

CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E SISMICA
A SUPPORTO DELLA PROGETTAZIONE DI STRUTTURE
ACCESSORIE IN FREGIO AD UN CAPANNONE ESISTENTE

PROVINCIA	COMUNE	LOCALITÀ	UTM32N - LAT.	UTM32N - LONG.
MODENA	SASSUOLO	VIA FERRARI MORENI	4936758.00 m N	642287.00 m E



RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA

RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GOTECNICA

RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Relazione Tecnica

RELAZIONE GEOLOGICA

inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA

Relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE

Relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

Oggetto:

Caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica a supporto della progettazione di strutture accessorie in fregio ad un capannone esistente

LOCALITÀ

Sassuolo
Via Ferrari
Comune di Sassuolo (MO)

COMMITTENTE

Mistral Italia

Rif.002/26

Sommario

1. Premesse	1
2. Inquadramento Geologico e Geomorfologico	2
2.1. Elementi di geologia e geomorfologia	2
2.2. Elementi di Inquadramento Sismico.....	5
3. Indagini Geognostiche.....	7
3.1. Indagini Geotecniche	7
3.1.1. Sondaggio a carotaggio continuo.....	8
3.3. Indagini Geofisiche	10
3.3.1. Indagini in sismica passiva a stazione singola – HVSr	11
4. Caratterizzazione Sismica del Sito	13
4.1. Pericolosità sismica di base	13
4.2. Categoria del sottosuolo	15
4.3 Analisi di Risposta Sismica Locale Approccio Semplificato	16
5. Modellazione Geologica e Geotecnica del Sito	18
5.1. Modello geotecnico del sottosuolo	18
5.2. Verifiche Geotecniche.....	19
6. Considerazioni Conclusive	21

Tavole

Tavola 1:	Carta Corografica	Scala 1:25'000
Tavola 2:	Carta Topografica	Scala 1:10'000
Tavola 3:	Ortofoto	Scala 1:5'000
Tavola 4:	Carta Indagini Geotecniche	Scala 1:1'000
Tavola 5:	Carta Indagini Geofisiche	Scala 1:1'000

Allegati

Allegato 1:	Sondaggio a Carotaggio Continuo
Allegato 2:	Indagini Sismiche
Allegato 3:	Prove di SPT
Allegato 4:	Verifiche Geotecniche

1. PREMESSE

Nel mese di gennaio 2026 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico inerente alla caratterizzazione geologica geotecnica e sismica a supporto della progettazione definitiva di nuove strutture accessorie in fregio ad un fabbricato ad uso industriale da realizzarsi nell'ambito del lotto di proprietà della società Mistral Italia sito in via Ferrari a Sassuolo (MO).

Di seguito si propone uno stralcio di immagine satellitare relativa all'area oggetto di intervento, il perimetro rosso rappresenta l'intera superficie di progetto.



Figura 1: ubicazione dell'area di studio.

Di seguito si riportano le coordinate del sito in esame.

SITO IN ESAME		
COORDINATE GEOGRAFICHE WGS84 – UTM32N		
LATITUDINE	LONGITUDINE	LOCALITÀ
4936758.00 m N	642287.00 m E6	SASSUOLO VIA MORENI FERRAI

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

2.1. Elementi di geologia e geomorfologia

Il sito di studio è all'interno della porzione centro orientale della Pianura Padana, entità definita da un complesso sistema tettonico – sedimentario e fluviale di corsi d'acqua afferenti al Po. Il reticolo idrografico attuale e passato, responsabile dell'accrescimento sedimentario della Pianura, può essere descritto come un insieme di fiumi relativamente omogenei sia in destra che in sinistra idrografica che, almeno per l'epoca post glaciazione Würm, risulta in sintonia con le caratteristiche geografiche, morfologiche e climatiche delle catene montuose da cui hanno origine i vari affluenti.



Figura 2: reticolo idrografico primario della Pianura Padana.

In linea generale è possibile affermare che la strutturazione della Pianura Padana sia direttamente correlata all'intensa attività orogenetica, esplicitasi in più fasi successive, che si è protratta dal Cretaceo al Pliocene.

Al termine del Pliocene, l'ampia insenatura compresa tra le Alpi e l'Appennino Settentrionale risultava completamente ricoperta dal mare ed è in questa fase che nel fronte Sud del bacino sedimentario si è posizionato il Margine Appenninico Padano. Tra il Pliocene ed il Pleistocene si assiste al riempito del bacino attraverso l'apporto di sedimenti marini e a seguire fluviali derivanti dall'erosione e trasporto di materiali afferenti alle catene montuose settentrionali e meridionali.

L'aspetto geologico e geomorfologico della Pianura Padana è dovuto, per una parte sostanziale, all'azione dei ghiacciai durante le quattro fasi della glaciazione quaternaria (Günz, Mindel, Riss, Würm) e delle relative fasi interglaciali occorse da circa 100'000 a 10'000 anni b.p.

Di seguito si riporta uno stralcio della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50'000 Foglio Sassuolo.

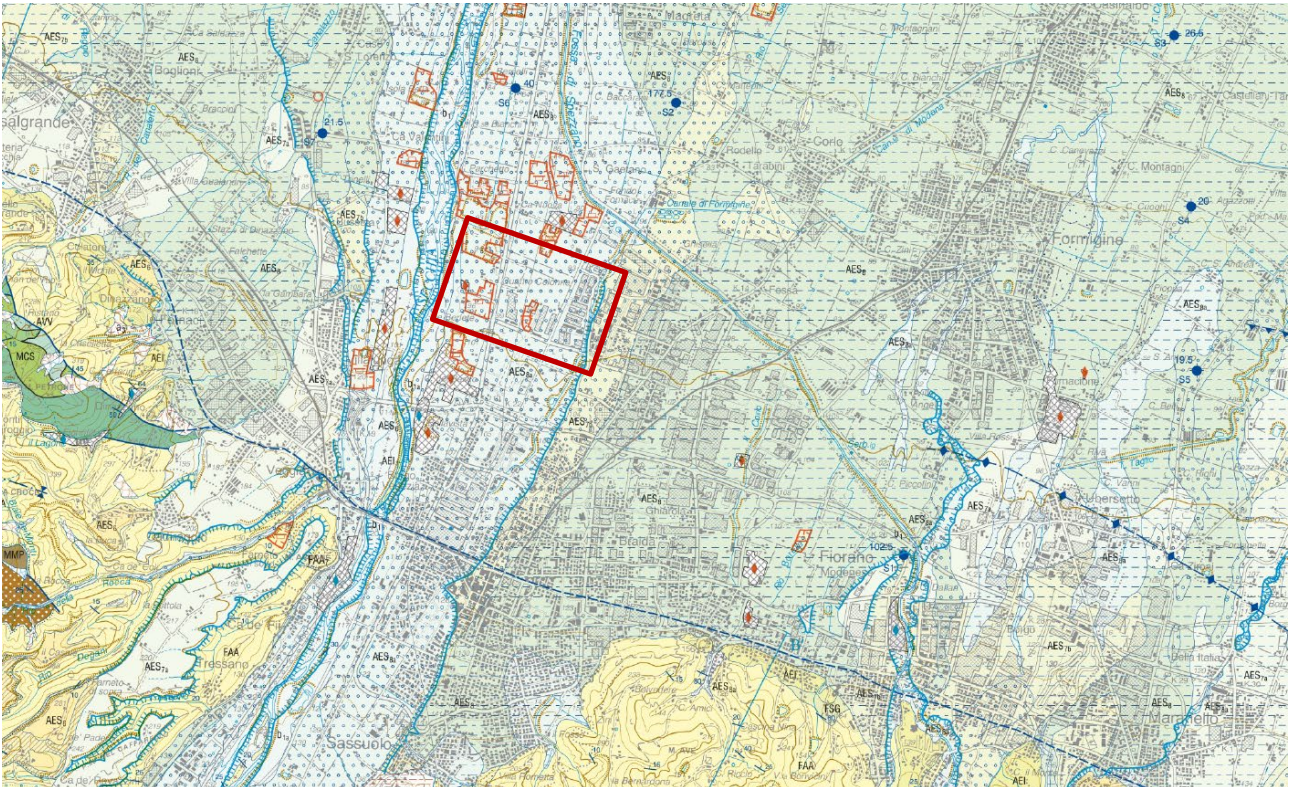


Figura 3: stralcio della Carta Geologica d'Italia in scala 1:50'000 Foglio Sassuolo.

Di seguito si riporta la descrizione delle litologie affioranti nell'area.

AES - SINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE

Unità alluvionale costituita da sedimenti grossolani e fini, talora intensamente pedogenizzati, con alla base una superficie di discontinuità nel margine appenninico e nell 'alta pianura, passante a una superficie di continuità nel sottosuolo della pianura, su AEI. Sintema parzialmente suddiviso in subsintemi limitati, in affioramento, da scarpate di terrazzo fluviale e paleosuoli e nel sottosuolo della pianura da bruschi contatti fra depositi fini alluvionali e palustri su depositi grossolani di conoide e di piana alluvionale.

Pleistocene medio?-Olocene

AES8 – Subsintema di Ravenna

Ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potenza fino a oltre 25 m.

Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 8.000 anni).

AES8a - Unità ' di Modena

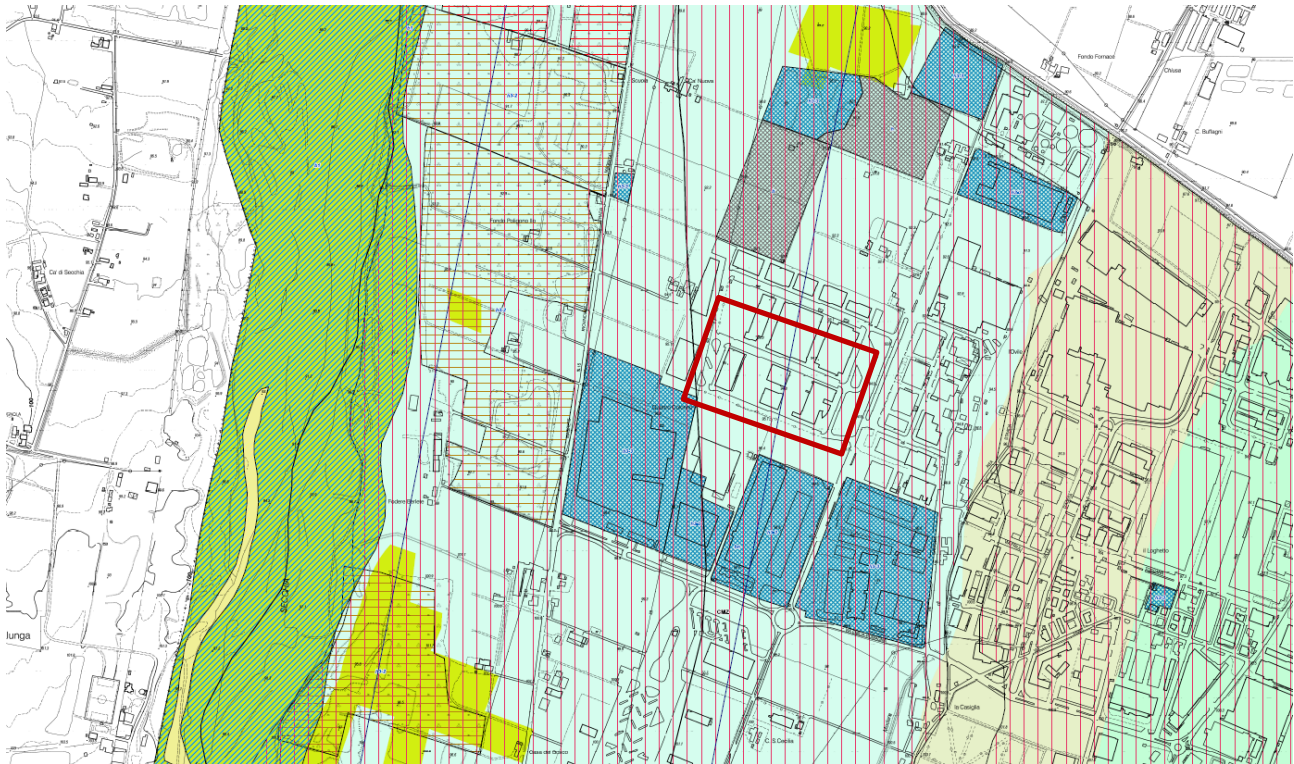
Depositi ghiaiosi passanti a sabbie e limi di terrazzo alluvionale. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. Unità definita dalla presenza di un suolo a bassissimo grado di alterazione, con

profilo.potente meno di 100 cm, calcareo, rigio-giallastro o bruno grigiastro. Nella pianura ricopre resti archeologici di età romana del VI secolo d.C.. Potenza massima di alcuni metri (< 10 m).

