra S'Astula	39°40'04.94"	9°10'30.26"	11,50
NU_SN_02	Bacchis	39°39'32.44"	9°11'34.09"	13,00
NU_SN_03	Gernna de Ureu	39°40'29.44"	9°12'22.59"	10,00

Tabella 1 Ubicazione dei sondaggi geognostici

15.1 SONDAGGI GEOGNOSTICI

I sondaggi geognostici e geotecnici consentono di verificare direttamente la successione stratigrafica lungo una verticale di esplorazione, di prelevare i campioni per le analisi di laboratorio, e di eseguire le prove meccaniche e idrauliche a fondo foro, durante la perforazione.

Poiché lo scopo delle indagini è quello di definire le caratteristiche del sottosuolo all'interno del volume significativo, il numero, la profondità, e la disposizione planimetrica delle verticali di esplorazione sono state definite in base alla forma e all'estensione del volume significativo, ed al grado di dettaglio richiesto in relazione alla categoria geotecnica delle opere da realizzare.

Sono stati eseguiti **nr.3 sondaggi a carotaggio continuo della profondità massima raggiunta di 13m** scelti in ordine a quanto previsto dalle NTC2018 - §Cap.6.2.2, facendo riferimento al volume significativo delle opere di fondazioni ipotizzando una profondità presunta del piano di posa delle fondazioni a circa 5m da piano campagna e una estensione presunta della fondazione (diretta a pianta circolare troncoconica) di circa 30m di diametro.

Sulle componenti terrose incontrate, di interesse alla stima della componente portante del sottosuolo, sono stati realizzate prove di resistenza in foro di sondaggio (prova di penetrazione di una punta - SPT Standard Penetration Test) e prove di rottura Point Load su spezzoni di carota.

TAVOLA 1

PLANIMETRIA GENERALE UBICAZIONE INDAGINI

Comune di Nurri

Progetto: "Realizzazione di un parco eolico in agro di Nurri-Isili (SU)"**LEGENDA**

-  Sondaggi geognostici
-  Stendimenti sismici MASW e a rifrazione



Figura 15 Ubicazione delle indagini geognostiche

15.1.1 ATTREZZATURE UTILIZZATE

I sondaggi sono stati eseguiti mediante le seguenti attrezzature:

SONDA EGT VD710

CASA COSTRUTTRICE: EGTECHNOLOGY SRL

MODELLO: VD 710_4P

MOTORE 130 HP

MATRICOLA: 1005/2006 CERTIFICAZIONE CE N.98/37/CE

PESO KG 8300

Sonda idraulica su carro cingolato completa di pompa triplex 170 lt/min a 40 bar, argano 1750 kg, doppia morsa con svitatore 45-220 mm, controslitta 1000 mm, argano wire line, corsa testa da 3400 mm, TIRO 120KN , SPINTA 6000 KN, MOTORE VM INSONORIZZATO

n. giri testa di rotazione (4 marce) 50-600

coppia max 9750 Nm



Figura 16 - Sonda EGT VD710

15.1.2 PROVE SPT (STANDARD PENETRATION TEST)

La prova penetrometrica dinamica S.P.T. (Standard Penetration Test), ideata negli Stati Uniti nel 1927, è la prova in sito più diffusa ed utilizzata in tutto il mondo, sia per la semplicità operativa e il basso costo, sia per la vasta letteratura tecnica esistente sull'interpretazione dei risultati.

La prova consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio o di un foro appositamente eseguito con diametro compreso tra 60 e 200 mm, e subordinatamente di prelevare piccoli campioni disturbati del terreno stesso (utilizzati ad esempio per prove di classificazione)

La prova S.P.T. consiste nel far cadere ripetutamente un maglio, del peso di 63,5 kgf, da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato un campionatore di dimensioni standardizzate, registrando durante la penetrazione:

- il numero di colpi di maglio N1 necessario a produrre l'infissione per i primi 15cm (tratto di avviamento) inclusa l'eventuale penetrazione quasi statica per gravità,
- il numero di colpi di maglio N2 necessario a produrre l'infissione per altri 15cm,
- il numero di colpi di maglio N3 necessario a produrre l'infissione per ulteriori 15cm.

Complessivamente, durante la prova, il campionatore sarà infisso di $15+15+15 = 45$ cm.

Si assume come resistenza alla penetrazione il valore:

$$NSPT = (N2 + N3)/2$$

Caratteristiche Dispositivo prova SPT (Standard Penetration Test)

- Tubo campionatore apribile longitudinalmente: * est= 50.8 mm; * int= 35 mm; L minima (escluso tagliente principale)>457 mm; L utile = 630 mm; L scarpa tagliente terminale (con rastremazione negli ultimi 19 mm) = 76 mm; il campionatore è munito di valvola a sfera alla sommità e aperture di scarico e sfiato;
- Punta Conica: apertura della punta conica 60° e diametro esterno 50.8 mm;
- Massa battente: di peso 63,4 kg che cada da 75 cm di altezza con dispositivo di sgancio automatico;
- Aste collegate al campionatore: aventi peso per metro lineare 6.5 kg (*0.5 kg/ml). Aste diritte ed avvitate in corrispondenza dei giunti e con flessione totale della batteria pronta per la prova < 1°/∞.

RISULTATI DELLE PROVE SPT

ID Sondaggio	SPT	Profondità (m) da p.c.	N1	N2	N3	Nspt
NU_SN_01	1	2,00m	50cp 8cm	-	-	-
	2	7,40m	50cp	-	-	-
	3	9,00m	11cm 50cp 5cm	-	-	-
NU_SN_02	1	2,00m	28	50cp 5cm	-	-
	2	6,50m	50cp 6cm	-	-	-
	3	8,00m	25	50cp	-	-
	4	12,00m	50cp 8cm	11cm	-	-
NU_SN_03	1	6,0m	50cp 7cm	-	-	-

Tabella 2 Tabella riassuntiva dati SPT

Si riportano di seguito in sintesi le stratigrafie dei sondaggi eseguiti.

Profondità da P.C	Descrizione stratigrafica NU_SN_01
0-0.15	Suolo, colore bruno.
0.15-1.6	Basamento paleozoico fortemente fratturato e alterato, presenza di livelli argillificati (alterazione). Colore ocra-beige. I frammenti non superano i 3cm.
1.6-4.5	Basamento paleozoico fortemente fratturato e alterato, colore nocciola, la roccia si frantuma con la forza delle dita, i frammenti litoidi che tengono le caratteristiche fisiche della roccia madre non superano il centimetro di grandezza.
4.5-6.0	Livello di basamento paleozoico leggermente alterato, sembrerebbe una metarenaria, colore rosso-viola.
6.0-6.5	Livello di Quarzo idrotermale molto fratturato.
6.5-9.6	Scisto nero molto alterato appartenente probabilmente alla formazione degli Scisti neri a Graptoliti. Presenza di livelli argillificati con frammenti litoidi meno alterati chimicamente.
9.6-10.3	Livello di Quarzo idrotermale molto fratturato.
10.3-11.5	Probabile scisto fortemente alterato e argillificato, presenza di livelli litoidi appartenenti alla formazione degli Scisti neri a Graptoliti.





Figura 17 NU_SN_01; 0.00m-11.50m

Profondità da P.C	Descrizione stratigrafica NU_SN_02
0-0.3	Suolo, colore bruno oca.
0.3-1.6	Argilla compatta, colore che va dall'alto verso il basso stratigrafico da rosso ruggine ad arancione. La parte superiore (rossa) contiene frazione in sabbie molto fini/silt mentre la parte arancione è nettamente argillosa.
1.6-5.8	Basamento paleozoico scistoso fortemente fratturato. Ciottoli di scisto e Quarzo dalle dimensioni da subcentimetriche a pluricentriche. Presenza di frammenti ultradecimetrici nei quali è possibile distinguere una fratturazione ricementata da Quarzo e una fratturazione che presenta pattina in Ossidi di Ferro.
5.8-7.0	Argilla rossa con basso contenuto in ciottoli spigolosi di scisto fortemente alterato e ossidato, la percentuale di scheletro è inferiore rispetto ai livelli soprastanti.
7.0-9.1	Argilla rossa molto compatta, presenta variazioni cromatiche divise in livelli di 1-2cm. La carota si spezza facilmente lungo tali livelli ma il penetrometro va a rifiuto. Verso i 9,0m passa ad una colorazione ruggine.
9.1-13.0	Basamento scistoso fortemente alterato, è possibile riconoscere la struttura della roccia madre che però è in via di argillificazione. Presenza di livelli centimetrici tendenti al nero. La roccia si sgretola con la pressione delle dita principalmente lungo i piani di scistosità dividendosi in fogli.



Figura 18 NU_SN_02; 0.00m-13.00m

Profondità da P.C	Descrizione stratigrafica NU_SN_03
0-0.3	Suolo, colore bruno oca.
0.3-0.8	Calcere dal colore beige molto fratturato e alterato, mushelkalk.
0.8-4.6	Calcere dal colore beige molto fratturato, inalterato, la fratturazione dell'ammasso roccioso si presenta si presenta con una spaziatura che va da sotto i 5cm a oltre i 20cm. Probabile zona di faglia.
4.6-6.3	Scisti neri alterati molto fratturati e mediamente alterati colore grigio.
6.3-8.7	Scisti neri fratturati, presenza di noduli in calcare nero, presenza di livelli decimetrici molto fratturati, colore grigio nero.
9.1-10.0	Livelli di scisti neri alternati a livelli a calcari neri.



Figura 19 NU_SN_03; 0.00m-10.00m

Profondità da p.c.	NU_SN_01	NU_SN_02	NU_SN_03
0-1m	0%	0%	0%
1-2m	0%	0%	0%
2-3m	0%	0%	30%
3-4m	0%	0%	0%
4-5m	0%	0%	0%
5-6m	0%	0%	0%
6-7m	0%	0%	40%
7-8m	0%	0%	40%
8-9m	0%	0%	28
9-10m	0%	0%	62
10-11m	0%	0%	-
11-12m	0%	0%	-
12-13m	-	0%	-

Tabella 3 RQD nei sondaggi (%)

15.1 CAMPAGNA DI PROSPEZIONE GEOFISICA

L'indagine geofisica eseguita costituisce parte integrante delle indagini geognostiche dirette e indirette legate alla caratterizzazione dei terreni di fondazione. In particolare, si pone come obiettivo la ricostruzione dell'assetto sismo-stratigrafico dei terreni sede di posa delle opere di fondazione nonché la classificazione del suolo di fondazione per le categorie semplificate indicate nel Decreto 17 gennaio 2018 - NTC 2018 aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

Le prospezioni geofisiche sono state realizzate impiegando la metodologia sismica con le tecniche Rifrazione in onde P e MASW.

Le indagini di campagna sono state realizzate nei giorni 07 e 10 del mese di Maggio 2020 e hanno visto la realizzazione di:

- N° 3 stendimenti di sismica a rifrazione in onde P
- N° 3 stendimenti di MASW

Elenco allegati:

- Tavola 1. Planimetria generale ubicazione indagini
- Tavole 2-3-4. Planimetria di dettaglio ubicazione indagini geofisiche
- Allegato A. Sismica a rifrazione: picking dei sismogrammi - dromocrone osservate e calcolate - grafico raggi sismici
- Allegato B. MASW: Sismogramma acquisiti- spettri velocità di fase/frequenza - Curve di

dispersione sperimentali e calcolate con profilo Vs

- Allegato C. Documentazione fotografica MASW e Sismica a rifrazione in onde P

15.1.1 PROGRAMMA DELLE INDAGINI E METODOLOGIA DI LAVORO

Le prospezioni geofisiche sono state articolate secondo il seguente programma:

1. Acquisizione dei dati in campo delle rifrazioni in onde P, distinte dalle sigle R1-R2-R3 e delle MASW M1-M2-M3
2. Rilievo topografico tramite GPS differenziale e/o livella di tutti i geofoni e punti di energizzazione
3. Elaborazione dei dati tramite analisi delle prospezioni acquisite in campagna e restituzione grafica delle sezioni sismiche con l'impiego di software specialistici.

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche delle basi sismiche.

Tabella 1. Quadro riassuntivo delle indagini svolte

Base sismica	Orientamento	Interdistanza geofonica (m)	Lunghezza(m)
R1	SE-NW	3	69.00
R2	NE-SW	3	69.00
R3	SW-NE	3	69.00
M1	SE-NW	3	69.00
M2	NE-SW	3	69.00
M3	SW-NE	3	69.00

15.1.2. GENERALITÀ SUL METODO SISMICO A RIFRAZIONE

Il metodo sismico a rifrazione studia la velocità di propagazione delle onde sismiche nel sottosuolo quando il terreno è sottoposto a sollecitazioni artificiali. La determinazione delle velocità si ottiene misurando i tempi di primo arrivo delle onde sismiche generate in diversi punti sulla superficie topografica. Operativamente i profili sismici si eseguono disponendo sul terreno una serie di sensori (geofoni), posti ad un intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare. Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili: Nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (trigger). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori. L'interpretazione dei segnali e la ricostruzione del profilo di velocità

delle onde P consiste di almeno due fasi ben distinte, e cioè l'interpretazione dei sismogrammi e l'interpretazione dei diagrammi tempi-istanze (dromocrone).

Nella prima fase i tempi di primo arrivo dei segnali sismici vengono letti direttamente sui sismogrammi di campagna visualizzati a monitor. I tempi letti in corrispondenza di ciascun canale (geofono), vengono memorizzati in appositi files che costituiscono i dati in input del software utilizzato. Per ciascun tiro, quindi, si ricostruisce un diagramma dei tempi di arrivo in funzione della distanza dal punto di tiro stesso.

L'interpretazione delle dromocrone consiste, quindi, nel suddividere la funzione tempi/distanze in segmenti a pendenza differente, indicativi della presenza di variazioni di velocità nel sottosuolo. Questa operazione viene eseguita ad un terminale videografico dove è possibile eseguire modifiche ed aggiustamenti continui dell'interpretazione.

Il numero di segmenti per ciascuna funzione equivale al numero di strati che costituiranno il modello interpretativo finale; modello che consiste in una stratigrafia del terreno basata sulle variazioni di velocità delle onde compressionali.

Nella maggior parte dei casi, comunque, si riscontrano variazioni stratigrafiche che non corrispondono a variazioni di tipo litologico in senso stretto, ma alla naturale variazione di compattezza dello stesso materiale che, per alterazione superficiale o per semplice decompressione, si presenta più allentato in prossimità della superficie rispetto alle zone più profonde.

In questi casi per la modellizzazione del sottosuolo, risulta più adatta un'altra tecnica di elaborazione: la tecnica di elaborazione tomografica.

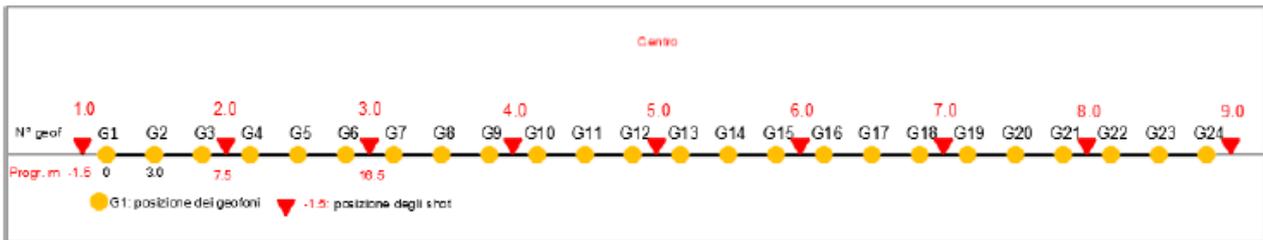
Con questa tecnica il sottosuolo viene suddiviso in elementi finiti di forma quadrata e di dimensioni estremamente piccole (dell'ordine di grandezza di decimetri) un software specifico, (nel nostro caso si è utilizzato il software RAYFRAC vers 4.01), che stima le velocità sismiche compatibili con ogni singolo elemento affinché i tempi di percorso dei vari fronti d'onda, generati nei punti di tiro disposti lungo il profilo, risultino il più possibile simili ai tempi misurati e letti sui sismogrammi. Il risultato che si ottiene è una griglia di valori di velocità dalla superficie fino alle massime profondità di indagine che caratterizzano i vari elementi in cui è stato suddiviso il sottosuolo.

Questa griglia di valori può essere, quindi utilizzata per rappresentare l'andamento nel sottosuolo delle varie litologie presenti mediante variazioni cromatiche associate alle variazioni di velocità o mediante linee di isovelocità.

15.1.2.1. CARATTERISTICHE DELLE STESE SISMICHE

Per tutte le basi sismiche sono state eseguite 9 energizzazioni intervallate ogni 3 geofoni secondo lo schema di acquisizione definito dalla specifiche tecniche.

Sismica a rifrazione: schema geometrico delle acquisizioni



Schema con 24 geofoni e interdistanza di 3,0 m.

15.1.2.2. CARATTERISTICHE DELLA STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

Per l'esecuzione delle indagini è stato impiegato un sismografo GEA24, prodotto dalla PASI Geophysics, con frequenza di campionamento 5.000 Hz (Rifrazione) e 1500 Hz (MASW) per ognuno dei canali registrati, ciascuno attrezzato con geofoni verticali e orizzontali della PASI Geophysic con frequenza propria di 4,5 Hz per un numero di canali pari a n° 24. Per l'energizzazione è stata impiegata una mazza battente da 10 kg impattante verticalmente su piastra di battuta in duralluminio, diametro 18 cm, spessore 4 cm, peso 2 kg. La quota relativa di ciascun geofono-shot è stata rilevata tramite una livella digitale e GPS differenziale marca Stonex in modo da poter ricostruire la morfologia del terreno e utilizzarla in fase di elaborazione dei dati acquisiti.

15.1.2.3. ELABORAZIONE DEI DATI

I dati delle prospezioni sono costituiti dalla geometria d'acquisizione (posizioni e quote relative dei punti scoppio e dei geofoni) e dai tempi di primo arrivo delle onde elastiche di compressione (onde P), determinati manualmente sulle registrazioni riprodotte a schermo (picking dei primi arrivi). La qualità dei dati è risultata nel complesso buona e il picking è stato realizzato facilmente per tutte le basi sismiche. L'inversione dei dati è stata eseguita secondo i criteri della tomografia sismica, mediante apposito software specialistico basato su tecniche di ottimizzazione non lineare. In particolare, l'elaborazione dei dati di sismica a rifrazione è stata eseguita secondo il metodo tomografico impiegando il software Rayfract 4.01, che parte da un modello iniziale generato con la tecnica Deltat-V. Successivamente viene effettuata l'inversione iterativa del modello con la tecnica WET (Wavepath Eikonal Travelttime tomography processing) che analizza la propagazione dei vari fronti d'onda generati nei punti di tiro fino ad ogni geofono. Il modello stratigrafico ottenuto come insieme di elementi caratterizzati da una specifica velocità viene quindi rappresentato mediante il contour a linee di isovelocità. La colorazione dei vari elementi secondo una scala cromatica riferita a specifici intervalli di velocità facilita l'immediata visione dei risultati

15.1.3. INDAGINI SISMICHE: MASW

Metodologia

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- P-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- S-Trasversale: onda profonda di taglio;
- L-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- R-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – "R"

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

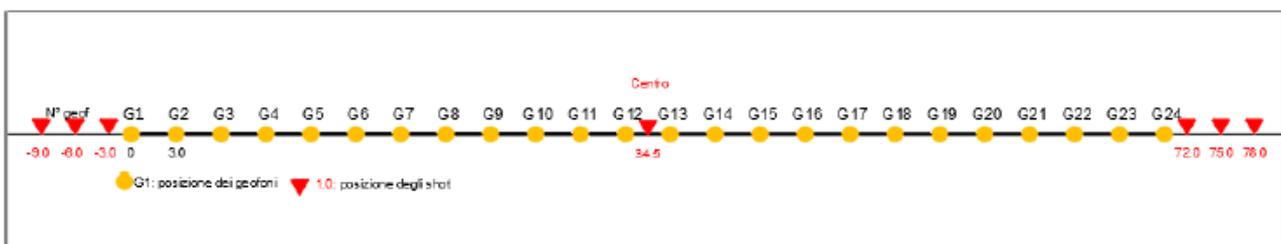
Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

15.1.3.2. SPECIFICHE DELLE INDAGINI SVOLTE

L'indagine si sviluppa mediante la materializzazione sul terreno di una linea retta mediante la posa di una fettuccia metrica. A seguire vengono posizionati i geofoni intervallati ad una distanza pari a 2,0 m in funzione anche della disponibilità di spazio. Esternamente alla stesa geofonica, da ora base sismica, a distanza di interesse che può essere pari ad un multiplo della distanza intergeofonica ma anche variabile (in funzione delle disponibilità di cantiere), sia in andata (ovvero in prossimità del geofono 1) che al ritorno (ovvero all'ultimo geofono posizionato sulla base sismica), vengono svolte delle energizzazioni mediante massa battente pari a Kg 10,0. Nel caso in esame, sono state svolte le energizzazioni in "andata" e in "ritorno" con distanza dal geofono 1 e dal geofono 24 crescente e pari a multipli della distanza intergeofonica (v. schema), oltre che una battuta al centro della base sismica.

Il numero di geofoni utile all'esecuzione ottimale di un'indagine M.A.S.W. è risultato, per il cantiere svolto, di 24 geofoni dei quali sono state utilizzate tutte le tracce. Il tempo dell'acquisizione è stato definito tra 1.00 e 2.00 secondi.

MASW: schema geometrico delle acquisizioni a 24 geofoni e interdistanza di 3,0 m



15.1.3.3. CARATTERISTICHE DELLA STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

Per l'esecuzione del cantiere d'interesse, è stata impiegata una strumentazione di acquisizione modello GEA24, prodotto dalla PASI Geophysics, con frequenza di campionamento 1500 Hz per ognuno dei canali registrati, ciascuno attrezzato con geofoni verticali e orizzontali della PASI Geophysic con frequenza propria di 4,5 Hz. Il numero di canali è risultato pari a n° 24 canali.

Per l'energizzazione ci siamo avvalsi di una mazza battente da 10 kg impattante verticalmente su piastra di battuta in duralluminio, diametro 18 cm, spessore 4 cm, peso 2 kg.

15.1.3.4. CARATTERISTICHE DELLA STRUMENTAZIONE IMPIEGATA

Il metodo interpretativo della M.A.S.W. si compone dei seguenti passaggi di analisi dei segnali acquisiti:

- individuazione della variazione del segnale acquisito nel tempo
- analisi di Fourier con definizione dei contenuti spettrali acquisiti nei segnali
- stacking dello spostamento di fase con definizione delle velocità di rotazione retrograda compatibile con il campo di frequenza definita.

A posteriori dell'analisi matematica del segnale acquisito, definito un modello stratigrafico compatibile con la geologia locale, si provvede all'inversione della curva di dispersione ottenendo la sismo-stratigrafia.

