

REGIONE PIEMONTE
PROVINCIA DI ALESSANDRIA
COMUNE DI ALESSANDRIA

COMMITTENTE: SIG.RA DANIELA CILAURO

INTERVENTO RESIDENZIALE “PEC MANDROGNE 2”

STUDIO GEOMORFOLOGICO-GEOLOGICO-GEOTECNICO

Dott. Geol. Riccardo Ferretti
ALBO PROFESSIONALE – SEZ. A – N. 134
ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE

collaboratore

Dott. Geol. Elena Lucia Scarpa
ALBO PROFESSIONALE – SEZ. A – N. 782
ORDINE GEOLOGI REGIONE PIEMONTE

Studio Geologico
Via Marsala, 9 - 15057 Tortona (AL)
Tel. +39 0131 821711
Fax +39 0131 821711 +39 02 700446335
Email: studiogeologicoferretti@tin.it
Codice Fiscale FRRRCR53S20Z312Q
Partita IVA 01201830062

Tortona, Febbraio 2013

INDICE

PREMESSA	3
1.0. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.0. UBICAZIONE E DEFINIZIONE DEI LINEAMENTI GEOLOGICO- GEOMORFOLOGICO-IDROGEOLOGICI DELLA ZONA	5
2.1. UBICAZIONE DEL SEDIME DI INTERESSE.....	5
2.2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E FRUIBILITA' URBANISTICA.....	6
2.3. CARATTERI GEOPEDOLOGICI	7
2.4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO.....	9
3.0. ELEMENTI DI VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO	13
3.1. CARATTERISTICHE MACROSISMICHE DELL'AREA.....	13
3.2. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE.....	13
3.3. VALUTAZIONE DELLA "RISPOSTA SISMICA LOCALE".....	14
3.4. DEFINIZIONE DELLA "CATEGORIA DI SOTTOSUOLO"	14
3.5. STIMA DEI PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO	15
3.6. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE	16
4.0. INDAGINI IN SITO ED INTERPRETAZIONE DEI DATI RELATIVI ALLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	18
4.1. PROVE SISMICHE MASW/RIFRAZIONE E MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO.....	19
4.2. STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEL TERRENO	21
5.0. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO CON L'UTILIZZO DI FON- DAZIONI DIRETTE NELLE CONDIZIONI "SLU" E "SLE"	22
5.1. UNITA' ABITATIVE NON CATINATE	24
5.1.1. MODELLO A PLATEA - STIMA DEL CARICO LIMITE E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLU.....	24
5.1.2. MODELLO A TRAVE - STIMA DEL CARICO LIMITE E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLU.....	25
5.1.3. STIMA DEL CEDIMENTO E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLE.....	26
5.2. UNITA' ABITATIVE NON CATINATE	27
5.2.1. MODELLO A PLATEA - STIMA DEL CARICO LIMITE E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLU.....	27
5.2.2. MODELLO A TRAVE - STIMA DEL CARICO LIMITE E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLU.....	28
5.2.3. STIMA DEL CEDIMENTO E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLE.....	29
6.0. VALUTAZIONE DELLA STABILITA' DELLE SCARPATE DI SCAVO E SUGGERIMENTI ESECUTIVI	30
7.0. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	31
ALLEGATI.....	33
ALLEGATO 1	34
ALLEGATO 2	50
ALLEGATO 3	52
ALLEGATO 4	55

PREMESSA

La presente è stata redatta per definire ed illustrare i risultati ottenuti dallo studio geomorfologico-geologico-geotecnico e dall'indagine geofisica, estesi al sedime interessato dall'intervento in progetto, ubicato nel territorio comunale di Alessandria, Frazione Mandrogne, laddove la Sig.ra Daniela Cilauro ha previsto un intervento edificatorio a P.E.C. (Piano Esecutivo Convenzionato), di iniziativa privata, a carattere residenziale (Ved. elaborati progettuali).

Tale studio, redatto nel rispetto degli adempimenti previsti dal D.P.R. 328/2001, sviluppato tenendo presenti le norme tecniche e le relative istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, disciplinate dal D.M. 11/03/1988 n. 47, Circ. LL.PP. 24/09/1988 n. 30483, Circ. del Presidente della Giunta Regionale del 18/05/1990 n. 11/PRE, D.M. 14/01/2008 e Circ. n. 617 C.S.LL.PP. del 2/02/2009, ha permesso di ricercare e individuare sia le caratteristiche geologico-geomorfologiche della zona, valutando i fattori che possono influire sul comportamento della fondazione, sia le proprietà fisico-meccaniche del terreno di imposta che determinano i carichi limite.

Lo studio è stato, pertanto, articolato nelle seguenti fasi di indagine:

- definizione dei lineamenti geologico-geomorfologico-idrogeologici della zona oggetto di intervento;
- indagine geofisica con tecnica MASW/rifrazione e caratterizzazione sismica dell'ambito territoriale d'interesse;
- definizione delle caratteristiche meccaniche del terreno, sulla base di determinazioni in sito e di indagini geognostiche effettuate in sedimenti della zona geologicamente simili;
- verifica della fattibilità geologico-geotecnica della proposta progettuale e valutazione della possibilità di portanza del terreno d'imposta;
- valutazione della stabilità delle scarpate di scavo e suggerimenti esecutivi.

1.0. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **L.R. n. 56 del 5 dicembre 1977**
Tutela ed uso del suolo
- **L.R. n. 45 del 9 agosto 1989**
Nuove norme per gli interventi da eseguire in terreni sottoposti a vincolo per scopi idrogeologici - Abrogazione legge regionale 12 agosto 1981, n. 27
- **Eurocodice 7.1 (1997)**
Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali. UNI
- **Eurocodice 8 (1998)**
Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)
- **D.P.R. del 5 giugno 2001, n. 328**
Modifiche ed integrazioni della disciplina dei requisiti per l'ammissione all'esame di Stato e delle relative prove per l'esercizio di talune professioni, nonché della disciplina dei relativi ordinamenti
- **Eurocodice 7.2 (2002)**
Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI
- **Eurocodice 7.3 (2002)**
Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI
- **O.P.C.M. del 20 marzo 2003, n. 3274**
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica
- **D. Lgs. Del 3 aprile 2006, n. 152**
Norme in materia ambientale
- **O.P.C.M. del 28 aprile 2006, n. 3519**
Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007
- **Decreto Ministeriale 14.01.2008**
Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**
Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.
- **D.G.R. n. 11-13058 del 19 gennaio 2010**
Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche
- **D.G.R. n. 24-13302 del 15 febbraio 2010**
Linee guida per la gestione delle terre e rocce da scavo ai sensi dell'art. 186 del D. Lgs 152/2006;
- **D.G.R. n. 4-3084 del 12 dicembre 2011**
Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese
- **D.G.R. n. 7-3340 del 3 febbraio 2012**
Modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011
- **P.A.I.** - Piano per l'assetto idrogeologico del fiume Po
- **P.R.G.** - Piano regolatore generale del comune di Alessandria

2.0. UBICAZIONE E DEFINIZIONE DEI LINEAMENTI GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO-IDROGEOLOGICI DELLA ZONA

2.1. UBICAZIONE DEL SEDIME DI INTERESSE

Il sito sul quale sarà realizzato l'intervento di edilizia convenzionata risulta ubicato nel territorio comunale di Alessandria, Frazione Mandrogne, in via E. Crivelli. E' cartografato al Fg. 70 Tav. I SW "S. Giuliano" della Carta d'Italia ed alla Sezione "177090" della Carta Tecnica Regionale (Ved. Fig. 1).

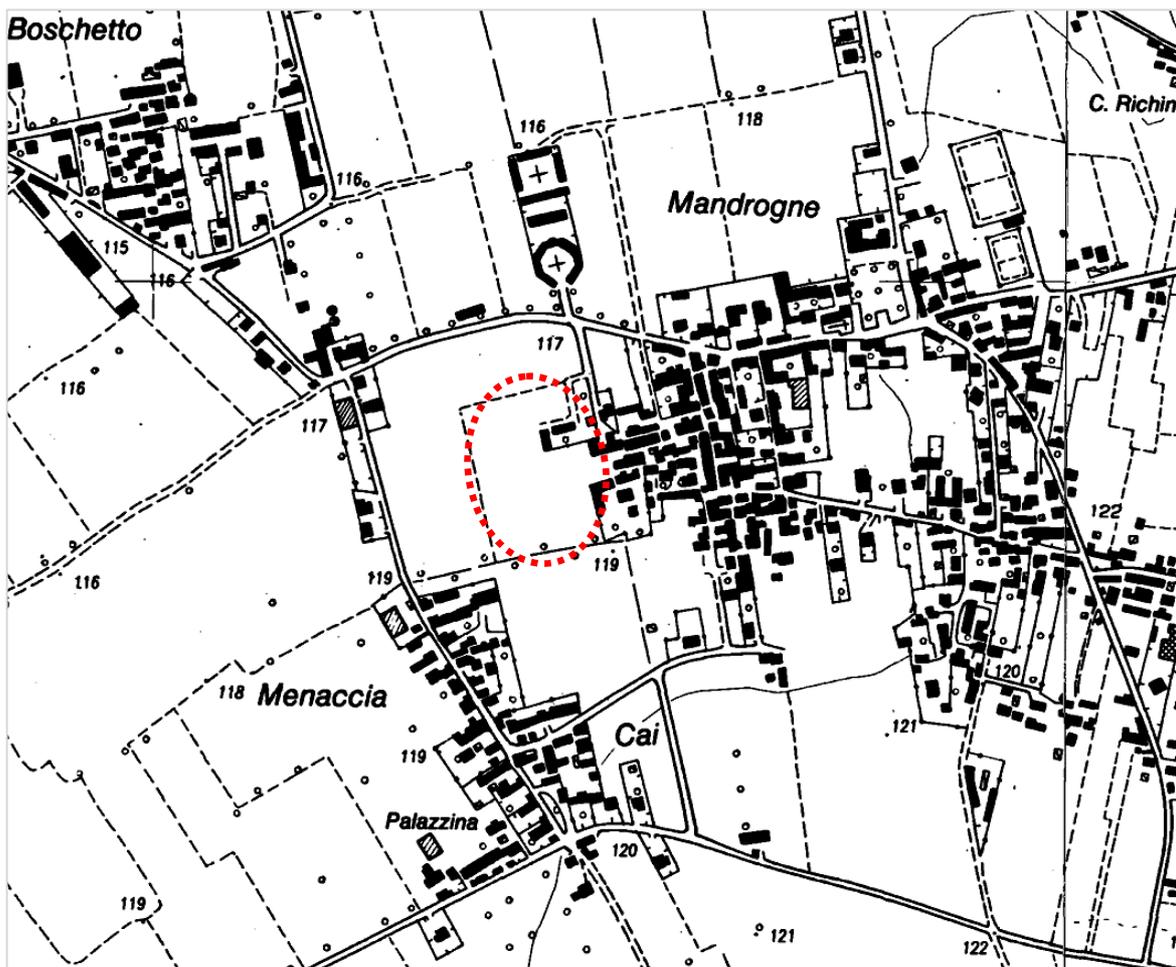


Fig. 1. Stralcio planimetrico della Sezione "177090" della Carta Tecnica Regionale, in scala 1:10.000, con localizzazione del sito di interesse.

Relativamente all'individuazione catastale, l'ambito territoriale di proprietà della committenza risulta, inoltre, censito al Fg. 228 del N.C.T./N.C.E.U. comunale e per quanto riguarda l'individuazione di maggior dettaglio occorre fare riferimento agli elaborati progettuali.

2.2. INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO E FRUIBILITA' URBANISTICA

Dal punto di vista geomorfologico, l'ambito territoriale in esame si configura da pianeggiante a pseudopianeggiante con una moderata esposizione N-NE e rappresenta i prodotti degli alluvionamenti pleistocenici ed olocenici principalmente del T. Scrivia e, subordinatamente, del T. Orba. La presenza di una debole giacitura e la natura litologica, talora non strettamente correlabile lateralmente, si collega all'evoluzione idrografica del conoide del T. Scrivia. Quest'ultimo, ha mutato nel tempo la direzione del proprio alveo, con ripetute migrazioni che l'hanno portato ad assumere l'attuale direzione S-N. La testimonianza di tali spostamenti è data da precisi elementi morfologici di superficie e da antichi alvei sepolti, evidenziati da locali concentrazioni di depositi più permeabili a granulometria decisamente grossolana.