Post-VI secolo d.C.

Si riportano nel seguito la Carta Geologico Tecnica allegata al Piano di Microzonazione Sismica del Comune di Sassuolo.

Figura 4: stralcio della Carta Geologico Tecnica del Comune di Sassuolo.



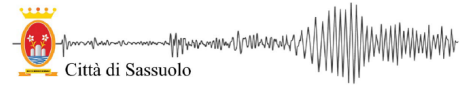
SUCCESSIONE NEOGENICO-QUATERNARIA DEL MARGINE APPENNINICO-PADANO

UNITA' QUATERNARIE CONTINENTALI
Pleistocene - Olocene

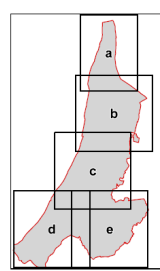
- AES** **SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE**
Unità alluvionale costituita da sedimenti grossolani e fini, talora intensamente pedogenizzati, con alla base una superficie di discontinuità nel margine appenninico e nell'alta pianura, passante a una superficie di continuità nel sottosuolo della pianura, su AEC. Sistema parzialmente espulso in subsistemi finali, in affioramento, da scarpate di terrazzo fluviale e pliocenici e nel sottosuolo della pianura da tracce costate tra depositi fini alluvionali e paludosi su depositi grossolani di conoidi e di piano alluvionale.
- AES8** **Subsistema di Ravenna**
Ghiaie e ghiaie sabbiose, sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedocollinari di mesonivello. A letto bassi a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm a parziale decarottazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potenza fino a oltre 25 m. Olocene (età radiometrica della base: 11.000 - 9.000 anni).
- AES8a** **Unità di Modena**
Depositi ghiaiosi passanti a sabbie e limi di terrazzo alluvionale. Limi prevalenti nelle fasce pedocollinari di mesonivello. Unità definita dalla presenza di un suolo a bassissimo grado di alterazione, con profilo potente fino a 100 cm, calcareo, rigio-giallastro o bruno grigiastro. Nella pianura ricopre resti archeologici di età romana del VI secolo d.C. Potenza fino a alcuni metri (< 10 m). Post-VI secolo d.C.
- AES7b** **Unità di Vignola**
Ghiaie con mattoni imp-zabaccia, passanti a limi e limi sabbiosi. Deposito fluviale intravitale. Copertura con ghiaie limose e argillosa alla base dei versanti. Ai letto suoli decarottati con tracce di illitizzazione di argilla e fronte di alterazione tra 1,5 e 2 m, orizzonti superficiali di colore da rosso bruno a bruno scuro. Contatto inferiore in discontinuità su unità più antiche. Potenza di alcuni metri. Pleistocene superiore-Olocene basale.
- AEI** **SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE**
Limi prevalentemente ghiaiosi presenti nelle aree costate presso il fiume Secchia; contatto inferiore in discontinuità su CMC e su FAA attraverso una superficie di discontinuità di importanza regionale. In aree non erose ai letto suoli decarottati con fronte di alterazione superiore a 5 m. Potenza affrontante di pochi metri.

UNITA' MARINE DI TRANSIZIONE
Miocene - Pleistocene

- FAA** **ARGILLE AZZURRE**
Argille argillose, matrici argillose e sabbie grigie e grigio-azzurre, talora grigio plumbeo. In strati medi e subordinatamente sottili, a giunti poco o non risolti per distruzione, con subordinati strati sabbiosi e calcareo. Localmente sono presenti sottili livelli discontinui di bioclastici fini e sottili galee, o cori se alterate, sottilmente laminati. Nella parte alta possono essere presenti stampi. Limite inferiore paleoconcordante o marcato da una lieve discontinuità argillose su FCO, discordante su unità più antiche. Potenza di alcune centinaia di metri.
- FAA6c** **litofacies arenaceo-conglomeratica**
Bianco e beige per lo più calcareo in alcuni casi con fer e ilotoni, poggianti di un'argilla o seguiti da ghiaie con presenza di bioclasti. Potente pochi metri e di età dubbiamente pliocena medio-superiore in base ai dati raccolti nelle espositi argille, essa costituisce localmente la base della formazione.
- FAA7** **Membro di Monte Amone**
Corpi calcarei costituiti da breccia a matrice argillosa con materiali di provenienza liguride e epiliguri; intercalazioni di peliti pliocene. Potenza variabile da pochi metri a qualche decina di metri. Pliocene medio-superiore.
- CMZ** **SISTEMA DI COSTAMEZZANA**
Cicche ghiaie in zone da sottili a spesse con lamine piano-parallelle od oblique, poco cementate, con intercalazioni a luoghi lentiformi di ghiaie e di orizzonti di peliti grigio chiare. Contatto inferiore graduale per alternanze su FAA. Spessore da 5 a 50 metri circa.
- FCO** **FORMAZIONE A COLOMBACCI**
Argille, argille marose e sabbie, matrici argillose laminare, color grigio-verde o biancastro, alternate a livelli da sottilissimi a medi di sabbie e sabbie da finissime a medie grigie; localmente banchi con lenti di ghiaie; stratificazione da sottili a media. Localmente presenti i carbonatiti livelli carbonatiti. Limite inferiore discordante sulla Successione epiliguri o sulle Liguri.



MICROZONAZIONE SISMICA
DI PRIMO E SECONDO LIVELLO



Tav.2b
CARTA LITOMORFOLOGICA
Scala 1:5000



Il Sindaco Luca Caselli Assessore all'Urbanistica Claudia Severi Direttore Settore 2° Gestione del Territorio e Opere Pubbliche Giuseppina Mazzarella
Il Segretario Comunale

Siano per quanto attiene ai valori di velocità in sito che per quanto riguarda quelli relativi alle frequenze non sono disponibili dati di letteratura per il sito specifico in studio. Nell'intorno dell'area in esame le velocità variano tra $V_{s30}=395$ m/s e $V_{s30}=420$ m/s, mentre le frequenze sono in genere comprese nell'intervallo $23 \leq f_0 \leq 16$.

In relazione alla consultazione della Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica si, di cui un estratto è riportato nel seguito in figura 8, si nota come l'area in esame ricada in zona stabile suscettibile di amplificazioni locali.

Di seguito si riporta uno stralcio della Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica del Comune di Sassuolo.

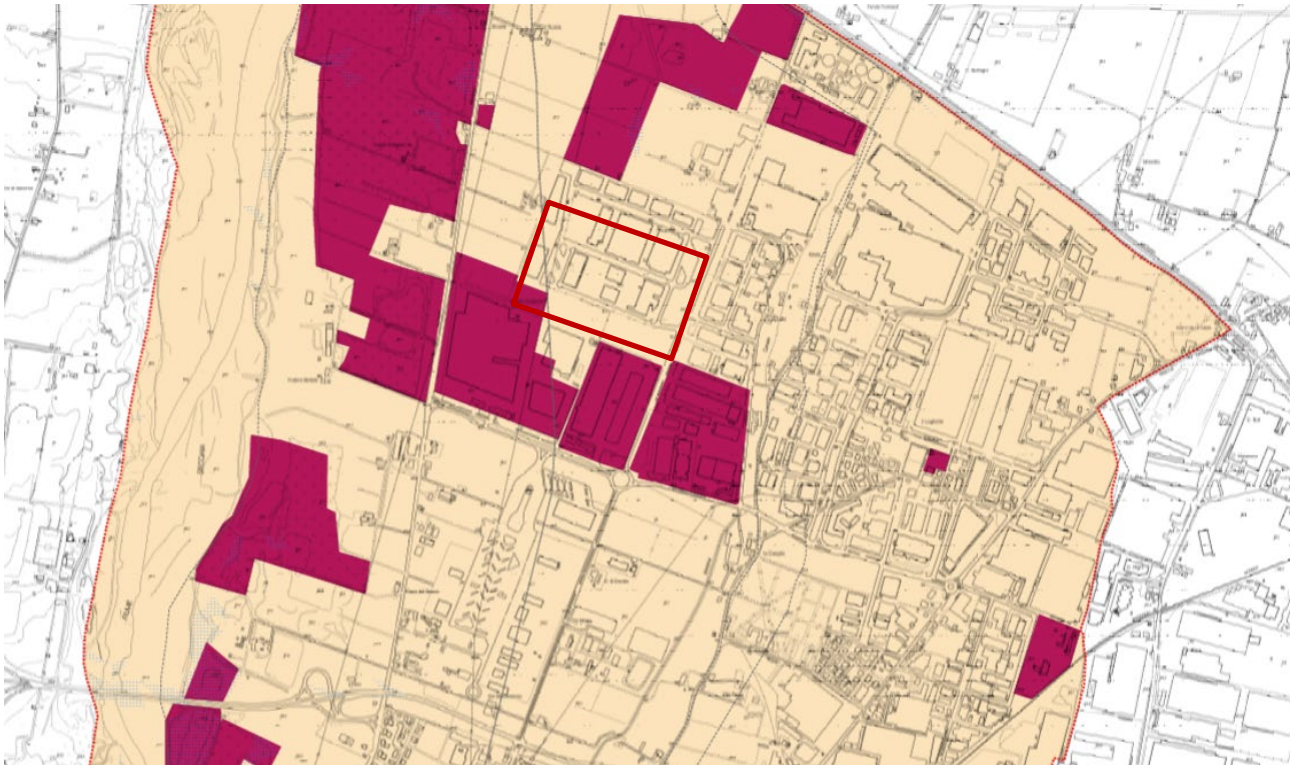


Figura 7: stralcio della Carta delle Microzone Omogenee in Prospettiva Sismica del Comune di Sassuolo.

3. INDAGINI GEOGNOSTICHE

3.1. Indagini Geotecniche

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- n. 1 sondaggio a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati

La seguente tavola riporta l'ubicazione delle indagini geotecniche eseguite.



Figura 8: tavola di sintesi delle ubicazioni delle indagini eseguite.

3.1.1. Sondaggio a carotaggio continuo

Il sondaggio a carotaggio continuo è stato eseguito al fine di acquisire campioni indisturbati del terreno lungo l'intera colonna investigata, nonché di caratterizzare in dettaglio la stratigrafia del sottosuolo. Tale metodica consente un'elevata risoluzione stratigrafica e la possibilità di effettuare prove di laboratorio su campioni indisturbati o poco disturbati.

La perforazione è stata realizzata mediante **carotaggio continuo a rotazione**, utilizzando **utensili diamantati** montati su carotiere singola. Il sistema di perforazione impiegato prevede:

- **diametro di perforazione:** 101 mm;
- **diametro del rivestimento (casing):** 127 mm.

Il rivestimento metallico è stato inserito progressivamente a protezione del foro e per garantirne la stabilità, in particolare nei tratti più superficiali o nei terreni sciolti, al fine di evitare collassi o influssi d'acqua nel foro.