L'elaborazione dei dati che ha prodotto il profilo di velocità è stata realizzata grazie all'impiego del software ZondST2D.

15.1.3.5. CATEGORIE DI SOTTOSUOLO - D.M. 19.01.2018 (NTC 2018)

Le "Norme Tecniche per le Costruzioni" – Decreto del 19/01/2018 definiscono le regole per progettare l'opera sia in zona sismica che in zona non sismica. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato H è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II. Per queste cinque categorie di sottosuolo, le azioni sismiche sono definibili come descritto al § 3.2.3 delle NTC 2018. Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Tabella 3.2.II. Categorie di sottosuolo (Fonte NTC 2018)

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

15.1.4. INTERPRETAZIONE DEI DATI: RIFRAZIONE

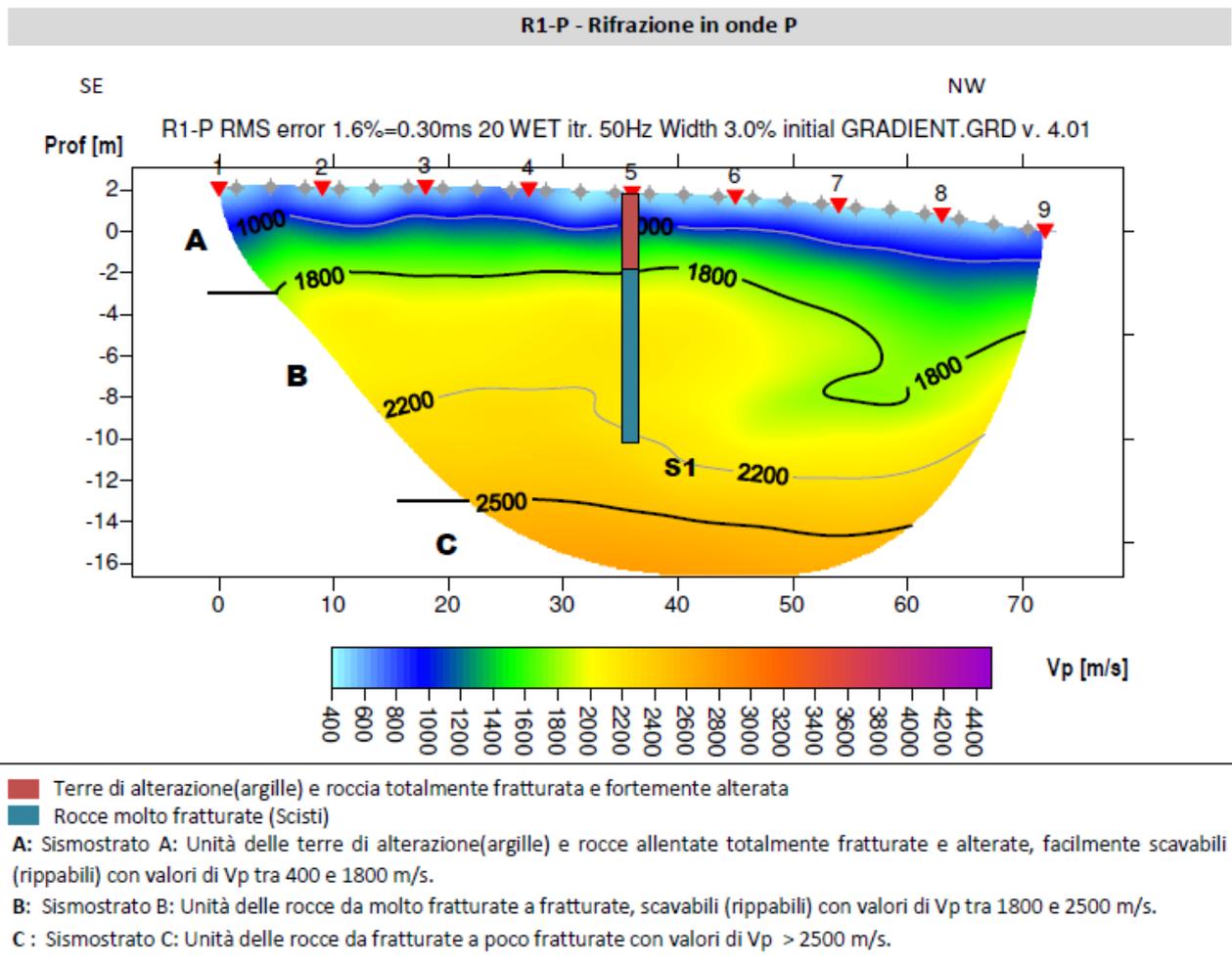
Sulla base delle velocità misurate, nelle sezioni tomografiche sono stati definiti i seguenti sismostrati:

- **A - Sismostrato A:** Unità delle terre di alterazione (argille) e rocce allentate totalmente fratturate e alterate, facilmente scavabili (rippabili) con valori di Vp tra 400 e 1800 m/s.
- **B - Sismostrato B:** Unità delle rocce da molto fratturate a fratturate, scavabili con difficoltà (rippabili) con valori di Vp tra 1800 e 2500 m/s.
- **C - Sismostrato C:** Unità delle rocce da fratturate a poco fratturate non rippabili con valori di Vp > 2500 m/s.

La delimitazione dei sismostrati ha lo scopo principale di distinguere le terre dalle rocce scavabili e queste da quelle non rippabili. I valori di velocità sono indicativi, e possono presentare delle

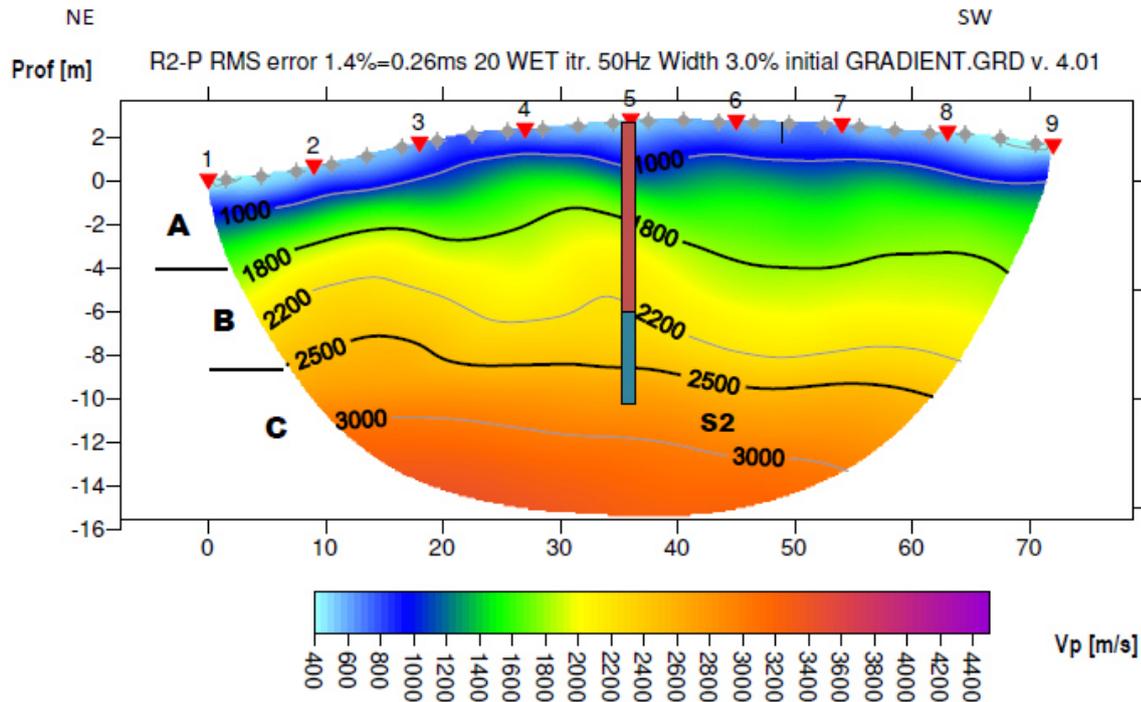
oscillazioni locali a causa delle variazioni delle caratteristiche dei litotipi. Nei paragrafi precedenti sono state indicate le differenti classificazioni del grado di rippabilità delle rocce. Nel contesto in esame per definire le rocce "rippabili" si ritiene ragionevole impiegare quale valore indicativo di velocità $V_p < 2500$ m/s.

Nelle descrizioni che seguono le profondità sono riferite al piano di campagna e per direzione dello stendimento si intende l'orientamento geografico formato dalla linea che unisce il geofono iniziale con quello finale. Dall'esame della sezione tomografica R1 si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range di velocità delle onde P che varia dai 400 m/s ai 2600 m/s. L'aumentare delle velocità delle onde è riconducibile al miglioramento delle caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti nel sottosuolo con l'incremento della profondità. Le 3 unità sismostratigrafiche presentano un andamento circa piano parallelo rispetto al piano di campagna per quasi tutta la sezione, così come gli spessori dei sismostrati. Si può osservare infatti che nella parte destra della sezione si ha una variazione dell'andamento dovuta al maggior spessore del sismostrato A. Il limite del sismostrato A, caratterizzato da terre argillose, formati dall'alterazione dei materiali sottostanti, e da rocce totalmente fratturate e fortemente alterate, si osserva a profondità comprese tra 4,0 e 9,0 m dal piano campagna. Il limite tra materiali rippabili (Sismostrato A+B) e non rippabili (Sismostrato C) si individua a profondità comprese tra 15,0 e 16,0 m dal piano campagna. Si osserva inoltre una buona correlazione con il sondaggio S1 eseguito a circa 9,0 m di distanza dallo stendimento in proiezione con la progressiva 39,0 m .



Dall'esame della sezione tomografica R2 si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range di velocità delle onde P che varia dai 400 m/s ai 3500 m/s. L'aumentare delle velocità delle onde è riconducibile al miglioramento delle caratteristiche fisico-meccaniche dei litotipi presenti nel sottosuolo con l'incremento della profondità. Le 3 unità sismostratigrafiche presentano un andamento circa piano parallelo rispetto al piano di campagna e spessori leggermente variabili lungo tutta la sezione. Il limite del sismostrato A, caratterizzato da terre argillose, formati dall'alterazione dei materiali sottostanti, e da rocce totalmente fratturate e fortemente alterate, si osserva a profondità comprese tra 4,0 e 6,5 m dal piano campagna. Il limite tra materiali rippabili (Sismostrato A+B) e non rippabili (Sismostrato C) si individua a profondità comprese tra 8,0 e 12,0 m dal p.c. Si osserva inoltre una discreta correlazione con il sondaggio S2 eseguito lungo la base sismica alla progressiva 42,0 m. Si ricorda che per il grado di rippabilità delle rocce viene utilizzata la correlazione edita dalla Caterpillar valida per la macchina operatrice D8 Ripper.

R2-P - Rifrazione in onde P



■ Terre di alterazione (argille) e roccia totalmente fratturata e fortemente alterata

■ Rocce molto fratturate (Scisti)

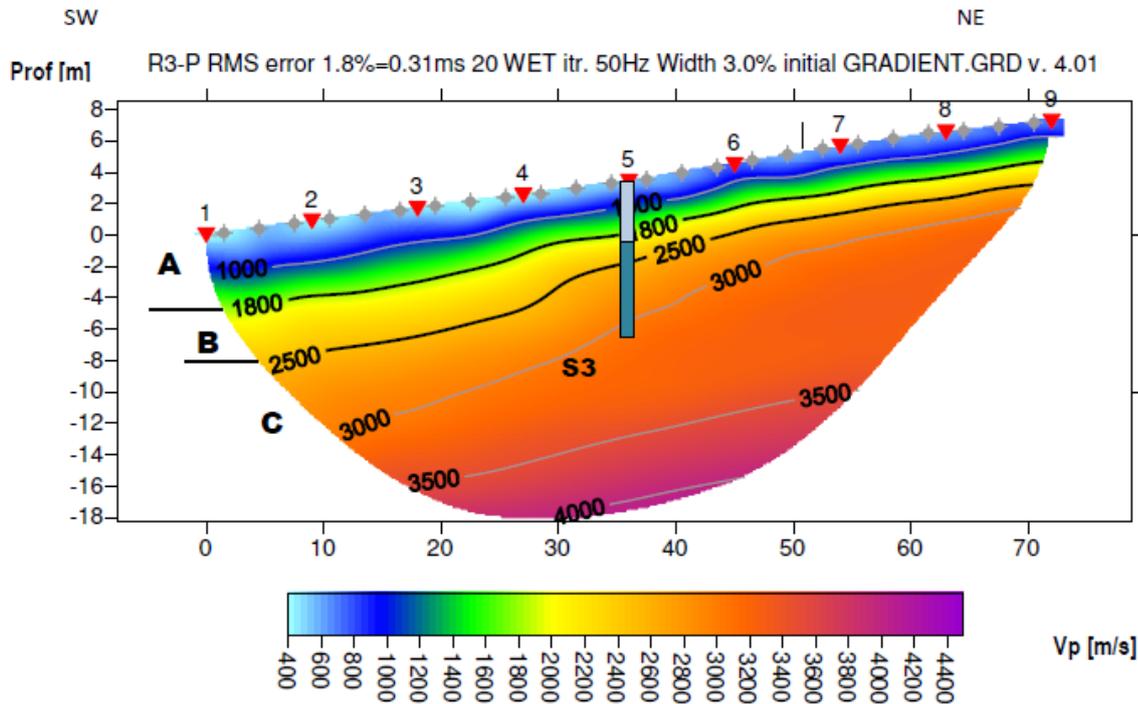
A: Sismostrato A: Unità delle terre di alterazione (argille) e rocce allentate totalmente fratturate e alterate, facilmente scavabili (rippabili) con valori di Vp tra 400 e 1800 m/s.

B: Sismostrato B: Unità delle rocce da molto fratturate a fratturate, scavabili (rippabili) con valori di Vp tra 1800 e 2500 m/s.

C: Sismostrato C: Unità delle rocce compatte da fratturate a poco fratturate con valori di Vp tra 2500 e 3500 m/s.

Dall'esame della sezione tomografica R3 si riconoscono 3 unità sismostratigrafiche principali caratterizzate da velocità crescente delle onde P all'aumentare della profondità, con un range di velocità delle onde P che varia dai 400 m/s ai 4000 m/s, quindi molto più veloce rispetto a R1 e R2. L'aumentare delle velocità delle onde è riconducibile al miglioramento delle caratteristiche fisicomeccaniche dei litotipi presenti nel sottosuolo con l'incremento della profondità. Le 3 unità sismostratigrafiche presentano un andamento piano parallelo rispetto al piano di campagna e spessori leggermente variabili lungo tutta la sezione ed inferiori (A e B) rispetto alle R1 e R2. Il limite del sismostrato A, caratterizzato da terre di copertura e rocce totalmente fratturate e alterate, si osserva a profondità comprese tra 2,5 e 5,0 m dal piano campagna. Il limite tra materiali rippabili (Sismostrato A+B) e non rippabili (Sismostrato C) si individua a profondità comprese tra 4,0 e 8,0 m dal piano campagna. Si osserva inoltre una buona correlazione con il sondaggio S3 eseguito a circa 8,5 m di distanza dallo stendimento in proiezione alla progressiva 30,0 m.

R3-P - Rifrazione in onde P



- Terre di copertura e Calcari molto fratturati e alterati
- Rocce molto fratturate (Scisti)

A: Sismostrato A: Unità delle terre di copertura e rocce allentate totalmente fratturate e alterate, facilmente scavabili (rippabili) con valori di Vp tra 400 e 1800 m/s.

B: Sismostrato B: Unità delle rocce da molto fratturate a fratturate, scavabili (rippabili) con valori di Vp tra 1800 e 2500 m/s.

C: Sismostrato C: Unità delle rocce compatte da fratturate a poco fratturate con valori di Vp tra 2500 e 4000 m/s

15.1.4. INTERPRETAZIONE DEI DATI: MASW

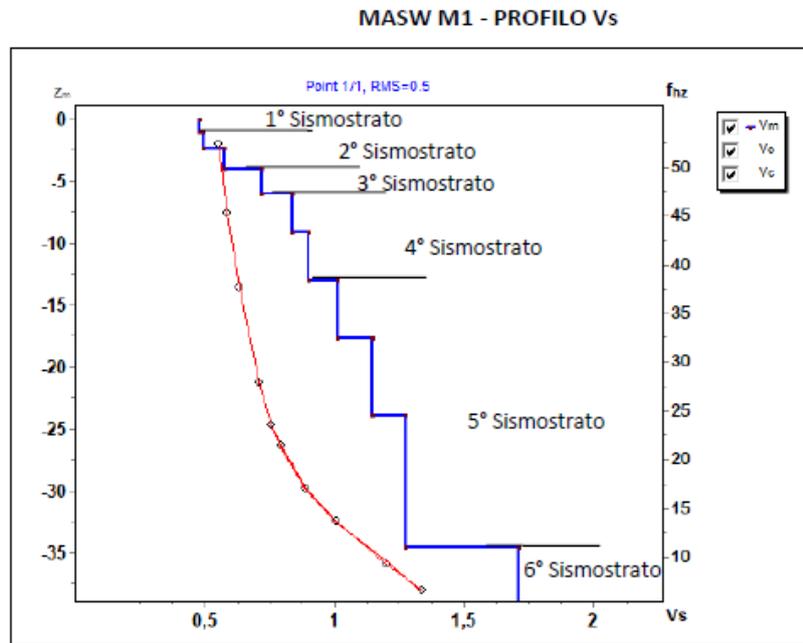
MASW M1

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs dello stendimento M1, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati. Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio Vs.

- **1° sismostrato** (da 0,0 m a 1,0 m) con Vs di 480 m/s, Terre molto addensate e roccia totalmente fratturata
- **2° sismostrato** (da 1,0 m a 4,0 m) con Vs tra 500 e 570 m/s, Roccia totalmente fratturata
- **3° sismostrato** (da 4,0 m a 6,0 m) con Vs di 720 m/s, Roccia intensamente fratturata
- **4° sismostrato** (da 6,0 m a 12,9 m) con Vs tra 840 e 900 m/s, Substrato roccioso intensamente fratturato
- **5° sismostrato** (da 12,9 m a 34,5 m) con Vs tra 1010 e 1270 m/s, Substrato roccioso

fratturato

- **6° sismostrato** (>34,5 m) con Vs di 1710 m/s, Substrato roccioso sano



La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell'*i*-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

Esaminato il profilo delle Vs si pone come profondità del substrato 6,0 m ($V_s > 800$ m/s).

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 6,0 m di profondità dal p.c. è pari a: $V_{s,eq} = 6,0/0,0105 = 570$ m/s che dà luogo ad una categoria B, ossia:

Categoria B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche Nella Tabella si illustrano i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione

bibliografica dei parametri di input Vs, e Vp e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite.

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-1,0	10%	1.800	960	480	0,33	1.108	111	412	1.108
2	1,0-4,0	10%	1.900	1.070	535	0,33	1.451	145	539	1.451
3	4,0-6,0	15%	2.000	1.440	720	0,33	2.766	415	1.040	2.766
4	6,0-12,9	20%	2.100	1.740	870	0,33	4.237	847	1.589	4.237
5	12,9-34,5	30%	2.300	2.280	1.140	0,33	7.973	2.392	2.991	7.973
6	>34,5	40%	2.300	3.420	1.710	0,33	17.937	7.175	6.727	17.937

Figura 20 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure

Indicazioni per la determinazione di N_{spt} e parametri geotecnici Sulla base delle correlazioni fornite nei precedenti paragrafi è possibile stimare una correlazione tra Vs e N_{spt}, i parametri di resistenza al taglio e di deformazione. Nel caso in esame trattandosi di materiali a granulometria prevalentemente fine/siltosa si consiglia di impiegare la correlazione di Lee (1990) di seguito indicata.

$$N_{SPT} = \left(\frac{V_s}{114,43} \right)^{3,226}$$

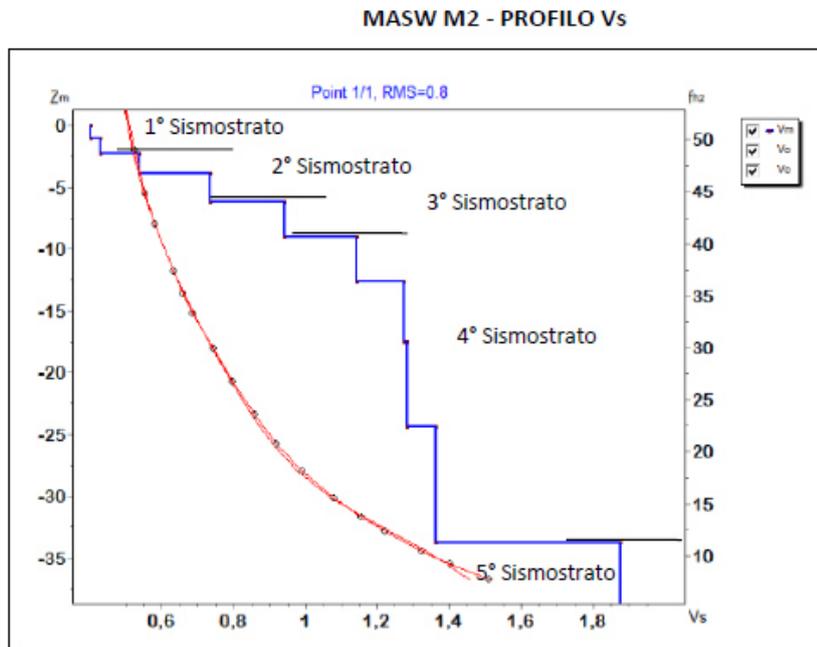
valida per terreni prevalentemente fini/siltosi - Lee (1990)

MASW M2

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali Vs dello stendimento M2, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati. Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio Vs.

- **1° sismostrato** (da 0,0 m a 2,3m) con Vs tra 400 e 430 m/s, Terre molto addensate
- **2° sismostrato** (da 2,3 m a 6,2 m) con Vs tra 540 e 730 m/s, Roccia intensamente fratturata
- **3° sismostrato** (da 6,2 m a 9,1 m) con Vs di 940 m/s, Substrato roccioso alterato e argillificato
- **4° sismostrato** (da 9,1 m a 33,8 m) con Vs tra 1140 e 1360 m/s, Substrato roccioso fratturato

- **5° sismostrato** (>33,8 m) con Vs di 1880 m/s, Substrato roccioso sano



La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i spessore dell'*i*-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

Esaminato il profilo delle Vs si pone come profondità del substrato 6,2 m ($V_s > 800$ m/s).

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 6,2 m di profondità dal p.c. è pari a: $V_{s,eq} = 6,2 / 0,0116 = 535$ m/s che dà luogo ad una categoria B, ossia:

Categoria B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche Nella tabella8 si illustrano i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione

bibliografica dei parametri di input V_s , e V_p e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite.