Per quanto riguarda l'assetto idraulico ed idrogeologico del sito, allo stato attuale, come altresì riportato nella cartografia geologica di P.R.G. e del Piano Stralcio Fasce Fluviali (P.S.F.F. n. 45), il sedime di interesse e l'intorno geologicamente significativo, in relazione all'altimetria dei luoghi, non risultano interessati da problematiche legate alla dinamica fluviale. Per tali motivi, l'area oggetto di studio, nella "Carta di Sintesi" degli elaborati geologici di P.R.G. è stata inserita nella cosiddetta "**Classe I**": *porzioni di territorio dove le condizioni di pericolosità geomorfologica sono tali da non porre limite alle scelte urbanistiche; gli interventi sia pubblici, sia privati, sono di norma consentiti nel rispetto del D.M. 11/03/1988 e del D.M. 14/01/2008.*

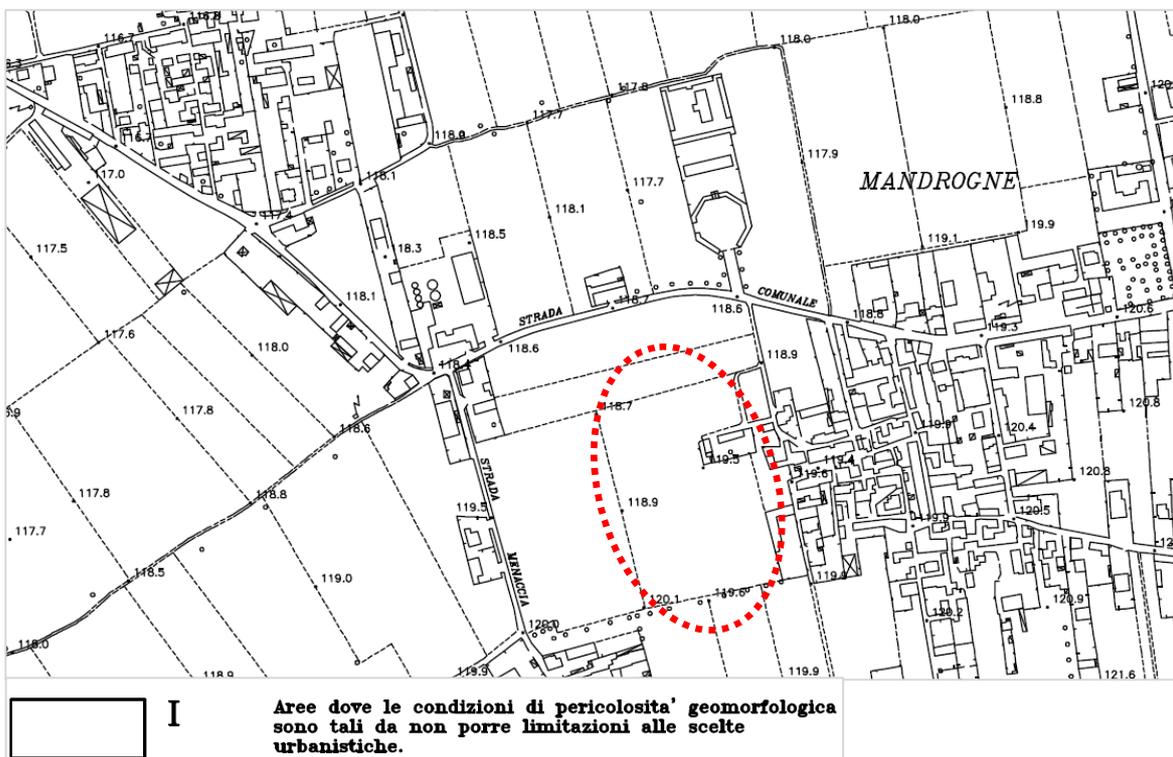


Fig. 2. Schematizzazione planimetrica della "Carta di Sintesi" dello strumento di pianificazione territoriale di Alessandria, con localizzazione del sito di interesse e relativa legenda.

In considerazione della situazione sopradescritta, relativamente alla fattibilità dell'intervento edilizio previsto dal progetto, non si rinvennero controindicazioni dal punto di vista geomorfologico.

2.3. CARATTERI GEOPEDOLOGICI

Dal punto di vista geopedologico, come mostrato dall'Atlante cartografico dei suoli della Regione Piemonte, costituito dalla raccolta delle cartografie pedologiche realizzate dal Settore Suolo dell'IPLA per conto della Regione, in particolare dalla "Carta dei suoli" Fg. 177 (vedi Fig. 3), il sito di interesse è caratterizzato dalla presenza di un suolo di tipo "A5": *alfisuoli di pianura ghiaiosi*.

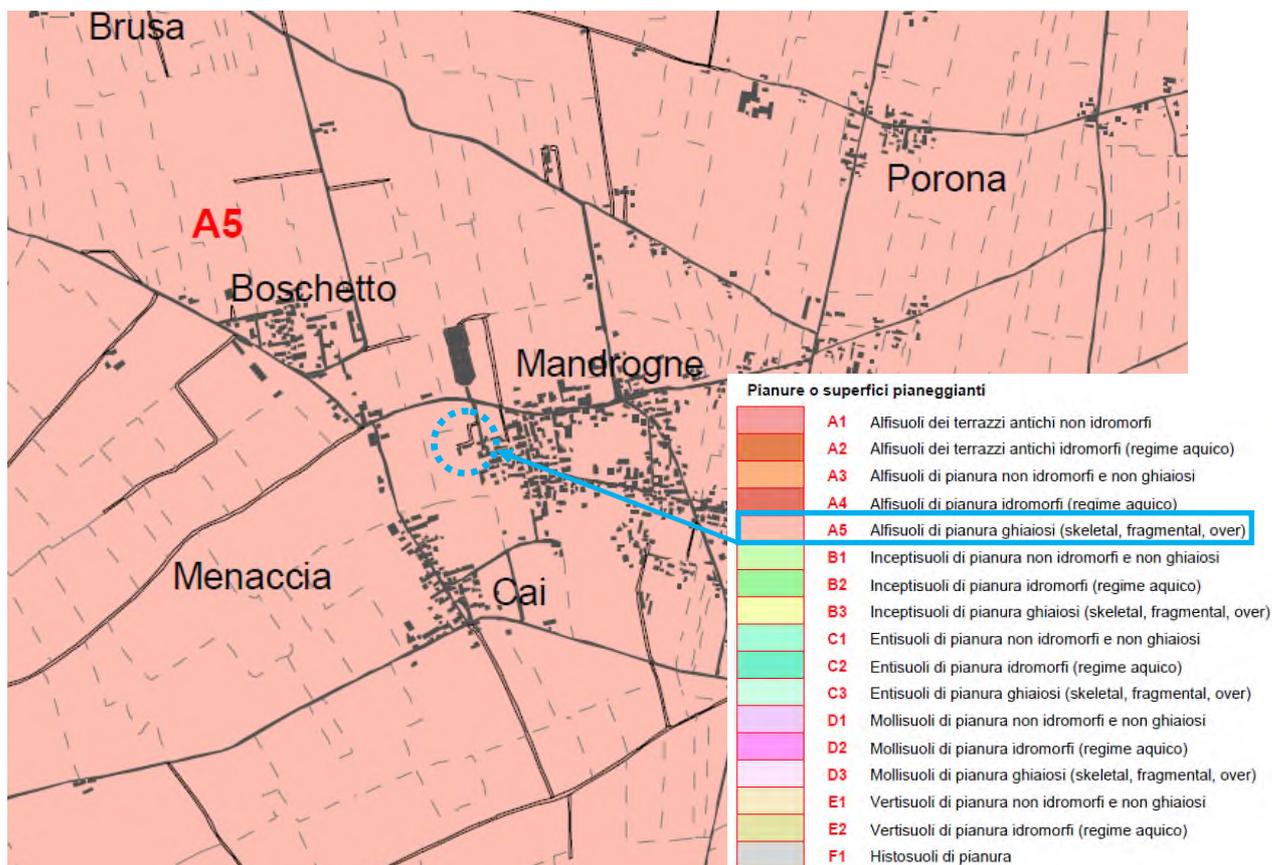


Fig. 3. Estratto della "Carta dei suoli" della Regione Piemonte, relativa legenda e localizzazione del sito di interesse (cerchio blu).

Sono suoli abbastanza diffusi nella pianura della "Fraschetta" tra gli abitati di Serravalle Scrivia, Mandrogne e Spinetta Marengo. Traggono origine da depositi ciottolosi calcarei tipici del conoide alluvionale dello Scrivia. Sono localizzati in aree dove i depositi ghiaiosi sono più superficiali, di conseguenza sui campi lavorati sono evidenti lenti ghiaiose che indicano la presenza di questi suoli.

Sono suoli superficiali in quanto presentano ghiaie inalterate ad una profondità di circa 40÷50 cm e sono caratterizzati da un buon grado di evoluzione per effetto di una pedogenesi che ha potuto agire per tempi molto lunghi consentendo la lisciviazione delle basi dagli orizzonti superficiali e la formazione del caratteristico livello argillico, quasi ovunque presente al di sotto dell'orizzonte superficiale agrario. Il ferro liberato dal materiale parentale si trova per lo più legato allo strato argillo-umico, conferendo all'orizzonte argillico quella caratteristica colorazione rossastra. I carbonati rimossi dagli orizzonti superficiali tendono spesso ad accumularsi in profondità. Le tessiture generalmente sono variabili, mentre, nel caso specifico, prevale quella moderatamente grossolana con abbondante scheletro.

Si sono sviluppati, in condizioni climatiche certamente più umide e percolative delle attuali, su superfici stabili e caratterizzate dall'assenza di processi di ringiovanimento significativi.



Fig. 4. Particolare del pedon rappresentativo. Il topsoil è caratterizzato da un colore bruno, tessitura franca, calcare assente e scheletro abbondante. Il subsoil è caratterizzato da colore bruno, tessitura franco-sabbiosa e scheletro molto abbondante. Nell'orizzonte C sono evidenti delle concrezioni di calcare al di sotto dei ciottoli (Fonte IPLA spa - Settore Suolo).

2.4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

Geologicamente, tralasciando eventuali locali riporti e/o rimaneggiamenti antropici superficiali, i terreni affioranti in sito rappresentano il colmamento alluvionale del Bacino Alessandrino ad opera dei corsi d'acqua provenienti dai rilievi alpini ed appenninici. I depositi quaternari costituenti il riempimento del sopraccitato bacino sono in massima parte di origine alluvionale e sono riconducibili, come evidenziato nella Figura 5, tratta dalla Carta Geologica d'Italia Foglio 70 "Alessandria", alla formazione nota in letteratura come "Fluviale Recente" (fl³). Trattasi di sedimenti alluvionali tardo-pleistocenici del T. Scivia e, subordinatamente, del T. Orba, costituiti da alternanze di depositi pseudociottolosi con abbondante matrice limoso-argillosa e depositi di natura argillosa, argilloso-limosa e talora argilloso-sabbiosa.

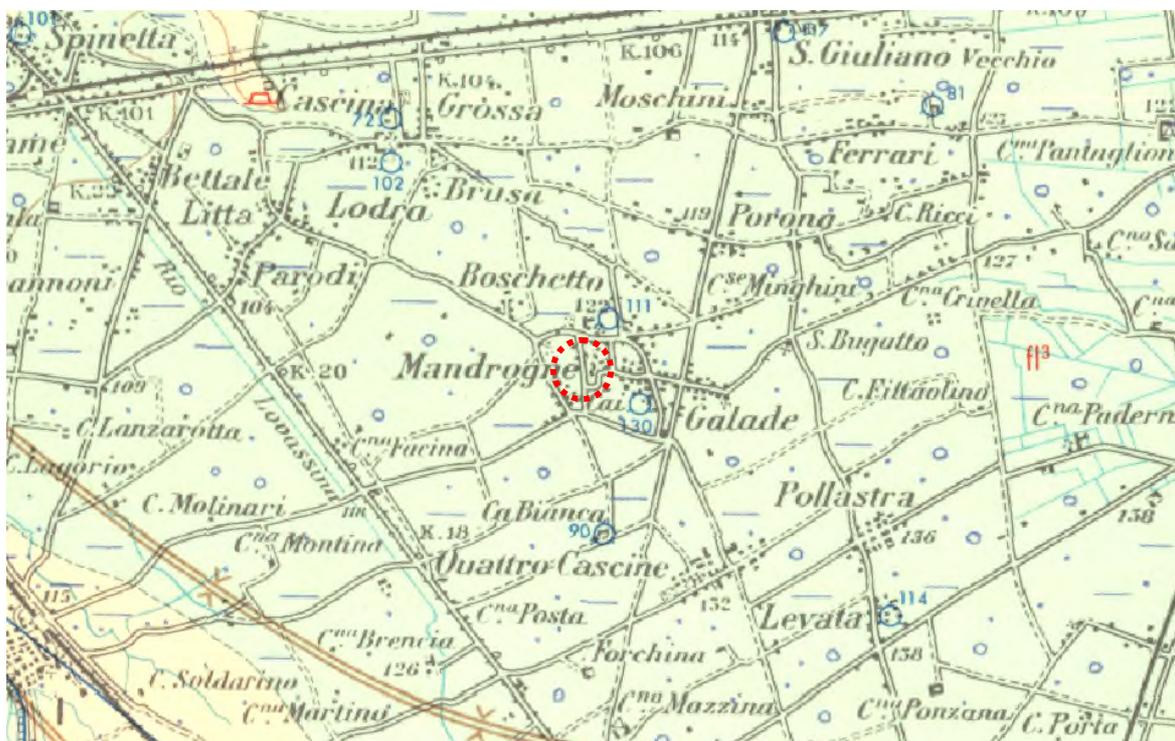


Fig. 5. Estratto schematico della Carta Geologica d'Italia del Fg.70 "Alessandria", con individuazione del sito di interesse.

Per quanto riguarda la stratigrafia locale, si è fatto riferimento alle informazioni reperite presso il servizio "Webgis" dell'Arpa Piemonte, servizio GeoViewer 2D (<http://webgis.arpa.piemonte.it/flxview/GeoViewerArpa>), nonché alle evidenze litostratigrafiche desunte da n. 2 trincee geognostiche (T1 e T2), a mezzo di escavatore meccanico, eseguite in sito limitrofo e geologicamente simile al contesto in esame. Oltre a ciò, nel sito propriamente in esame, al fine di approfondire le conoscenze, sono state condotte ulteriori prospezioni geognostiche, nello specifico due scavi di sondaggio (S1 e S2), ed un'indagine sismica con le metodologie a rifrazione e MASW (Ved. Cap. 4).