All'interno dei fori di sondaggio sono state eseguite prove S.P.T. al fine di ottenere valori da cui poter derivare parametri geotecnici caratteristici dei terreni attraversati. La **prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test)** è un'indagine geotecnica in foro eseguita durante la perforazione per stimare in modo speditivo la **resistenza alla penetrazione** dei terreni e, indirettamente, alcuni parametri utili alla progettazione. La prova consiste nell'infissione, sul fondo foro, di un **campionatore standard** (split spoon) mediante una **massa battente da 63,5 kg** che cade da un'altezza di **0,76 m** lungo aste di perforazione: si conteggia il numero di colpi necessario a far penetrare il campionatore di **45 cm**, scartando di norma i primi **15 cm** (assestamento) e assumendo come risultato l'**indice N_SPT** pari ai colpi per gli ultimi **30 cm**. Il valore misurato è fortemente influenzato dall'energia effettivamente trasmessa (tipo di maglio, efficienza, attriti sulle aste, diametro del foro, tipo di rivestimento, lunghezza aste), per cui è prassi riportare e utilizzare un valore **corretto/normalizzato** (ad es. **N_60**) riferito a una energia standard del 60% dell'energia teorica. Oltre a fornire un'indicazione della **densità relativa** nelle sabbie e della **consistenza** nelle argille (con opportune correlazioni), lo SPT consente il prelievo di un **campione disturbato** per identificazione e prove di laboratorio; i risultati vanno comunque interpretati in funzione della **stratigrafia**, delle **condizioni di falda** e della **qualità dell'esecuzione**, soprattutto in terreni ghiaiosi/cementati o molto sensibili, dove l'indice N può risultare poco rappresentativo.

L'intervallo di profondità esplorato mediante carotaggio è risultato continuo e completo, consentendo una dettagliata interpretazione stratigrafica, integrata con i risultati delle prove in sito e di laboratorio.

Sondaggio S12A

Di seguito si riportano le stratigrafie desunte dal sondaggio eseguito.

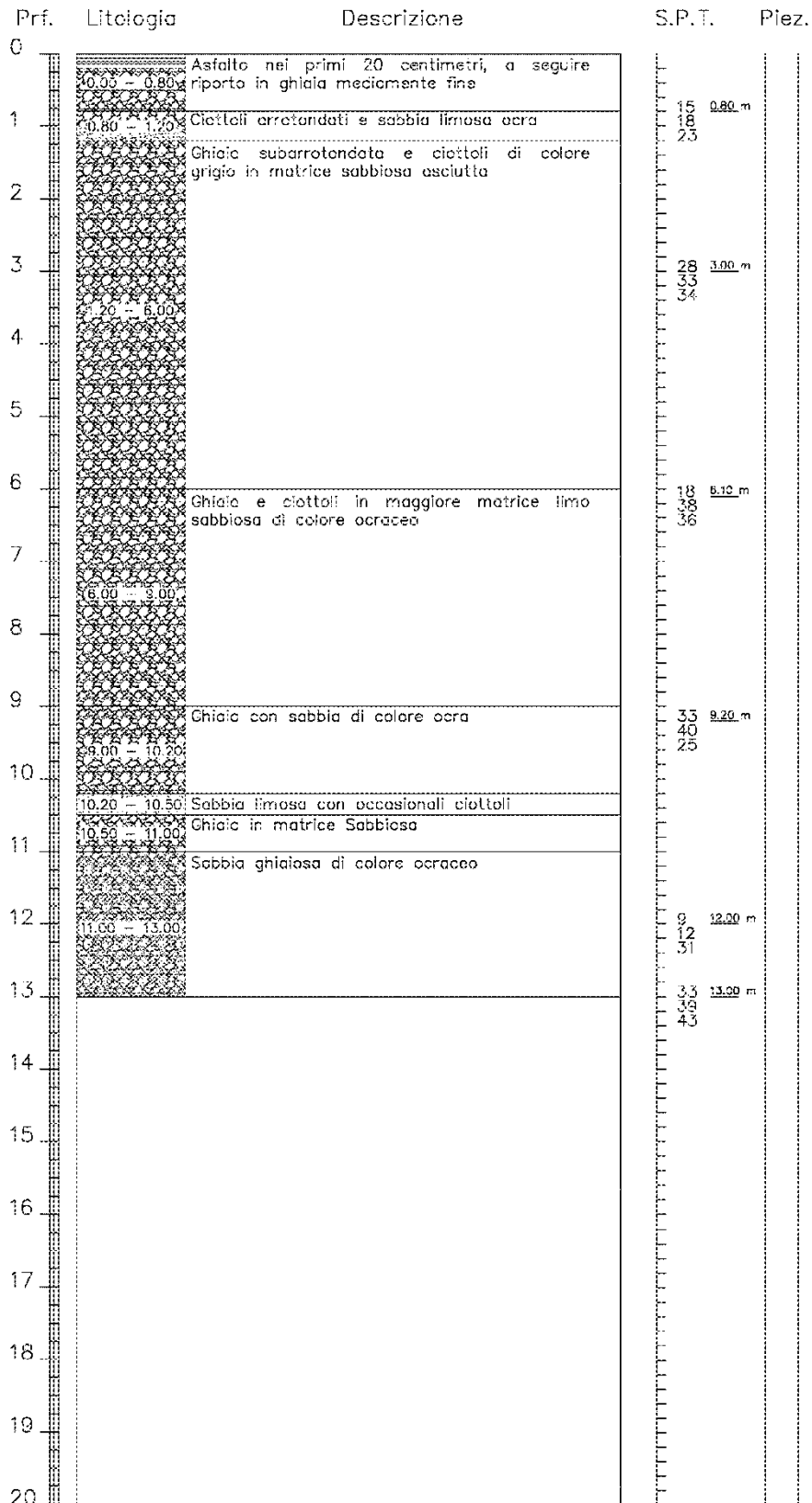


Figura 9: sondaggio S12A - Tratto 0 - 20 m

3.3. Indagini Geofisiche

Per la caratterizzazione geofisica dell'area di studio, in virtù delle prove già eseguite ed in relazione ai terreni coinvolti nello studio, sono stata eseguita una prova HVSR.

Di seguito si riporta un'immagine allo scopo di ubicare le indagini eseguite nei pressi dell'area in esame.



Figura 10: ubicazione delle indagini geofisiche eseguite.

3.3.1. Indagini in sismica passiva a stazione singola – HVSR

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di indagine sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso. L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo (per esempio i cambi litologici). I dati che si possono ricavare sono spessori, profondità e velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del sismo-strato individuato. Tramite l'elaborazione di moti superiori e l'analisi dell'andamento delle tre componenti del moto, è possibile distinguere i picchi di origine naturale da quelli generati dai moti superiori o da artefatti, al fine di garantire una corretta interpretazione dello spettro sismico registrato. La tecnica dei rapporti spettrali (HVSR) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici. Negli ultimi anni si è affermata anche per la sua versatilità poiché si è dimostrato come lo spettro sismico può rappresentare un modello sismo – stratigrafico del sottosuolo.

La tecnica HVSR è totalmente non invasiva, molto rapida, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un “velocimetro triassiale” conforme alle norme SESAME. I risultati che si possono ottenere da indagini sismiche HVSR sono:

- La frequenza caratteristica di risonanza del sito che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto dimensionamento degli edifici antisismici. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare strutture aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, per evitare l'effetto di "doppia risonanza", fenomeno estremamente pericoloso per la stabilità delle costruzioni.
- La frequenza fondamentale di risonanza di un edificio, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se, in caso di sisma, la costruzione potrà essere o meno a rischio.
- La stratigrafia del sottosuolo con un range di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità, anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la tecnica HVSR, in termini di stratigrafia del sottosuolo, è rappresentato dalla definizione di strato, inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un contrasto d'impedenza, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

3.2.1.1. Risultati delle indagini in sismica passiva

Di seguito si riporta il tabulato di sintesi derivante dall'analisi delle indagini eseguite in sito.

INDAGINE	LATITUDINE	LONGITUDINE	VS ₃₀	F ₀
HVSR001	4936758.00 m N	642287.00 m E	255	21.84

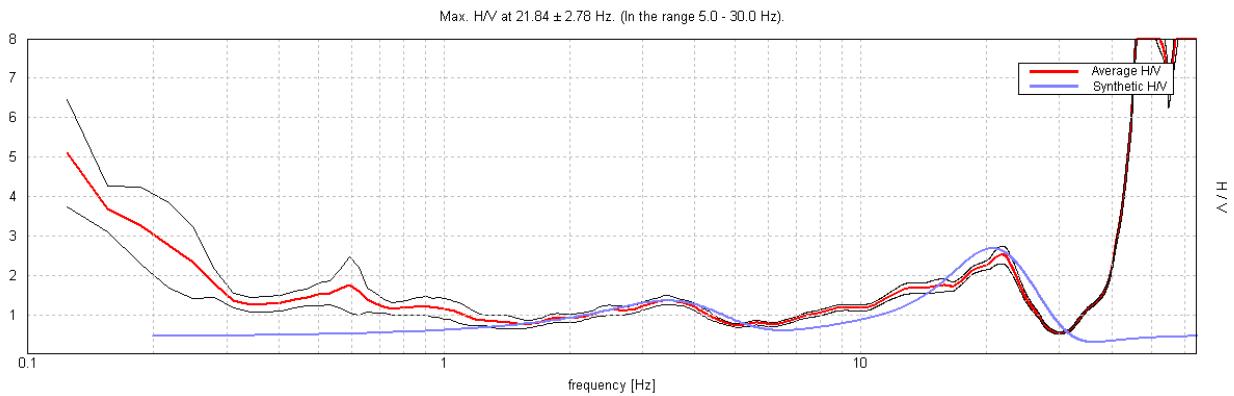


Figura 11:modellazione di velocità su HVSR001

4. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

4.1. Pericolosità sismica di base

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il Comune di Reggio Emilia risulta appartenente alla **classe di sismicità 3**.

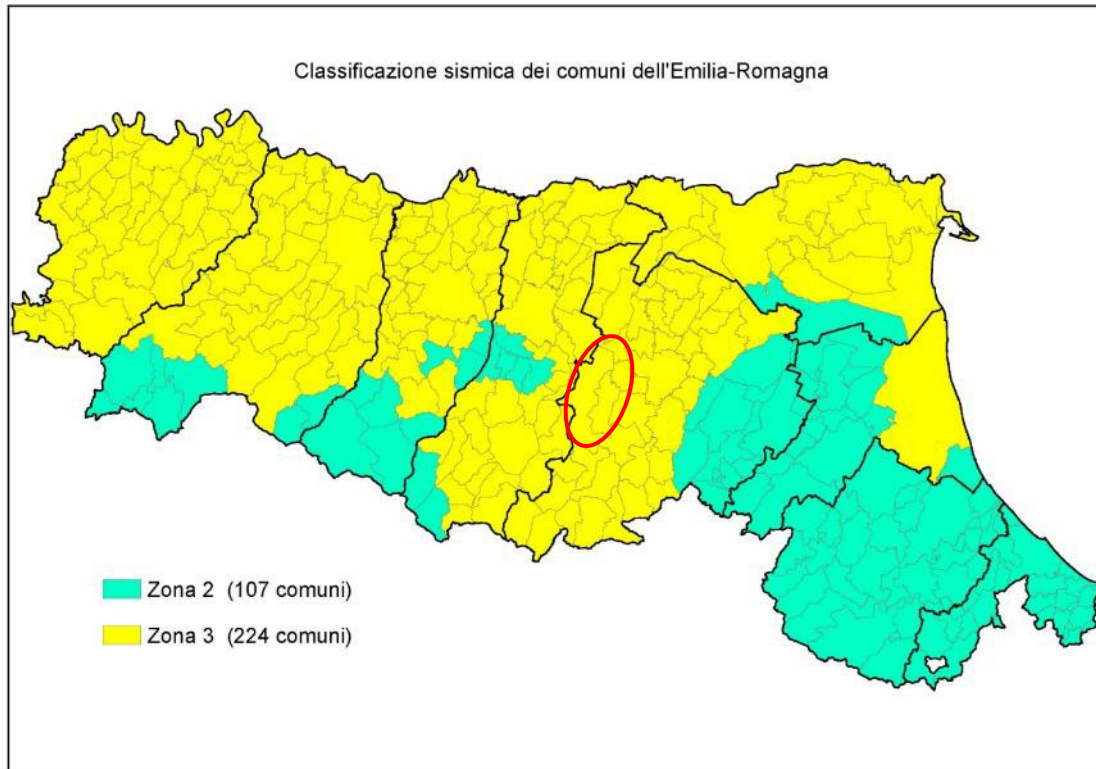


Figura 12: Classificazione sismica e dei comuni della regione Emilia-Romagna a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche (aggiornamento luglio 2018) e ubicazione del territorio comunale di Sassuolo (MO).