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità γ	V_p	V_s	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico E_d	Modulo di Young statico E_d	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-2,3	10%	1.800	830	415	0,33	824	82	314	824
2	2,3-6,2	10%	1.900	1.270	635	0,33	2.040	204	765	2.040
3	6,2-9,1	15%	2.000	1.880	940	0,33	4.717	708	1.765	4.717
4	9,1-33,8	20%	2.100	2.500	1.250	0,33	8.748	1.750	3.285	8.748
5	>33,8	40%	2.300	3.760	1.880	0,33	21.683	8.673	8.130	21.683

Figura 21 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure

Indicazioni per la determinazione di N_{spt} e parametri geotecnici Sulla base delle correlazioni fornite nei precedenti paragrafi è possibile stimare una correlazione tra V_s e N_{spt} , i parametri di resistenza al taglio e di deformazione. Nel caso in esame trattandosi di materiali a granulometria prevalentemente fine/siltosa si consiglia di impiegare la correlazione di Lee (1990) di seguito indicata.

$$N_{SPT} = \left(\frac{V_s}{114,43} \right)^{3,226}$$

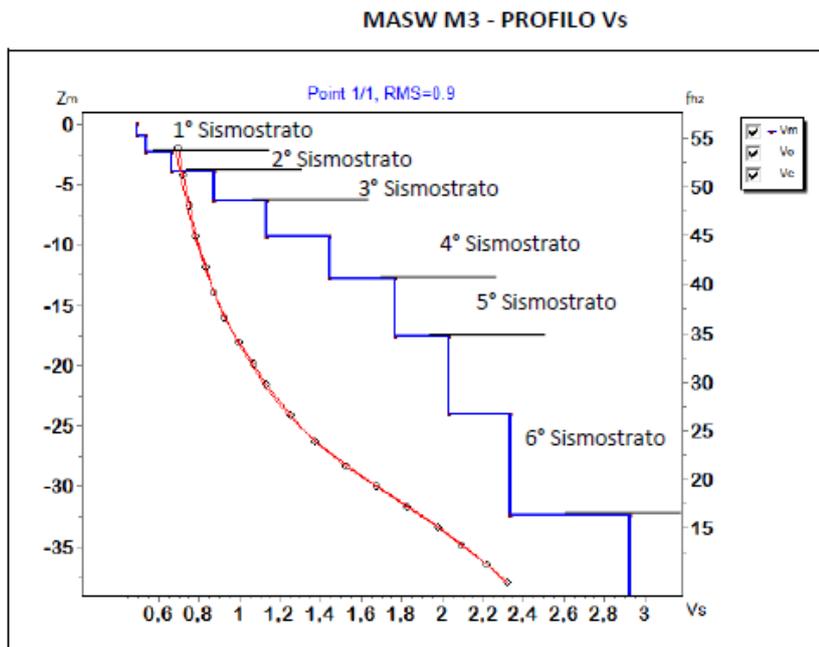
valida per terreni prevalentemente fini/siltosi - Lee (1990)

MASW M3

L'indagine sismica con tecnica MASW ha permesso di ottenere il profilo medio di velocità delle onde di taglio verticali V_s dello stendimento M3, dal quale si possono distinguere i sismostrati di seguito indicati. Si ricorda che si tratta di un profilo medio della velocità di taglio V_s .

- **1° sismostrato** (da 0,0 m a 2,3 m) con V_s tra 500 e 540 m/s, Terre e roccia totalmente fratturata
- **2° sismostrato** (da 2,3 m a 4,0 m) con V_s di 670 m/s, Roccia intensamente fratturata
- **3° sismostrato** (da 4,0 m a 6,4 m) con V_s di 880 m/s, Substrato roccioso intensamente fratturato
- **4° sismostrato** (da 6,4 m a 12,8 m) con V_s tra 1140 e 1450 m/s, Substrato roccioso fratturato
- **5° sismostrato** (da 12,8 m a 17,6 m) con V_s di 1770 m/s, Substrato roccioso sano
- **6° sismostrato** (da 17,6 m a 32,4 m) con V_s tra 2030 e 2340 m/s, Substrato roccioso

Sano



La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, Vs,eq (in m/s), definita dall'espressione

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:
hi spessore dell'*i*-esimo strato;
Vs,i velocità delle onde di taglio nell'*i*-esimo strato;
N numero di strati;
H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

Esaminato il profilo delle Vs si pone come profondità del substrato 4,0 m (Vs>800 m/s).

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per il substrato posto a 4,0 m di profondità dal p.c. è pari a: Vs eq = 4,0/0,0069= 580 m/s che dà luogo ad una categoria B, ossia:

Categoria B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure sismiche Nella tabella8 si illustrano i parametri di deformazione dinamici medi calcolati tramite correlazione bibliografica dei parametri di input Vs, e Vp e densità (da bibliografia/correlazione) per ciascun sismostrato definito dalle indagini eseguite.

Sismostrato	Prof/zona	CT*	Densità γ	Vp	Vs	Coefficiente di Poisson ν	Modulo di Young dinamico Ed	Modulo di Young statico Ed	Modulo di taglio G_0	Modulo di comprimibilità α o di Bulk - K
			[Kg/m ³]	[m/s]	[m/s]		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1	0,0-2,3	10%	1.800	1.040	520	0,33	1.294	129	490	1.294
2	2,3-4,0	10%	1.900	1.340	670	0,33	2.275	228	853	2.275
3	4,0-6,4	20%	2.000	1.760	880	0,33	4.129	826	1.549	4.129
4	6,4-12,8	30%	2.100	2.590	1.295	0,33	9.395	2.818	3.521	9.395
5	12,8-17,6	40%	2.200	3.540	1.770	0,33	18.378	7.351	6.894	18.378
6	17,6-32,4	50%	2.300	4.370	2.185	0,33	29.283	14.642	10.984	29.283

Figura 22 Parametri di deformazione dinamici e statici dei terreni determinati tramite misure

Indicazioni per la determinazione di N_{spt} e parametri geotecnici Sulla base delle correlazioni fornite nei precedenti paragrafi è possibile stimare una correlazione tra Vs e N_{spt}, i parametri di resistenza al taglio e di deformazione. Nel caso in esame trattandosi di materiali a granulometria prevalentemente fine/siltosa si consiglia di impiegare la correlazione di Lee (1990) di seguito indicata.

$$N_{SPT} = \left(\frac{V_s}{114,43} \right)^{3,226}$$

valida per terreni prevalentemente fini/siltosi - Lee (1990)

La prospezione geofisica attraverso l'impiego delle tecniche della sismica a rifrazione in onde P e MASW ha permesso di ricostruire con un buon grado di precisione l'assetto lito-stratigrafico dell'area in esame e dedurre le caratteristiche sismiche, le quali presentano un buon grado di correlazione con i sondaggi geognostici eseguiti lungo i vari stendimenti. Lungo la verticale indagata si evince la presenza di sismostrati con velocità Vp crescente con la profondità con andamento e spessori indicati nei precedenti paragrafi. In termini di rippabilità, la profondità dal piano campagna tra il limite dei materiali rippabili (Sismostrato A+B) e non rippabili (Sismostrato C) viene riportata nella seguente tabella:

Stendimento	Profondità dal piano campagna (m)
R1	Tra 15,0 e 16,0
R2	Tra 8,0 e 12,0
R3	Tra 4,0 e 8,0

Come si osserva dalle sezioni tomografiche il limite tra materiali rippabili e non rippabili è a profondità nettamente maggiori lungo i primi due stendimenti, i quali sono caratterizzati dalla maggior presenza di materiali di alterazione (argille) e rocce intensamente fratturate rispetto al terzo stendimento, dove infatti il limite di rippabilità delle rocce si osserva a profondità decisamente inferiori. Si ricorda che per il grado di rippabilità delle rocce viene utilizzata la correlazione edita dalla Caterpillar valida per la macchina operatrice D8 Ripper.

Attraverso le indagini con la tecnica MASW si rileva un substrato roccioso ($V_s > 800$ m/s) rispettivamente alla profondità di 6,0 m in M1, 6,2 m in M2 e 4,0 m in M3 che dà luogo per tutte le basi sismiche ad una categoria B, ossia: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s. Dall'esame dei profili delle V_s si osserva inoltre che all'aumentare della profondità si ha un aumento progressivo delle velocità dovuto al miglioramento delle caratteristiche fisico meccaniche dei materiali.

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio calcolata per le due MASW è riportata nel seguente schema riassuntivo:

Sigla Stendimento	Profondità substrato [m]	V_{seq} [m/s]	Categoria sottosuolo (NTC2018)
M1	6,0	570	B
M2	6,2	535	B
M3	4,0	580	B

ALLEGATO C – Rifrazione/MASW 1
Documentazione fotografica



Foto 1: R1/M1 da G1



Foto 2: unità di acquisizione del dato



Foto 3: R1/M1 da G24

ALLEGATO C – Rifrazione/MASW 2
Documentazione fotografica



Foto 1: R2/M2 da G1



Foto 2: unità di acquisizione del dato



Foto 3: R2/M2 da G24

ALLEGATO C – Rifrazione/MASW 3
Documentazione fotografica



Foto 1: R3/M3 da G1



Foto 2: unità di acquisizione del dato



Foto 3: R3/M3 da G24

15.8 ANALISI DI LABORATORIO

Per la determinazione dei parametri geotecnici, sono stati prelevati nr.5 campioni (n.2 per analisi granulometriche e n.3 per Point Load Test) di carota riposti in appositi contenitori muniti di etichetta catalogatrice ed inviati in laboratorio.

Nome campione	Profondità Campione da p.c.	Destinazione
NU_SN_01_C1	6,30-6,40m	Point-Load
NU_SN_02_C1	7,40-7,60m	Peso di Volume
NU_SN_02_C2	11,45-11,60m	Peso di volume
NU_SN_03_C1	2,80-3,00m	Point-Load
NU_SN_03_C2	4,00-4,10m	Peso di Volume
NU_SN_03_C3	7,10-7,25m	Point-Load
NU_SN_03_C4	7,25-7,35m	Peso di Volume
NU_SN_03_C5	9,30-9,40m	Point-Load
NU_SN_03_C6	9,55-9,65m	Peso di Volume

Tabella 4 Campioni inviati in laboratorio

15.8.1 PROVE DI ROTTURA POINT LOAD

Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati vari spezzoni di roccia lapidea. I blocchi utilizzati rispondono al requisito geometrico

$$0,3W < D < W \text{ e } L/D = 0,30 \pm 1$$

essendo:

D = distanza dei punzoni a contatto

W = larghezza del campione perpendicolarmente alla direzione di carico

L = distanza tra i punti di contatto e la più vicina estremità libera

È stata utilizzata la seguente apparecchiatura: Pressa Point Load digitale CONTROLS mod. 45-D0550/D matr.06053686, applicando le Norme di riferimento: ASTM D5731, Raccomandazioni ISRM (si riporta il certificato di taratura).



Figura 23 - Esecuzione delle prova Point Load

CONTROLS		VERIFICA MACCHINA DI COMPRESIONE COMPRESSION TESTING MACHINE				CERT.Nr. 1398/19
Cliente Impresa Dott. Antonello Angius			Indirizzo Site address			
Costruttore Controls	Modello Model	D0550/D	Matricola Serial no	06053886	Carico max Max Load	50 kN
Carico misurato con Load measured by Indicat. Manometrico - Manometer indicator		Scala-Ranges	Risol.-Resol.	Carico min. ver. - Lower limit	Mat.-Serial no.	
Display dig. - Digital dis		0-50 kN	0,001	5 kN	06053000	
Altri - Others						
Verificato con-Verified with		Scala-Ranges	Certificato n°-Certificate no	Vallo-Validity	Mat.-Serial no.	
Dimensioni elettr. - Force transducer		0-50000 N	147817F	07/2019	414026	
Centralina digitale-Digital electronic tester			147817F	07/2019	10096	
Manometri-Manometers						
Anelli di prova-Proofing rings						
Verificata secondo			Carico ver. da	5 kN	a	50 kN
Conformi to		L.Q.P1 rev.2	Load verified from		to	
Forza Load	Uscite centralina (division) Output digital electronic tester (division)			Temperatura Temperature		20 °C
kN	Ciclo-Cycles 1	Ciclo-Cycles 2	Ciclo-Cycles 3	Memo		
0	0,0	0,0	0,0	Calcolo forze misurate/Calculation of measured forces		
5	5,030	4,996	5,042	$F_i = C+D*(U_i-U_0)+E*(U_i-U_0)^2+F*(U_i-U_0)^3$		
10	10,030	9,990	10,016	Accuratezza/Accuracy		
20	20,091	20,020	20,078	$A = F_i/M_i * 100$		
30	30,010	30,036	30,048	Ripetibilità/Repeatability		
40	40,062	40,074	40,056	$R_i = F_{max} - F_{min} * 100$		
50	50,114	50,108	50,094	Media/Media		
				$M = F_1 + F_2 + F_3$		
F ₀	U ₁	U ₂	U ₃	Max		
Zero	0	0	0			
ELABORAZIONE DATI - DATA ELABORATION						
Coefficienti dell'equazione del dinamometro - Index of strain gauge equation						
C = 0,00000E+00		D = 1,00027E+00		E = -1,95047E-10		F = -1,12987E-13
Forza Load	Forze Misurate Load measured			Media Media	Err. Accurat. Accuracy err.	Err. Ripetibilità Repeatab. err.
kN	Ciclo-Cycle 1	Ciclo-Cycles 2	Ciclo-Cycles 3	kN	%	%
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00
5	5,031	4,999	5,043	5,025	-0,49	0,88
10	10,030	9,993	10,019	10,015	-0,15	0,40
20	20,096	20,025	20,083	20,068	-0,34	0,35
30	30,016	30,046	30,065	30,040	-0,13	0,13
40	40,103	40,085	40,069	40,085	-0,21	0,06
50	50,126	50,122	50,078	50,109	0,00	0,00
F ₀	F ₁	F ₂	F ₃	M	A	R
LIMITI DI CLASSE - FORCE SCALE TOLERANCES						
	Err. accurat. Accuracy err.	Err. ripetibilità Repeatab. err.	Ritorno a 0 Zero error	Risoluzione Resolution		
Classe-Class	%	%	% F.S.	%		
1	1	1	0,2	0,5		
2	2	2	0,4	1		
Campo di misura - Range		Da - From	5 kN	a - to	50 kN	
		0,49	0,88	0,02	Classe assegnata	
Campo di misura - Range		Da - From		a - to		
					Classe assegnata	
Data - Date		Firma collaudatore - Operator signature			Verificata da - Verified by	
05-giu-19						

Figura 24 Certificato taratura pressa Point load

La resistenza al punzonamento (Point Load Strength Index) è data dalla seguente espressione:

$$IS = (P \times 1000) / DE^2$$

IS (MPa) = Point Load Strength Index

P (kN) = Resistenza massima a rottura

DE (mm) = Equivalent Core Diameter

$$DE^2 = 4 * (A/\pi)$$

dove A = W*D rappresenta la minima superficie del fascio di piani passante attraverso i punti di contatto delle punte

Il valore IS deve essere corretto per rapportarlo a provini con Ø 50 mm, come segue:

$$IS(50) = F \times IS \quad F = (DE/50)^{0,45}$$

Per ottenere una stima della resistenza a compressione monoassiale **Su** si dovrà moltiplicare il valore IS50 per un coefficiente di correlazione **K**, variabile in funzione del litotipo testato. Il coefficiente viene determinato per correlazione con prove di compressione monoassiale e /o tramite la tabella sottostante, mediante la seguente formula:

$$Su = IS50 \times K$$

La tabella seguente riporta i valori di K per i vari litotipi.

Tabella 0.5 - Valori del coeff. di correlazione K (Bruschi, 2004)

LITOTIPO	K
Rocce effusive	22
Rocce intrusive	18
Rocce sedimentarie a grana grossa	18
Rocce sedimentarie a grana fine	8
Rocce metamorfiche a basso metamorfismo	18-24
Rocce metamorfiche a medio metamorfismo	16-19
Rocce metamorfiche ad alto metamorfismo	14

Tabella 6 Valori del coeff. di correlazione K (Bruschi, 2004)

ID sondaggio	Profondità	Tipo di rottura	P	Is	Is(50)	K	Su	Litologia	Valutazione della resistenza
	<i>m</i>		<i>kN</i>	<i>MPa</i>	<i>MPa</i>		<i>MPa</i>		
S1	6,30-6,40	Giunto latente	9.70	1.34	1.71	16	27.28	Filone di quarzo	R2
S3	2,80-3,00	Diametrico	7.90	1.09	1.39	10	13.89	Marna	R2
S3	7,10-7,25	Scistosità	6.60	0.91	1.16	16	18.56	Scisto	R2
S3	9,30-9,40	Scistosità	6.30	0.87	1.11	16	17.72	Scisto	R2

Tabella 7 Prove Point Load

In accordo a *Brown E.T., Rock characterization, testing and monitoring-ISRM suggest methods*, per ogni campione è stata definita la classe di resistenza, con riferimento alla tabella seguente.

CLASSE [*]	DESCRIZIONE	RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE (MPa)	INDICE DI RESISTENZA (POINT LOAD) (MPa)	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA IN SITO	ESEMPI
R6	Resistenza estremamente elevata	>250	>10	Un campione può essere solamente scheggiato con un martello geologico	Basalto intatto, selce, diabase, gneiss, granito, quarzite
R5	Resistenza molto elevata	100-250	4-10	Un campione richiede molti colpi di un martello geologico per essere fratturato	Anfibolite, arenaria, basalto, gabbro, gneiss, granodiorite, calcare, marna, riolite, tufi
R4	Resistenza elevata	50-100	2-4	Un campione richiede più di un colpo di un martello geologico per essere fratturato	Calcare, marna, fallite, arenaria, scisto, argillite
R3	Resistenza media	25-50	1-2	Non può essere raschiato o spellato con un coltellino, un campione può essere fratturato con un solo colpo di un martello geologico	Argillite, carbone, calcestruzzo, scisto, siltite
R2	Resistenza bassa	5-25	[**]	Con difficoltà può essere spellato con un coltellino, una intaccatura superficiale può essere procurata con un colpo inferto mediante la punta di un martello geologico	Calcare bianco, salgemma
R1	Resistenza molto bassa	1-5	[**]	Si frantuma per effetto di alcuni colpi con la punta di un martello geologico, può essere spellato mediante un coltellino	Rocce estremamente alterate
R0	Resistenza estremamente bassa	0.25-1	[**]	Intagliato con l'unghia di un pollice	Miloniti, cataclasi

[*] In accordo a Brown E.T. (1981), Rock characterization, testing and monitoring. ISRM suggested methods, pp. 171-183, Oxford Pergamon.
 [**] La prova meccanica point load su rocce con resistenza a compressione monoassiale inferiore a 25 Mpa fornisce risultati poco attendibili

Tabella 8 Classi di resistenza

Il campione intatto ha dunque resistenza molto bassa (Brown E.T., Rock characterization, testing and monitoring-ISRM suggest methods).

15.8.2 Determinazione della massa volumica apparente (UNI CEN ISO/TS 19892-2 Metodo B)

E' stata determinata la massa volumica apparente di n.5 campioni mediante pesata in acqua a temperatura ambiente dopo aver provveduto ad impermeabilizzare il provino con paraffina.

VDA N.	CAMPIONE	Profondità da p.c. m	Massa Vol. naturale Mg/mm3
5689-1	NU_SN_02_C1	7.40-7.60	2.08
5689-2	NU_SN_02_C2	11.45- 11.60	2.23
5689-3	NU_SN_03_C2	4.00-4.20	2.74
5689-4	NU_SN_03_C4	7.25-7.35	2.43
5689-5	NU_SN_03_C6	9.55-9.65	2.56

Tabella 9 Risultati determinazione massa volumica apparente

9. MODELLAZIONE GEOLOGICA

16.1 CARATTERIZZAZIONE GEOSTRUTTURALE DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso al quale la fondazione delle turbine si appoggia, è stato adoperato il criterio di caratterizzazione dell'ammasso roccioso di Hoek-Brown generalizzato (1995), supportato dai dati geostrutturali rilevati in sito in pareti esposte, laddove disponibili, e dai dati derivanti dai sondaggi geognostici.

Sulla base di tale classificazione, il cui criterio di rottura è definito dalla relazione seguente:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} (mb (\sigma'_3 / \sigma_{ci}) + s)^a$$

dove:

σ'_1 e σ'_3 = sforzi efficaci principali rispettivamente massimo e minimo a rottura;

mb = costante d'ammasso

s ed a = costanti d'ammasso

σ_{ci} = resistenza a compressione monoassiale della roccia intatta

è stato possibile risalire ai parametri di coesione e angolo di attrito interno secondo Mohr- Coulomb. Tale metodologia si basa su caratteristiche proprie dell'ammasso, valutabili tramite osservazioni in sito o con l'ausilio di tabelle sviluppate sulla base di una vasta raccolta di dati pubblicati in letteratura, attraverso cui è possibile stimare con una certa precisione i parametri di coesione e angolo di attrito interno necessari alle verifiche di stabilità, valutando i seguenti parametri:

- Resistenza a compressione monoassiale (*Intact Uniaxial Compressive Strength – IUCS*) stimata su base empirica (Fig.56) e su valori di Point Load.
- Stima dell'indice *GSI* (*Geological Strength Index*) in base alle caratteristiche geologiche dell'ammasso: tale indice, introdotto da Hoek, Kaiser e Bawden (1995), può esser definito sulla base delle caratteristiche dell'ammasso (Fig. 57) o sulla base di un controllo diretto con l'indice RMR della classificazione di Bieniawski.
- Determinazione della costante m_i (Funzione del tipo di roccia): i valori delle costanti caratteristiche della roccia (σ_{ci} e m_i) vengono generalmente definiti sulla base di apposite prove di laboratorio, ma in assenza delle suddette, è possibile fare riferimento alla tabella di Fig.58, che riassume i valori della costante m_i per diversi tipi di roccia.