In riferimento al servizio "Webgis" dell'Arpa Piemonte, come illustrato nel successivo stralcio planimetrico, nell'intorno geologicamente significativo dell'area in questione, risultano disponibili n. 2 log stratigrafici di altrettante terebrazioni nel seguito riportate (PZ1 e PZ2). Nella stessa figura (Fig. 6), inoltre, sono riportate le ubicazione delle trincee, degli scavi geognostici e dello stendimento sismico MASW/rifrazione cui si è fatto riferimento per la ricostruzione litostratigrafica dei terreni della zona.

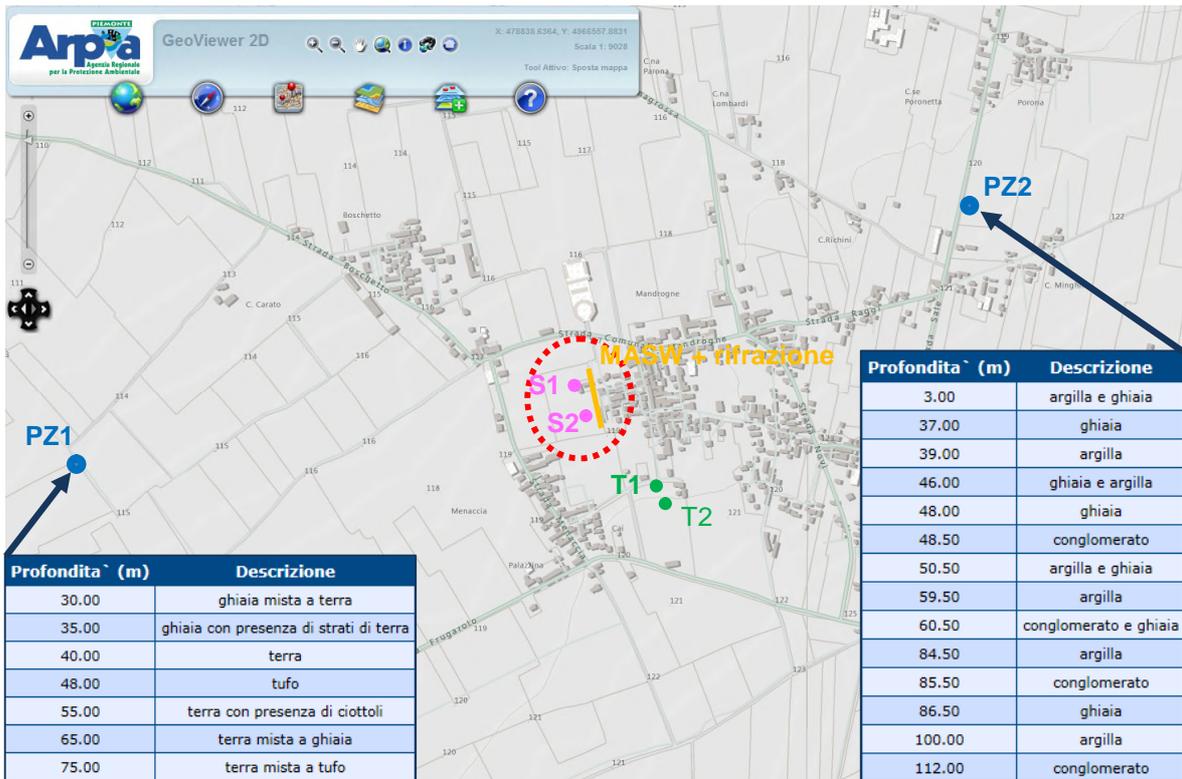


Fig. 6. Servizio GeoViewer 2D, particolare dell'area d'interesse con individuazione del sito in esame (colore rosso), dei due log di stratigrafia nota (PZ1-PZ2 colore blu), delle trincee geognostiche (T1-T2 colore verde) degli scavi (S1-S2 colore magenta) e dell'indagine sismica (MASW/rifrazione colore arancio).

Fig. 7. Dettaglio dello scavo geognostico S1 condotto nel contesto in esame. Lo scavo evidenzia un suolo agrario dello spessore di circa 0.50 m (alfisuolo), a cui segue l'alluvione grossolana in matrice limoso-sabbiosa.



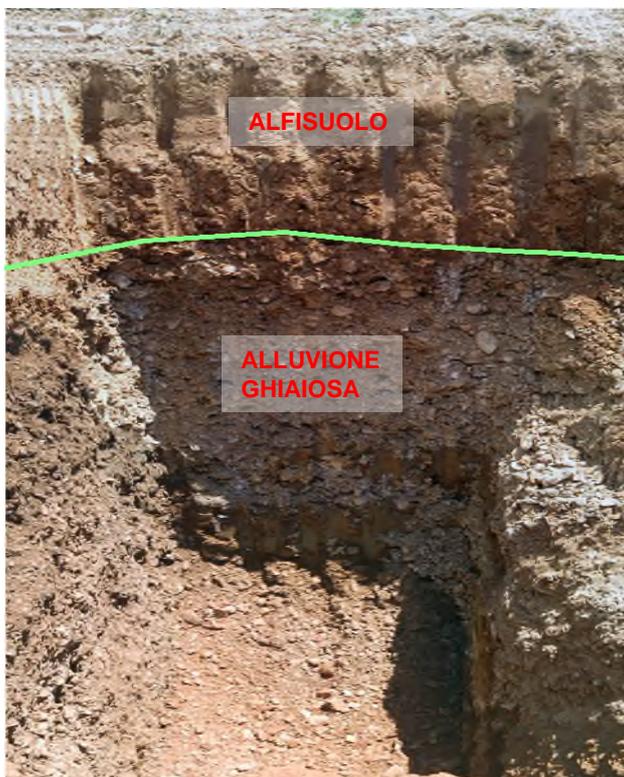


Fig. 8. Dettaglio della trincea geognostica T1 condotta in sedime della zona geologicamente simile a quello in esame. Anche in questo caso si evidenzia la presenza di un suolo agrario dello spessore di circa 0.50 m (alfisuolo), a cui segue l'alluvione grossolana, in matrice dapprima limoso-argillosa e poi limoso-sabbiosa, fino a fondo scavo.

Nel dettaglio, in riferimento alle risultanze delle trincee geognostiche a mezzo di escavatore meccanico, dello stendimento sismico a rifrazione e MASW (Ved. Cap. 4), in ragione delle varie tecniche di investigazione, dei relativi riscontri, nonché dalle risultanze di precedenti campagne geognostiche condotte in sedimi della zona e delle informazioni recuperate presso il servizio Webgis di Arpa Piemonte, a partire dall'attuale piano campagna, si rinviene la seguente successione litostratigrafica:

- ✓ un livello di suolo vegetale, a tessitura grossolana, fino alla profondità media di ca. 0,4÷0,5 m dall'attuale p.c. (alfisuolo);
- ✓ fanno seguito livelli ghiaiosi-sabbiosi, talvolta pseudociottolosi, in matrice limosa-argillosa-sabbiosa, sedi dell'acquifero superficiale;
- ✓ ai sopra menzionati depositi costituenti il cosiddetto "materasso alluvionale", come da bibliografia (ved. Figg. 6 e 8), fa seguito, a quote variabili tra ca. -75 ÷ -100 m dal p.c., il substrato pliocenico di natura marnoso-argillosa.

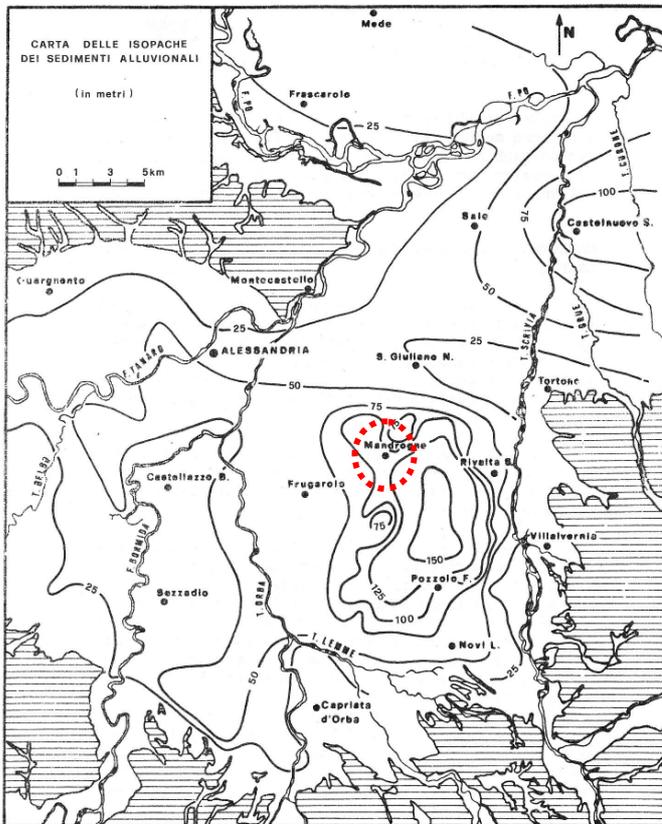


Fig. 9. “Carta delle isopache dei sedimenti alluvionali” e localizzazione del sito di interesse (cerchio rosso). Estratto da *Studio idrogeologico della pianura alessandrina* - De Luca et Al (1987). In particolare, è possibile notare che lo spessore del complesso dei sedimenti alluvionali, nell’area d’interesse, è compreso tra le isopache 75 m ÷ 100 m.

Infine, dal punto di vista idrogeologico, sulla base della bibliografia, i sopracitati depositi, essendo costituiti da alternanze di livelli permeabili ed impermeabili, comportano la presenza, all’interno del materasso alluvionale, di un acquifero multistrato con falde posizionate su più livelli. In generale, la falda freatica è drenata dal F. Po e localmente dagli altri corsi d’acqua, suoi tributari, come avviene in questa zona dal F. Bormida-F. Tanaro. La soglia impermeabile con direzione Tortona-Montecastello (dorsale sepolta), che funge da spartiacque sotterraneo, determina la formazione di due compartimenti idrologici, generalmente intercomunicanti in corrispondenza della falda freatica ed addirittura unificati, in rapporto alle falde di subalveo del T. Tanaro e del T. Scrivia.

Le oscillazioni delle falde, possono essere messe in relazione con il regime delle precipitazioni (in generale durante i periodi di maggior piovosità si ha l’innalzamento freatico) e con le fluttuazioni idrometriche dei corsi d’acqua. Le zone di alimentazione delle falde sono ubicate lungo il margine meridionale, in corrispondenza degli apici delle conoidi dei corsi d’acqua (Scrivia, Tanaro, Bormida, etc.); il contributo dei torrenti è sicuramente rilevante, grazie all’elevata permeabilità dei materiali delle conoidi. Localmente le risorse idriche sono costituite da un acquifero multistrato contenuto nei depositi ghiaiosi, per lo più lentiformi, appartenenti ai depositi fluviali; la caratteristica alternanza deposizionale dei livelli più grossolani (ghiaie), con quelli più fini (sabbiosi e sabbioso-limosi) comporta, a seconda delle zone, la presenza di uno o più livelli acquiferi, prima di raggiungere il tetto del substrato pliocenico.

In particolare, nell’area in esame, dai dati raccolti circa le terebrazioni presenti nell’intorno geologicamente significativo, si osserva che, localmente, la soggiacenza piezometrica si attesta mediamente oltre la quota di -8 m dal p.c..

3.0. ELEMENTI DI VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

3.1. CARATTERISTICHE MACROSISMICHE DELL'AREA

La zona di interesse ricade nel Comune di Alessandria, territorio recentemente classificato in ZONA 3 (bassa sismicità) secondo la Deliberazione della Giunta Regionale 19 gennaio 2010, n. 11-13058 "Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. n. 3519/2006)". Essa ricade, in particolare, nell'ambito della Zona Sismogenetica ZS9 n. 911, come definita dai più recenti studi condotti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) a supporto della redazione della Mappa di Pericolosità Sismica Nazionale prevista dall'Ordinanza n. 3274. A tale Zona, gli studi citati, associano terremoti con magnitudo momento M_w variabili tra 4,76 e 6,14. Dalla mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale allegata all'OPCM 3519/2006 risultano valutate, per l'area in esame, accelerazioni orizzontali massime convenzionali, attese su suolo rigido in condizioni *free-field* con probabilità di superamento del 10 % in 50 anni (corrispondente a tempi di ritorno di 475 anni), variabili nel campo $0,075 \div 0,100 g$.

3.2. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE

Il nuovo Testo Unico "Norme Tecniche per le Costruzioni" prevede che l'azione sismica agente su una costruzione sia valutata a partire da una "Pericolosità Sismica di Base" (P.S.B.), caratteristica del sito sede dall'opera, riferita alle condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. La "Pericolosità Sismica di Base" del sito costituisce, di fatto, l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche da assumere in progetto e deve essere definita:

- in termini di valori di accelerazione orizzontale massima a_g o dei parametri che permettono di definire gli spettri di risposta elastici, nelle condizioni di campo libero (*free field*) su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale;
- in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento) definito su scala nazionale i cui nodi sono sufficientemente vicini fra loro (non distano più di 10 km);
- per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno (T_R) ricadenti in un intervallo di riferimento compreso almeno tra 30 e 2475 anni, estremi inclusi.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica di progetto, gli spettri di risposta elastici definiti per la P.S.B. devono essere poi variati per tener conto delle peculiari condizioni stratigrafiche del sottosuolo e della morfologia della superficie topografica tipiche del sito di costruzione. Tali modifiche caratterizzano la "Risposta Sismica Locale" e sono valutate a partire dalla determinazione della Categoria di sottosuolo in cui ricade il terreno di fondazione dell'opera in progetto e della Categoria topografica del sito. Tornando alla definizione della "Pericolosità Sismica di Base" del sito oggetto di studio, le forme spettrali del moto sismico vengono sostanzialmente ricostruite a partire dai valori dei seguenti tre parametri di riferimento:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Come detto, gli spettri elastici in accelerazione delle componenti orizzontali e verticali così definiti vengono successivamente modificati in funzione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, S_S e S_T , valutati in funzione delle Categorie di sottosuolo e topografica in cui ricade il sito in esame, per la cui definizione si rimanda al successivo paragrafo.