La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NNTC 2008 e delle successive NTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

Per ciascuna area in oggetto, in relazione a un periodo di riferimento T_R stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione a_g rappresenta uno dei parametri principali che definisce la **pericolosità sismica di base**, insieme ai parametri F_0 e T_c^* dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sotto.

Parametri sismici	ag:	0,163 g
	Fo:	2,374
Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii	Tc*:	0,290
Muro rigido: 0	[s]	

Sito in esame.	Prevenzione dal collasso (SLC):	
latitudine: 44,571312	Probabilità di superamento: 5	
longitudine: 10,793062	%	
Classe: 2	Tr:	975
Vita nominale: 50	[anni]	

Siti di riferimento	ag:	0,205 g
Sito 1 ID: 16500 Lat: 44,5534	Fo:	2,385
Lon: 10,7550 Distanza: 3614,470	Tc*:	0,307
Sito 2 ID: 16501 Lat: 44,5550	[s]	
Lon: 10,8250 Distanza: 3113,860		
Sito 3 ID: 16279 Lat: 44,6050		
Lon: 10,8228 Distanza: 4422,182		
Sito 4 ID: 16278 Lat: 44,6034		
Lon: 10,7527 Distanza: 4787,834		

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

Parametri sismici	SLO:	Ss: 1,200
Categoria sottosuolo: B		Cc: 1,450
Categoria topografica: T1		St: 1,000
Periodo di riferimento: 50anni		Kh: 0,012
Coefficiente cu: 1		Kv: 0,006
	Amax: 0,606	Beta: 0,200
Operatività (SLO):	SLD:	Ss: 1,200
Probabilità di superamento: 81		Cc: 1,430
%		St: 1,000
Tr: 30		Kh: 0,015
[anni]		Kv: 0,008
ag: 0,051 g		Amax: 0,753
Fo: 2,480		Beta: 0,200
Tc*: 0,252	SLV:	Ss: 1,200
[s]		Cc: 1,410
		St: 1,000
Danno (SLD):		Kh: 0,047
Probabilità di superamento: 63		Kv: 0,023
%		Amax: 1,918
Tr: 50		Beta: 0,240
[anni]	SLC:	Ss: 1,200
ag: 0,064 g		Cc: 1,390
Fo: 2,492		St: 1,000
Tc*: 0,266		Kh: 0,069
[s]		Kv: 0,035
		Amax: 2,417
Salvaguardia della vita (SLV):		Beta: 0,280
Probabilità di superamento: 10		
%		
Tr: 475		
[anni]		

4.2. Categoria del sottosuolo

Per determinare il parametro V_{30} e definire quindi la categoria di sottosuolo dell'area indagata (§ 3.2.2 NTC 2018) sono state eseguite in sito le indagini sismiche sopra descritte nel paragrafo precedente. Il valore di V_{30} si calcola attraverso la formula 3.2.1 delle NTC 2018:

$$V_{s,Eq} = \frac{H}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$$

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

Dall'elaborazione delle indagini sismiche HVSR si sono ottenuti i valori di $V_{s,30}$ e di frequenza naturale del terreno f_0 riportati nelle seguenti tabelle:

HVSR	V_{s30}	455 m/s	$f_{0_{mediosito}} = 22 \text{ Hz}$
------	-----------	---------	-------------------------------------

Grafico 1: risultati ottenuti dalla modellazione dei dati ottenuti dall'indagine, HVSR.

Pertanto, secondo la classificazione del sottosuolo imposta dal NTC 2018, si definisce il sottosuolo indagato come appartenente alla appartenente alla **categoria B**, corrispondente a

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.

4.3 Analisi di Risposta Sismica Locale Approccio Semplificato

L'accelerazione orizzontale di picco attesa a_g è definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione a_g rappresenta uno dei parametri principali che definisce la **pericolosità sismica di base**, insieme ai parametri F_0 e Tc^* dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sopra.

Ai fini della definizione dell'azione sismica, determinata la pericolosità sismica di base, occorre valutare gli **effetti di sito** mediante specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle N.N.T.C., si può fare riferimento ad un approccio semplificato che **si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito**, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica.

Sulla base delle NTC2018, e tenendo conto dei dati ottenuti **dall'indagine geofisica eseguita in sito**, si **classifica** il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria C**.

Poiché tale valore di accelerazione sismica orizzontale a_g si riferisce al *bedrock*, per definire il valore di a_g in superficie si calcola inizialmente il fattore stratigrafico S_s , essendo in classe B, si avrà:

$$S_s = 1,00 \leq 1,40 - (0,40 \cdot F_0 \cdot a_g/g) \leq 1,20$$

dove:

F_0 = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima su sito di riferimento rigido orizzontale

a_g/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a 712 anni/accelerazione di gravità;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione 4.1.1;

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si calcola il fattore topografico S_T dalla seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	ST
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	1.0
T2	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	1.2
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1.2
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$	1.4

Per l'area studiata si riportano in tabella i parametri della pericolosità di base ai diversi stati limite.

SLO – PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE						
Tr (anni)	ag (g)	Fo	Tc*	Ss	ST	Amax (g)
30	0.051	2.480	0.250	1.35	1.0	0.069

SLD – PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE						
Tr (anni)	ag (g)	Fo	Tc*	Ss	ST	Amax (g)
50	0.064	2.492	0.265	1.34	1.0	0.086

SLV – PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE						
Tr (anni)	ag (g)	Fo	Tc*	Ss	ST	Amax (g)
475	0.163	2.374	0.284	1.25	1.0	0.203

SLC – PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE						
Tr (anni)	ag (g)	Fo	Tc*	Ss	ST	Amax (g)
975	0.205	2.385	0.291	1.20	1.0	0.247

Il calcolo dei parametri K_h e K_v è stato eseguito come precisato nelle N.T.C. 2018:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \mp 0.5 \cdot k_h$$

con β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Stato Limite	K_h	K_v
S.L.O.	0.019	0.010
S.L.D.	0.024	0.012
S.L.V.	0.057	0.028
S.L.C.	0.069	0.035

5. MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

Per la modellazione geologico geotecnica dell'area di studio sono state prese in considerazione, oltre alle indagini eseguite nell'intorno del sito, prevalentemente le prove eseguite all'interno del lotto.

5.1. Modello geotecnico del sottosuolo

Il modello geotecnico di seguito proposto ha tenuto conto del sondaggio a carotaggio continuo, delle prove SPT e mantenendo globalmente in considerazione l'assetto geologico generale del sottosuolo almeno parzialmente noto grazie alle altre indagini geotecniche eseguite in sito.

Di seguito si propone il modello geotecnico per l'area del lotto.

MODELLO GEOTECNICO MEDIO				MISTRAL ITALIA - SASSUOLO								
Unità	Spessore medio [m]	Profondità		Terreno	γ	γ'	φ	EY	Eoed	Mv	Dr	v
		Iniziale	Finale									
U1	0.8	0	0.8	Asfalto e riporto ghiaioso	17	20	28	35000	9000	0.000111	60	0.29
U2	0.4	0.8	1.2	Ciottoli arrotondati	17.9	21.1	31	48450	11168	0.000090	73.56	0.27
U3	4.8	1.2	6	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa	19.3	22	33	79130	16508	0.000061	80	0.22
U4	3	6	9	Ghiaia e ciottoli in matrice limo sabbiosa	19.5	22.21	33	73500	17946	0.000056	74.97	0.20
U5	1.2	9	10.2	Ghiaia con sabbia	19.3	22.2	32	76770	16098	0.000062	96.32	0.22
U6	0.3	10.2	10.5	Sabbia limosa con ciottoli	18.5	20.5	28	35000	8500	0.000118	0.6	0.30
U7	0.5	10.5	11	Ghiaia in matrice sabbiosa	19	22	30	55000	13500	0.000074	0.6	0.26
U8	2	11	13	Sabbia ghiaiosa	18.1	21.2	30	34400	11579	0.000086	74.74	0.27
Modello geotecnico ottenuto dall'interpolazione dei valori caratteristici definiti attraverso i sondaggi eseguiti nel 2004					[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]		[%]	

Dove:

γ [kN/m³] = peso di volume del terreno naturale e saturo;

Φ' [°] = angolo di attrito interno efficace;

Dr [%] = densità relativa;

Eoed [kN/m²] = modulo edometrico;

mv = coefficiente di compressibilità volumetrica;

EY [kN/m²] = modulo elastico;

5.2. Verifiche Geotecniche

Al fine di verificare il sistema terreno-fondazione da un punto di vista geotecnico, in relazione ai due sistemi di trasmissione del carico ai terreni previsti a progetto, si è proceduto alla verifica del sistema di fondazione tipo platea in c.a. e di tipo plinto in c.a.

Tutti i calcoli riportati nel seguito sono stati eseguiti sia con il modello geotecnico derivante dalle prove eseguite.

Si riportano di seguito i dati relativi al terreno e alle fondazioni ipotizzate.

PLATEA	
Larghezza della fondazione [b]	5.00 m
Lunghezza della fondazione [B]	5.00 m
Quota d'imposta [D]	-0.80 m da p.c.

I parametri del terreno utilizzati nelle verifiche geotecniche sono riportati in forma integrale nei modelli geotecnici di cui al paragrafo 4.1.

Verifica cedimenti

È stato eseguito il calcolo della distribuzione delle tensioni indotte al terreno di fondazione dall'intervento in progetto secondo il metodo di Terzaghi (**allegato n. 2**).

Quota di imposta D = - 0.80 m da piano campagna	Platea c.a.
Fondazione: Platea c.a.	
Carico applicato sul terreno P = 100 kN/m²	
Cedimento totale del terreno di fondazione	S = 0.75 cm

Verifica nei confronti degli S.L.U. | § 6.4. NTC 2018

In relazione a quanto esposto nella normativa tecnica nazionale NTC 2018, si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza del terreno (GEO) relativamente alle opere di fondazione in oggetto, di **tipo superficiale**, fornendo il valore di resistenza offerta dal sistema geotecnico (R_{dGEO}). Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II (NTC 2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) 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;
- c) 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.

Le verifiche sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

La determinazione della resistenza R_d GEO è stata svolta nella condizione sia a breve che a lungo termine per l'intervento in progetto.

La resistenza R_d calcolata in condizioni "drenate" seguendo l'Approccio 2, combinazione (A1 + M1 + R3), applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione: $tg\phi'd = tg\phi'k / 1,0$, dove $\phi'd$ è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo $\phi'k = \phi'd$. Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

Verifica Statica – Condizioni Drenate		
Platea c.a.		
A1 + M1 + R3		
Quota d'imposta	Carico limite	Resistenza di progetto
-0.80 m da p.c.	730.88 kN/m ²	317.77 kN/m ²
Metodo di calcolo: Meyerhof (1963)		

Verifica Pseudo Statica – Condizioni Drenate		
Platea c.a.		
A1 + M1 + R3		
Quota d'imposta	Carico limite	Resistenza di progetto
-0.80 m da p.c.	711.06 kN/m ²	309.16 kN/m ²
Metodo di calcolo: Meyerhof (1970)		

Il coefficiente di sottofondazione di Bowles per la platea è pari a $K_s = 28442.53 \text{ kN/m}^3$.

6. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel corso del mese di dicembre 2025 e gennaio 2026 è stato eseguito il presente elaborato al fine di implementare e affinare le conoscenze emerse dalla campagna d'indagine geologica eseguita.

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geotecniche eseguite (§ 3.1), è emersa la presenza di un deposito alluvionale costituito principalmente da alternanze di litotipi ghiaiosi e ghiaioso sabbiosi. Non è emersa la presenza di alcuna superficie piezometrica alla data delle indagini.

La caratterizzazione sismica del sito è stata condotta sulla base di indagini geofisiche di tipo HVSR eseguite nel sito in studio (§ 4.2), tali prove, hanno permesso di determinare che la velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità ha un valore medio pari a $V_{s30} = 455 \text{ m/s}$. Sulla base delle NTC 2018, e tenendo conto dell'indagine sismica sopraccitata, si classifica il terreno di fondazione in oggetto come appartenente alla **categoria B**, corrispondente a:

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.