CLASSE [*]	DESCRIZIONE	RESISTENZA A COMPRESSIONE MONOASSIALE (MPa)	INDICE DI RESISTENZA (POINT LOAD) (MPa)	VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA IN SITO	ESEMPI
R6	Resistenza estremamente elevata	> 250	> 10	Un campione può essere scheggiato solamente con un martello geologico	Basalto intatto, silice, selce, diabase, gneiss granito, quarzite
R5	Resistenza molto elevata	100-250	4-10	Un campione richiede molti colpi di un martello geologico per essere fratturato	Anfibolite, arenaria basalto, gabbro, gneiss, granodiorite calcare, marna riolite, tufi
R4	Resistenza elevata	50-100	2-4	Un campione richiede più di un martello geologico per essere fratturato	Calcare, marna, fillite, arenaria, scisto, argillite
R3	Resistenza media	25-50	1-2	Non può essere raschiato o spellato con un coltellino, un campione può essere fratturato con un solo colpo mediante un martello geologico	Argillite, carbone, calcstruzzo, scisto, siltite
R2	Resistenza bassa	5-25	[**]	Con difficoltà può essere spellato con un coltellino, una intaccatura superficiale può essere procurata con un colpo inferto mediante la punta di un martello geologico	Calcare bianco, salgemma
R1	Resistenza molto bassa	1-5	[**]	Si frantuma per effetto di alcuni colpi con la punta di un martello geologico, può essere spellato mediante un coltellino	Rocce estremamente alterate o alterate
R0	Resistenza estremamente bassa	0.25-1	[**]	Intagliato con l'unghia di un pollice	Miloniti, cataclasi

[*] In accordo a Brown E.T. Rock characterization, testing and monitoring - ISRM suggested methods, pp. 171-183. Oxford, Pergamon (1981).
 [] La prova meccanica point load su rocce con resistenza a compressione monoassiale inferiore a 25 MPa fornisce risultati poco attendibili.

Figura 25 - Resistenza a compressione monoassiale per diversi tipi di roccia

DESCRIZIONE DELL'AMMASSO ROCCIOSO PER LA VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA	CONDIZIONI SUPERFICIALI				
	MOLTO BUONE	BUONE	DISCRETE	SCADENTE	MOLTO SCADENTE
<p>Sulla base dell'apparenza della roccia, scegliere la categoria che si pensa dia la migliore descrizione delle condizioni "medie" dell'ammasso indisturbato presente in sito. Da notare che la superficie visibile della roccia ottenuta da una volata con esplosivo può dare una impressione fuorviante sulla qualità della roccia sottostante. Occorre pertanto correggere opportunamente la valutazione delle caratteristiche dell'ammasso roccioso per tenere in conto il disturbo arrecato dallo scavo con esplosivo. A questo riguardo può essere utile l'esame di carotaggi ottenuti da perforazioni a carotaggio continuo con corona diamantata o l'osservazione della superficie creata da uno scavo realizzato con tecniche di abbattimento controllato. È inoltre importante ricordare che il criterio di rottura di Hoek-Brown dovrebbe essere applicato dove la dimensione del "volume unitario" di ammasso roccioso risulta piccola in confronto alle dimensioni dello scavo in considerazione.</p>	<p>Superfici molto scabre, sane, non alterate.</p> <p>Superfici scabre, leggermente alterate, ossidate</p> <p>Superfici lisce, moderatamente alterate.</p> <p>Superficie di faglia liscia, moderatamente alterata, con riempimento costituito da argille tenere</p>				
STRUTTURA	DIMINUIZIONE DELLA QUALITÀ SUPERFICIALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO				
<p>A BLOCCHI - Ammasso roccioso indisturbato costituito da blocchi cubici, formati da tre famiglie di discontinuità tra loro ortogonali, con un elevato grado di mutuo incastro.</p>	B/VG	B/G	B/F	B/P	B/VP
<p>CON MOLTI BLOCCHI - Ammasso roccioso parzialmente disturbato con blocchi angolari, mutuamente incastrati, con più sfaccettature formate da quattro o più famiglie di discontinuità.</p>	VB/VG	VB/G	VB/F	VB/P	VB/VP
<p>A BLOCCHI/DISTURBATA - Ammasso roccioso con blocchi angolari formati dall'intersezione di molte famiglie di discontinuità.</p>	BD/VG	BD/G	BD/F	BD/P	BD/VP
<p>DISINTEGRATA - Ammasso roccioso molto fratturato e con basso grado di mutuo incastro formato da un insieme di blocchi rocciosi angolari e arrotondati.</p>	D/VG	D/G	D/F	D/P	D/VP

INDICE GEOLOGICO DI RESISTENZA GSI (Geological Strength Index)	CONDIZIONI SUPERFICIALI				
	MOLTO BUONE	BUONE	DISCRETE	SCADENTE	MOLTO SCADENTE
<p>Dalle sigle, determinate con la tabella riportata precedentemente, che descrivono la struttura e le condizioni superficiali dell'ammasso roccioso, selezionare l'appropriata casella della presente tabella. Stimare il valore medio di GSI delle linee di ugual valore di GSI che attraversano la casella di riferimento. A quest'ultimo riguardo non è importante essere troppo precisi. Indicare per GSI un valore compreso fra 35 e 42 è molto più realistico che indicare GSI=38.</p>	<p>Superfici molto scabre, sane, non alterate.</p> <p>Superfici scabre, leggermente alterate, ossidate</p> <p>Superfici lisce, moderatamente alterate.</p> <p>Superficie di faglia liscia, moderatamente alterata, con riempimento costituito da argille tenere</p>				
STRUTTURA	DIMINUIZIONE DELLA QUALITÀ SUPERFICIALE DELL'AMMASSO ROCCIOSO				
<p>A BLOCCHI - Ammasso roccioso indisturbato costituito da blocchi cubici, formati da tre famiglie di discontinuità tra loro ortogonali, con un elevato grado di mutuo incastro.</p>	80	70	60	50	40
<p>CON MOLTI BLOCCHI - Ammasso roccioso parzialmente disturbato con blocchi angolari, mutuamente incastrati, con più sfaccettature formate da quattro o più famiglie di discontinuità.</p>					
<p>A BLOCCHI/DISTURBATA - Ammasso roccioso con blocchi angolari formati dall'intersezione di molte famiglie di discontinuità.</p>					
<p>DISINTEGRATA - Ammasso roccioso molto fratturato e con basso grado di mutuo incastro formato da un insieme di blocchi rocciosi angolari e arrotondati.</p>					20

Figura 26 Abaco per la determinazione di GSI sulla base delle caratteristiche geologiche e strutturali dell'ammasso

Sulla base di queste caratteristiche si ottengono i seguenti valori di m_b , s , α :

$$m_b = m_i [(GSI-100)/28]$$

$$s = e [(GSI-100)/(9-3D)]$$

$$\alpha = 0,5 \text{ (per } GSI > 25)$$

tramite i quali si stimano coesione e angolo di attrito interno secondo il criterio di rottura di Mohr-Coulomb:

$$\sigma'1 = (2c' \cos \varphi' / 1 - \sin \varphi') + (1 + \sin \varphi' / 1 - \sin \varphi') \sigma'3$$

I valori coesione e di angolo di attrito interno ottenuti attraverso l'applicazione di tale classificazione sono in generale rispondenti alla tipologia litologica interessata.

È utile sottolineare che esistono delle correlazioni dirette fra i valori di GSI e il valore RMR del sistema di classificazione di Bieniawski

TIPO DI ROCCIA	CLASSE	GRUPPO	TESSITURA			
			GROSSOLANA	MEDIA	FINE	MOLTO FINE
SEDIMENTARIE	Clastiche		Conglomerato (22)	Arenaria 19	Siltite 9	Argillite 4
				Grovacche (18)		
	Non clastiche	Organogene			Calcarea bianco (7)	
		Carbonatiche	Breccia(20)	Calcarea Sparitico (10)	Calcarea Micritico 8	
	Chimiche		Gesso 16	Anidride 13		
METAMORFICHE	Non foliate		Marmo 9	Hornfels (19)	Quarzite 24	
	Leggermente foliate		Migmatite (30)	Anfibolite 25-31	Miloniti (6)	
	Foliate*		Gneiss 33	Scisti 4-8	Filliti (10)	Scisti argillosi 9
IGNEE	Chiare		Granito 33		Riolite (16)	Ossidiana (19)
			Granodiorite (30)		Dacite (17)	
			Diorite (28)		Andesite 19	
	Scure		Gabbro 27	Dolerite (19)	Basalto (17)	
			Norite 22			
Effusive piroclastiche		Agglomerato (20)	Breccia (18)	Tufo (15)		

Questi valori sono validi per campioni di roccia intatta portati a rottura applicando il carico normale alla stratificazione o scistosità. Il valore di m_i sarà sensibilmente inferiore se la rottura avviene lungo un piano di debolezza

Figura 27 Valori della costante m_i per diversi tipi di roccia

L'analisi delle caratteristiche geomeccaniche in sito degli ammassi rocciosi interessati dal progetto e l'applicazione del metodo di Hoek-Brown per la definizione dei parametri geotecnici del substrato roccioso ha portato alla classificazione di nr.4 tipologie tra le litologie che caratterizzano le formazioni presenti ovvero Pala Manna Fm., Formazione degli Scisti a Graptoliti, Formazione del Monte Santa Vittoria e Formazione del Muschelkalk.

Per il calcolo degli indici e della relativa trasformazione in parametri di coesione e angolo di attrito interno secondo Mohr- Coulomb è stato utilizzato il software RocData vers.5.0 della Rocscience Inc.

<p>Criterio di rottura empirico</p> $\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_{u(r)}\sigma_3 + s\sigma_{u(r)}^2}$ <p>σ_1 = tensione efficace principale massima σ_3 = tensione efficace principale minima $\sigma_{u(r)}$ = resistenza a compressione monoassiale m ed s: costanti empiriche</p>	COSTANTI DEL MATERIALE: m, s	<p>ROCCIE CARBONATICHE CON CLIVAGGIO CRISTALLINO BEN SVILUPPATO</p> <p>Dolomite, calcare e marmo.</p>	<p>ROCCIE ARGILLOSE LITIFICATE</p> <p>Argillite, siltite, scisti argillosi con clivaggio ben marcato.</p>	<p>ROCCIE ARENACEE CON ELEVATA CRISTALLIZZAZIONE E LIMITATO SVILUPPO DI CLIVAGGIO PER CRISTALLIZZAZIONE</p> <p>Arenaria e quarzite</p>	<p>ROCCIE CRISTALLINE IGNEE E GRANA FINE</p> <p>Andesite, dolerite, diabase e riolite</p>	<p>ROCCIE IGNEE A GRANA GROSSOLANA E ROCCIE CRISTALLINE METAMORFICHE</p> <p>Amfibolite, gabbro, gneiss, norite, quarzo-diorite</p>
<p>CAMPIONI DI ROCCIA INTATTA</p> <p>Campioni di laboratorio senza discontinuità (matrice rocciosa)</p> <p>Indice CSIR: RMR = 100</p> <p>Indice NGI: Q = 500</p>	m s	7.00 1.00	10.00 1.00	15.00 1.00	17.00 1.00	25.00 1.00
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI OTTIMA QUALITÀ</p> <p>Ammasso roccioso indisturbato con giunti non alterati di spaziatura compresa fra 1 e 3 m</p> <p>Indice CSIR: RMR = 85</p> <p>Indice NGI: Q = 100</p>	m s	2.40 0.082	3.43 0.082	5.14 0.082	5.82 0.082	8.56 0.082
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI BUONA QUALITÀ</p> <p>Roccia sana o leggermente alterata, leggermente disturbato con giunti di spaziatura compresa fra 1 e 3 m.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 65</p> <p>Indice NGI: Q = 10</p>	m s	0.575 0.00293	0.821 0.00293	1.231 0.00293	1.395 0.00293	2.052 0.00293
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI DISCRETA QUALITÀ</p> <p>Numerose famiglie di giunti moderatamente alterati, con spaziature comprese fra 0.3 e 1 m.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 44</p> <p>Indice NGI: Q = 1</p>	m s	0.128 0.00009	0.183 0.00009	0.275 0.00009	0.311 0.00009	0.458 0.00009
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ SCADENTE</p> <p>Numerosi giunti alterati con spaziatura compresa fra 30 e 500 mm, alcuni con riempimento. Detrito di roccia pulita compattata.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 23</p> <p>Indice NGI: Q = 0.1</p>	m s	0.029 0.000003	0.041 0.000003	0.061 0.000003	0.069 0.000003	0.102 0.000003
<p>AMMASSO ROCCIOSO DI QUALITÀ MOLTO SCADENTE</p> <p>Numerosi giunti molto alterati con spaziatura inferiore a 50 mm e con riempimento. Detrito di roccia con materiale fine.</p> <p>Indice CSIR: RMR = 3</p> <p>Indice NGI: Q = 0.01</p>	m s	0.007 0.0000001	0.010 0.0000001	0.015 0.0000001	0.017 0.0000001	0.025 0.0000001

CSIR (Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization) Organizzazione Scientifica ed Industriale di Ricerca (Bieniawski 1974)
 NGI Norway Geotechnical Institute (Barton 1974)

Figura 28 Correlazione fra valori di m, s, indice RMR, ed il tipo di roccia.

Di seguito si riportano gli schemi di analisi degli ammassi rocciosi e i relativi diagrammi di Mohr - Coulomb:

Formazione di Pala Manna (inalterata)

Standard ISRM = R4 Un campione richiede pochi colpi di martello per essere fratturato

Instabilità= scivolamenti planari

Ammasso roccioso= irregolare

Struttura= scistosa

Alterazione= debolmente alterata

Spaziatura totale delle discontinuità (s)=0,3 m

Lunghezza media del giunto = 1,8 m

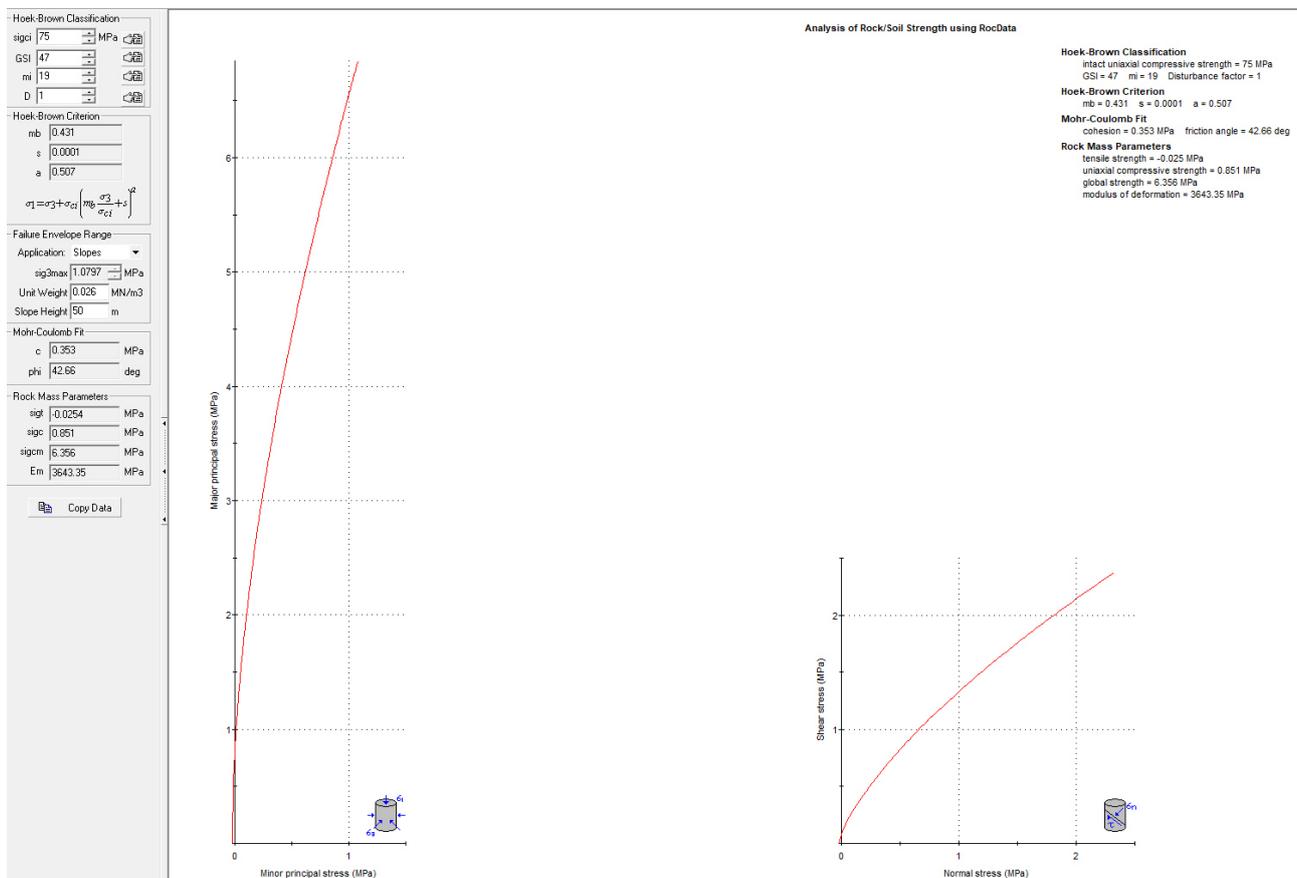
Apertura del giunto = 1 - 60mm

Giunto – rugoso planare classe VII

Pareti – poco alterate

Riempimento – sciolto/ assente

Roccia – asciutta



Formazione di Pala Manna (alterata)

Standard ISRM = R4 Un campione richiede pochi colpi di martello per essere fratturato

Instabilità= scivolamenti rotazionali

Ammasso roccioso= frantumato

Struttura= scistosa

Alterazione= fortemente alterata

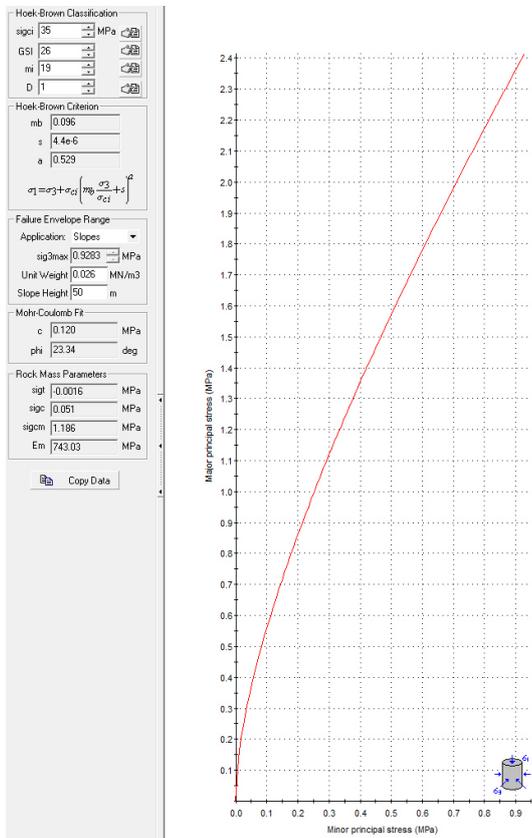
Spaziatura totale delle discontinuità (s)=0,1 m

Lunghezza media del giunto = 1,8 m

Pareti – fortemente alterate

Riempimento – sciolto

Roccia – asciutta



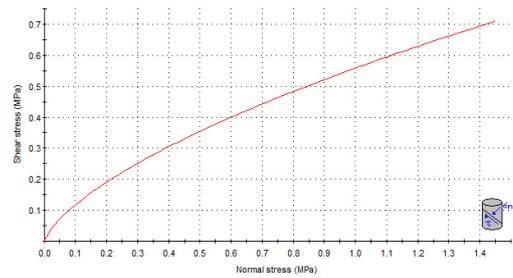
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 35 MPa
 GSI = 26 m_i = 19 Disturbance factor = 1

Hoek-Brown Criterion
 m_b = 0.096 s = 4.4e-6 a = 0.529

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.120 MPa friction angle = 23.34 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.002 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.051 MPa
 global strength = 1.186 MPa
 modulus of deformation = 743.03 MPa



Formazione degli Scisti a Graptoliti

Standard ISRM = R1 il campione si sbriciola col martello

Instabilità= scivolamenti planari e a cuneo

Ammasso roccioso= irregolare

Struttura= scistosa

Alterazione= debolmente alterata

Spaziatura totale delle discontinuità (s)=0,25 m

Lunghezza media del giunto = 1,5 m

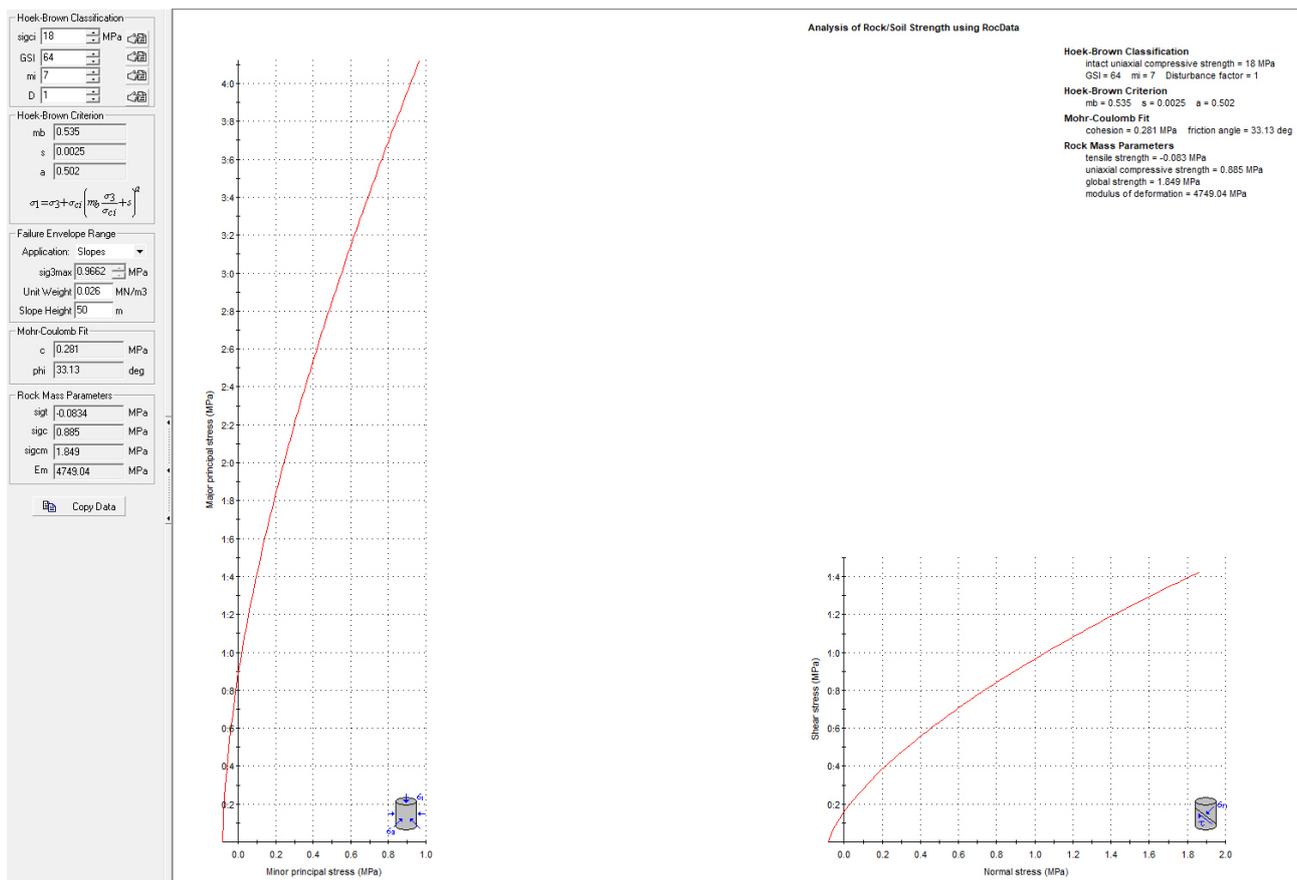
Apertura del giunto = 1 - 40mm

Giunto – rugoso ondulato classe IV

Pareti – poco alterate

Riempimento – sciolto/ assente

Roccia – asciutta



Formazione degli Scisti a Graptoliti alterati

Standard ISRM = R1 il campione si sbriciola col martello

Instabilità= scivolamenti planari e a cuneo

Ammasso roccioso= irregolare

Struttura= scistosa

Alterazione= fortemente alterata

Spaziatura totale delle discontinuità (s)=0,25 m

Lunghezza media del giunto = 1,5 m

Apertura del giunto = 1 - 40mm

Giunto – rugoso ondulato classe IV

Pareti – fortemente alterate

Riempimento – sciolto

Roccia – asciutta

Hoek-Brown Classification

sigci 20 MPa

GSI 40

mi 7

D 1

Hoek-Brown Criterion

mb 0.096

s 4.54e-5

a 0.511

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left[m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right]^a$$