Per quanto riguarda, nello specifico, il sito sede del fabbricato in oggetto, la stima dei parametri necessari per definire la P.S.B. è stata effettuata previa determinazione

delle coordinate geografiche (nel Datum WGS84) identificative del punto centrale dell'area edificabile, corrispondenti a: Lat: 44.862317 [°] Long: 8.740654 [°].

I parametri caratteristici della "Pericolosità Sismica di Base" del sito in studio, valutati al variare del periodo di ritorno T_R , sono discussi in dettaglio nei paragrafi che seguono.

3.3. VALUTAZIONE DELLA "RISPOSTA SISMICA LOCALE"

Come detto nel precedente paragrafo, per la definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessaria una valutazione, oltre che dei parametri relativi alla "Pericolosità Sismica di Base", anche degli effetti della "Risposta Sismica Locale", che dipendono, essenzialmente, dalle caratteristiche litostratigrafiche o morfologiche del sito. Queste ultime, infatti, risultano esercitare una diretta influenza sulla propagazione e sull'eventuale amplificazione delle onde sismiche nel sottosuolo. Secondo le procedure prescritte dalla normativa vigente tali effetti sono valutabili, con buona approssimazione, mediante l'individuazione della categoria di sottosuolo e della categoria topografica in cui ricade il sito di interesse. Da dette categorie deriva poi la definizione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, " S_S " e " S_T ", stabiliti dalle stesse norme, che concorrono nella ricostruzione degli spettri di risposta elastici tipici del sito.

3.4. DEFINIZIONE DELLA "CATEGORIA DI SOTTOSUOLO"

Per quanto attiene alla Categoria di sottosuolo, la nuova normativa prevede, in alternativa ad un vero e proprio studio di hazard sismico, l'utilizzo di una classificazione dei terreni del sottosuolo mediante 5 categorie principali (A-E), essenzialmente distinte sulla base dei valori della velocità media delle onde sismiche di taglio $V_{s,30}$ riferita ai primi 30 m di profondità al di sotto del previsto piano di fondazione o, quando non disponibili, sulla base del valore medio di colpi NSPT ottenuti da prove penetrometriche dinamiche o della coesione non drenata c_u dei terreni coesivi. Nell'ambito di questa classificazione, la normativa vigente identifica, nel dettaglio, le categorie di sottosuolo riportate nella seguente Tabella.

Tab. 1 Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

A queste 5 categorie principali si devono aggiungere altre 2 categorie (S1 e S2) per le quali sono richiesti studi speciali, identificate come da Tab. 2.

Tab. 2 Categorie di sottosuolo "speciali"

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Il parametro indice VS30, che rappresenta la velocità media ponderata delle onde di taglio VS riferita a 30 m di profondità al di sotto del piano di fondazione della costruzione, viene solitamente calcolato mediante la seguente espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \text{ [m/s]}$$

Dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio <10-6) dello strato i-esimo (in m/s), per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori. In alternativa la normativa prevede la valutazione del VS30 sulla base dei valori mediati del numero di colpi da prove SPT e dei valori di coesione non drenata c_u dei terreni coesivi. Per il sito in esame, la Categoria di sottosuolo è stata valutata sulla base dell'indagine sismica, effettuata con tecnica MASW, nel sito d'interesse e per i cui dettagli si rimanda all'Allegato 1. Confrontando la velocità calcolata mediante la precedente equazione con la tabella 1, risulta l'attribuzione del sito con la **Categoria di sottosuolo "B"**. Per quanto riguarda la Categoria topografica del sito, occorre considerare che quest'ultimo si situa in un settore di pianura, pertanto classificabile nella **Categoria topografica T1** di Tab. 3.

Tab. 3 Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

3.5. STIMA DEI PARAMETRI SISMICI DI RIFERIMENTO

Nella seguente Tabella 4 sono riepilogati, per il sito in esame, i parametri di riferimento per la definizione della "Pericolosità Sismica di Base", ovvero l'accelerazione orizzontale massima "ag" ed i parametri dello spettro di risposta elastico in accelerazione orizzontale, valutati in condizioni free-field su un suolo rigido con superficie topografica orizzontale.

Nella stessa tabella sono, inoltre, riportati, con riferimento alla tipologia di opera in progetto, alle caratteristiche del sottosuolo ed ai vari Stati Limite previsti dalla Normativa vigente, i parametri sismici di sito necessari per la valutazione delle azioni sismiche attese.

- Esse comprendono:
- Accelerazione massima attesa $a_{max} = a_g * S_S * S_T$
 - Coefficiente sismico orizzontale $k_h = \beta * a_{max} / g$
 - Coefficiente sismico verticale $k_v = 0.5 k_h$

Cerca Posizione

Via n°

Comune Cap

Provincia

Coordinate WGS84

Latitudine

Longitudine

Isole

Determinazione dei parametri sismici

(1)* Coordinate WGS84

Lat. 44.862317 ° Long. 8.740654 °

(1)* Coordinate ED50

Lat. 44.863271 ° Long. 8.741712 °

Classe dell'edificio

II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e s...

Vita nominale

(Opere provvisorie <=10, Opere ordinarie >=50, Grandi opere >=100)

Interpolazione

Stato Limite	Tr [anni]	a ₀ [g]	F ₀	T _c [s]
Operatività (SLO)	30	0,021	2,518	0,179
Danno (SLD)	50	0,028	2,493	0,204
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,075	2,474	0,274
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,101	2,459	0,277
Periodo di riferimento per fase sismica.	50			

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno Paratie Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* Amplificazione stratigrafica	1,20	1,20	1,20	1,20
Cc* Coeff. funz. categoria	1,55	1,51	1,43	1,42
St* Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,005	0,007	0,018	0,029
kv	0,002	0,003	0,009	0,015
Amax [m/s²]	0,241	0,328	0,882	1,189
Beta	0,200	0,200	0,200	0,240

Tab. 4 Parametri sismici di riferimento

3.6. VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Le “Nuove Norme tecniche per le costruzioni” del 2008 (D.M. 14.01.2008), al § 7.11.3.4, “Stabilità nei confronti della liquefazione”, forniscono la seguente definizione nei riguardi di tale possibile manifestazione: *“fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate”*.

Ciò avviene quando la pressione dell’acqua nei pori aumenta progressivamente fino ad eguagliare la pressione totale di confinamento e quindi allorché gli sforzi efficaci, da cui dipende la resistenza al taglio, si riducono a zero. In questo contesto, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie, ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine lino-argillosa. In altre parole è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove deve essere realizzata la costruzione. In riferimento al § 7.11.3.4.2, “Esclusione della verifica a liquefazione”, della sopracitata normativa, la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;

4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)60 > 30$ oppure $qc1N > 180$ dove $(N1)60$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e $qc1N$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura a nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura b nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

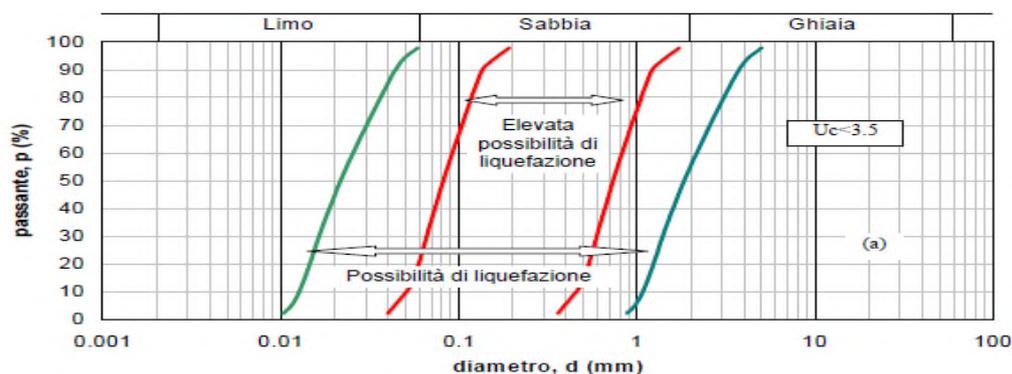


Fig. a. Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ (da AGI, 2005).

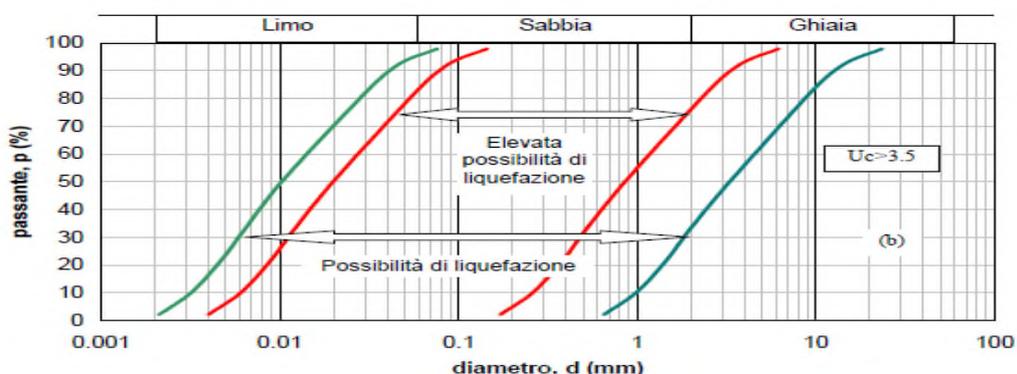


Fig. b. Fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno per i terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$ (da AGI, 2005).

Vengono inoltre ritenuti motivi di esclusione dalla verifica a liquefazione alcune situazioni e condizioni in funzione dell'uniformità della distribuzione granulometrica tipo sabbie. In particolare viene esclusa la possibilità di liquefazione in corrispondenza di sismi con magnitudo inferiori a 5.5/6 per coperture di strati superficiali non liquefacibili con spessore maggiore di 3 m, oppure con spessore maggiore di 5 m, ma in corrispondenza di sismi con magnitudo maggiori di 7.

Nel caso dell'area in esame sia per la sismicità storica (magnitudo massima prevista M_w pari a 5.68, magnitudo massima stimata dai terremoti storici ricavata dai cataloghi compresa tra 5 e 5.5 - Terremoto della "Valle Scrivia" del 1541), sia in base alle caratteristiche litologiche-stratigrafiche, non si ritiene pertanto possano sussistere le condizioni per il verificarsi del fenomeno di liquefazione.

4.1. PROVE SISMICHE MASW/RIFRAZIONE E MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

Come precedentemente introdotto, all'interno dell'area d'intervento, è stata condotta la prova sismica, MASW + rifrazione, disposta con direttrice NNW-SSE. La prospezione geofisica, il cui campo di indagine raggiunge almeno 30 m di profondità, debitamente tarata con le risultanze delle trincee e degli scavi geognostici e le informazioni geologiche reperite in bibliografia, ha consentito, con le ovvie approssimazioni e le relative semplificazioni, la ricostruzione della sezione litostratigrafica fino a tale profondità, la quale risulta costituita dalla presenza di un sismostrato superficiale, dello spessore complessivo di ca. 2 m, a V_P media di ca. 295 m/s; un sismostrato intermedio, con V_P media di ca. 640 m/s, dello spessore di ca. 6÷7 m; ed un sismostrato profondo, a V_P media di ca. 1290 m/s, fino ad almeno -30 m di profondità.

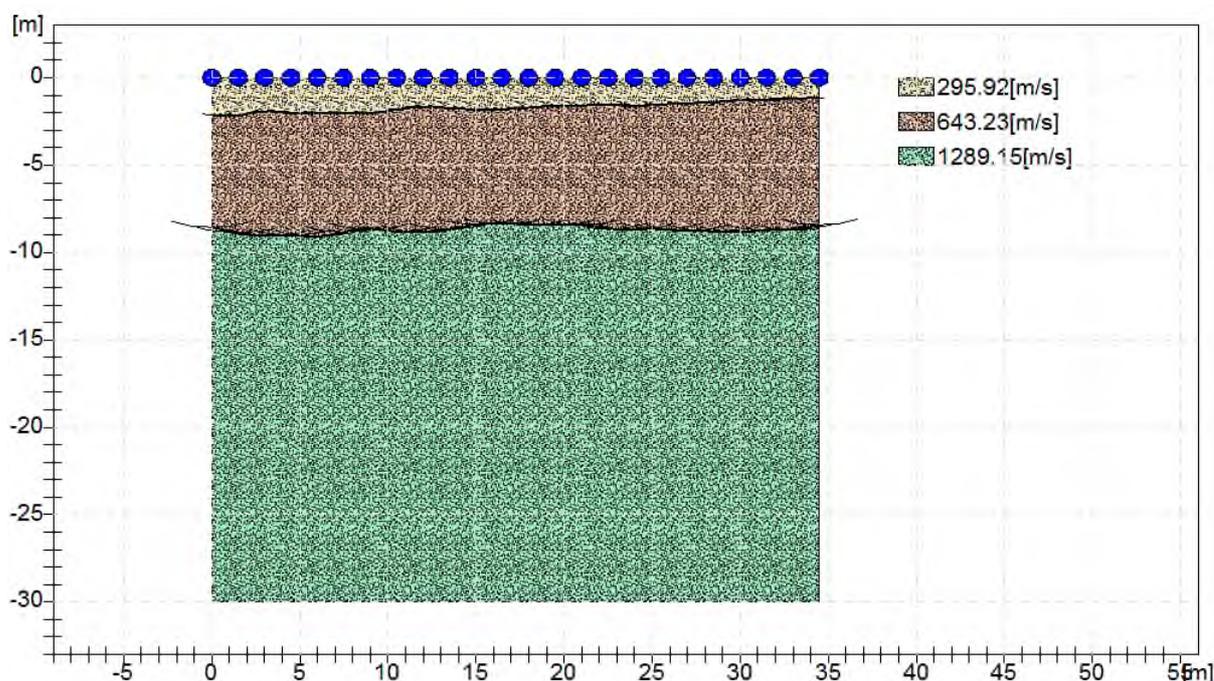


Fig. 11. Schematizzazione del modello geologico del terreno derivato dalle prove sismiche condotte nel contesto d'interesse. In particolare, l'interpretazione sismostratigrafica semplificata, condotta in corrispondenza dell'allineamento della prospezione geofisica, eseguita sulla diagonale NNW-SSE del sedime di proprietà, ha permesso di ricostruire un modello a tre strati. A destra sono indicate le relative velocità medie delle onde P misurate con tecnica a rifrazione.