Al fine di definire l'accelerazione massima attesa in sito si è eseguita l'analisi di risposta sismica locale sia in approccio semplificato.

Le verifiche geotecniche, di una platea 6x6m posta ad almeno -0.80 m dal piano di campagna attuale §5.2, sono state basate su azioni definite da valori di letteratura, mentre le resistenze derivano dalla modellazione geotecnica presentata nel §5.1. I risultati appaiono confortanti in quanto l'analisi risulta verificata. I cedimenti sono inferiori al centimetro.

Sulla base delle analisi sin qui condotte, in virtù delle proprietà meccaniche dei terreni ed in relazione alla loro natura, sulla base dei fabbricati in progetto ed in considerazione dei presumibili carichi che questi applicheranno al terreno si ritiene che non sussistano limitazioni di carattere geologico.

Modena, 09 Gennaio 2026

Dott. Geol. Pier Luigi Dallari

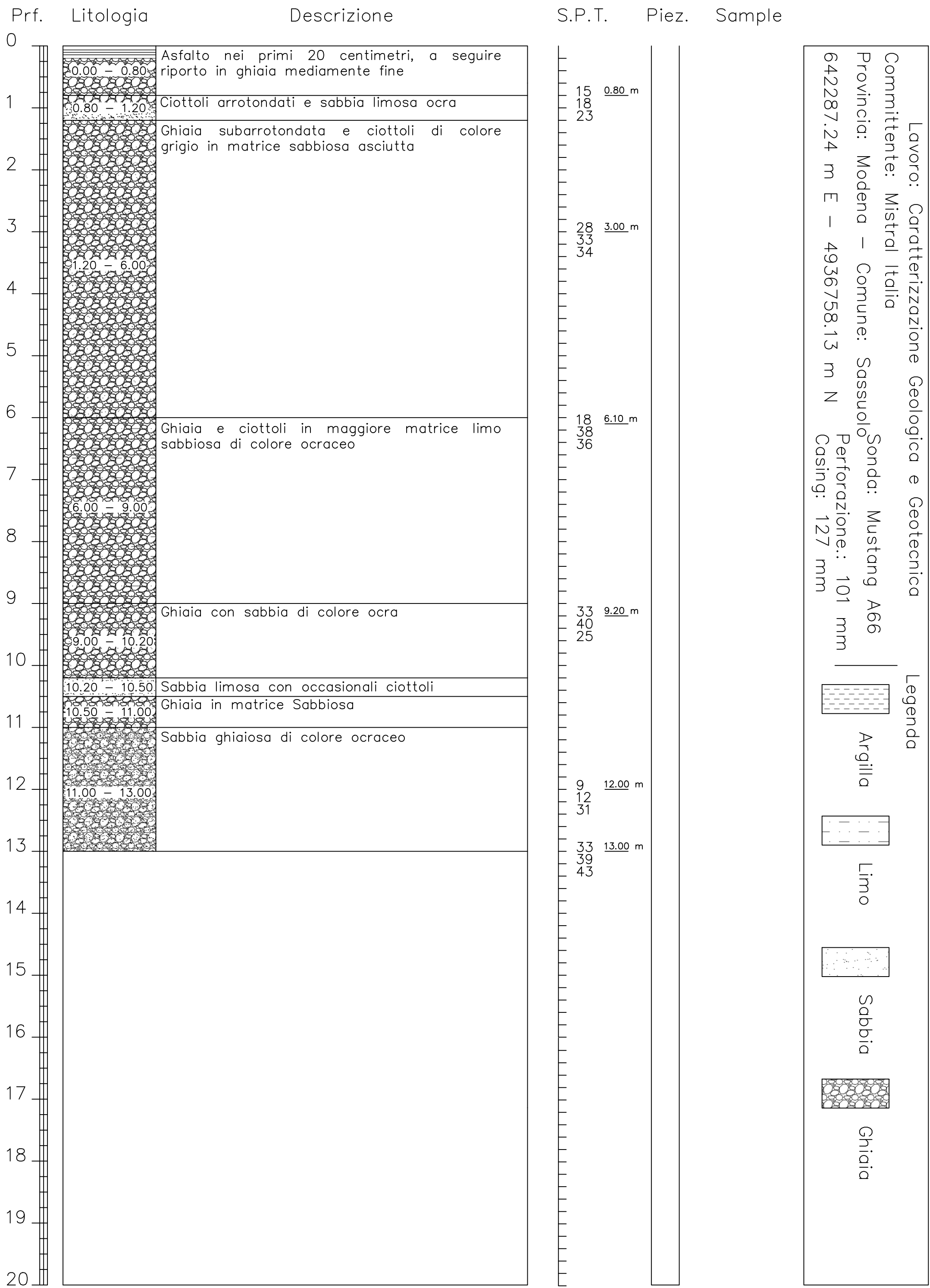


GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche


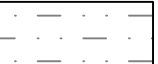
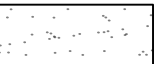
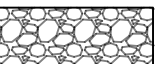
ALLEGATO N° 1

Colonne stratigrafiche desunte dai sondaggi a carotaggio eseguiti



Lavoro: Caratterizzazione Geologica e Geotecnica
 Committente: Mistral Italia
 Provincia: Modena - Comune: Sassuolo
 Sonda: Mustang A66
 Perforazione: 101 mm
 Casing: 127 mm
 642287.24 m E - 4936758.13 m N

Legenda

-  Argilla
-  Limo
-  Sabbia
-  Ghiaia

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 2

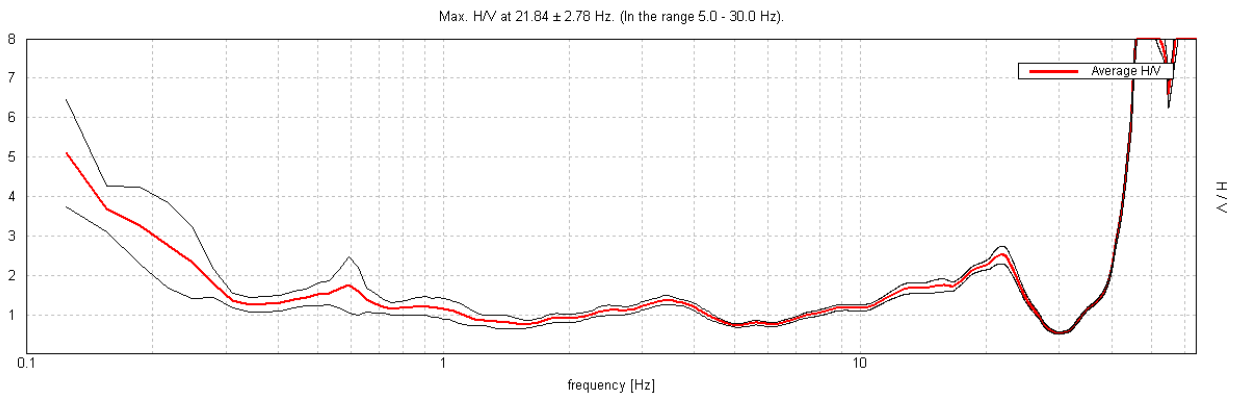
Indagine sismica HVSR

SASSUOLO, MISTRAL 0001

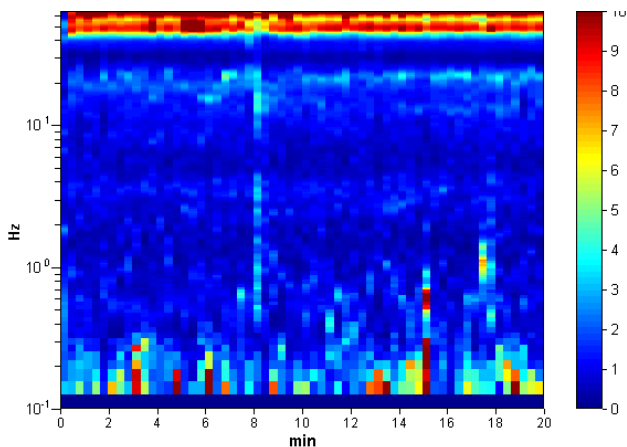
Instrument: TE3-0303/01-17
 Data format: 32 bit
 Full scale [mV]: 51
 Start recording: 22/12/2025 16:51:48 End recording: 22/12/2025 17:11:48
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
 GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analysis performed on the entire trace.
 Sampling rate: 128 Hz
 Window size: 20 s
 Smoothing type: Triangular window
 Smoothing: 10%

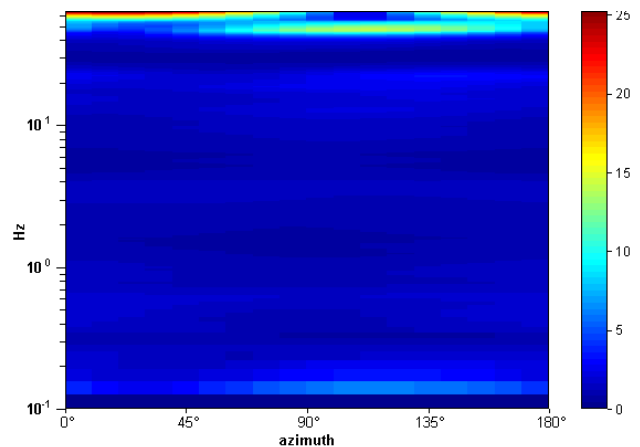
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



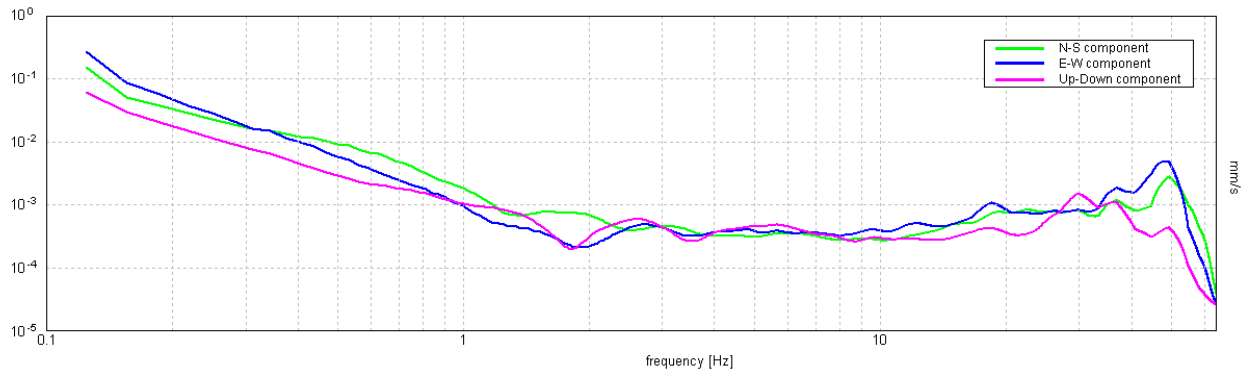
H/V TIME HISTORY



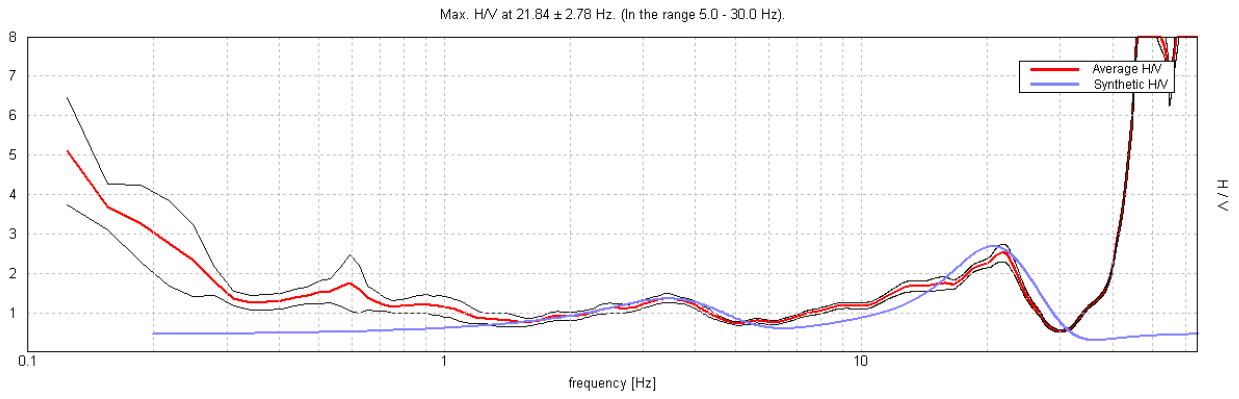
DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA

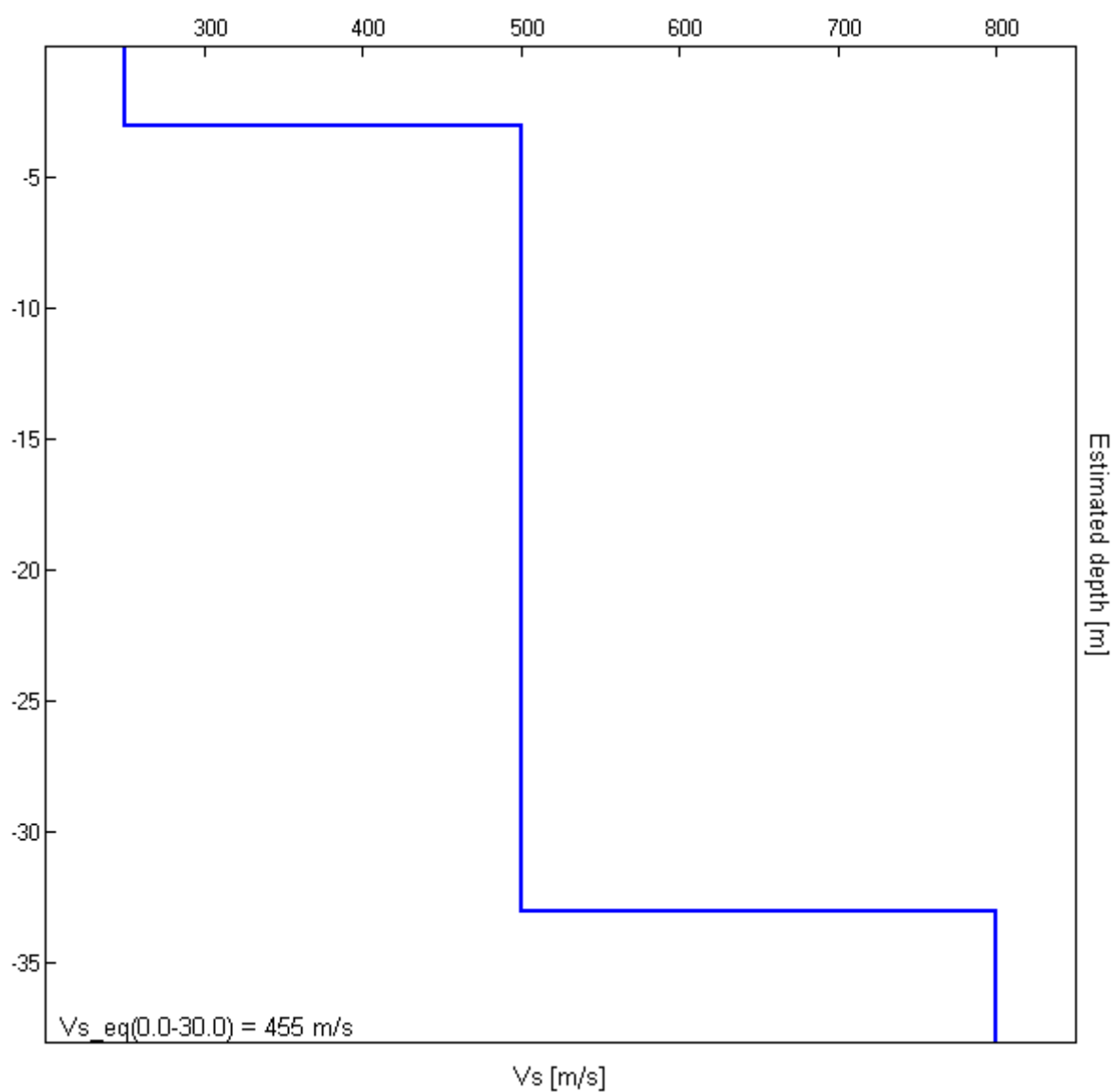


EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
3.00	3.00	250	0.42
33.00	30.00	500	0.42
inf.	inf.	800	0.42

Vs_eq(0.0-0.0) = m/s



[According to the SESAME, 2005 guidelines. Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.]

Max. H/V at 21.84 ± 2.78 Hz (in the range 5.0 - 30.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	21.84 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	26212.5 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 1049 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	10.781 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	25.5 Hz	OK	
$A_0 > 2$	2.52 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.12713 < 0.05$		
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	2.77704 < 1.09219		
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.2232 < 1.58	OK	

L_w	window length
n_w	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
f	current frequency
f_0	H/V peak frequency
σ_f	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	H/V peak amplitude at frequency f_0
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency f
f^-	frequency between $f_0/4$ and f_0 for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequency between f_0 and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$

Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 3

Prove SPT

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: Mistral Italia Descrizione: Standard Penetration Test Localita': Sassuolo	Codice commessa: 002/2026 Numero certificati allegati: 0
--	---

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: PROVE SPT IN FORO

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63.5 Kg
Altezza di caduta libera	0.76 m
Peso sistema di battuta	4.2 Kg
Diametro punta conica	50.46 mm
Area di base punta	20 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	7 Kg/m
Profondita' giunzione prima asta	0.80 m
Avanzamento punta	0.30 m
Numero colpi per punta	N(30)
Coeff. Correlazione	1
Rivestimento/fanghi	No

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE
(DYNAMIC PROBING)
DPL-DPM-DPH-DPSH

Note illustrative - Diverse tipologie di penetrometri dinamici

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infiggere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari.

Le Prove Penetrometriche Dinamiche sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica.

La sonda penetrometrica permette inoltre di riconoscere abbastanza precisamente lo spessore delle coltri sul substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, dovrà comunque essere trattato con le opportune cautele e, possibilmente, dopo esperienze geologiche acquisite in zona.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

- peso massa battente M;
- altezza libera caduta H;
- punta conica: diametro base cono D, area base A (angolo di apertura α);
- avanzamento (penetrazione) δ ;
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici).

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

- tipo LEGGERO (DPL);
- tipo MEDIO (DPM);
- tipo PESANTE (DPH);
- tipo SUPERPESANTE (DPSH).

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	peso della massa M	prof. max indagine
------	----------------------	--------------------	--------------------

		(kg)	battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M \geq 60$	25

penetrometri in uso in Italia

In Italia risultano attualmente in uso i seguenti tipi di penetrometri dinamici (non rientranti però nello Standard ISSMFE):

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha=60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico: talora previsto;

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H=0.20$ m, avanzamento $\delta = 10$ cm, punta conica ($\alpha= 60-90^\circ$), diametro $D = 35.7$ mm, area base cono $A=10 \text{ cm}^2$ rivestimento / fango bentonitico: talora previsto;

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)
 massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A=20.27 \text{ cm}^2$ rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)
 massa battente $M=63.5$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20 \text{ cm}^2$, rivestimento / fango bentonitico: talora previsto.

Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{spt} ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi di una prova dinamica con N_{spt} . Il passaggio viene dato da:

$$N_{SPT} = \beta_t \cdot N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{spt} è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

- M peso massa battente.
- M' peso aste.
- H altezza di caduta.
- A area base punta conica.
- δ passo di avanzamento.

Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{pd}

Formula Olandesi

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot H}{[A \cdot e \cdot (M + P)]} = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{[A \cdot \delta \cdot (M + P)]}$$

- R_{pd} resistenza dinamica punta (area A).
- e infissione media per colpo (δ / N).
- M peso massa battente (altezza caduta H).
- P peso totale aste e sistema battuta.

Calcolo di $(N_1)_{60}$

$(N_1)_{60}$ è il numero di colpi normalizzato definito come segue:

$$(N_1)_{60} = CN \cdot N_{60} \text{ con } CN = \sqrt{(Pa / \sigma_{vo})} \quad CN < 1.7 \quad Pa = 101.32 \text{ kPa (Liao e Whitman 1986)}$$

$$N_{60} = N_{SPT} \cdot (ER/60) \cdot C_S \cdot C_r \cdot C_d$$

- ER/60 rendimento del sistema di infissione normalizzato al 60%.
- C_S parametro funzione della controcamicia (1.2 se assente).
- C_d funzione del diametro del foro (1 se compreso tra 65-115mm).
- C_r parametro di correzione funzione della lunghezza delle aste.

Metodologia di Elaborazione

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*.

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini (1983) - Meyerhof (1956) - Desai (1968) - Borowczyk-Frankowsky (1981).

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare, consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e delle resistenze alla punta.

Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

Permette l'elaborazione statistica dei dati numerici di Dynamic Probing, utilizzando nel calcolo dei valori rappresentativi dello strato considerato un valore inferiore o maggiore della media aritmetica dello strato (dato comunque maggiormente utilizzato); i valori possibili in immissione sono:

Media

Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media minima

Valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Massimo

Valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Minimo

Valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Scarto quadratico medio

Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media deviata

Valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (+ s)

Media + scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Media (- s)

Media - scarto (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato.

Distribuzione normale R.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}})$$

dove $\sigma_{N_{spt}}$ è la deviazione standard di N_{spt}

Distribuzione normale R.N.C.

Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, trattando i valori medi di N_{spt} distribuiti normalmente:

$$N_{spt,k} = N_{spt,medio} - 1.645 \cdot (\sigma_{N_{spt}}) / \sqrt{n}$$

dove n è il numero di letture.

Pressione ammissibile

Pressione ammissibile specifica sull'interstrato (con effetto di riduzione energia per svergolamento aste o no) calcolata secondo le note elaborazioni proposte da Herminier, applicando un coefficiente di sicurezza (generalmente = 20-22) che corrisponde ad un coefficiente di sicurezza standard delle fondazioni pari a 4, con una geometria fondale standard di larghezza pari a 1 m ed immersione $d = 1$ m.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti**Liquefazione**

Permette di calcolare utilizzando dati N_{spt} il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se N_{spt} dello strato considerato risulta inferiore a N_{spt} critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione N_{spt} in presenza di falda

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

N_{spt} è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda).

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof (1956) - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m per terreni sopra falda e < 8 m per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)
- Meyerhof (1956) - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).
- Sowers (1961) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m per terreni in falda) $\sigma > 5$ t/mq.
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .
- Malcev (1964) - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann (1977) - Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %.
- Shioi-Fukuni (1982) - ROAD BRIDGE SPECIFICATION, Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $\sigma > 15$ t/mq.
- Shioi-Fukuni (1982) - JAPANESE NATIONALE RAILWAY, Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose.
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 m per terreni in falda) $s > 15$ t/mq.

- Meyerhof (1965) - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 m e con (%) di limo > 5% a profondità < 3 m.
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

- Gibbs & Holtz (1957) correlazione valida per qualunque pressione efficace, per ghiaie D_r viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Skempton (1986) elaborazione valida per limi e sabbie e sabbie da fini a grossolane NC a qualunque pressione efficace, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.
- Meyerhof (1957).
- Schultze & Menzenbach (1961) per sabbie fini e ghiaiose NC, metodo valido per qualunque valore di pressione efficace in depositi NC, per ghiaie il valore di D_r % viene sovrastimato, per limi sottostimato.

Modulo Di Young (E_y)

- Terzaghi - elaborazione valida per sabbia pulita e sabbia con ghiaia senza considerare la pressione efficace.
- Schmertmann (1978), correlazione valida per vari tipi litologici.
- Schultze-Menzenbach, correlazione valida per vari tipi litologici.
- D'Appollonia ed altri (1970), correlazione valida per sabbia, sabbia SC, sabbia NC e ghiaia.
- Bowles (1982), correlazione valida per sabbia argillosa, sabbia limosa, limo sabbioso, sabbia media, sabbia e ghiaia.