Failure Envelope Range

Application: Slopes

sig3max 0.8930 MPa

Unit Weight 0.026 MN/m3

Slope Height 50 m

Mohr-Coulomb Fit

c 0.113 MPa

phi 20.92 deg

Rock Mass Parameters

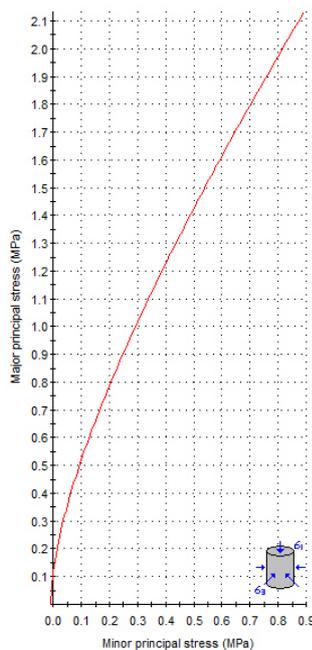
sigt -0.0094 MPa

sigc 0.120 MPa

sigcm 0.771 MPa

Em 1257.43 MPa

Copy Data



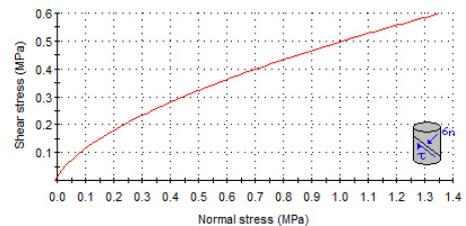
Analysis of Rock/Soil Strength using RocData

Hoek-Brown Classification
 intact uniaxial compressive strength = 20 MPa
 GSI = 40 mi = 7 Disturbance factor = 1

Hoek-Brown Criterion
 mb = 0.096 s = 4.54e-5 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit
 cohesion = 0.113 MPa friction angle = 20.92 deg

Rock Mass Parameters
 tensile strength = -0.009 MPa
 uniaxial compressive strength = 0.120 MPa
 global strength = 0.771 MPa
 modulus of deformation = 1257.43 MPa



Formazione del Monte Santa Vittoria

Standard ISRM = R5 il campione si frattura con molti colpi di martello

Instabilità= scivolamenti planari e a cuneo

Ammasso roccioso= tabulare

Struttura= stratificata

Alterazione= inalterata

Spaziatura totale delle discontinuità (s)=0,25 m

Lunghezza media del giunto = 1,2 m

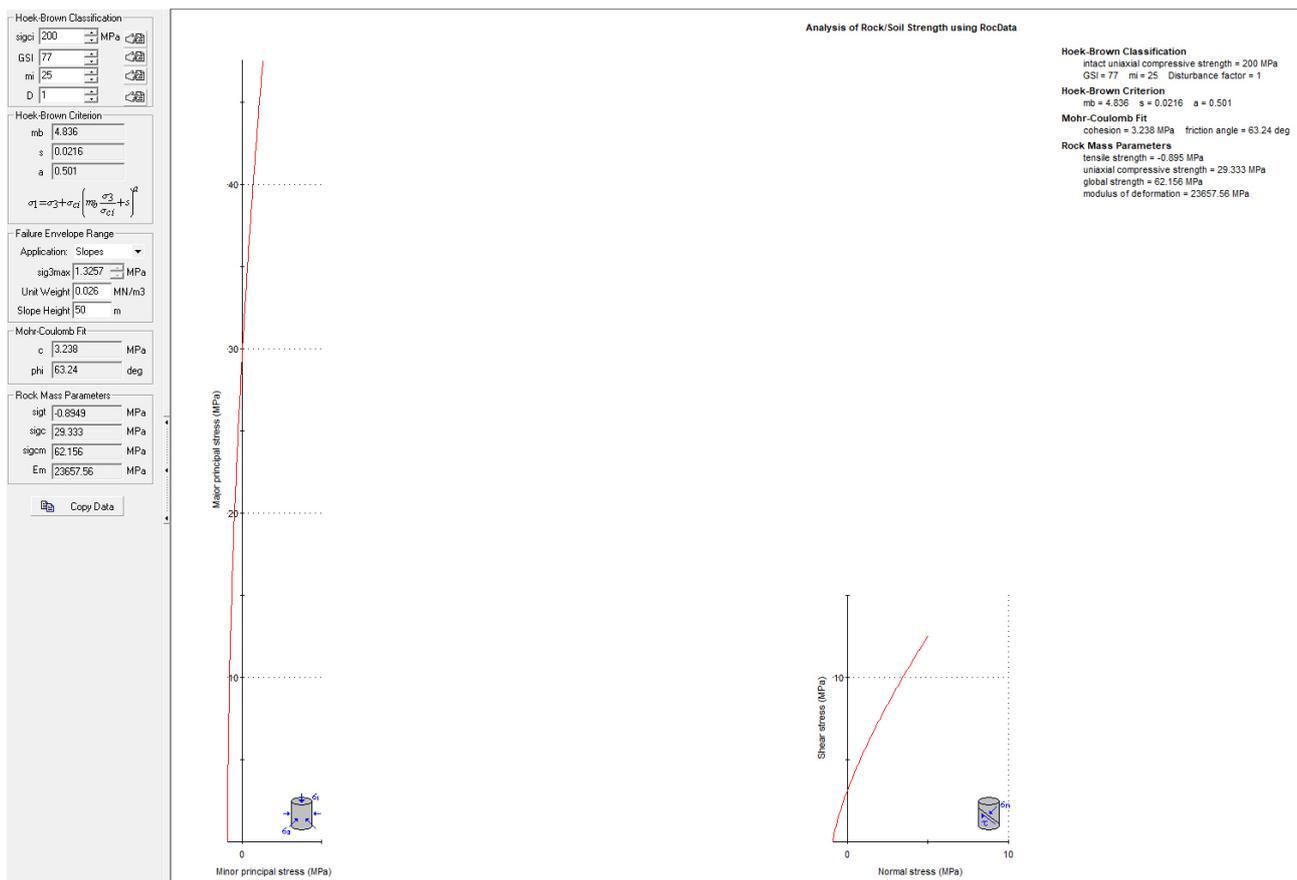
Apertura del giunto = 1-3 mm

Giunto – rugoso a gradini classe I

Pareti – poco alterate

Riempimento – sciolto/ assente

Roccia – asciutta



Formazione del Muschelkalk

Standard ISRM = R5 il campione si frattura con molti colpi di martello

Instabilità= scivolamenti planari e ribaltamenti di blocchi

Ammasso roccioso= tabulare

Struttura= stratificata

Alterazione= debolmente alterata

Spaziatura totale delle discontinuità (s)=0,30 m

Lunghezza media del giunto = 0,6 m

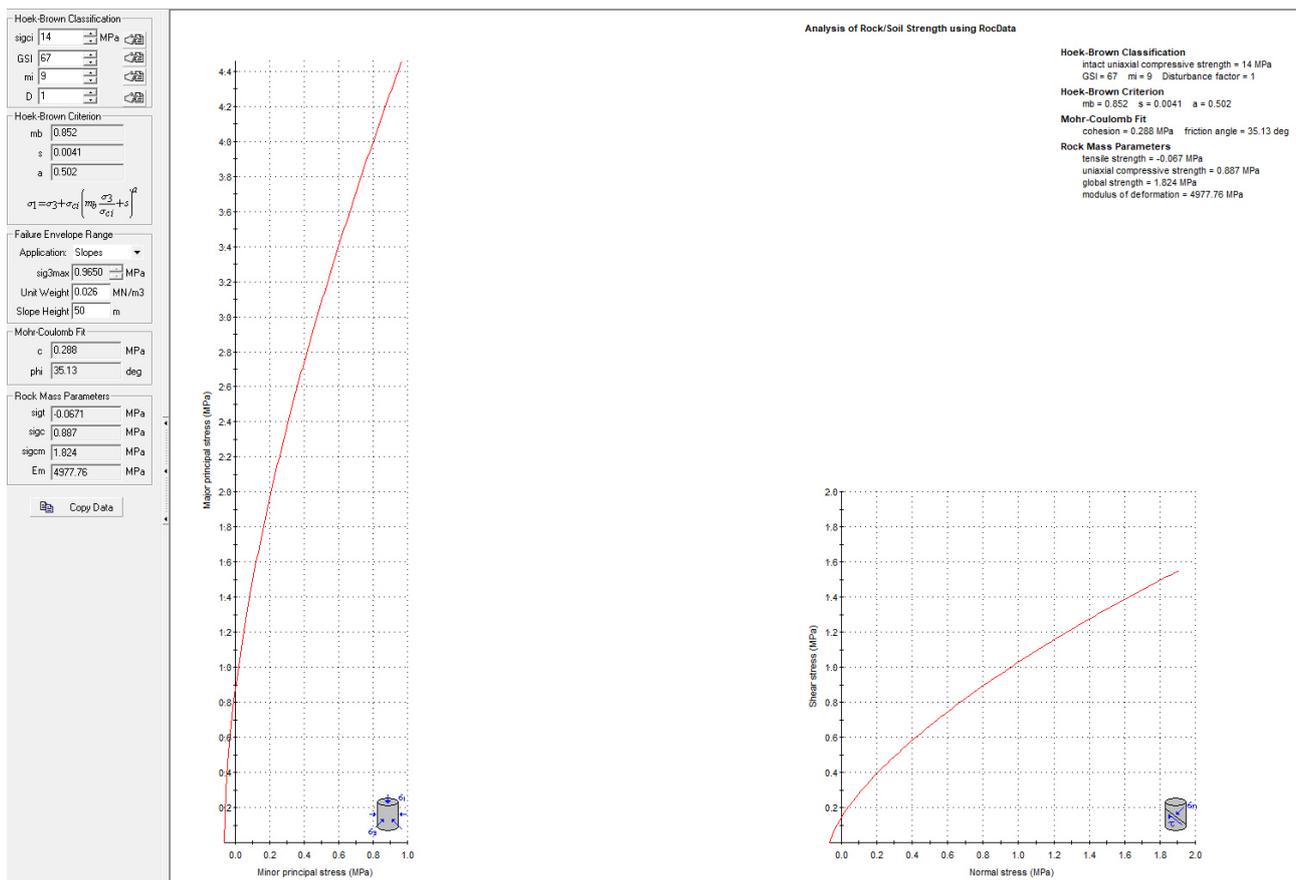
Apertura del giunto = 1-40 mm

Giunto – rugoso planare classe VII

Pareti – da poco alterate a mediamente alterate

Riempimento – sciolto/ assente

Roccia – asciutta



16.2 MODELLO GEOLOGICO/GEOTECNICO DI SITO

Sulla base di quanto emerso dai rilievi e dalle indagini in sito, nell'approccio progettuale, stante il contesto geologico si evidenziano le seguenti criticità a cui sarà necessario prestare la opportuna attenzione nella progettazione esecutiva dell'opera e nelle varie fasi di realizzazione.

L'analisi di tali fattori è funzionale alla progettazione e ha lo scopo di valutare la risposta del terreno ai nuovi carichi ed individuare azioni correttive o accorgimenti tali da limitarne gli effetti. Nello specifico:

- Azioni sulle pareti e stabilità dei fronti. Lo scavo stesso, in quanto genera depressione, può innescare locali smottamenti in corrispondenza degli orizzonti meno competenti a causa di fenomeni di detensionamento determinati dall'asportazione del materiale durante l'escavazione, sia in relazione alla maggiore componente fine presente (metargilliti carboniose piuttosto che metarenarie) sia alle direzioni del sistema di fratturazione che può generare componenti a franapoggio. La profonda deformazione che le metamorfiti hanno subito genera variazioni di giacitura anche nell'ordine del metro pertanto si ritiene importante in fase di realizzazione degli scavi di fondazione eseguire un dettagliato rilievo geostrutturale finalizzato all'esclusione di ogni possibile rischio di crollo e/o slittamento di porzioni di parete.
- Circolazione idrica sotterranea secondaria o indotta e/o stagnazione di acque di pioggia – pur se non è stata rilevata in fase di indagine, vanno considerati gli effetti dell'eventuale presenza d'acqua alla quota di imposta delle fondazioni in relazione ad una possibile circolazione idrica indotta dai fenomeni di detensionamento dovuti agli scavi, con particolare riferimento alla stagionalità degli apporti idrici e del relativo flusso negli ambiti più superficiali. In tal caso, in fase esecutiva, sarà opportuno provvedere a mantenere lo scavo asciutto mediante l'installazione di pompe adeguatamente dimensionate per la portata da emungere.

L'analisi ha permesso di fatto di definire il modello geologico del sito ed in particolare, in relazione alle diverse condizioni geologiche e geostrutturali rilevate, sono stati individuati 3 modelli geologici rappresentativi descritti di seguito:

MODELLO GEOLOGICO 01 - N05, N06

Per la caratterizzazione sono stati utilizzati i dati geofisici M1 e M2, i dati dei sondaggi SN_01 e SN_02 e i dati dei rilievi geomeccanici.

A partire dal piano campagna dopo un primo spessore di suolo di circa 0,15m si incontra il substrato litoide costituito da uno spessore di circa 6 m di metarenarie alterate della Formazione di Pala Manna alterata, in appoggio agli Scisti a Graptoliti da mediamente alterati a inalterati.

Le condizioni dell'ammasso roccioso, appartenenti alla litologia metarenitica sono state studiate in un affioramento situato a 470m della N05, lo stesso si presenta mediamente fratturato, sono state riconosciute 3 principali famiglie di fratture, la prima con immersione a circa N100 e inclinazione tra i 30° e i 50°, mentre le restanti presentano immersione N260 e circa N180 con inclinazione tra i 30° e i 60°.

Dall'analisi giaciturale delle discontinuità, in questo caso particolare, se si dovessero preservare le condizioni dell'ammasso roccioso rilevato, si dovrebbe tener conto di tali criticità nelle pareti poste a N ed a W, per quanto riguarda scivolamenti rotazionali e/o planari.

0.00m - 0.15m Suolo.

0.15m - 6.00m Metarenarie alterate.

6.00m - in poi Metapeliti.

Nurri - MODELLO GEOLOGICO- GEOTECNICO 01 (N05,N06)

Dati Parametri Resistenza				
Tipo di Terreno		S1-Suolo	S2 – Metarenarie alterate	S3 - Metapeliti
Descrizione				
Peso di volume	[kg/mc]	1800	1950	2050
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2000	2000	2100
Angolo di attrito interno	[°]	25	23.34	33.13
Coesione	[Mpa]	0	0,120	0,281
Dati Parametri Deformabilità				
Modulo elastico	[Mpa]	1108	2108	6418
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	0,33
Modulo di taglio (G)	[Mpa]	412	765	2407
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	480	635	1025

MODELLO GEOLOGICO 02 – N08, N09, N10

Per la caratterizzazione sono stati utilizzati i dati geofisici, i dati del sondaggio SN_03 e i dati dei rilievi geomeccanici.

A partire dal piano campagna il substrato in questo modello è costituito da uno spessore di circa 5m da litologie carbonatiche appartenenti alla Formazione del Muschelkalk, che poggia sugli Scisti a Graptoliti che si presentano da mediamente alterati a inalterati.

Le condizioni dell'ammasso roccioso, appartenenti alla litologia carbonatica, sono state studiate in un affioramento situato a est del parco, il quale si presenta fortemente fratturato. Le discontinuità sono date da stratificazione sub-orizzontale e da tre principali famiglie di fratture che si intersecano ortogonalmente dividendo l'ammasso in cubi dalle dimensioni talvolta sub-decimetriche.

Per il calcolo di c e ϕ è stato utilizzato il software RocData, nel quale i valori dei parametri inseriti sono stati ricavati in parte da prove di laboratorio e in parte dall'osservazione in campo.

Dall'analisi giaciturale delle discontinuità, in questo caso particolare, se si dovessero preservare le condizioni dell'ammasso roccioso rilevato, si dovrebbe tener conto delle criticità elencate all'inizio del capitolo, nelle pareti poste a N ed a E per quanto riguarda scivolamenti planari e crolli/ribaltamenti.

0.00m-5m Calcari fratturati.

5m-in poi Metapeliti.

Nurri - MODELLO GEOLOGICO - GEOTECNICO 02 (N08, N09, N10)				
Dati Parametri Resistenza				
Tipo di Terreno		S1 – Calcari fratturati	S2 - Metapeliti	
Descrizione				
Peso di volume	[kg/mc]	2050	1950	
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2100	2000	
Angolo di attrito interno	[°]	33.13	23.34	
Coesione	[Mpa]	0,281	0,120	
Dati Parametri Deformabilità				
Modulo elastico	[Mpa]	1784,5	6418	
Coefficiente di Poisson	[]	0,33	0,33	
Modulo di taglio (G)	[Mpa]	671,5	2407	
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	595	1025	

MODELLO GEOLOGICO 03 – N07

Per la caratterizzazione sono stati utilizzati i dati di rilevamento geologico e geomeccanico di campo. In questo modello, a differenza dei due precedenti, il substrato si compone di una sola litologia, che viene differenziata a sua volta per il suo stato di alterazione; in mancanza di dati diretti, ma per questioni più cautelative, è stato ipotizzato in base alle evidenze di sito e dal comportamento delle litologie direttamente studiate un livello superficiale di circa 5-6m di Scisti a Graptoliti alterati che poggiano sulla medesima litologia allo stato sano. Le caratteristiche del livello alterato sono state acquisite dal sismostrato 4 della MASW M1, mentre quelle del substrato sano dal sismostrato 4 della MASW M3, poiché è stato possibile verificare la natura del materiale di tali livelli mediante

osservazione diretta nei sondaggi geognostici rispettivamente NU_SN_01 e NU_SN_03. Tale modello così desunto dovrà essere confermato mediante indagini dirette in fase di progettazione esecutiva. Le condizioni dell'ammasso roccioso, appartenenti a questa litologia sono state studiate in un affioramento situato 400m a Est del SN_01. Esso si presenta mediamente fratturato e poco alterato, è presente una scistosità immergente tendenzialmente verso il versante con inclinazione inferiore a quella del pendio. Si distinguono 2 famiglie principali di fratture entrambe sub-verticali. Sono stati rilevati casi di piccoli scivolamenti sulla superficie di scistosità lungo tagli subverticali in corrispondenza del passaggio di piccole faglie, dove la roccia si presentava infatti parzialmente argillificata. Per il calcolo di c e phi è stato utilizzato il software RocData, nel quale i valori dei parametri inseriti sono stati ricavati in parte da prove di laboratorio e in parte dall'osservazione in campo. Dall'analisi giaciturale delle discontinuità, in questo caso particolare, se si dovessero preservare le condizioni dell'ammasso roccioso rilevato, si dovrebbe tener conto di tali criticità nelle pareti poste a N e a W, per quanto riguarda scivolamenti rotazionali e/o planari.

0.00m-5m Metapeliti alterate.

5m-in poi Metapeliti inalterate.

Nurri - MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO 03 (N07)				
Dati Parametri Resistenza				
Tipo di Terreno		S1 – Calcari fratturati	S2 - Metapeliti	
Descrizione				
Peso di volume	[kg/mc]	1950	2050	
Peso di volume saturo	[kg/mc]	2000	2100	
Angolo di attrito interno	[°]	20.92	33.13	
Coesione	[Mpa]	0.113	0.281	
Dati Parametri Deformabilità				
Modulo elastico	[Mpa]	2108	6418	
Coefficiente di Poisson	[]	0.33	0.33	
Modulo di taglio (G)	[Mpa]	765	2407	
Velocità onde di taglio Vs	[m/sec]	635	1025	

10. DESCRIZIONE DELL'OPERA DI FONDAZIONE DEGLI AEROGENERATORI

Il dimensionamento preliminare, in attesa della scelta progettuale del committente, tiene conto del modello tipologico di aerogeneratore descritto in premessa.

In questa fase si prevede la realizzazione di opere di fondazione di tipo diretto costituite da un plinto con forma tronco-conica, con pianta circolare avente raggio di 15,00 m; è composto da una parte inferiore cilindrica ($h = 1,20$ m), una intermedia troncoconica ($h = 1,45$ m), ed una superiore cilindrica di altezza 1,33 m che sporge dal piano di campagna di circa 30 cm. La fondazione ha un'altezza complessiva di 3,98 m.

Il collegamento della torre alla fondazione è ottenuto attraverso un doppio anello di tirafondi (120+120) tipo M42 CL 10.9 ad alta resistenza collegati inferiormente con una flangia circolare in acciaio S355J2 annegata nel calcestruzzo della fondazione. I tirafondi nella parte superiore del plinto sono collegati alla flangia del primo concio della torre.