Come anticipato nel precedente paragrafo che descrive il modello geologico del sito, il primo sismostrato, di spessore pari a ca. 2 m, è riconducibile al complesso di terreni rappresentati dal suolo e dal livello più superficiale più propriamente alterato dell'alluvione grossolana. A seguire, si rinviene un'alternanza di ghiaie e ciottoli in abbondante matrice limoso-sabbiosa, con subordinati livelli argilloso-limosi. Il limite del secondo livello geofisico, confinato entro la profondità di 8÷9 m, è attribuibile, con buona approssimazione, all'interfaccia con l'acquifero superficiale contenuto nell'alluvione più propriamente granulare ghiaioso-pseudociottolosa.

Relativamente alla piezometria, infatti, sulla base dei riscontri di precedenti determinazioni geoidrologiche e della bibliografia, la minor soggiacenza di falda si ipotizza nell'intorno di -8 m dal naturale p.c..

Segue una foto aerea di dettaglio nel quale è indicata l'ubicazione dell'indagine geofisica propriamente effettuata per l'attuazione del P.E.C. (stendimento sismico per rifrazione e MASW).



Fig. 12. Ripresa area del sito con individuazione dell'area di PEC (colore rosso) ed ubicazione schematica dello stendimento sismico (colore arancio).

Ciò premesso, in relazione ai litotipi presenti, alle risultanze dell'indagine sismica effettuata (cui per i dettagli si rimanda all'Allegato 1), ai dati raccolti in bibliografia (rif. servizio Webgis Arpa Piemonte), alle specifiche conoscenze della zona, nonché in riferimento alle tipologie dei realizzandi manufatti ed ai relativi carichi indotti al terreno, le quote raggiunte sono state ritenute sufficienti per l'esplorazione del sottosuolo interessato dalle strutture di fondazione e dalle maggiori sollecitazioni indotte dalle nuove opere in progetto. In questo modo, tale porzione di terreno di fondazione è stata schematicamente suddivisa, in relazione alle locali proprietà meccaniche, in due strati omogenei, ognuno dei quali contraddistinto da propri parametri geotecnici.

Nel seguente prospetto sono stati riportati, con le opportune semplificazioni, i **valori nominali** dei parametri geotecnici. Quest'ultimi, in considerazione della natura prevalentemente incoerente del terreno di fondazione, sono stati valutati in funzione delle tensioni efficaci, ovvero nelle cosiddette condizioni "drenate". A fini conservativi non è stato considerato il contributo della resistenza al taglio dovuto alla coesione, relativa alla componente limoso-argillosa della matrice dell'alluvione grossolana. Tale entità è valutabile in ragione di ca. 20 kN/m².

VALORI NOMINALI

Strato	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	γ sat [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Descrizione
1	0.50	17.00	18.50	27	--	20970	suolo
2	> 0.50	18.00	19.00	36	--	35460	alluvione grossolana

dove: γ = peso di volume
 γ sat = peso di volume saturo
 ϕ = angolo d'attrito (valore nominale)
c = coesione (valore nominale)
Ey = modulo elastico (valore nominale)

4.2. STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEL TERRENO

Lo scenario normativo nazionale ed internazionale, dal D.M. del 14 gennaio 2008 all'Eurocodice 7, prevede, ai fini della determinazione del grado di sicurezza di una struttura, un approccio di tipo semiprobabilistico che si basa sul concetto di stato limite. Un aspetto essenziale del metodo degli stati limite riguarda la scelta dei **parametri geotecnici caratteristici** da introdurre nel modello di calcolo. Il valore caratteristico di un particolare parametro di calcolo può essere definito come quel valore al quale è associata una determinata probabilità di non superamento.

I valori caratteristici di φ , c e c_u , ovvero φ_k , c_k , c_{uk} , ai quali occorre fare riferimento secondo corrente normativa, sono determinabili con la seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} (1) \quad \varphi_k &= \varphi_m (1 + \chi V_\varphi) \\ (2) \quad c_k &= c_m (1 + \chi V_c) \\ (3) \quad c_{uk} &= c_{um} (1 + \chi V_{cu}) \end{aligned}$$

dove: c_m = valore medio della coesione;

V_φ = coefficiente di variazione di φ , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di φ . Indicativamente la variabilità del parametro per sabbie e ghiaie è di ca. 7÷10 % e per terreni coesivi è di ca. 13 %;

V_c = coefficiente di variazione di c , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c . Come sopra, la variabilità del parametro è di ca. 25÷30 %;

V_{cu} = coefficiente di variazione di c_u , definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori di c_u . Indicativamente la variabilità del parametro è ca. 20÷30 %;

χ = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottata.

L'Eurocodice 7, per i parametri della resistenza al taglio, prevede una probabilità di non superamento del 5%, alla quale corrisponde, per una distribuzione di tipo gaussiana, un valore di χ uguale a $-1,645$. Di conseguenza le relazioni (1), (2) e (3) diventano:

$$\begin{aligned} (4) \quad \varphi_k &= \varphi_m (1 - 1,645 V_\varphi) \\ (5) \quad c_k &= c_m (1 - 1,645 V_c) \\ (6) \quad c_{uk} &= c_{um} (1 - 1,645 V_{cu}) \end{aligned}$$

Ciò premesso, per le successive stime della capacità di contrasto del terreno di fondazione nei cosiddetti stati limite, si rimanda alle grandezze riportate nella seguente tabella.

Come anticipato nel precedente paragrafo, a fini conservativi non è stato considerato il contributo della resistenza al taglio dovuto alla coesione, relativa alla componente limoso-argillosa della matrice dell'alluvione grossolana. Tale entità, in termine di valore caratteristico, è valutabile in ragione di ca. 10 kN/m².

VALORI CARATTERISTICI

Strato	Profondità [m]	γ [kN/m ³]	γ sat [kN/m ³]	φ_k [°]	c_k [KN/m ²]	Eyk [kN/m ²]	Descrizione
1	0.50	17.00	18.50	23	--	17520	suolo
2	> 0.50	18.00	19.00	30	--	29600	alluvione grossolana

dove: φ_k = angolo d'attrito (valore caratteristico)
 c_k = coesione (valore caratteristico)
 Eyk = modulo elastico (valore caratteristico)

5.0. VALUTAZIONE DEL CARICO LIMITE DEL TERRENO CON L'UTILIZZO DI FONDAZIONI DIRETTE NELLE CONDIZIONI "SLU" E "SLE"

Nel Capitolo 6 del D.M. 14 gennaio 2008, recante "Norme Tecniche per le Costruzioni", sono affrontate in maniera unitaria tutte le problematiche che riguardano la progettazione geotecnica ed in particolare sono riportate le indicazioni riguardanti le verifiche globali e locali, la determinazione delle sollecitazioni delle strutture a contatto con il terreno e la valutazione delle prestazioni del sistema geotecnico nelle condizioni d'esercizio. Nel caso specifico, relativamente alla stima della cosiddetta resistenza di progetto "Rd" allo SLU del sistema terreno-strutture di fondazione delle nuove unità abitative in progetto, sono state effettuate le successive valutazioni. In particolare, per quanto riguarda le verifiche agli SLU, la normativa individua due diverse modalità progettuali, denominate "Approccio 1" e "Approccio 2" che si differenziano per i valori dei fattori di sicurezza delle azioni (A), dei parametri geotecnici (M) e delle resistenze (R). Tali coefficienti risultano indicati, rispettivamente, nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I di cui al capitolo 6 del D.M. 14.01.2008.

TABELLA 6.2.I. – coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

TABELLA 6.2.II. – coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_Y	1,0	1,0

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

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

Si precisa che i calcoli riportati nel seguito sono stati svolti facendo ricorso alle teorie classiche della meccanica delle terre estese ai terreni stratificati e tenendo conto della situazione geotecnica locale, derivante dalla elaborazione delle risultanze, opportunamente mediate, espresse dalle indagini geognostiche e geofisiche condotte nel contesto in esame ed in sedimenti della zona geologicamente similari.

In particolare, considerate le tipologie A-B-C-C'-D di abitazione riportate nel progetto, al fine dell'accertamento della compatibilità geologica-geotecnica del presente intervento di edilizia convenzionata, sono state esaminate le geometrie di fondazione che

comportano un maggior cedimento. Pertanto, per quanto riguarda le unità abitative il cui progetto non prevede la realizzazione di vani cantinati, in ragione dei litotipi presenti, sono stati valutati i seguenti modelli di fondazione diretta:

- ✓ **platea di fondazione** a geometria 15 x 13 m e piano d'imposta a -0.7 m dal p.c.
- ✓ **trave continua** di lunghezza 20 m, larghezza 0.9 m e piano d'imposta a -0.7 m dal p.c.

Per quanto riguarda i corpi di fabbrica residenziali per i quali sono previsti vani cantinati, in ragione dei litotipi presenti, sono stati valutati i seguenti modelli di fondazione diretta:

- ✓ **platea di fondazione** a geometria 15 x 13 m e piano d'imposta a -1.5 m dal p.c.
- ✓ **trave continua** di lunghezza 20 m, larghezza 0.9 m e piano d'imposta a -1.5 m dal p.c.

Ciò precisato, per quanto concerne le verifiche agli SLU, secondo le NTC 2008, occorre premettere che *"nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve che a lungo termine"* (D.M. 14.01.2008, § 6.4.2.1). Ne consegue la necessità di dover analizzare la capacità portante di una fondazione sia in condizioni drenate che in condizioni non drenate qualunque sia la reale natura del terreno. In realtà è noto che le fondazioni interagenti con i terreni a grana grossa le condizioni di criticità evolvono verso condizioni drenate tanto da necessitare di analisi a lungo termine, al contrario, in presenza di terreni a grana fine le condizioni di criticità si manifestano a breve termine, in funzione delle tensioni totali, ovvero nelle cosiddette condizioni "non drenate". Pertanto, per i modelli di fondazione diretta esaminati, data la preponderanza, nella zona di influenza dei cosiddetti "bulbi" di fondazione, di terreni incoerenti e/o a comportamento assimilabile a questi ultimi, le successive valutazioni della portanza sono state effettuate nelle cosiddette condizioni "drenate". Inoltre, per ogni modello, è stata stimata la "Rd" agli SLE tramite lo studio delle deformazioni del terreno per assegnate condizioni di carico.