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

- Buisman-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Peso di volume saturo

- Terzaghi-Peck (1948-1967)

Modulo di poisson

- Classificazione A.G.I.

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

- Seed-Idriss (1978-1981). Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio τ e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Velocità onde di taglio V_s (m/s)

- Tale correlazione è valida solamente per terreni incoerenti sabbiosi e ghiaiosi.

Modulo di deformazione di taglio (G)

- Ohsaki & Iwasaki – elaborazione valida per sabbie con fine plastico e sabbie pulite.
- Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Modulo di reazione (K_0)

- Navfac (1971-1982) - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

- Benassi & Vannelli - correlazioni scaturite da esperienze ditta costruttrice Penetrometri SUNDA (1983).
- Terzaghi-Peck (1948-1967), correlazione valida per argille sabbiose-siltose NC con $N_{spt} < 8$, argille limose-siltose mediamente plastiche, argille marnose alterate-fessurate.
- Terzaghi-Peck (1948). C_u (min-max).
- Sanglerat, da dati Penetr. Statico per terreni coesivi saturi, tale correlazione non è valida per argille sensitive con sensibilità > 5 , per argille sovraconsolidate fessurate e per i limi a bassa plasticità.
- Sanglerat, (per argille limose-sabbiose poco coerenti), valori validi per resistenze penetrometriche < 10 colpi, per resistenze penetrometriche > 10 l'elaborazione valida è comunque quella delle "argille plastiche" di Sanglerat.
- (U.S.D.M.S.M.) U.S. Design Manual Soil Mechanics Coesione non drenata per argille limose e argille di bassa media ed alta plasticità, (C_u - N_{spt} -grado di plasticità).
- Schmertmann (1975), C_u (Kg/cmq) (valori medi), valida per **argille** e **limi argillosi** con $N_c = 20$ e $Q_c/N_{spt} = 2$.
- Schmertmann (1975), C_u (Kg/cmq) (valori minimi), valida per argille NC.
- Fletcher (1965), (Argilla di Chicago). Coesione non drenata C_u (Kg/cmq), colonna valori validi per argille a medio-bassa plasticità.
- Houston (1960) - argilla di media-alta plasticità.
- Shioi-Fukuni (1982), valida per suoli poco coerenti e plastici, argilla di media-alta plasticità.
- Begemann.
- De Beer.

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson (1983) - Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975), - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali.

- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità ($IP < 20$) - da esperienze su argille glaciali.
- Vesic (1970), correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi).
- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato - M_o (Eed) (Kg/cmq) -, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$).
- Buisman- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt} = 6-12$).

Modulo Di Young ($E\gamma$)

- Schultze-Menzenbach - (Min. e Max.), correlazione valida per limi coerenti e limi argillosi con I.P. > 15.
- D'Appollonia ed altri (1983), correlazione valida per argille sature-argille fessurate.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

- Meyerhof ed altri, valida per argille, argille sabbiose e limose prevalentemente coerenti.

Peso di volume saturo

- Meyerhof ed altri.

PROVA ...Nr.1

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
 Prova eseguita in data 08/01/2026
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (m)	Nr. Colpi
0.95	15
1.10	18
1.25	23

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] -	41	1.25	73.56	100	100	73.16

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] -	41	1.25	41	38.71	31.71	39.48	35	41.61	42	35-38	39.8	39.3	32.47	43.64

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appolloni ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] -	41	1.25	41	457.05	328.00	484.50	487.50	280.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] -	41	1.25	41	246.00	111.68	291.10	220.86

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] -	41	1.25	41	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unita' di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
[1] -	41	1.25	41	Terzaghi-Peck 1948	1.79

Peso unita' di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume Saturo (t/m ³)
[1] -	41	1.25	41	Terzaghi-Peck 1948	2.11

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] -	41	1.25	41	(A.G.I.)	0.27

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] -	41	1.25	41	2132.70	1208.71

Velocita' onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
[1] -	41	1.25	41	Ohta & Goto (1978) Limi	118.78

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] -	41	1.25	41	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] -	41	1.25	41		---

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] -	41	1.25	41		---

PROVA ... Nr.2

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
 Prova eseguita in data 08/01/2026
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (m)	Nr. Colpi
3.15	28
3.30	33
3.45	34

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] -	67	3.45	80.55	100	100	99.2

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] -	67	3.45	67	46.14	39.14	46.76	33.55	42.33	42	>38	46.7	47.1	33.23	51.61

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appolloni ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] -	67	3.45	67	584.26	536.00	791.30	682.50	410.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] -	67	3.45	67	402.00	165.08	475.70	336.82

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] -	67	3.45	67	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Peso unita' di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
[1] -	67	3.45	67	Terzaghi-Peck 1948	1.93

Peso unita' di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume Saturo (t/m ³)
[1] -	67	3.45	67	Terzaghi-Peck 1948	2.20

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] -	67	3.45	67	(A.G.I.)	0.22

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] -	67	3.45	67	3383.95	1631.71

Velocita' onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
[1] -	67	3.45	67	Ohta & Goto (1978) Limi	157.3

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] -	67	3.45	67	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] -	67	3.45	67		---

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] -	67	3.45	67		---

PROVA ... Nr.3

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
 Prova eseguita in data 08/01/2026
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (m)	Nr. Colpi
6.25	18
6.40	38
6.55	36

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] -	74	6.55	74.97	100	100	100

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] -	74	6.55	74	48.14	41.14	48.72	32.33	41.61	42	>38	48.32	49.2	32.09	53.47

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appolloni ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] -	74	6.55	74	614.03	592.00	873.90	735.00	445.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] -	74	6.55	74	444.00	179.46	525.40	368.04

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] -	74	6.55	74	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Peso unita' di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
[1] -	74	6.55	74	Terzaghi-Peck 1948	1.95

Peso unita' di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume Saturo (t/m ³)
[1] -	74	6.55	74	Terzaghi-Peck 1948	2.21

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] -	74	6.55	74	(A.G.I.)	0.2

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] -	74	6.55	74	3715.28	1733.85

Velocita' onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
[1] -	74	6.55	74	Ohta & Goto (1978) Limi	181.11

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] -	74	6.55	74	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] -	74	6.55	74		---

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] -	74	6.55	74		---

PROVA ... Nr.4

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
 Prova eseguita in data 08/01/2026
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (m)	Nr. Colpi
9.35	33
9.50	40
9.65	25

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] -	65	9.65	64.74	100	100	96.32

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owaski & Iwasaki
[1] -	65	9.65	65	45.57	38.57	46.2	31.28	42.47	42	>38	46.22	46.5	30.08	51.06

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appolloni ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] -	65	9.65	65	575.48	520.00	767.70	667.50	400.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] -	65	9.65	65	390.00	160.98	461.50	327.90

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] -	65	9.65	65	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Peso unita' di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
[1] -	65	9.65	65	Terzaghi-Peck 1948	1.93

Peso unita' di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume Saturo (t/m ³)
[1] -	65	9.65	65	Terzaghi-Peck 1948	2.20

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] -	65	9.65	65	(A.G.I.)	0.22

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] -	65	9.65	65	3288.91	1601.77

Velocita' onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
[1] -	65	9.65	65	Ohta & Goto (1978) Limi	190.84

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] -	65	9.65	65	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] -	65	9.65	65		---

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] -	65	9.65	65		---

PROVA ... Nr.5

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
 Prova eseguita in data 08/01/2026
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (m)	Nr. Colpi
12.15	9
12.30	12
12.45	31

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] -	43	12.45	49.46	90.41	91.05	74.74

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] -	43	12.45	43	39.29	32.29	40.04	30.05	41.85	40.66	35-38	40.4	39.9	27.1	44.33

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appolloni ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] -	43	12.45	43	468.06	344.00	508.10	502.50	290.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] -	43	12.45	43	258.00	115.79	305.30	229.78

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] -	43	12.45	43	Classificazione A.G.I	ADDENSATO

Peso unita' di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
[1] -	43	12.45	43	Terzaghi-Peck 1948	1.81

Peso unita' di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume Saturo (t/m ³)
[1] -	43	12.45	43	Terzaghi-Peck 1948	2.12

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] -	43	12.45	43	(A.G.I.)	0.27

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] -	43	12.45	43	2230.35	1244.40

Velocita' onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
[1] -	43	12.45	43	Ohta & Goto (1978) Limi	186.63

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] -	43	12.45	43	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] -	43	12.45	43		---

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] -	43	12.45	43		---

PROVA ... Nr.6

Strumento utilizzato... PROVE SPT IN FORO
 Prova eseguita in data 08/01/2026
 Falda non rilevata

Tipo elaborazione Nr. Colpi: Medio

Profondita' (m)	Nr. Colpi
13.15	33
13.30	39
13.45	43

TERRENI INCOERENTI

Densita' relativa

	NSPT	Prof. Strato (m)	Gibbs & Holtz 1957	Meyerhof 1957	Schultze & Menzenbach (1961)	Skempton 1986
[1] -	82	13.45	64.77	100	100	100

Angolo di resistenza al taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956	Meyerhof (1956)	Sowers (1961)	Malcev (1964)	Meyerhof (1965)	Schmertmann (1977) Sabbie	Mitchell & Katti (1981)	Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION)	Japanese National Railway	De Mello	Owasaki & Iwasaki
[1] -	82	13.45	82	50.43	43.43	50.96	30.92	40.29	42	>38	50.07	51.6	29.06	55.5

Modulo di Young (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Terzaghi	Schmertmann (1978) (Sabbie)	Schultze-Menzenbach (Sabbia ghiaiosa)	D'Appolloni ed altri 1970 (Sabbia)	Bowles (1982) Sabbia Media
[1] -	82	13.45	82	646.36	656.00	968.30	795.00	485.00

Modulo Edometrico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Buisman-Sanglerat (sabbie)	Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia)	Farrent 1963	Menzenbach e Malcev (Sabbia media)
[1] -	82	13.45	82	492.00	195.90	582.20	403.72

Classificazione AGI

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Classificazione AGI
[1] -	82	13.45	82	Classificazione A.G.I	MOLTO ADDENSATO

Peso unita' di volume

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' di Volume (t/m ³)
[1] -	82	13.45	82	Terzaghi-Peck 1948	1.97

Peso unita' di volume saturo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Peso Unita' Volume Saturo (t/m ³)
[1] -	82	13.45	82	Terzaghi-Peck 1948	2.22

Modulo di Poisson

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Poisson
[1] -	82	13.45	82	(A.G.I.)	0.19

Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm²)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Ohsaki (Sabbie pulite)	Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982)
[1] -	82	13.45	82	4091.65	1846.08

Velocita' onde di taglio

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Velocita' onde di taglio (m/s)
[1] -	82	13.45	82	Ohta & Goto (1978) Limi	211.81

Liquefazione

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Fs Liquefazione
[1] -	82	13.45	82	Seed e Idriss (1971)	--

Coefficiente spinta a Riposo

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	K0
[1] -	82	13.45	82		---

Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)

	NSPT	Prof. Strato (m)	Nspt corretto per presenza falda	Correlazione	Qc (Kg/cm ²)
[1] -	82	13.45	82		---

Indice

PROVA ...Nr.1	.10
Densita' relativa	.11
Angolo di resistenza al taglio	.11
Modulo di Young (Kg/cm ²)	.11
Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	.11
Classificazione AGI	.11
Peso unita' di volume	.12
Peso unita' di volume saturo	.12
Modulo di Poisson	.12
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	.12
Velocita' onde di taglio	.12
Liquefazione	.12
Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)	.13
PROVA ... Nr.2	.13
Densita' relativa	.13
Angolo di resistenza al taglio	.13
Modulo di Young (Kg/cm ²)	.14
Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	.14
Classificazione AGI	.14
Peso unita' di volume	.14
Peso unita' di volume saturo	.14
Modulo di Poisson	.14
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	.14
Velocita' onde di taglio	.15
Liquefazione	.15
Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)	.15
PROVA ... Nr.3	.15
Densita' relativa	.16
Angolo di resistenza al taglio	.16
Modulo di Young (Kg/cm ²)	.16
Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	.16
Classificazione AGI	.16
Peso unita' di volume	.16
Peso unita' di volume saturo	.17
Modulo di Poisson	.17
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	.17
Velocita' onde di taglio	.17
Liquefazione	.17
Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)	.17
PROVA ... Nr.4	.18
Densita' relativa	.18
Angolo di resistenza al taglio	.18
Modulo di Young (Kg/cm ²)	.18
Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	.19
Classificazione AGI	.19
Peso unita' di volume	.19
Peso unita' di volume saturo	.19
Modulo di Poisson	.19
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	.19
Velocita' onde di taglio	.19
Liquefazione	.20
Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)	.20
PROVA ... Nr.5	.20

Densita' relativa	.20	
Angolo di resistenza al taglio	.20	
Modulo di Young (Kg/cm ²)	.21	
Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	.21	
Classificazione AGI	.21	
Peso unita' di volume	.21	
Peso unita' di volume saturo	.21	
Modulo di Poisson	.22	
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	.22	
Velocita' onde di taglio	.22	
Liquefazione	.22	
Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)	.22	
PROVA ... Nr.6	.22	
Densita' relativa	.23	
Angolo di resistenza al taglio	.23	
Modulo di Young (Kg/cm ²)	.23	
Modulo Edometrico (Kg/cm ²)	.23	
Classificazione AGI	.24	
Peso unita' di volume	.24	
Peso unita' di volume saturo	.24	
Modulo di Poisson	.24	
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	.24	
Velocita' onde di taglio	.24	
Liquefazione	.24	
Qc (Resistenza punta Penetrometro Statico)	.25	
Indice	.26	

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 4

Verifiche geotecniche

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	Favorevole	γ_{G2}	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
(1)					
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 ($E'_{k, Eedk}$).