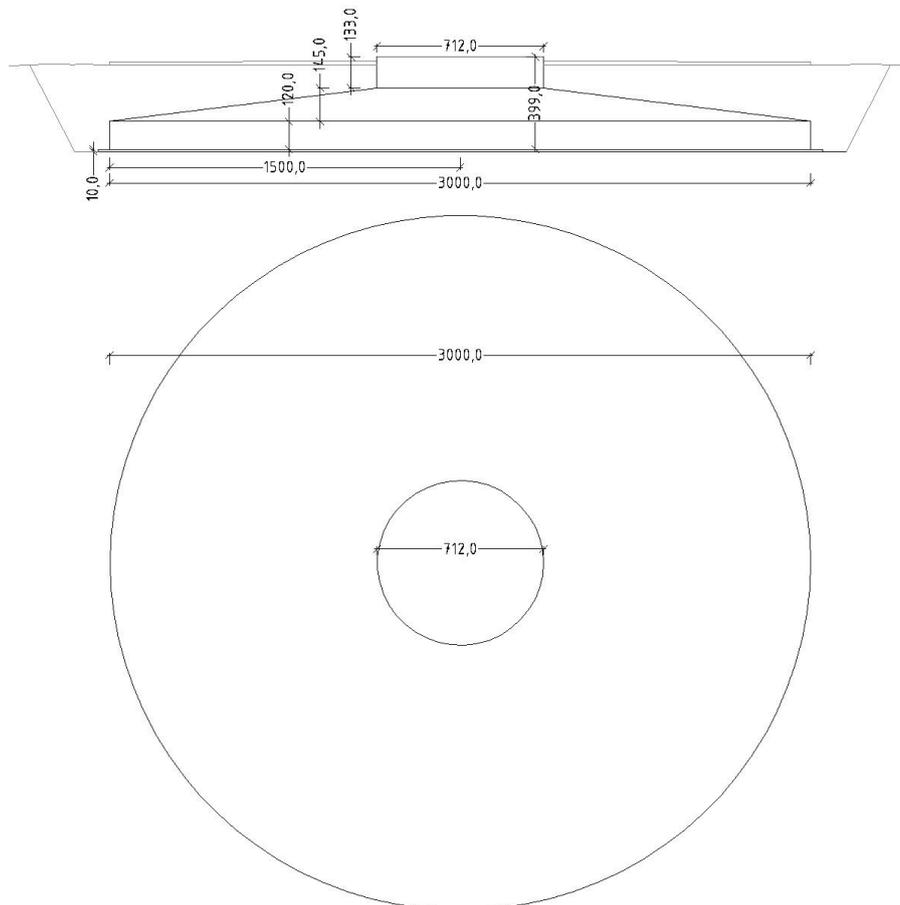


Figura 29 Schema generale della fondazione

11. AZIONI E RESISTENZE NELLE VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

La nuova normativa sulle costruzioni prevede i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni indicati nella Tab. 6.2.I. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 delle NTC. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidezza.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2.

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

Nel caso specifico di fondazioni superficiali come quella in progetto [6.4.2] "si considerano azioni sull'opera di fondazione quelle dovute al peso proprio del terreno e del materiale di riempimento, ai sovraccarichi, all'acqua, ad eventuali ancoraggi presollecitati, ad urti e collisioni, alle variazioni di temperatura e al ghiaccio.

Per quanto concerne i sovraccarichi si deve tener conto della eventuale presenza di costruzioni, di depositi di materiale, di veicoli in transito, di apparecchi di sollevamento.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$. Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Nello specifico, la normativa evidenzia anche che ... [6.2.4] nei casi in cui a causa della particolare complessità della situazione geotecnica e dell'importanza e impegno dell'opera, dopo estese ed approfondite indagini permangono documentate ragioni di incertezza risolvibili solo in fase costruttiva, la progettazione può essere basata sul metodo osservazionale.

Nell'applicazione di tale metodo si deve seguire il seguente procedimento:

- devono essere stabiliti i limiti di accettabilità dei valori di alcune grandezze rappresentative del comportamento del complesso manufatto-terreno;
- si deve dimostrare che la soluzione prescelta è accettabile in rapporto a tali limiti;
- devono essere previste soluzioni alternative, congruenti con il progetto, e definiti i relativi oneri economici;
- deve essere istituito un adeguato sistema di monitoraggio in corso d'opera, con i relativi piani di controllo, tale da consentire tempestivamente l'adozione di una delle soluzioni alternative previste, qualora i limiti indicati siano raggiunti.

12. VERIFICHE DI SICUREZZA (§C6.4.2)

VERIFICHE DI SICUREZZA AGLI SLU DI TIPO GEOTECNICO (GEO) (§C6.4.2.1)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR)
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Nel caso in esame le verifiche dovranno essere condotte secondo l'approccio 1 combinazione 2.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

VERIFICHE DI ESERCIZIO (SLE) (§C6.4.2.2)

Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione (6.2.7).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono essere stabilite nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifiche agli stati limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

Si fa notare come la scelta di valori dei parametri geotecnici "cautelativi" in mancanza di indagini dirette su ogni singolo aerogeneratore potrebbe sottostimare la capacità portante dei terreni di imposta. E' quindi opportuno, in fase esecutiva disporre un accurato piano di indagini localizzato sulle singole postazioni.

13.CONDIZIONI DI CARICO DELLE FONDAZIONI DEGLI AEROGENERATORI

Nella fase di predimensionamento sono stati utilizzati i carichi agenti sulle fondazioni ricavati specifiche tecniche rese disponibili dalla Società Vestas Wind che si riportano di seguito

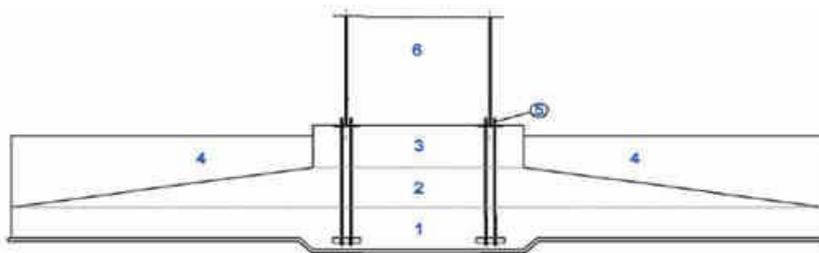
Characteristic Extreme							
Lead	LC/Family	PLF	Type	Mbt1	Mzt1	FndFr	Fzt1
Sensor	[-]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
Mbt1	14EcdVrma00(fam43)	1.35	Abs	164300	1429	1292	-7447
Mzt1	23NTMHWO100(fam166)	1.49	Abs	29490	-15630	261.9	-7198
FndFr	23NTMVRp00(fam164)	1.49	Abs	135200	-841.6	1308	-7458
Fzt1	23NTMHWO100(fam166)	1.49	Abs	68500	-998.0	554.0	-7557

Table 2-1 Characteristic Extreme (excl. PLF). Load cases sorted with PLF.

I carichi forniti da Vestas Wind come "Extreme load" sono i carichi statici massimi per la specifica turbina eolica calcolati per qualsiasi condizione.

CARICHI PERMANENTI

I carichi permanenti sono dati dal peso proprio del terreno di ricoprimento, della gabbia di tirafondi e del plinto di fondazione. Il peso della fondazione calcolato è pari a 33.174 kN, mentre per quanto concerne il terreno di ricoprimento, prendendo come riferimento un terreno con peso specifico 2.000 daN/M3 si ottiene un peso complessivo di di 24.220kN



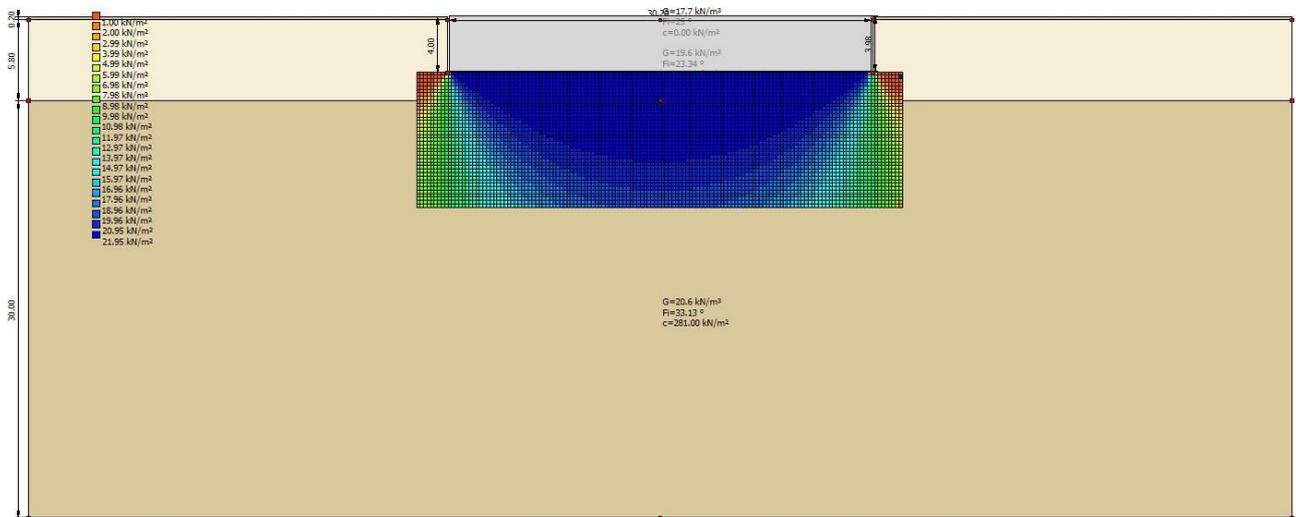
14.MODELLI GEOTECNICI DI RIFERIMENTO PER LE VERIFICHE

Le verifiche sono state eseguite sui tre modelli geotecnici utilizzati per il predimensionamento della fondazione. È stato utilizzato il software Loadcap 2022 della GEOSTRU. La fondazione è stata schematizzata come una piastra circolare dello spessore pari all'altezza delle due fondazioni proposte, in quanto il programma non permette l'inserimento di plinto circolare a sezione tronco-conica, con un leggero surplus di carico dovuto al differente peso tra c.a. e terreno di riporto.

In tutte le casistiche analizzate la fondazione proposta risulta verificata. Si riporta di seguito la sintesi delle analisi effettuate e si rimanda all'Allegato 1 - Relazione di calcolo allegata alla presente per le specifiche di ogni caso analizzato.

La scelta di valori dei parametri geotecnici "cautelativi", in mancanza di indagini dirette su ogni singolo aerogeneratore, potrebbe sottostimare la capacità portante dei terreni di imposta. E' quindi opportuno, in fase esecutiva disporre un accurato piano di indagini localizzato sulle singole postazioni.

MODELLO GEOTECNICO 01 (RAPPRESENTATIVO DELLE TURBINE WTG N05, N06)



DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Zona	nurri
Lat./ Long. [WGS84]	39.709156036377/9.23055171966553
Diametro della fondazione	30.2 m
Profondità piano di posa	4.0 m
Profondità falda	50.0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.031
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0063

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	101.0	0.307	2.73	0.307
S.L.V.	949.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.693	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.693	0.2	0.0141	0.0071

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturato [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m ²]	Coesio ne non drenat a [kN/m ²]	Modul o Elastico [kN/m ²]	Modul o Edome trico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari a [cmq/s]	Coeff. consoli dazion e second aria	Descrizi one
0.2	17.65	19.61	25.0	0.0	0.0	110800 0.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
5.8	19.61	19.61	23.34	120.0	0.0	210800 0.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
30.0	20.59	20.59	33.13	281.0	0.0	641800 0.0	0.0	0.33	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A2+M2+R2	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Servizio
4	A(1)+M(2) +R(2)	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto

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. C apacità portante orizzontale
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1

3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
4	Si	1.25	1	1.25	1	1	1.8	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	199.72 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	110.96 kN/m ²
Tensione [Ed]	92.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.17
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

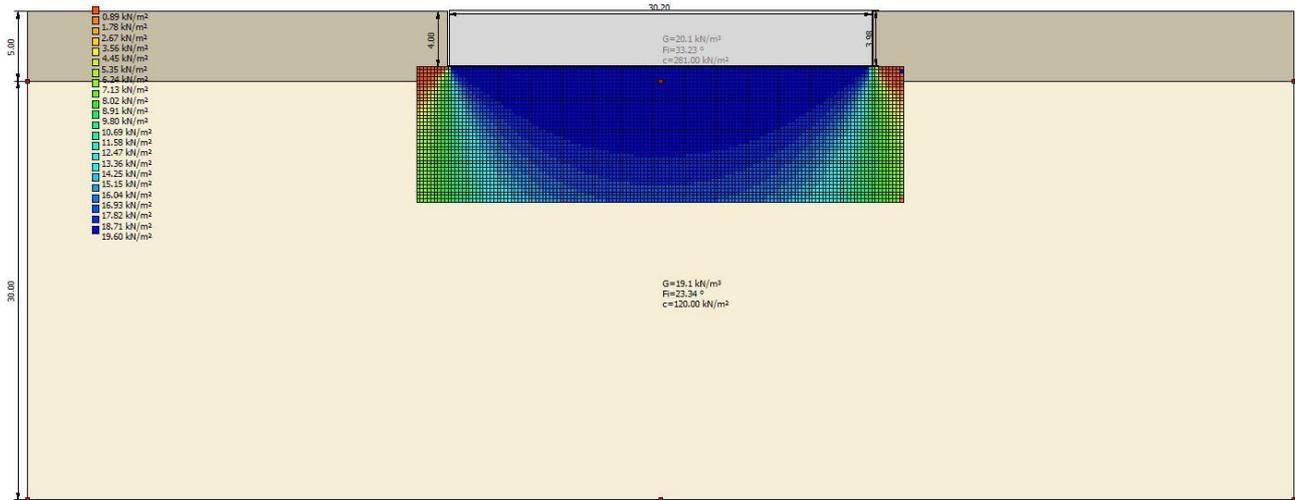
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	7988.97 kN/m ³
---------------------	---------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	92.0 kN/m ²
Spessore strato	5.0 m
Profondità substrato roccioso	5.0 m
Modulo Elastico	2108000.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.33
Coefficiente di influenza I1	0.02
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.05
Cedimento al centro della fondazione	0.02 mm
Coefficiente di influenza I1	0.01
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.02
Cedimento al bordo	0.01 mm

MODELLO GEOTECNICO 02 (RAPPRESENTATIVO DELLE TURBINE WTG N08, N09, N10)



DATI GENERALI

=====

Normativa	NTC_2018
Zona	nurri
Lat./ Long. [WGS84]	39.709156036377/9.23055171966553
Diametro della fondazione	30.2 m
Profondità piano di posa	4.0 m
Profondità falda	50.0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

=====

SISMA

=====

Accelerazione massima (amax/g)	0.031
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0063

=====

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T1

Stato limite	Tempo ritorno [anni]	[m/s ²]	[-]	[sec]
S.L.O.	60.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	101.0	0.307	2.73	0.307
S.L.V.	949.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.693	3.061	0.393

Coefficientsi sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.693	0.2	0.0141	0.0071

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e 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 Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consolidaz. primari [cmq/s]	Coeff. consolidaz. secondaria	Descrizione
5.0	20.1	20.59	33.23	281.0	0.0	174951.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
30.0	19.12	19.61	23.34	120.0	0.0	629391.0	0.0	0.33	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN-m]	My [kN-m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A2+M2+R2	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Servizio
4	A(1)+M(2)+R(2)	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto

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	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
4	Si	1.25	1	1.25	1	1	1.8	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]

361.7 kN/m²

Resistenza di progetto[Rd]

200.94 kN/m²

Tensione [Ed] 92.0 kN/m²
 Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3.93
Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 14467.94 kN/m³

CEDIMENTI ELASTICI

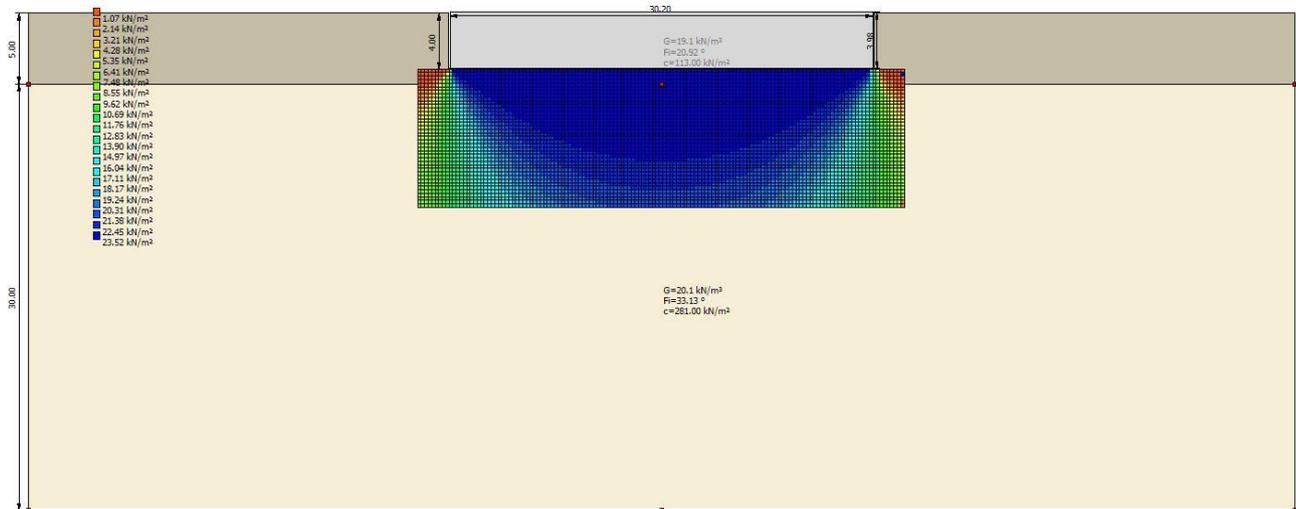
Pressione normale di progetto 92.0 kN/m²
 Spessore strato 5.0 m
 Profondità substrato roccioso 5.0 m
 Modulo Elastico 2108000.0 kN/m²
 Coefficiente di Poisson 0.33

Coefficiente di influenza I1 0.02
 Coefficiente di influenza I2 0.06
 Coefficiente di influenza Is 0.05

Cedimento al centro della fondazione 0.02 mm

Coefficiente di influenza I1 0.01
 Coefficiente di influenza I2 0.04
 Coefficiente di influenza Is 0.02
 Cedimento al bordo 0.01 mm

MODELLO GEOTECNICO 03 (RAPPRESENTATIVO DELLA TURBINA WTG N07)



DATI GENERALI

Normativa NTC_2018
 Zona nurri
 Lat./ Long. [WGS84] 39.709156036377/9.23055171966553
 Diametro della fondazione 30.2 m
 Profondità piano di posa 4.0 m
 Profondità falda 50.0

Sottofondazione...Sporgenza, Altezza 0.1/0.1 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g) 0.031
 Effetto sismico secondo Paolucci, Pecker (1997)
 Coefficiente sismico orizzontale 0.0063

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera: 2 - Opere ordinarie
 Classe d'uso: Classe IV
 Vita nominale: 50.0 [anni]
 Vita di riferimento: 100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: A
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	60.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	101.0	0.307	2.73	0.307
S.L.V.	949.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.693	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.693	0.2	0.0141	0.0071

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coef- ficiente [kN/m ²]	Coef- ficiente non drenat a [kN/m ²]	Modul o Elastico [kN/m ²]	Modul o Edome- trico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consoli- daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli- dazion e second aria	Descrizi- one
5.0	19.12	19.61	20.92	113.0	0.0	210800 0.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
30.0	20.1	20.59	33.13	281.0	0.0	641800 0.0	0.0	0.33	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi- one	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN-m]	My [kN-m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo

1	A2+M2+R2	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Servizio
4	A(1)+M(2) +R(2)	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto

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	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
4	Si	1.25	1	1.25	1	1	1.8	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	191.22 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	106.23 kN/m ²
Tensione [Ed]	92.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.08
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	7648.65 kN/m ³
---------------------	---------------------------

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	92.0	kN/m ²
Spessore strato	5.0	m
Profondità substrato roccioso	5.0	m
Modulo Elastico	2108000.0	kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.33	

Coefficiente di influenza I1	0.02
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.05

Cedimento al centro della fondazione	0.02	mm
--------------------------------------	------	----

Coefficiente di influenza I1	0.01	
Coefficiente di influenza I2	0.04	
Coefficiente di influenza Is	0.02	
Cedimento al bordo	0.0	mm

15. FRONTI DI SCAVO (§C6.8.6)

È stata eseguita una verifica di stabilità dei fronti di scavo della fondazione in ordine all'altezza di scavo prevista e alla tipologia di materiale attraversato. In generale si hanno da localmente scarse a medie proprietà di autosostegno. Dato il grado di fratturazione presenti alle profondità investigate non si escludono fenomeni di detensionamento in fase di scavo con il possibile innesco di fenomeni gravitativi localizzati.

Di conseguenza, in fase esecutiva sarà opportuno verificare con indagini dirette le caratteristiche proprie dei terreni e valutare quindi l'opportunità di realizzare pareti di scavo inclinate e/o gradonate.

16. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Lo studio ha evidenziato che le aree direttamente interessate dallo sviluppo degli aerogeneratori sono delle superfici pianeggianti e subpianeggianti, in cui affiorano le rocce paleozoiche arenacee e pelitiche, interessate da metamorfismo di basso grado che ne ha modificato l'assetto strutturale e successivamente fratturate, localmente ricoperte da un debole strato pedogenizzato.

L'areale su cui andrà posizionata la sottostazione in progetto è caratterizzato da rocce basaltiche, affioranti in prevalenza fin dal piano campagna; dove si ha la presenza di suolo, esso si sviluppa essenzialmente lungo il substrato di alterazione della roccia madre, con spessori esigui. Non sono previste fondazioni profonde pertanto non si rilevano particolari criticità salvo il controllo del deflusso delle acque superficiali essendo posizionata alle pendici di un versante. Lo studio condotto di cui alla presente, ha permesso di:

- Identificare **n.03 modelli geotecnici rappresentativi** dei siti di imposta degli aerogeneratori;
- Ricavare i **parametri geotecnici** delle formazioni interessate;
- Valutare con buona approssimazione la **circolazione idrica sotterranea nel volume significativo di terreno**;
- Valutare preliminarmente **la capacità portante dei terreni interessati e i cedimenti**;
- Valutare qualitativamente la **capacità di autosostegno delle pareti di scavo delle fondazioni**.

In fase esecutiva sarà opportuno prevedere una campagna di indagini dirette mediante la realizzazione di sondaggi geognostici a carotaggio continuo, prove in sito e in laboratorio finalizzate alla determinazione diretta dei parametri geotecnici della formazione, alle varie profondità interessate dagli sforzi indotti dalle opere previste.

In particolare, dallo studio è emerso quanto segue:

- nell'ambito dell'area esaminata non sono stati rilevati movimenti gravitativi importanti che possano coinvolgere estese porzioni di territorio; localmente sono stati rilevati processi legati alla dinamica dei versanti, nei settori più acclivi, con fenomeni gravitativi e smottamenti interessanti le coperture detritiche di modesto spessore.
- la localizzazione degli aerogeneratori e della sottostazione in progetto non interferiscono con processi geomorfologici connessi alle dinamiche fluviali e di versante, l'area indagata non evidenzia segni di dissesto profondo tanto che nel suo insieme può essere considerata stabile.
- la tipologia di intervento in progetto, non invasiva, non comporta alterazioni nell'attuale assetto idrologico del territorio; tuttavia, dovrà essere curato il drenaggio delle acque superficiali, in particolare nelle piste e nelle strade di accesso, per scongiurare i fenomeni di erosione;
- il progetto non prevede modificazioni morfologiche significative rispetto all'assetto attuale, anche l'apertura della viabilità di servizio non comporta modifiche profonde allo stato dei luoghi in quanto segue per buona parte, ridefinendola e adattandola, la viabilità esistente.