Infine, la falda è stata tenuta in conto, come da misure piezometriche condotte nei pozzi della zona, alla minor soggiacenza riscontrata, pari a -8 m dal naturale p.c.. Vengono di seguito riportate le valutazioni effettuate per i modelli di fondazione considerati nei due diversi approcci progettuali previsti dalla norma:

- Approccio 1 – Combinazione (A1+M1+R1) verifiche strutturali (STR)
- Approccio 1 – Combinazione (A2+M2+R2) verifiche geotecniche (GEO)
- Approccio 2 – Combinazione (A1+M1+R3) verifiche strutturali (STR)

5.1. UNITA' ABITATIVE NON CATINATE

5.1.1. MODELLO A PLATEA - STIMA DEL CARICO LIMITE E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLU

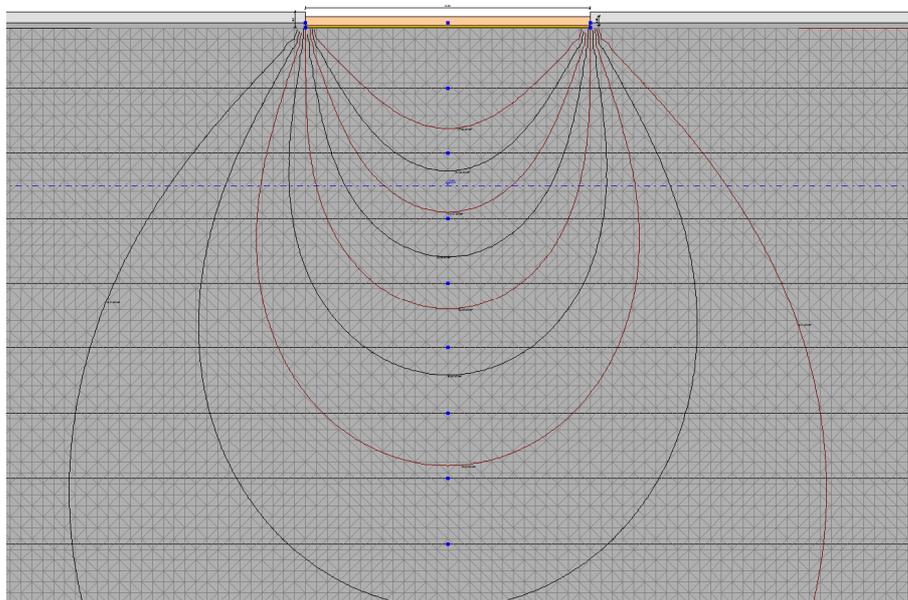


Fig. 13. Modello geotecnico del terreno e schematizzazione dei bulbi di pressione della platea di fondazione esaminata.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008	Profondità piano di posa	3.5 m
Diametro fondazione	17.0 m	Altezza d'incastro	0.1 m
Condizione	drenata	Profondità ipotizzata falda	7.0 m

METODO ANALITICO – APPROCCIO 1			
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler			13335 kN/m³
RESISTENZA DI PROGETTO (Rd) ALLO SLU	COMBINAZIONE A1+M1+R1 (kN/m ²)	COMBINAZIONE A2+M2+R2 (kN/m ²)	COMBINAZIONE SISMA (kN/m ²)
HANSEN (1970)	1133	276	185
TERZAGHI (1955)	2208	590	390
MEYERHOF (1963)	2232	500	331
VESIC (1975)	1659	436	290
BRINCH-HANSEN (1970)	1683	408	272

METODO ANALITICO – APPROCCIO 2		
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler		30412 kN/m³
RESISTENZA DI PROGETTO (Rd) ALLO SLU	COMBINAZIONE A1+M1+R3 (kN/m ²)	COMBINAZIONE SISMA (kN/m ²)
HANSEN (1970)	493	331
TERZAGHI (1955)	960	636
MEYERHOF (1963)	971	643
VESIC (1975)	721	481
BRINCH-HANSEN (1970)	732	487

Si rimanda al progettista, sulla base dei carichi applicati alla fondazione, la verifica allo slittamento e l'esame della disuguaglianza $E_d \leq R_d$, laddove E_d rappresenta l'azione di progetto.

5.1.2. MODELLO A TRAVE - STIMA DEL CARICO LIMITE E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLU

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	0.7 m
Profondità falda	8.0 m
Condizione	drenata

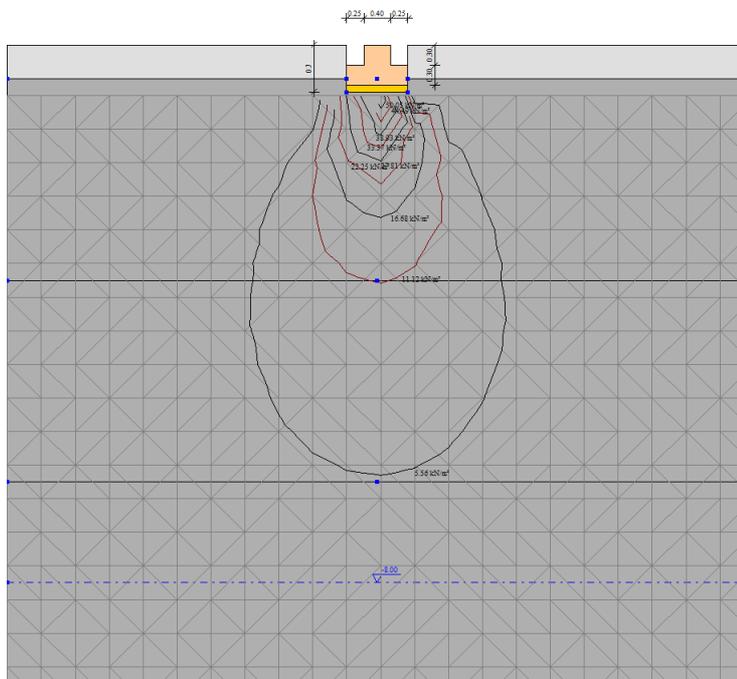


Fig. 14. Modello geotecnico del terreno e schematizzazione dei bulbi di pressione della fondazione continua esaminata.

METODO ANALITICO – APPROCCIO 1			
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler			7293 kN/m³
RESISTENZA DI PROGETTO (Rd) ALLO SLU	COMBINAZIONE A1+M1+R1 (kN/m ²)	COMBINAZIONE A2+M2+R2 (kN/m ²)	COMBINAZIONE SISMA (kN/m ²)
HANSEN (1970)	400	118	108
TERZAGHI (1955)	432	126	111
MEYERHOF (1963)	402	113	101
VESIC (1975)	458	136	119
BRINCH-HANSEN (1970)	439	127	114

METODO ANALITICO – APPROCCIO 2		
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler		14071 kN/m³
RESISTENZA DI PROGETTO (Rd) ALLO SLU	COMBINAZIONE A1+M1+R3 (kN/m ²)	COMBINAZIONE SISMA (kN/m ²)
HANSEN (1970)	174	156
TERZAGHI (1955)	188	164
MEYERHOF (1963)	175	153
VESIC (1975)	199	172
BRINCH-HANSEN (1970)	191	167

Si rimanda al progettista, sulla base dei carichi applicati alla fondazione, la verifica allo slittamento e l'esame della disuguaglianza $E_d \leq R_d$, laddove E_d rappresenta l'azione di progetto.

5.1.3. STIMA DEL CEDIMENTO E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLE

Una volta definita la geometria di progetto della fondazione e verificata la corrispondenza agli SLU, è necessario poter analizzare il comportamento nel tempo sotto le condizioni di carico assegnato, ovvero effettuare la verifica agli SLE. Per quanto riguarda la definizione della resistenza di progetto R_d allo SLE (SLO), per le tipologie di fondazioni considerate (platea e trave continua), risulta necessario individuare un limite teorico al cedimento che può manifestarsi a seguito dell'applicazione del carico e imporre il non superamento dello stesso. Tale procedura risulta necessaria per valutarne l'ammissibilità, in condizioni di esercizio, del carico trasmesso alla fondazione, ovvero, lo stato alla insorgenza del quale la costruzione nel suo complesso (inclusendo elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi. Diversi autori hanno proposto valori di riferimento ammissibili per cedimenti relativi ed assoluti e l'eterogeneità di tali limiti è legata, soprattutto, alla soggettività del "danno accettabile". La definizione dunque dei valori di soglia dei cedimenti da prendere in riferimento per evitare danni strutturali può avvenire solo per via empirica, sulla base di molteplici osservazioni su casi reali. Per quanto riguarda i valori limite del cedimento S , Grant et al. hanno proposto:

S_{max} (mm)	terreni sabbiosi		Terreni coesivi	
	formula	con $\beta = 1/500$	formula	con $\beta = 1/500$
Plinti	$15000 \cdot \beta_{max}$	30	$30000 \cdot \beta_{max}$	60
Platee	$18000 \cdot \beta_{max}$	36	$35000 \cdot \beta_{max}$	70

In aggiunta a queste correlazioni si può dire: Terzaghi-Peck, per fondazioni su sabbie, hanno posto il cedimento differenziale in termini del 75% di quello totale, con un minimo a 25 mm; Skempton e Mac Donald, per strutture ordinarie fondate su sabbia, pongono il massimo cedimento tollerabile in termini di 40 mm per fondazioni isolate e 40-65 mm per platee, con un cedimento differenziale massimo di 25 mm. Nel caso di terreni di natura argillosa, il cedimento differenziale massimo sale a 40 mm con cedimenti massimi di 65 e 65-100 mm rispettivamente per plinti e platee.

Ciò premesso, per il calcolo dei cedimenti, è stato utilizzato il metodo proposto da Burland-Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità "Ic" al risultato "N" della prova penetrometrica dinamica. Nella tabella successiva sono riportati i valori di cedimento che si possono attendere per diversi carichi di esercizio probabili a seconda del tipo di fondazione.

CEDIMENTO TEORICO - BURLAND-BURBIDGE (1985)				
TIPOLOGIA DI FONDAZIONE	PROFONDITA' D'IMPOSTA (m)	DIMENSIONI FONDAZIONE (m)	R_{dSLE} (kN/m ²)	CEDIMENTO (cm)
PLATEA	0.7	15 X 13	255	3
PLATEA	0.7	15 X 13	220	2.5
PLATEA	0.7	15 X 13	185	2
PLATEA	0.7	15 X 13	140	1.5
PLATEA	0.7	15 X 13	100	1
TRAVE CONTINUA	0.7	0.9 X 20	105	<0.5

Si rimanda in ogni caso alle determinazioni a cura del progettista che effettuerà le opportune verifiche delle sopraccitate corrispondenze e, sulla base della funzionalità dell'opera e della vita utile di progetto, individuerà la subsidenza teorica (W_t) compatibile e definirà la conseguente resistenza di progetto R_d allo SLE (SLO).

5.2. UNITA' ABITATIVE NON CATINATE

5.2.1. MODELLO A PLATEA - STIMA DEL CARICO LIMITE E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLU

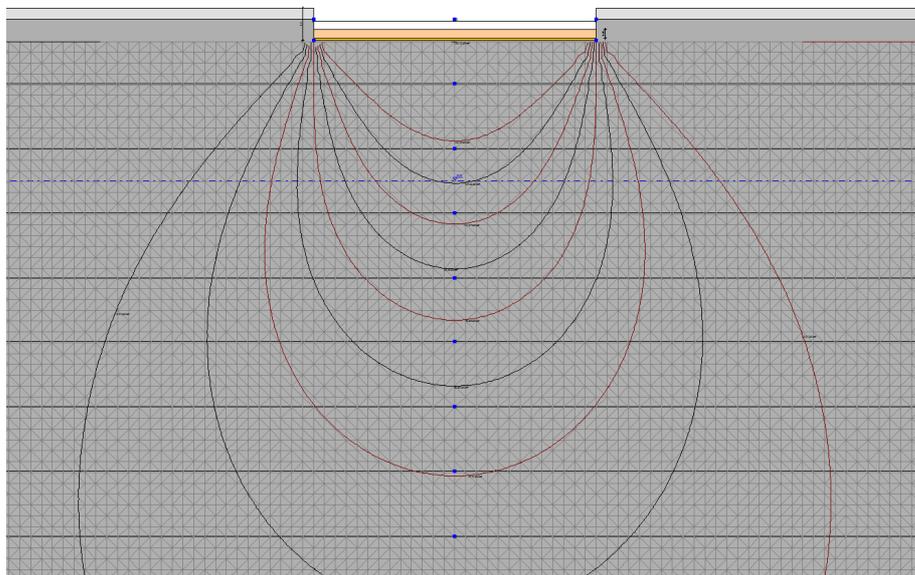


Fig. 15. Modello geotecnico del terreno e schematizzazione dei bulbi di pressione della platea di fondazione esaminata.

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008	Profondità piano di posa	1.5 m
Larghezza fondazione	13.0 m	Profondità ipotizzata falda	8.0 m
Lunghezza fondazione	15.0 m	Condizione	drenata

METODO ANALITICO – APPROCCIO 1			
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler			13003 kN/m³
RESISTENZA DI PROGETTO (Rd) ALLO SLU	COMBINAZIONE A1+M1+R1 (kN/m ²)	COMBINAZIONE A2+M2+R2 (kN/m ²)	COMBINAZIONE SISMA (kN/m ²)
HANSEN (1970)	1103	268	181
TERZAGHI (1955)	2147	574	379
MEYERHOF (1963)	2193	491	325
VESIC (1975)	1614	424	283
BRINCH-HANSEN (1970)	1637	397	265

METODO ANALITICO – APPROCCIO 2		
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler		29634 kN/m³
RESISTENZA DI PROGETTO (Rd) ALLO SLU	COMBINAZIONE A1+M1+R3 (kN/m ²)	COMBINAZIONE SISMA (kN/m ²)
HANSEN (1970)	479	322
TERZAGHI (1955)	933	618
MEYERHOF (1963)	953	631
VESIC (1975)	702	467
BRINCH-HANSEN (1970)	712	474

Si rimanda al progettista, sulla base dei carichi applicati alla fondazione, la verifica allo slittamento e l'esame della disuguaglianza $E_d \leq R_d$, laddove E_d rappresenta l'azione di progetto.

5.2.2. MODELLO A TRAVE - STIMA DEL CARICO LIMITE E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLU

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Profondità falda	8.0 m
Condizione	drenata

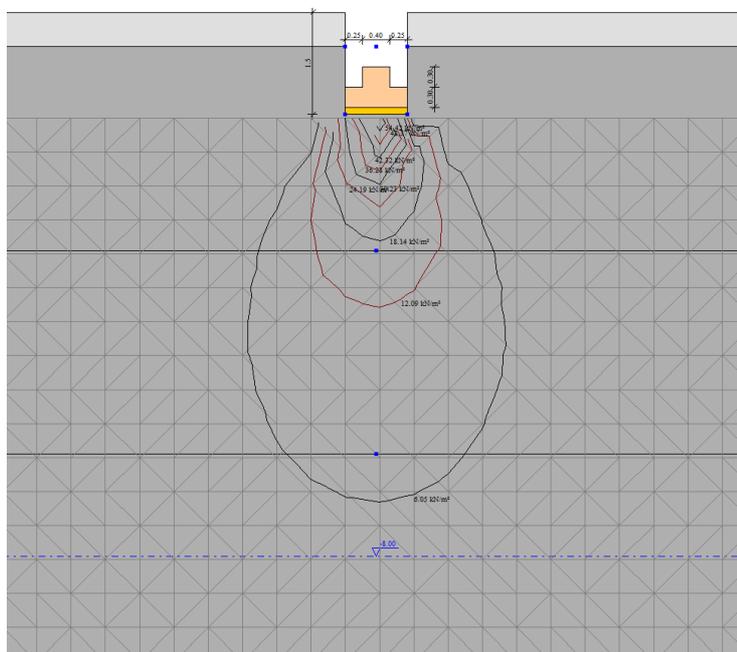


Fig. 16. Modello geotecnico del terreno e schematizzazione dei bulbi di pressione della fondazione continua esaminata.