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 $\gamma=0$

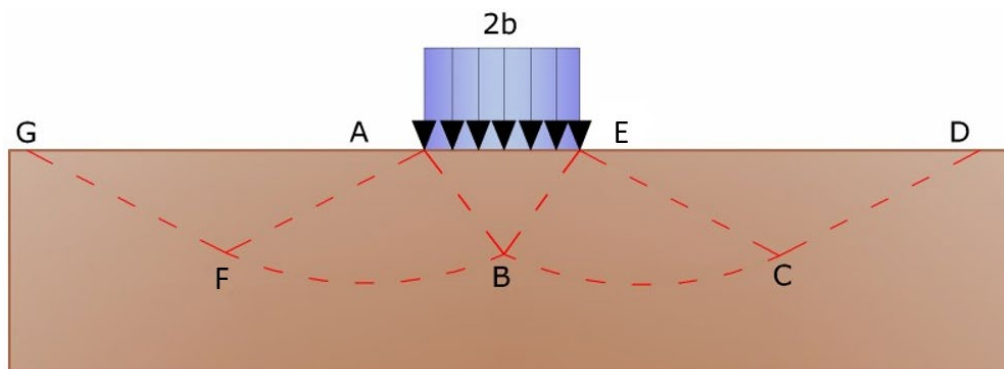
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al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

Risolviendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

METODO DI TERZAGHI (1955)

Terzaghi, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

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

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

EsPLICITANDO I COEFFICIENTI DELLA FORMULA PRECEDENTE, LA FORMULA DI TERZAGHI PUÒ ESSERE SCRITTA:

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

dove:

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

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

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

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

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_i per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

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

Carico verticale

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

Carico inclinato

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

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

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

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

fattore di forma:

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

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

fattore di profondità:

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

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

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

inclinazione:

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

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

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

dove:

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

FORMULA DI HANSEN (1970)

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di b_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:

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

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

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

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

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

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:

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

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

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

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

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

Dove:

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

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

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

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

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

MEYERHOF E HANNA (1978)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

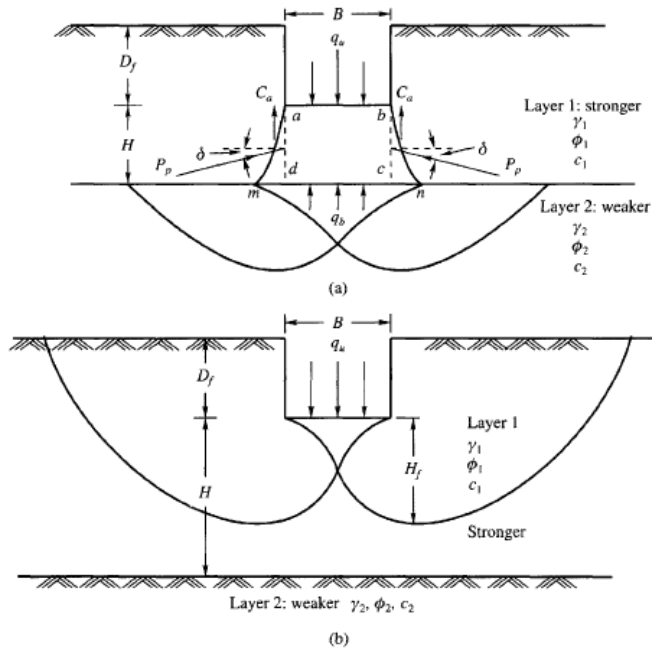


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

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

Strato 1

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

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:

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

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

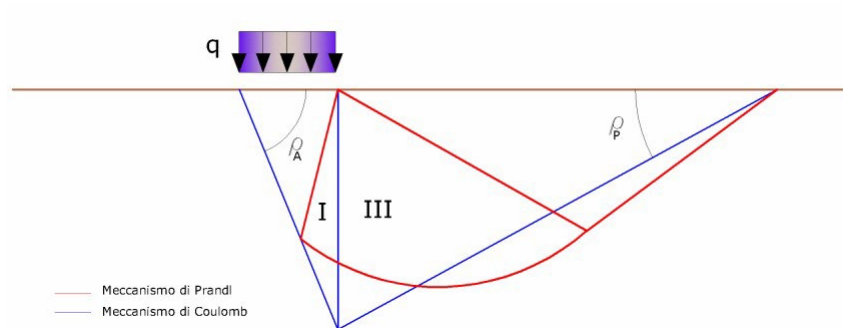
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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 (qL).

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli \$\rho_A\$ e \$\rho_P\$ che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva \$K_A\$ e \$K_P\$ in funzione dell'angolo di attrito interno \$\varphi\$ del terreno e dell'angolo di attrito \$\delta\$ terreno – parete ideale:

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

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

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

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

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 p_a e p_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:

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

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

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

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

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

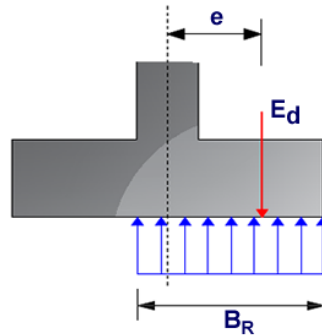
L'area ridotta risulta essere:

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

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

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

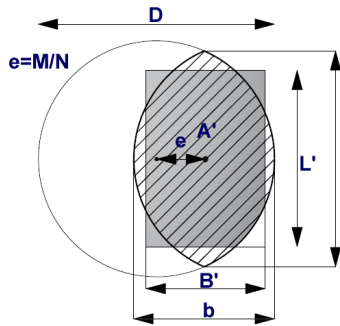
FONDAZIONI CIRCOLARI

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 EDMETRICI

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

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

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

- Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- a) 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 ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

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

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

dove:

- b) 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 ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

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

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

CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

- H_c altezza dello strato in fase di consolidazione;
- C_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;
- R_3 costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
- R 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

DATI GENERALI

Normativa	NTC_2018
Larghezza fondazione	6.0 m
Lunghezza fondazione	6.0 m
Profondità piano di posa	0.8 m

SISMA

Accelerazione massima (a_{max}/g)	0.061
Effetto sismico secondo	NTC 2018

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [s]
S.L.O.	30.0	0.5	2.48	0.252
S.L.D.	50.0	0.628	2.492	0.266
S.L.V.	475.0	1.598	2.374	0.29
S.L.C.	975.0	2.01	2.385	0.307

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [-]
S.L.O.	0.6	0.2	0.0122	0.0061
S.L.D.	0.7536	0.2	0.0154	0.0077
S.L.V.	1.9176	0.24	0.0469	0.0235
S.L.C.	2.412	0.28	0.0689	0.0344

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessor e strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesio ne [kN/m ²]	Coesio ne non drenata [kN/m ²]	Modul o Elastic o Edomet rico [kN/m ²]	Modul o Edomet rico [kN/m ²]	Poisson	Coeff. consoli daz. primari [cmq/s]	Coeff. consoli dazione second aria	Descriz ione
0.8	17.0	20.0	28.0	0.0	0.0	35000. 0	9000.0	0.0	0.0	0.0	asfalto e riporto
0.4	17.9	21.1	31.0	0.0	0.0	48450. 0	11168. 0	0.0	0.0	0.0	ciottoli
4.8	19.3	22.0	33.0	0.0	0.0	79130. 0	16508. 0	0.0	0.0	0.0	ghiaia e ciottoli

3.0	19.5	22.21	33.0	0.0	0.0	73500.0	17946.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia in matrice sabbiosa
1.2	19.3	22.2	32.0	0.0	0.0	76770.0	16098.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia con sabbia
0.3	18.5	20.5	28.0	0.0	0.0	35000.0	8500.0	0.0	0.0	0.0	sabbia limosa
0.5	19.0	22.0	30.0	0.0	0.0	55000.0	13500.0	0.0	0.0	0.0	ghiaia in matrice sabbiosa
2.0	18.1	21.2	30.0	0.0	0.0	34400.0	11579.0	0.0	0.0	0.0	sabbia ghiaiosa

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A(1)+M(2)+R(3)	200.00	3040.00	0.00	360.00	60.00	0.00	Progetto
2	S.L.E.	200.00	3040.00	0.00	4378.00	608.00	0.00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione e Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume coperture	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1.25	1	1.4	1	1	2.3	1.1
2	Si	1	1	1	1	1	1.8	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A(1)+M(2)+R(3) - SISMA

Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	711.06 kN/m ²
Resistenza di progetto [Rd]	309.16 kN/m ²
Tensione [Ed]	200.0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3.56
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 28442.53 kN/m³

A(1)+M(2)+R(3) STATICA

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Peso unità di volume	19.2 kN/m ³
Peso unità di volume saturo	21.94 kN/m ³
Angolo di attrito	27.318 °
Coesione	0.0 kN/m ²

Fattore [Nq]	13.66
Fattore [Nc]	24.51
Fattore [Ng]	9.98
Fattore forma [Sc]	1.54
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	0.98
Fattore forma [Sq]	1.27
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	0.98
Fattore forma [Sg]	1.27
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	0.93
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1.0

Carico limite	730.88 kN/m ²
Resistenza di progetto	317.77 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

VERIFICA A SCORRIMENTO (A(1)+M(2)+R(3))

Adesione terreno fondazione	0 kN/m ²
Angolo di attrito terreno fondazione	0 °
Frazione spinta passiva	0 %
Resistenza di progetto	1175.56 kN
Sollecitazione di progetto	60 kN

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	200.0 kN/m ²
Spessore strato	0.4 m
Profondità substrato roccioso	0.0 m
Modulo Elastico	76706.8 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0.25

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

Cedimento al centro della fondazione	1.05 mm
--------------------------------------	---------

Coefficiente di influenza I1	0.0
Coefficiente di influenza I2	0.03
Coefficiente di influenza Is	0.02
Cedimento al bordo	0.25 mm

Indice

DATI GENERALI	.26
Parametri sismici NTC	.26
STRATIGRAFIA TERRENO	.27
Carichi di progetto agenti sulla fondazione	.27
Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze	.28
Carico limite verticale	.28
Carico limite verticale ...A(1)+M(2)+R(3)	.28
HANSEN (1970) (A(1)+M(2)+R(3))	.28
MEYERHOF (1963) (A(1)+M(2)+R(3))	.29
Verifica a scorrimento...A(1)+M(2)+R(3)	.30
CEDIMENTI PER OGNI STRATO	.30
CEDIMENTI ELASTICI	.30
Indice	.33