Allegato 1 – Relazione di calcolo

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

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

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

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

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

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

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

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{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 γ_{G1}

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

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

Stati Limite di Esercizio (SLE)

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

$$E_d < C_d$$

Dove:

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

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

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

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

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_{k, 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 γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

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

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

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

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

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

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

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

Stato limite di esercizio (SLE)

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

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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

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

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

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

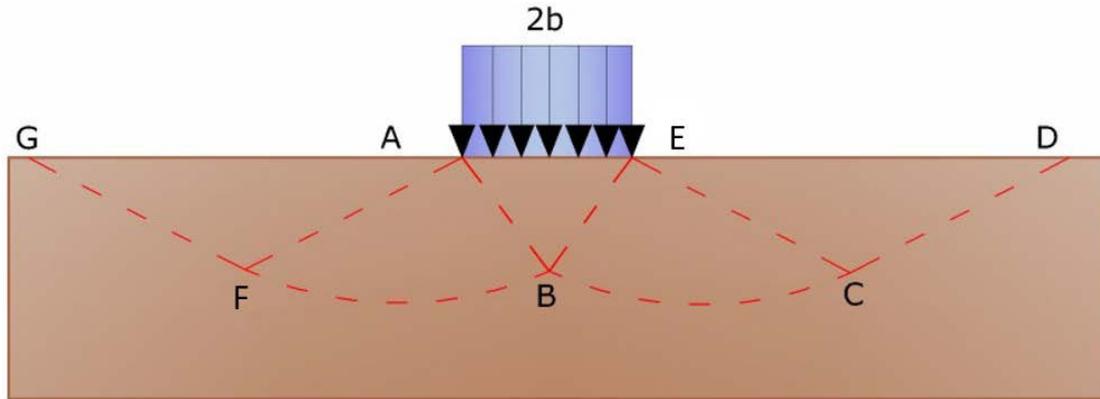
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione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

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito 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:

$$\tan \phi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \phi \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

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_γ 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:

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

Formula di Hansen (1970)

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

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

Per valori di $D/B < 1$:

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi=0$

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 nastriformi

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

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

Fattori di inclinazione del carico:

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

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

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

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

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

Formula di Vesic (1975)

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

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

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

- $A' = B' L'$ 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 θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

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

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

Meyerhof e Hanna (1978)

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

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

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

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

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

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

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello.

Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

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

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

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

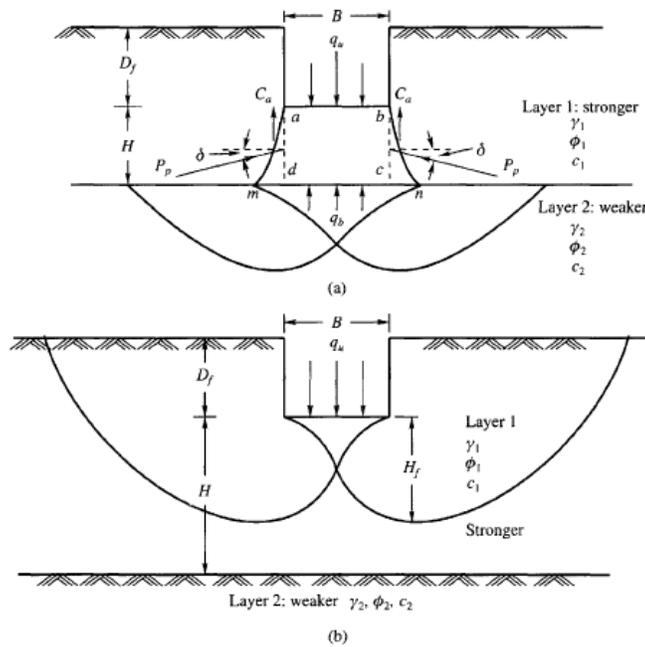


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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

Strato 1

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

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 ϕ_1
- $N_{c2}, N_{\gamma 2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio ϕ_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;
- δ = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

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

Metodo di Richards et al.

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

della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

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

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

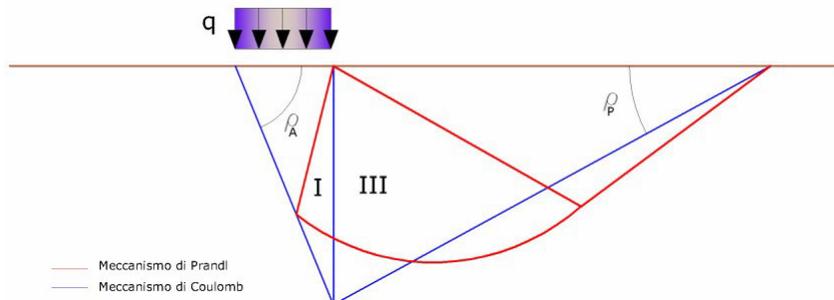
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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



Schema di calcolo del carico limite (q_L).

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

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

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

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

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

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 ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{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_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ 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_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

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

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

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;

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

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

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

Dove:

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

Fondazioni quadrate o rettangolari

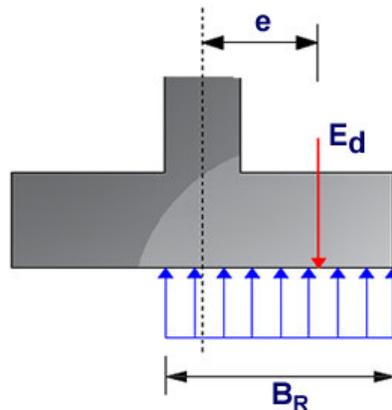
L'area ridotta risulta essere:

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

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

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

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



Dove:

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

Fondazioni circolari

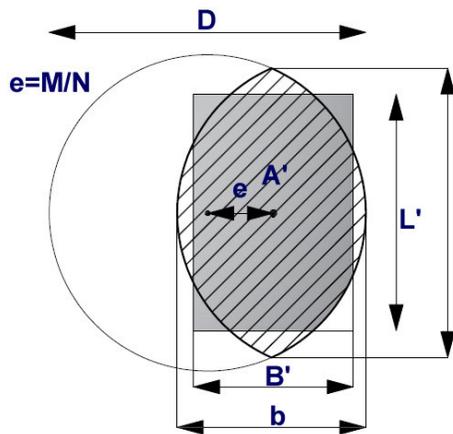
Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente

(Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

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

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

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



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

VERIFICA A SLITTAMENTO

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

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

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

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

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

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

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

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 μ Parametri elastici del terreno.

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato

roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI 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 σ'_p ($\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

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;
- σ'_{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 ($\sigma'_0 + \Delta\sigma_v$) 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_α : coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T : tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} : tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

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

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

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

nella quale:

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

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

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

e vale

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

Dove:

- σ'_{vi} : rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i : rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- Δz_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;
- σ'_{v0} : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B : larghezza della fondazione;
- I_c : Indice di compressibilità;
- f_s, f_H, f_t : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

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

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

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

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

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

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

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

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

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

Con:

- t tempo in anni > 3;
- R₃ 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
Zona	nurri
Lat./ Long. [WGS84]	39.709156036377/9.23055171966553
Diametro della fondazione	30.2 m
Profondità piano di posa	4.0 m
Profondità falda	50.0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.031
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0063

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T1

S.L. TR ag F0 TC*

Stato limite	Tempo ritorno [anni]	[m/s ²]	[-]	[sec]
S.L.O.	60.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	101.0	0.307	2.73	0.307
S.L.V.	949.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.693	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.693	0.2	0.0141	0.0071

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturato [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m ²]	Coesio ne non drenata [kN/m ²]	Modul o Elastic o Edomet [kN/m ²]	Modul o Edomet [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
0.2	17.65	19.61	25.0	0.0	0.0	110800	0.0	0.33	0.0	0.0	
5.8	19.61	19.61	23.34	120.0	0.0	210800	0.0	0.33	0.0	0.0	
30.0	20.59	20.59	33.13	281.0	0.0	641800	0.0	0.33	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A2+M2+ R2	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Servizio
4	A(1)+M(2))+R(2)	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto

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 fondazion e	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontal e
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1
4	Si	1.25	1	1.25	1	1	1.8	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	199.72 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	110.96 kN/m ²
Tensione [Ed]	92.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.17
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 7988.97 kN/m³

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	85.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.01
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	635.26 kN/m ²
Resistenza di progetto	352.92 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	85.7143 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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	713.19 kN/m ²
Resistenza di progetto	396.22 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	85.7143 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.79
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.79
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	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 485.46 kN/m²
 Resistenza di progetto 269.7 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 85.7143 kN/m²

=====
 Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 0.22
 Fattore profondità [Dc] 0.05
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.99
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====
 Carico limite 199.72 kN/m²
 Resistenza di progetto 110.96 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 85.7143 kN/m²

=====
 Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 1.2
 Fattore profondità [Dc] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0

Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	604.54 kN/m ²
Resistenza di progetto	335.86 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	5.82
Fattore [Nc]	13.97
Fattore [Ng]	0.81

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	26.5
Fattore [Nc]	39.07
Fattore [Ng]	7.59

Carico limite strato 2 (qb)	25813.54 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	3190.07 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	12.72 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	8.44

Carico limite	3190.07 kN/m ²
Resistenza di progetto	1772.26 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	11942.07 kN
Sollecitazione di progetto	1308 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	85.7143 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	637.59 kN/m ²
Resistenza di progetto	354.22 kN/m ²

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	85.7143 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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	713.19 kN/m ²
Resistenza di progetto	396.22 kN/m ²

=====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	85.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	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	628.52 kN/m ²
Resistenza di progetto	349.18 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	85.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	637.59 kN/m ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto 354.22 kN/m²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 85.7143 kN/m²

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 1.2
 Fattore profondità [Dc] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
 Fattore inclinazione pendio [Gc] 1.0
 Fattore inclinazione base [Bc] 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 606.73 kN/m²
 Resistenza di progetto 337.07 kN/m²

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 5.82
 Fattore [Nc] 13.97
 Fattore [Ng] 0.81

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 26.5
 Fattore [Nc] 39.07
 Fattore [Ng] 7.59

Carico limite strato 2 (qb) 25813.54 kN/m²
 Carico limite strato 1 (qt) 3190.07 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 12.72 kN/m²
 Coefficiente di punzonamento (ks) 0.0

Rapporto (q_1/q_2) 8.44

Carico limite 3190.07 kN/m²
 Resistenza di progetto 1772.26 kN/m²

A(1)+M(2)+R(2)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 96.0 kN/m²

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 0.22
 Fattore profondità [Dc] 0.05
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

Carico limite 702.41 kN/m²
 Resistenza di progetto 390.23 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 96.0 kN/m²

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.7
 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 789.41 kN/m²
 Resistenza di progetto 438.56 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 96.0 kN/m²

=====
 Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 1.22
 Fattore profondità [Dc] 1.03
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.79
 Fattore forma [Sq] 1.0
 Fattore profondità [Dq] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [Iq] 0.79
 Fattore forma [Sg] 1.0
 Fattore profondità [Dg] 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 536.31 kN/m²
 Resistenza di progetto 297.95 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 96.0 kN/m²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	214.0 kN/m ²
Resistenza di progetto	118.89 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	96.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	667.99 kN/m ²
Resistenza di progetto	371.1 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	5.82
Fattore [Nc]	13.97
Fattore [Ng]	0.81

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	26.5
Fattore [Nc]	39.07
Fattore [Ng]	7.59

Carico limite strato 2 (qb)	25813.54 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	3754.13 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	15.89 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	6.96

Carico limite	3754.13 kN/m ²
Resistenza di progetto	2085.63 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A(1)+M(2)+R(2))

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	14712.63 kN
Sollecitazione di progetto	1308 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	92.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	7.0
Distanza	11.10 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	5	0	0	Schmertmann	0	--	0
3	21	0	0	Schmertmann	0	--	0

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto	92.0 kN/m ²
Spessore strato	5.0 m
Profondità substrato roccioso	5.0 m
Modulo Elastico	2108000.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.33

=====

Coefficiente di influenza I1	0.02
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.05

=====

Cedimento al centro della fondazione	0.02 mm
--------------------------------------	---------

=====

Coefficiente di influenza I1	0.01
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.02
Cedimento al bordo	0.01 mm

=====

Indice

DATI GENERALI	.29
Parametri sismici NTC	.29
STRATIGRAFIA TERRENO	.30
Carichi di progetto agenti sulla fondazione	.30
Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	.31
Carico limite verticale	.31
Carico limite verticale ...A2+M2+R2	.31
HANSEN (1970) (A2+M2+R2)	.31
TERZAGHI (1955) (A2+M2+R2)	.32
MEYERHOF (1963) (A2+M2+R2)	.32
VESIC (1975) (A2+M2+R2)	.33
Brinch - Hansen 1970 (A2+M2+R2)	.33
Meyerhof and Hanna (1978) (A2+M2+R2)	.34
Verifica a scorrimento...A2+M2+R2	.34
Carico limite verticale ...Sisma	.35
HANSEN (1970) (Sisma)	.35
TERZAGHI (1955) (Sisma)	.35
MEYERHOF (1963) (Sisma)	.36
VESIC (1975) (Sisma)	.36
Brinch - Hansen 1970 (Sisma)	.37
Meyerhof and Hanna (1978) (Sisma)	.37
Carico limite verticale ...A(1)+M(2)+R(2)	.38
HANSEN (1970) (A(1)+M(2)+R(2))	.38
TERZAGHI (1955) (A(1)+M(2)+R(2))	.38
MEYERHOF (1963) (A(1)+M(2)+R(2))	.39
VESIC (1975) (A(1)+M(2)+R(2))	.39
Brinch - Hansen 1970 (A(1)+M(2)+R(2))	.40
Meyerhof and Hanna (1978) (A(1)+M(2)+R(2))	.41
Verifica a scorrimento...A(1)+M(2)+R(2)	.41
CEDIMENTI PER OGNI STRATO	.41
CEDIMENTI ELASTICI	.42
Indice	.45

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

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

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

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

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

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

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

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{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 γ_{G1}

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

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

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, E_{edk}).

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

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze**

di progetto, con i coefficienti parziali γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

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

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

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

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

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

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

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

Stato limite di esercizio (SLE)

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

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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

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

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

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

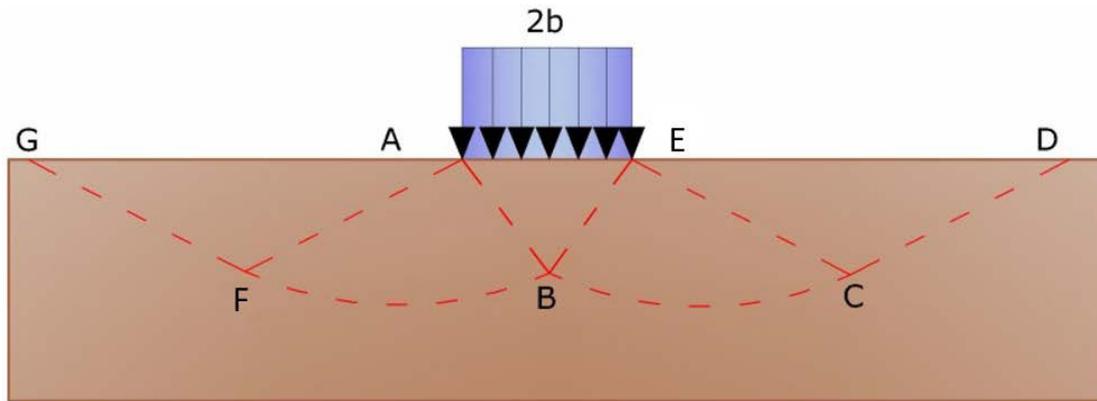
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione 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 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 $q = B \cdot c$, 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 $q=5.14 \cdot c$.

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 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:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito 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:

$$\tan \phi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \phi \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

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:

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

Formula di Hansen (1970)

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

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

Per valori di $D/B < 1$:

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi=0$

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 nastriformi

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

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

Fattori di inclinazione del carico:

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

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

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

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

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

Formula di Vesic (1975)

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

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

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

- $A' = B' L'$ 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 θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

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

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

Meyerhof e Hanna (1978)

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

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

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

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

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

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

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello.

Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

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

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

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

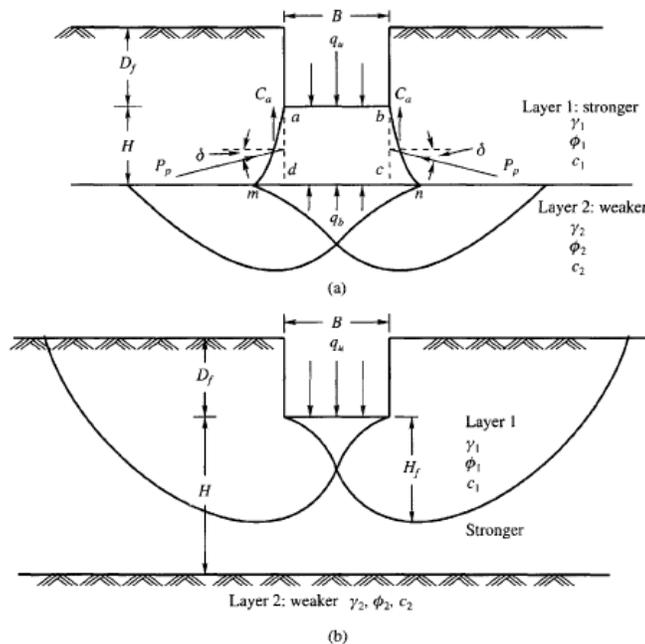


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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

Strato 1

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

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 φ_1
- $N_{c2}, N_{\gamma 2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio φ_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;
- δ = 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:

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

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

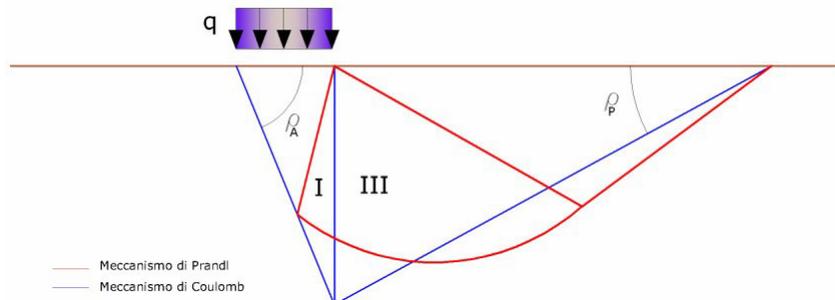
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 (q_L).

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

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

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

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

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

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 ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{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_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ 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_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

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

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

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;

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

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

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

Dove:

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

Fondazioni quadrate o rettangolari

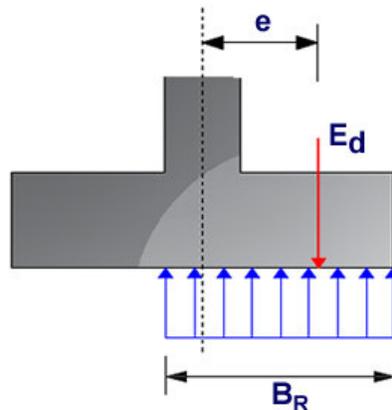
L'area ridotta risulta essere:

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

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

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

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



Dove:

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

Fondazioni circolari

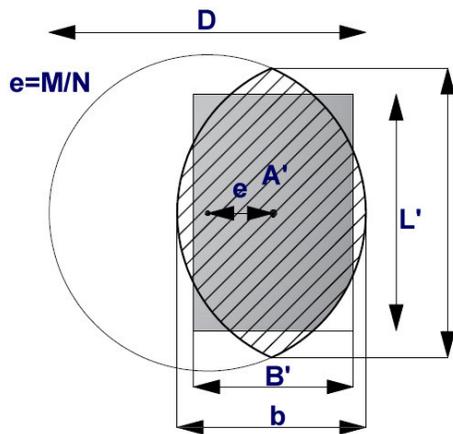
Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente

(Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

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

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

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



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

VERIFICA A SLITTAMENTO

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

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

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

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

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

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

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

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 μ Parametri elastici del terreno.