METODO ANALITICO – APPROCCIO 1			
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler			6422 kN/m³
RESISTENZA DI PROGETTO (Rd) ALLO SLU	COMBINAZIONE A1+M1+R1 (kN/m ²)	COMBINAZIONE A2+M2+R2 (kN/m ²)	COMBINAZIONE SISMA (kN/m ²)
HANSEN (1970)	340	99	89
TERZAGHI (1955)	362	105	90
MEYERHOF (1963)	382	104	91
VESIC (1975)	399	117	101
BRINCH-HANSEN (1970)	380	109	95

METODO ANALITICO – APPROCCIO 2		
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982) Costante di Winkler		11963 kN/m³
RESISTENZA DI PROGETTO (Rd) ALLO SLU	COMBINAZIONE A1+M1+R3 (kN/m ²)	COMBINAZIONE SISMA (kN/m ²)
HANSEN (1970)	148	130
TERZAGHI (1955)	157	133
MEYERHOF (1963)	166	141
VESIC (1975)	173	147
BRINCH-HANSEN (1970)	165	141

Si rimanda al progettista, sulla base dei carichi applicati alla fondazione, la verifica allo slittamento e l'esame della disuguaglianza $E_d \leq R_d$, laddove E_d rappresenta l'azione di progetto.

5.2.3. STIMA DEL CEDIMENTO E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA ALLO SLE

Analogamente a quanto prima, è necessario poter analizzare il comportamento nel tempo sotto le condizioni di carico assegnato, ovvero effettuare la verifica agli SLE. Tale procedura risulta necessaria per valutarne l'ammissibilità, in condizioni di esercizio, del carico trasmesso alla fondazione, ovvero, lo stato alla insorgenza del quale la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Ciò premesso, per il calcolo dei cedimenti, è stato utilizzato il metodo proposto da Burland-Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità "Ic" al risultato "N" della prova penetrometrica dinamica.

Nella tabella successiva sono riportati i valori di cedimento che si possono attendere per diversi carichi di esercizio probabili a seconda del tipo di fondazione.

CEDIMENTO TEORICO - BURLAND-BURBIDGE (1985)				
TIPOLOGIA DI FONDAZIONE	PROFONDITA' D'IMPOSTA (m)	DIMENSIONI FONDAZIONE (m)	Rd _{SLE} (kN/m ²)	CEDIMENTO (cm)
PLATEA	1.5	15 X 13	255	3
PLATEA	1.5	15 X 13	230	2.5
PLATEA	1.5	15 X 13	200	2
PLATEA	1.5	15 X 13	150	1.5
PLATEA	1.5	15 X 13	105	1
TRAVE CONTINUA	1.5	0.9 X 20	110	<0.5

Si rimanda in ogni caso alle determinazioni a cura del progettista che effettuerà le opportune verifiche delle sopraccitate corrispondenze e, sulla base della funzionalità dell'opera e della vita utile di progetto, individuerà la subsidenza teorica (Wt) compatibile e definirà la conseguente resistenza di progetto Rd allo SLE (SLO).

6.0. VALUTAZIONE DELLA STABILITA' DELLE SCARPATE DI SCAVO E SUGGERIMENTI ESECUTIVI

Il progetto prevede, oltreché la formazione delle unità abitative, l'attuazione delle cosiddette opere di urbanizzazione primaria, ovvero la realizzazione della viabilità e la posa dei sottoservizi quali, la rete idrica, la rete elettrica, l'illuminazione pubblica, la rete per la distribuzione della linea telefonica e le opere di adduzione del gas metano. La messa in opera di tali sottoservizi interrati, unitamente alla formazione delle unità abitative, comporta inevitabilmente la realizzazione di scavi nel terreno per la quale esiste la possibilità che i fronti di sbancamento possano smottare.

E' risultato, pertanto, necessario, verificare la stabilità delle pareti dei fronti di sbancamento. Sulla base delle profondità d'imposta dei vari corpi di fabbrica e di posa dei sopraccitati manufatti accessori, facendo riferimento alla teoria di Taylor, sono state valutate, "a breve termine", le condizioni di sicurezza dei tagli. Il rovinio delle pareti di scavo e lo scivolamento del terreno avviene se lo sforzo di taglio sviluppato nel suolo supera la resistenza al taglio media del suolo stesso. Questo fenomeno è di importanza rilevante per la sicurezza e l'incolumità degli operatori che dovranno posare, negli scavi praticati nel terreno, le condotte ed i manufatti accessori.

Il metodo di Taylor permette di determinare l'altezza critica del taglio assumendo il piano di scivolamento passante per il piede del taglio stesso:

$$H_c = [(c/\gamma) * N_s] / FS$$

dove: Ns: Fattore di stabilità, ricavato dal diagramma di Taylor;
 c: coesione;
 γ: peso unità di volume;
 FS: fattore di sicurezza.

Trascurando, ai fini della sicurezza, la componente di resistenza al taglio dovuta all'angolo di attrito ed utilizzando, ai fini del calcolo, i valori più conservativi dei parametri geotecnici di riferimento, in corrispondenza delle quote comprese tra il p.c. ed i primi metri di profondità ($\gamma_k = 20 \text{ kN/m}^3$, $C_k = 10 \text{ KN/m}^2$) e considerando, altresì, tagli con varie angolazioni, sono stati valutati, per i tratti ritenuti omogenei, i valori dell'altezza critica (Hc).

VALUTAZIONE TEORICA DELLE ALTEZZE CRITICHE DI TAGLIO A "BREVE TERMINE"

Angolo di talio "β" rispetto all'orizzontale (gradi sessagesimali)	Fattore di sicurezza "FS" (n.)	Altezza critica taglio "HC" (metri)
60	1.3	2.00
"	1.5	1.75
"	2.0	1.30
45	1.3	2.20
"	1.5	1.85
"	2.0	1.40

In considerazione di quanto determinato, a fini cautelativi, nel consigliare l'utilizzo di un fattore di sicurezza $FS \geq 1.3$, ovvero sensibilmente maggiore del limite assunto come minimo valore accettabile ($FS=1$) ai fini della sicurezza imposto dal D.M. 14/01/2008, si suggerisce di non superare le sopraccitate altezze di taglio, nonché prevedere una procedura a campioni. Predisposta, pertanto, una limitata porzione di scavo, dovrà prontamente seguire la posa delle condotte e l'immediato colmamento.

7.0. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dall'esame delle risultanze dello studio geomorfologico-geologico-geotecnico si deduce quanto segue:

- dal punto di vista geomorfologico, in riferimento all'atlante dei rischi del P.A.I. dell'Autorità di Bacino del F. Po ed alla cartografia tematica di P.R.G., l'ambito territoriale propriamente in oggetto non risulta interessato da problematiche idrauliche e/o gravitative;
- per quanto riguarda la fruibilità urbanistica, il sito appartiene alla classe di sintesi "I": settori a bassa pericolosità geomorfologica;
- geologicamente, l'area risulta appartenere alla formazione nota in letteratura con il nome di "fl³": depositi fluviali tardo pleistocenici del T. Scrivia e del T. Orba;
- in riferimento alla sismicità, il territorio amministrativo di Alessandria, sulla base della recente D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010, risulta appartenere alla cosiddetta "Zona 3";
- la caratterizzazione geofisica del terreno d'imposta fondazioni, effettuata mediante prospezioni MASW, finalizzata alla definizione della risposta sismica locale, riconduce ad un profilo di suolo stratigrafico di tipo "B";
- per quanto riguarda la tipologia topografica del sito, in relazione all'appartenenza del sedime ad un ambito territoriale di pianura, questa è riconducibile alla cosiddetta categoria "T1";
- nell'area in oggetto, in relazione alle previsioni di nuova edificazione, consistenti nella realizzazione di nuove unità abitative nell'ambito di un progetto di edilizia convenzionata, al fine della caratterizzazione geologico-geotecnica del terreno di imposta, per valutare la fattibilità dell'intervento e definire la possibilità di portanza del sistema terreno-strutture, oltreché a determinazioni geofisiche in sito (MASW e rifrazione) ed alle evidenze litostratigrafiche desunte da n. 2 scavi di sondaggio (S1 e S2), si è fatto riferimento a n. 2 trincee geognostiche (T1 e T2) e n. 2 log stratigrafici (PZ1 e PZ2), eseguite in sedimenti della zona geologicamente simili al contesto in esame. Relativamente ai parametri geotecnici del suolo d'imposta fondazioni, in considerazione dello specifico contesto, delle previsioni progettuali, nonché nell'intento di minimizzare i cedimenti, si è ritenuto ragionevole tener conto delle correlazioni geotecniche più conservative;
- per quanto riguarda le valutazioni di Rd (SLU) del sistema "struttura-terreno di fondazione" in esame, in riferimento alle risultanze delle indagini ed alle caratteristiche delle opere in progetto, sono stati valutati, sia per i fabbricati provvisti di vani cantinati che per quelli privi, due modelli di fondazione diretta, a platea ed a trave, impostati a -1,5 m (per i fabbricati cantinati) ed a -0.7 m (per i fabbricati non cantinati) dal naturale p.c.;
- ciò premesso, nel rimandare alle verifiche da effettuarsi a cura del progettista delle strutture, le citate valutazioni della resistenza di progetto "Rd" (SLU), sono state eseguite secondo le teorie classiche della meccanica delle terre, dovute a Hansen, Terzaghi, Meyerhoff, Vesic e Brinch-Hansen;
- data, inoltre, la preponderanza, nella zona di influenza dei cosiddetti cunei di rottura o di massima sollecitazione, di terreni incoerenti e/o a comportamento assimilabile, le valutazioni della portanza sono state effettuate nelle cosiddette condizioni "drenate" ricorrendo ai due approcci progettuali previsti dalle NTC 2008;
- inoltre, per analizzare il comportamento nel tempo del sistema "struttura-terreno di fondazione" sotto le condizioni di carico assegnato, è stata condotta, per ogni fondazione considerata, la verifica agli SLE tramite la valutazione dei cedimenti di esercizio ammissibili;
- infine, poiché la realizzazione dei vari corpi di fabbrica, la formazione delle opere di urbanizzazione primaria e la messa in opera dei sottoservizi interrati per l'attuazione del

P.E.C., comporta inevitabilmente la realizzazione di scavi nel terreno, è risultato necessario verificare la stabilità delle pareti dei fronti di sbancamento. In riferimento alla teoria di Taylor, sono stati valutati, nelle condizioni a breve termine, i valori dell'altezza critica (H_c) di scavo per i cui dettagli si rimanda al paragrafo precedente. Pertanto, nel consigliare, conservativamente, l'utilizzo di un fattore di sicurezza $FS \geq 1.3$, ovvero sensibilmente maggiore del limite assunto come minimo valore accettabile ($FS=1$) ai fini della sicurezza dal D.M. 14/01/2008, si suggerisce di non superare le altezze di taglio indicate nella tabella riportata nel precedente paragrafo, nonché prevedere una procedura a campioni.

Alla luce di queste considerazioni, svolte nel rispetto delle N.T.A. di P.R.G., ai sensi del D.P.R. 328/2001, D.M. 11/03/88 n. 47, Circ. LL.PP. 24/09/1988 n. 30483, O.P.C.M. n. 3274/2003, D.M. 14/01/2008, Circ. MM. LL.PP. 02/02/2009 e Delib. Giunta Regionale 19 gennaio 2010 n. 11-13058, fatte salve le eventuali determinazioni e prescrizioni da effettuarsi in fase esecutiva, si ritiene realizzabile l'intervento previsto dal progetto.

ALLEGATI

ALLEGATO 1

INDAGINE GEOFISICA COMBINATA RIFRAZIONE/MASW - RAPPORTO INTERPRETATIVO

1.0. SRUMENTAZIONE UTILIZZATA

L'acquisizione dei dati in campagna è stata eseguita utilizzando un sistema composto dalle seguenti parti:

- sismografo;
- sorgente energizzante;
- trigger;
- apparecchiatura di ricezione.

1.1. SISMOGRAFO

Lo strumento utilizzato per la presente indagine è un prospettore sismico Dolang DBS280 a 24 canali avente le seguenti caratteristiche:

- Digitalizzatore a 24 bit
- Acquisizione del segnale con il sistema JEA24;
- Intervallo di campionamento selezionabile a: 150, 300, 600, 1200, 2400, 4800 μ s;
- Frequenza di campionamento: da 250 Hz a 10922 Hz;
- Numero di campioni: da 256 a 10992 campioni;
- Possibilità di registrazione continua per controllo vibrazioni;
- Formato output: SU, SEGY e SEG2;
- Sistema Windows 7
- Porta USB 2.0.



Fig. I. Vista del sismografo DBS 280 e del NetbookPC portatile collegato tramite cavo USB per l'acquisizione del segnale. Il sistema si basa sulla acquisizione e conversione dei dati con tecnologia MAX, connessione e alimentazione USB.