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato

roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI 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 σ'_p ($\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

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;
- σ'_{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 ($\sigma'_0 + \Delta\sigma_v$) 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_α : coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T : tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} : tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

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

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

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

nella quale:

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

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

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

e vale

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

Dove:

- σ'_{vi} : rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i : rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- Δz_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;
- σ'_{v0} : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B : larghezza della fondazione;
- I_c : Indice di compressibilità;
- f_S, f_H, f_t : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

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

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

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

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

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

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

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

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

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

Con:

- t tempo in anni > 3;
- R₃ 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
Zona	nurri
Lat./ Long. [WGS84]	39.709156036377/9.23055171966553
Diametro della fondazione	30.2 m
Profondità piano di posa	4.0 m
Profondità falda	50.0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.031
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0063

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T1

S.L. TR ag F0 TC*

Stato limite	Tempo ritorno [anni]	[m/s ²]	[-]	[sec]
S.L.O.	60.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	101.0	0.307	2.73	0.307
S.L.V.	949.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.693	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.693	0.2	0.0141	0.0071

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturato [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m ²]	Coesio ne non drenata [kN/m ²]	Modul o Elastic o Edomet [kN/m ²]	Modul o Edomet [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
5.0	20.1	20.59	33.23	281.0	0.0	174951.0	0.0	0.33	0.0	0.0	
30.0	19.12	19.61	23.34	120.0	0.0	629391.0	0.0	0.33	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A2+M2+ R2	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Servizio
4	A(1)+M(2) + R(2)	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di	Coesione efficace	Coesione non	Peso Unità	Peso unità volume	Coef. Rid. Capacità	Coef. Rid. Capacità
----	------------------------	-----------------------	----------------------	-----------------	---------------	----------------------	------------------------	------------------------

		resistenza al taglio		drenata	volume in fondazion e	copertura	portante verticale	portante orizzontal e	
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1	
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1	
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1	
4	Si	1.25	1	1.25	1	1	1.8	1	

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	361.7 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	200.94 kN/m ²
Tensione [Ed]	92.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.93
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	14467.94 kN/m ³
---------------------	----------------------------

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1388.35 kN/m ²
Resistenza di progetto	771.3 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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	1567.69 kN/m ²
Resistenza di progetto	870.94 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.79
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.79
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	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 1055.9 kN/m²
 Resistenza di progetto 586.61 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

=====
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 20.1 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 200.7143 kN/m²

=====
 Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 0.22
 Fattore profondità [Dc] 0.05
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 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 361.7 kN/m²
 Resistenza di progetto 200.94 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

=====
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 20.1 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 200.7143 kN/m²

=====
 Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14

Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	1316.22 kN/m ²
Resistenza di progetto	731.23 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	14.18
Fattore [Nc]	25.15
Fattore [Ng]	3.24

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	8.97
Fattore [Nc]	18.47
Fattore [Ng]	1.65

Carico limite strato 2 (qb)	4936.23 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	10883.94 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	24.28 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	2.99
Rapporto (q1/q2)	0.41

Carico limite	4940.41 kN/m ²
Resistenza di progetto	2744.67 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °

Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	11942.07 kN
Sollecitazione di progetto	1308 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.7143 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	1390.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	772.59 kN/m ²

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.7143 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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 1567.69 kN/m²
 Resistenza di progetto 870.94 kN/m²
 =====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 20.1 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 200.7143 kN/m²
 =====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 1.22
 Fattore profondità [Dc] 1.03
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
 Fattore forma [Sq] 1.0
 Fattore profondità [Dq] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
 Fattore forma [Sg] 1.0
 Fattore profondità [Dg] 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 1369.42 kN/m²
 Resistenza di progetto 760.79 kN/m²
 =====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 20.1 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 20.59 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 200.7143 kN/m²
 =====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14

Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1390.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	772.59 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	200.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	1318.41 kN/m ²
Resistenza di progetto	732.45 kN/m ²

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	14.18
Fattore [Nc]	25.15
Fattore [Ng]	3.24

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	8.97

Fattore [Nc]	18.47
Fattore [Ng]	1.65

Carico limite strato 2 (qb)	4936.23 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	10883.94 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	24.28 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	2.99
Rapporto (q1/q2)	0.41

Carico limite	4940.41 kN/m ²
Resistenza di progetto	2744.67 kN/m ²

A(1)+M(2)+R(2)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	224.8 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	1545.58 kN/m ²
Resistenza di progetto	858.65 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	224.8 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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	1746.17 kN/m ²
Resistenza di progetto	970.09 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	224.8 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.79
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.79
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	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	1174.98 kN/m ²
Resistenza di progetto	652.77 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	224.8 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	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	395.13 kN/m ²
Resistenza di progetto	219.52 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	20.1 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	20.59 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	224.8 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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 1464.78 kN/m²
 Resistenza di progetto 813.77 kN/m²

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

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 14.18
 Fattore [Nc] 25.15
 Fattore [Ng] 3.24

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 8.97
 Fattore [Nc] 18.47
 Fattore [Ng] 1.65

Carico limite strato 2 (qb) 4936.23 kN/m²
 Carico limite strato 1 (qt) 12950.88 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 24.86 kN/m²
 Coefficiente di punzonamento (ks) 1.99
 Rapporto (q1/q2) 0.33

=====
 Carico limite 4940.99 kN/m²
 Resistenza di progetto 2744.99 kN/m²

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

VERIFICA A SCORRIMENTO (A(1)+M(2)+R(2))
 =====

Adesione terreno fondazione 19.9 kN/m²
 Angolo di attrito terreno fondazione 0 °
 Frazione spinta passiva 0 %
 Resistenza di progetto 14712.63 kN
 Sollecitazione di progetto 1308 kN

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

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	92.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	7.0
Distanza	11.10 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	5	0	0	Schmertmann	0	--	0
3	21	0	0	Schmertmann	0	--	0

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto	92.0 kN/m ²
Spessore strato	5.0 m
Profondità substrato roccioso	5.0 m
Modulo Elastico	2108000.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.33

=====

Coefficiente di influenza I1	0.02
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.05

=====

Cedimento al centro della fondazione 0.02 mm

=====

Coefficiente di influenza I1	0.01
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.02
Cedimento al bordo	0.01 mm

=====

Indice

DATI GENERALI	.29
Parametri sismici NTC	.29
STRATIGRAFIA TERRENO	.30
Carichi di progetto agenti sulla fondazione	.30
Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	.31
Carico limite verticale	.31
Carico limite verticale ...A2+M2+R2	.31
HANSEN (1970) (A2+M2+R2)	.31
TERZAGHI (1955) (A2+M2+R2)	.32
MEYERHOF (1963) (A2+M2+R2)	.32
VESIC (1975) (A2+M2+R2)	.33
Brinch - Hansen 1970 (A2+M2+R2)	.33
Meyerhof and Hanna (1978) (A2+M2+R2)	.34
Verifica a scorrimento...A2+M2+R2	.35
Carico limite verticale ...Sisma	.35
HANSEN (1970) (Sisma)	.35
TERZAGHI (1955) (Sisma)	.35
MEYERHOF (1963) (Sisma)	.36
VESIC (1975) (Sisma)	.36
Brinch - Hansen 1970 (Sisma)	.37
Meyerhof and Hanna (1978) (Sisma)	.37
Carico limite verticale ...A(1)+M(2)+R(2)	.38
HANSEN (1970) (A(1)+M(2)+R(2))	.38
TERZAGHI (1955) (A(1)+M(2)+R(2))	.38
MEYERHOF (1963) (A(1)+M(2)+R(2))	.39
VESIC (1975) (A(1)+M(2)+R(2))	.40
Brinch - Hansen 1970 (A(1)+M(2)+R(2))	.40
Meyerhof and Hanna (1978) (A(1)+M(2)+R(2))	.41
Verifica a scorrimento...A(1)+M(2)+R(2)	.41
CEDIMENTI PER OGNI STRATO	.42
CEDIMENTI ELASTICI	.42
Indice	.45

CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2018

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

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

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

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

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

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

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti G_2 (1)	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{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 γ_{G1}

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

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

Stati Limite di Esercizio (SLE)

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

$$E_d < C_d$$

Dove:

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

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

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

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

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ($f_k = f_d$): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni (E'_{k, 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 γ_R indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i γ_R indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato

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

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

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

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

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

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

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

Stato limite di esercizio (SLE)

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

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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

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

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

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

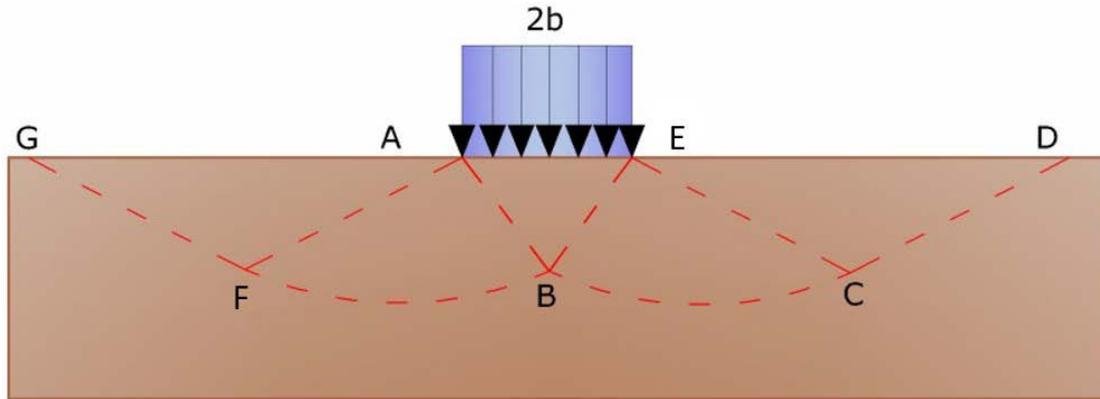
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione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

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

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

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 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:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito 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:

$$\tan \phi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \phi \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

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_γ 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:

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

Formula di Hansen (1970)

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

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

Per valori di $D/B < 1$:

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

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

Per valori $D/B > 1$:

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

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

Nel caso $\varphi=0$

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 nastriformi

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

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

Fattori di inclinazione del carico:

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

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

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

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

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

Formula di Vesic (1975)

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

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

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 – EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

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

Dove:

- $A' = B' L'$ 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 θ con la direzione di L' , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

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

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

Meyerhof e Hanna (1978)

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

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

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

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

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

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

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello.

Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

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

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

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

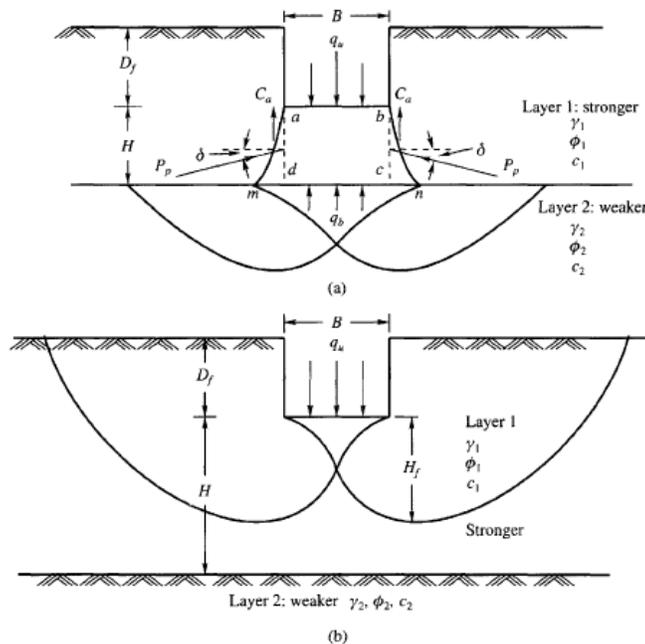


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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

Strato 1

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

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 φ_1
- $N_{c2}, N_{\gamma 2}$ = fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio φ_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;
- δ = inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

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

Metodo di Richards et al.

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

della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

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

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

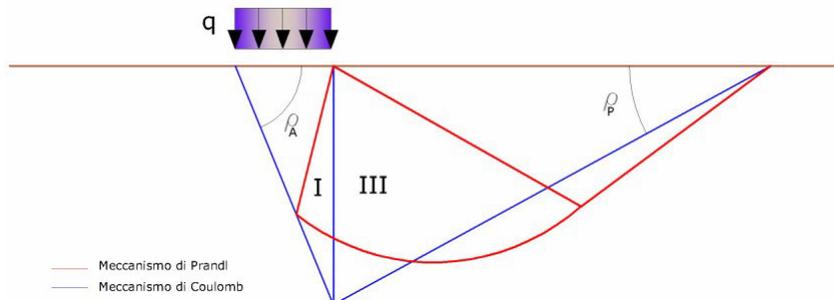
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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



Schema di calcolo del carico limite (q_L).

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

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

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

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

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

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 ρ_a e ρ_p , nonché di K_A e K_P , rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{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_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ 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_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)

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

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

Dove:

- E_d = pressioni agenti alla base della fondazione;

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

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

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

Dove:

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

Fondazioni quadrate o rettangolari

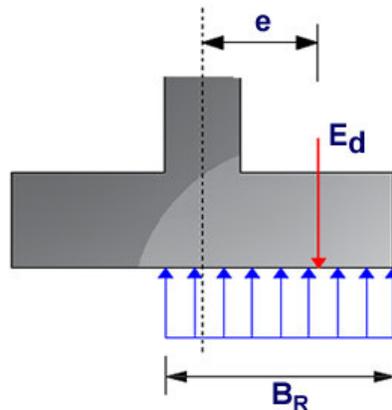
L'area ridotta risulta essere:

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

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

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

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



Dove:

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

Fondazioni circolari

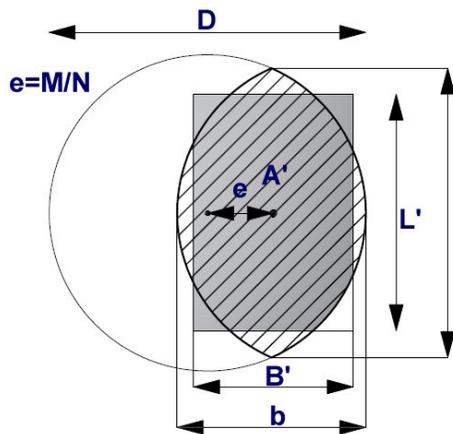
Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità $e = M_d / N_d$ può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente

(Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia, A' , può essere calcolata con questa espressione:

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

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

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



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

VERIFICA A SLITTAMENTO

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

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

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

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

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

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

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

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 μ Parametri elastici del terreno.

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato

roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI 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 σ'_p ($\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

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;
- σ'_{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 ($\sigma'_0 + \Delta\sigma_v$) 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_α : coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;
- T : tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- T_{100} : tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

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

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

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

nella quale:

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

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

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

e vale

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

Dove:

- σ'_{vi} : rappresenta la tensione verticale efficace a profondità $B/2$ per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità B per fondazioni nastriformi.
- E_i : rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato i -esimo considerato nel calcolo;
- Δz_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;
- σ'_{v0} : tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- B : larghezza della fondazione;
- I_c : Indice di compressibilità;
- f_S, f_H, f_t : fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

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

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

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

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

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

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

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

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

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

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

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

Con:

- t tempo in anni > 3;
- R₃ 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
Zona	nurri
Lat./ Long. [WGS84]	39.709156036377/9.23055171966553
Diametro della fondazione	30.2 m
Profondità piano di posa	4.0 m
Profondità falda	50.0
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0.1/0.1 m

SISMA

Accelerazione massima (amax/g)	0.031
Effetto sismico secondo	Paolucci, Pecker (1997)
Coefficiente sismico orizzontale	0.0063

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	50.0 [anni]
Vita di riferimento:	100.0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	A
Categoria topografica:	T1

S.L. TR ag F0 TC*

Stato limite	Tempo ritorno [anni]	[m/s ²]	[-]	[sec]
S.L.O.	60.0	0.249	2.685	0.3
S.L.D.	101.0	0.307	2.73	0.307
S.L.V.	949.0	0.587	2.976	0.371
S.L.C.	1950.0	0.693	3.061	0.393

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0.249	0.2	0.0051	0.0025
S.L.D.	0.307	0.2	0.0063	0.0031
S.L.V.	0.587	0.2	0.012	0.006
S.L.C.	0.693	0.2	0.0141	0.0071

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturato [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m ²]	Coesio ne non drenata [kN/m ²]	Modul o Elastic o Edomet [kN/m ²]	Modul o Edomet [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
5.0	19.12	19.61	20.92	113.0	0.0	210800	0.0	0.33	0.0	0.0	
30.0	20.1	20.59	33.13	281.0	0.0	641800	0.0	0.33	0.0	0.0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazi one	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A2+M2+ R2	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto
2	Sisma	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Progetto
3	S.L.E.	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Servizio
4	A(1)+M(2) + R(2)	92.00	7557.00	15630.00	164300.00	1308.00	0.00	Progetto

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzion e Sismica	Tangente angolo di	Coesione efficace	Coesione non	Peso Unità	Peso unità volume	Coef. Rid. Capacità	Coef. Rid. Capacità
----	------------------------	-----------------------	----------------------	-----------------	---------------	----------------------	------------------------	------------------------

		resistenza al taglio		drenata	volume in fondazion e	copertura	portante verticale	portante orizzontal e	
1	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1	
2	Si	1.25	1.25	1.4	1	1	1.8	1.1	
3	Si	1	1	1	1	1	1.8	1	
4	Si	1.25	1	1.25	1	1	1.8	1	

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: VESIC (1975)

Carico limite [Qult]	191.22 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	106.23 kN/m ²
Tensione [Ed]	92.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2.08
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	7648.65 kN/m ³
---------------------	---------------------------

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.01
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	601.06 kN/m ²
Resistenza di progetto	333.92 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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	674.57 kN/m ²
Resistenza di progetto	374.76 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.79
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.79
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	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 459.5 kN/m²
 Resistenza di progetto 255.28 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 19.12 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 80.7143 kN/m²

=====
 Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 0.22
 Fattore profondità [Dc] 0.05
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.99
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====
 Carico limite 191.22 kN/m²
 Resistenza di progetto 106.23 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 19.12 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 80.7143 kN/m²

=====
 Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14

Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	572.13 kN/m ²
Resistenza di progetto	317.85 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	4.77
Fattore [Nc]	12.34
Fattore [Ng]	0.56

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	26.5
Fattore [Nc]	39.07
Fattore [Ng]	7.59

Carico limite strato 2 (qb)	24954.27 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	2584.72 kN/m ²

Incremento carico limite strato 1	5.99 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0.0
Rapporto (q1/q2)	10.39

Carico limite	2584.72 kN/m ²
Resistenza di progetto	1435.96 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A2+M2+R2)

Adesione terreno fondazione	19.9 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °

Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	11942.07 kN
Sollecitazione di progetto	1308 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.7143 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

=====

Carico limite	603.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	335.21 kN/m ²

=====

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.7143 kN/m ²

=====

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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 674.57 kN/m²
 Resistenza di progetto 374.76 kN/m²
 =====

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 19.12 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 80.7143 kN/m²
 =====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 1.22
 Fattore profondità [Dc] 1.03
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 1.0
 Fattore forma [Sq] 1.0
 Fattore profondità [Dq] 1.0
 Fattore inclinazione carichi [Iq] 1.0
 Fattore forma [Sg] 1.0
 Fattore profondità [Dg] 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 594.84 kN/m²
 Resistenza di progetto 330.47 kN/m²
 =====

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

=====
 Peso unità di volume 19.12 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 80.7143 kN/m²
 =====

Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14

Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	603.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	335.21 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	80.7143 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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	574.33 kN/m ²
Resistenza di progetto	319.07 kN/m ²

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	4.77
Fattore [Nc]	12.34
Fattore [Ng]	0.56

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	26.5

Fattore [Nc] 39.07
 Fattore [Ng] 7.59

Carico limite strato 2 (qb) 24954.27 kN/m²
 Carico limite strato 1 (qt) 2584.72 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 5.99 kN/m²
 Coefficiente di punzonamento (ks) 0.0
 Rapporto (q1/q2) 10.39

=====
 Carico limite 2584.72 kN/m²
 Resistenza di progetto 1435.96 kN/m²
 =====

A(1)+M(2)+R(2)

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

=====
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
 =====

Peso unità di volume 19.12 kN/m³
 Peso unità di volume saturo 19.61 kN/m³
 Angolo di attrito 0.0 °
 Coesione 90.4 kN/m²

=====
 Fattore [Nq] 1.0
 Fattore [Nc] 5.14
 Fattore forma [Sc] 0.22
 Fattore profondità [Dc] 0.05
 Fattore inclinazione carichi [Ic] 0.01
 Fattore correzione sismico inerziale [zq] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zg] 1.0
 Fattore correzione sismico inerziale [zc] 1.0

=====
 Carico limite 664.29 kN/m²
 Resistenza di progetto 369.05 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

=====
 Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

=====
PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO
 =====

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	90.4 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.7
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	746.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	414.64 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	90.4 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.22
Fattore profondità [Dc]	1.03
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.79
Fattore forma [Sq]	1.0
Fattore profondità [Dq]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.79
Fattore forma [Sg]	1.0
Fattore profondità [Dg]	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	507.38 kN/m ²
Resistenza di progetto	281.88 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	90.4 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	0.22
Fattore profondità [Dc]	0.05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.99
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	204.66 kN/m ²
Resistenza di progetto	113.7 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.12 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	19.61 kN/m ³
Angolo di attrito	0.0 °
Coesione	90.4 kN/m ²

Fattore [Nq]	1.0
Fattore [Nc]	5.14
Fattore forma [Sc]	1.2
Fattore profondità [Dc]	1.0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc]	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 631.88 kN/m²
 Resistenza di progetto 351.04 kN/m²

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

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

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq] 4.77
 Fattore [Nc] 12.34
 Fattore [Ng] 0.56

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq] 26.5
 Fattore [Nc] 39.07
 Fattore [Ng] 7.59

Carico limite strato 2 (qb) 24954.27 kN/m²
 Carico limite strato 1 (qt) 3053.88 kN/m²

Incremento carico limite strato 1 7.48 kN/m²
 Coefficiente di punzonamento (ks) 0.0
 Rapporto (q1/q2) 8.53

=====
 Carico limite 3053.88 kN/m²
 Resistenza di progetto 1696.6 kN/m²

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

VERIFICA A SCORRIMENTO (A(1)+M(2)+R(2))
 =====

Adesione terreno fondazione 19.9 kN/m²
 Angolo di attrito terreno fondazione 0 °
 Frazione spinta passiva 0 %
 Resistenza di progetto 14712.63 kN
 Sollecitazione di progetto 1308 kN

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

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	92.0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	7.0
Distanza	11.10 m
Angolo	0.00 °
Cedimento totale	0 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione;
Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	5	0	0	Schmertmann	0	--	0
3	21	0	0	Schmertmann	0	--	0

CEDIMENTI ELASTICI

=====

Pressione normale di progetto	92.0 kN/m ²
Spessore strato	5.0 m
Profondità substrato roccioso	5.0 m
Modulo Elastico	2108000.0 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.33

=====

Coefficiente di influenza I1	0.02
Coefficiente di influenza I2	0.06
Coefficiente di influenza Is	0.05

=====

Cedimento al centro della fondazione 0.02 mm

=====

Coefficiente di influenza I1	0.01
Coefficiente di influenza I2	0.04
Coefficiente di influenza Is	0.02
Cedimento al bordo	0.0 mm

=====

Indice

DATI GENERALI	.29
Parametri sismici NTC	.29
STRATIGRAFIA TERRENO	.30
Carichi di progetto agenti sulla fondazione	.30
Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	.31
Carico limite verticale	.31
Carico limite verticale ...A2+M2+R2	.31
HANSEN (1970) (A2+M2+R2)	.31
TERZAGHI (1955) (A2+M2+R2)	.32
MEYERHOF (1963) (A2+M2+R2)	.32
VESIC (1975) (A2+M2+R2)	.33
Brinch - Hansen 1970 (A2+M2+R2)	.33
Meyerhof and Hanna (1978) (A2+M2+R2)	.34
Verifica a scorrimento...A2+M2+R2	.35
Carico limite verticale ...Sisma	.35
HANSEN (1970) (Sisma)	.35
TERZAGHI (1955) (Sisma)	.35
MEYERHOF (1963) (Sisma)	.36
VESIC (1975) (Sisma)	.36
Brinch - Hansen 1970 (Sisma)	.37
Meyerhof and Hanna (1978) (Sisma)	.37
Carico limite verticale ...A(1)+M(2)+R(2)	.38
HANSEN (1970) (A(1)+M(2)+R(2))	.38
TERZAGHI (1955) (A(1)+M(2)+R(2))	.38
MEYERHOF (1963) (A(1)+M(2)+R(2))	.39
VESIC (1975) (A(1)+M(2)+R(2))	.40
Brinch - Hansen 1970 (A(1)+M(2)+R(2))	.40
Meyerhof and Hanna (1978) (A(1)+M(2)+R(2))	.41
Verifica a scorrimento...A(1)+M(2)+R(2)	.41
CEDIMENTI PER OGNI STRATO	.42
CEDIMENTI ELASTICI	.42
Indice	.45