1.2. SISTEMA ENERGIZZANTE, TRIGGER E APPARECCHIATURA DI RICEZIONE

Come sorgente energizzante per le onde P e di superficie è stata utilizzata una mazza da 10 kg battente su una piastra circolare in acciaio posta direttamente sul p.c.. Il trigger utilizzato consiste in un circuito elettrico che viene chiuso mediante un apparecchio starter nell'istante in cui il sistema energizzante (mazza) colpisce la base di battuta, consentendo ad un condensatore di scaricare la carica precedentemente immagazzinata e la produzione di un impulso della durata di qualche secondo che viene inviato al sensore collegato al sistema di acquisizione dati. Infine, per la ricezione delle onde sono stati utilizzati 24 geofoni verticali a bobina mobile, con frequenza propria di 4,5 Hz.

Fig. II. Particolare del geofono elettromagnetico a bobina mobile, con frequenza di 4,5 Hz, utilizzato per le prospezioni sismiche a rifrazione.



1.3. SISTEMA DI ACQUISIZIONE DATI

Con memoria dinamica a 24 bit, composto da 12 dataloggers a 2 canali ciascuno, per un totale di 24 canali, cavo sismico telemetrico di 130 m, MOM power con interfaccia USB, notebook PC Windows 7 con software W. GeoSoft Jacques G. Jenny a 24 canali; il sistema è in grado di convertire in digitale e registrare su memoria il segnale proveniente da ciascun canale del sistema di ricezione. La conversione A/D avviene già dal primo metro di cavo: il sistema permette pertanto di eliminare molte fonti di disturbo dovute al trasferimento del segnale lungo centinaia di metri di cavo sismico ed è inoltre dotato di un sistema di filtraggio in tempo reale, da un hardware complesso, che comporta un anello di regolazione con diversi passaggi di digital signal processing.

2.0. SISMICA A RIFRAZIONE

2.1. CENNI TEORICI DEL METODO SISMICO A RIFRAZIONE

Le indagini indirette, ed in particolare la metodologia sismica a rifrazione, permettono la ricostruzione areale delle geometrie e degli spessori dei depositi di copertura, la profondità del substrato (entro i limiti di penetrazione del metodo), la verifica di eventuali discontinuità laterali, nonché di determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali attraverso la determinazione dei moduli elastici dinamici. Sono studiate, in specifico, le onde sismiche di volume (*body waves*) P ed S, e la loro propagazione su percorsi diretti e rifratti attraverso il mezzo stratificato preso in esame. La procedura adottata in campagna consiste nella generazione di un impulso sismico e la sua registrazione con apposita strumentazione. Come è noto, le onde elastiche provocate da una vibrazione si trasmettono nel suolo con velocità differenti per ogni litotipo. Nella prospezione sismica a rifrazione, si sfrutta la diversa velocità di propagazione delle onde longitudinali (onde P o di "compressione e dilatazione"), che sono le più veloci fra le diverse onde elastiche, o trasversali (onde SH o di "taglio") per determinare spessori e andamento dei livelli presenti. La prospezione consiste nel generare un'onda sismica di compressione o di taglio nel terreno attraverso una determinata sorgente di energia (colpo di mazza o di maglio, esplosivo etc.) e nel misurare il tempo impiegato da questa a compiere il percorso nel sottosuolo dal punto di energizzazione fino agli apparecchi di ricezione (geofoni) seguendo le leggi di rifrazione dell'ottica (Legge di Snell), cioè rifrangendosi sulle superfici di separazione tra due strati sovrapposti di densità (o meglio di modulo elastico) crescente.

Le onde, infatti, rifrangendosi sulle superfici di confine dei mezzi fisici, caratterizzati da una differenza di velocità tra sismostrato (ovvero una porzione litologica riferita a valori di velocità sismiche costanti) superiore (V_0) e sismostrato ad esso sottostante (V_1), producono dei raggi rifratti, oltre che riflessi, i quali viaggeranno parallelamente alla superficie di discontinuità (con la stessa velocità dello stato più veloce) rifrangendo continuamente energia elastica verso l'alto, pertanto verso lo strato più lento.

Una delle condizioni essenziali per l'applicazione del metodo della sismica a rifrazione è che la velocità di propagazione delle onde aumenti con la profondità, ovvero $V_0 < V_1 < V_2$. L'acquisizione del segnale avviene mediante lo stendimento di cavi di trasmissione ai quali sono collegati trasduttori di movimento chiamati "geofoni". Quest'ultimi vengono infissi direttamente nel terreno o, quando l'infissione diretta non è possibile (su asfalto, cemento, pavimentazioni, ecc.), posti su un'apposita base d'appoggio. I geofoni sono disposti a spaziatura regolare chiamata "distanza intergeofonica".

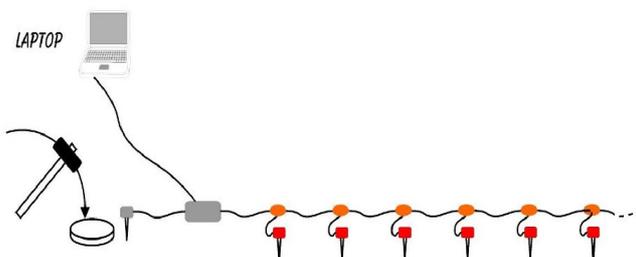


Fig. III. Schematizzazione esemplificativa dello stendimento.

La profondità massima di investigazione non può essere stabilita a priori con esattezza perché legata sia alla lunghezza dello stendimento che a fattori quali geometria e caratteristiche meccaniche degli strati. In prima approssimazione, il rapporto fra profondità raggiunta e lunghezza dello stendimento è compreso fra 1/3 e 1/4 .

Il sistema di registrazione è attivato da un dispositivo di start, chiamato "trigger", nell'istante dell'energizzazione sismica. L'energizzazione può essere eseguita con una massa battente, apposito cannoncino sismico o esplosivo. Così, osservando i primi arrivi su punti posti a distanze diverse dalla sorgente energizzante, è possibile costruire una curva tempo-distanza (*dromocrona*) rappresentante la variazione del minimo percorso in funzione del tempo.

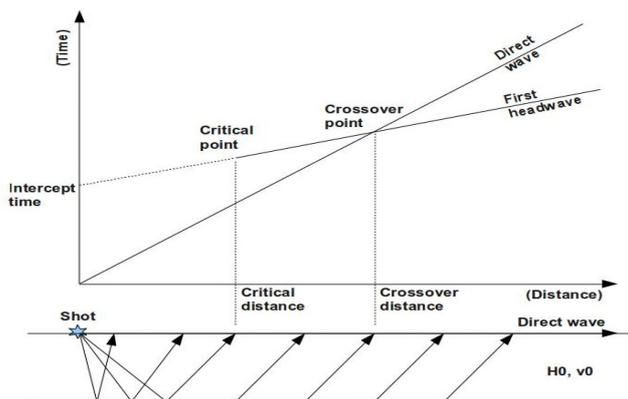


Fig. IV. Curva tempo-distanza.

Attraverso metodi analitici si ricavano quindi le velocità delle onde elastiche longitudinali (V_p) o trasversali (V_s) dei mezzi attraversati ed il loro spessore. La velocità di propagazione delle onde elastiche nel suolo è compresa tra larghi limiti; per lo stesso tipo di roccia essa diminuisce col grado di alterazione, di fessurazione e/o di fratturazione; aumenta per contro con la profondità e l'età geologica. Sensibili differenze si possono avere, in rocce stratificate, tra le velocità rilevate lungo i piani di strato e quelle rilevate perpendicolarmente a questi. La velocità delle onde compressionali, diversamente da quelle trasversali che non si trasmettono nell'acqua, è fortemente influenzata dalla presenza della falda acquifera e dal grado di saturazione. Questo comporta che anche litotipi differenti possano avere uguali velocità delle onde sismiche compressionali (ad esempio roccia fortemente fratturata e materiale detritico saturo con velocità V_p dell'ordine di 1400÷1700 m/sec), per cui non necessariamente l'interpretazione sismostratigrafica corrisponderà con la reale situazione geologico-stratigrafica.

Il metodo sismico a rifrazione è soggetto inoltre alle seguenti limitazioni:

- ✓ un livello potrà essere evidenziato soltanto se la velocità di trasmissione delle onde longitudinali in esso risulterà superiore a quella dei livelli soprastanti (effetto della inversione di velocità);
- ✓ un livello di spessore limitato rispetto al passo dei geofoni e alla sua profondità può non risultare rilevabile;
- ✓ un livello di velocità intermedia compreso tra uno strato sovrastante a velocità minore ed uno sottostante a velocità sensibilmente maggiore può non risultare rilevabile perché mascherato dagli "arrivi" dallo strato sottostante (effetto dello strato nascosto e "zona oscura");
- ✓ aumentando la spaziatura tra i geofoni aumenta la profondità di investigazione, ma può ovviamente ridursi la precisione nella determinazione della profondità dei limiti di passaggio tra i diversi livelli individuati. In presenza di successioni di livelli con velocità

(crescenti) di poco differenti tra loro, orizzonti a velocità intermedia con potenza sino anche ad 1/3 del passo adottato possono non essere evidenziati. Il limite tra due orizzonti può quindi in realtà passare "attraverso" un terzo intermedio non evidenziabile.

Prescindendo da queste limitazioni, che sono intrinseche al metodo e non possono essere superate né migliorando le procedure di acquisizione né utilizzando particolari procedure di trattamento dei dati e di interpretazione, la tecnica sismica a rifrazione può fornire il valore di velocità delle onde di compressione e delle onde di taglio anche nel caso di orizzonti rifrattori con andamento non piano e con variazioni laterali della velocità.

2.2. PARAMETRI CONFIGURAZIONALI INDAGINE

L'indagine in sito si è articolata in uno stendimento di lunghezza pari a circa 43,5 m (comprensiva degli spari esterni in andata e ritorno) lungo il quale sono stati posti alternativamente e collegati in serie 24 geofoni. Per quanto riguarda l'energizzazione è stata adottata una configurazione a 3 shots: 2 end-shots esterni allo stendimento di geofoni (S1 e S3) ed uno centrale tra il 12° e il 13° geofono (S2).

Di seguito si riportano, in modo sintetico, i parametri configurazionali (spaziali e temporali) dell'acquisizione in onde P. Per lo stendimento, in ognuna delle posizioni di shot, sono state eseguite 2 battute ed acquisiti i rispettivi segnali (ved. tabella seguente).

PARAMETRI CONFIGURAZIONALI SISMICA A RIFRAZIONE – STENDIMENTO 1	
STENDIMENTO	ST1
ORIENTAZIONE	NNW-SSE
DISLIVELLO ALTIMETRICO TRA GLI END-SHOTS	0.0 m
LUNGHEZZA STENDIMENTO COMPRESI END-SHOTS	43.5 m
LUNGHEZZA STENDIMENTO RICEVITORI	34.5 m
NUMERO GEOFONI	24
DISTANZA INTERGEOFONICA	1.5 m
NUMERO PUNTI DI ENERGIZZAZIONE (SHOTS)	3
END-SHOTS	4.5 m
DURATA ACQUISIZIONE	3072 ms
INTERVALLO DI CAMPIONAMENTO	150 ms
NUMERO DI CAMPIONI PER TRACCIA	2048
FREQUENZA DI CAMPIONAMENTO	6700 Hz

2.3. PROCEDURA DI ELABORAZIONE DATI

Il risultato finale della fase di acquisizione è costituito da una serie di files in formato SU e SEG-2. La successiva elaborazione dei dati attraverso il software Easy Refract Rel. 8.7.0.28 (della Geostru Software) si sviluppa secondo le seguenti fasi:

- ✓ I dati di campagna sono estratti direttamente dai file generati dagli acquisitori (file nei formati SEG2, SEGY, SU, etc.) e diagrammati per concedere all'utente l'individuazione dei primi arrivi;
- ✓ In funzione dell'individuazione dei primi arrivi, quindi, il software è in grado di operare l'analisi di regressione ed individuare le dromocrone, lasciando all'utente la possibilità di intervento nella definizione e modifica dei punti di ginocchio. Attraverso questa fase di analisi i tempi di arrivo sono assegnati ai rifrattori corretti;
- ✓ Dopo aver costruito le dromocrone ed individuato la velocità di propagazione del segnale sismico nei diversi strati di terreno, viene applicato il Metodo Reciproco Generalizzato. Tale metodo è basato sulla ricerca, nel diagramma tempi-distanze, di una distanza intergEOFONICA XY ottimale, tale cioè che i raggi sismici provenienti da opposti

punti di energizzazione, posizionati in modo simmetrico alle estremità dello stendimento, arrivano da uno stesso punto del rifrattore sui geofoni posti in X ed in Y. Oltre ad effettuare una ricerca automatica dell'XY ottimo, EasyRefract fornisce, per i valori di XY ammissibili, il grafico della funzione velocità con lo scarto quadratico medio per ogni regressione associata e il grafico della funzione tempo-profondità con il valore di rugosità;

- ✓ output dei tabulati:
 - dati di scoppio (ascissa e quota dei geofoni, ascissa e quota dei punti di energizzazione, tempi di primo arrivo);
 - velocità calcolate per ciascun strato individuato;
- ✓ output delle dromocrone sismiche e della sezione sismostratigrafica interpretativa.

2.4. COMMENTO AI RISULTATI DELLE PROSPEZIONI SISMICHE

Nel seguito, si riportano i parametri di configurazione dello stendimento ed il tempo di primo arrivo individuato su ciascun ricevitore per ciascun punto di scoppio:

GEOMETRIA GEOFONI

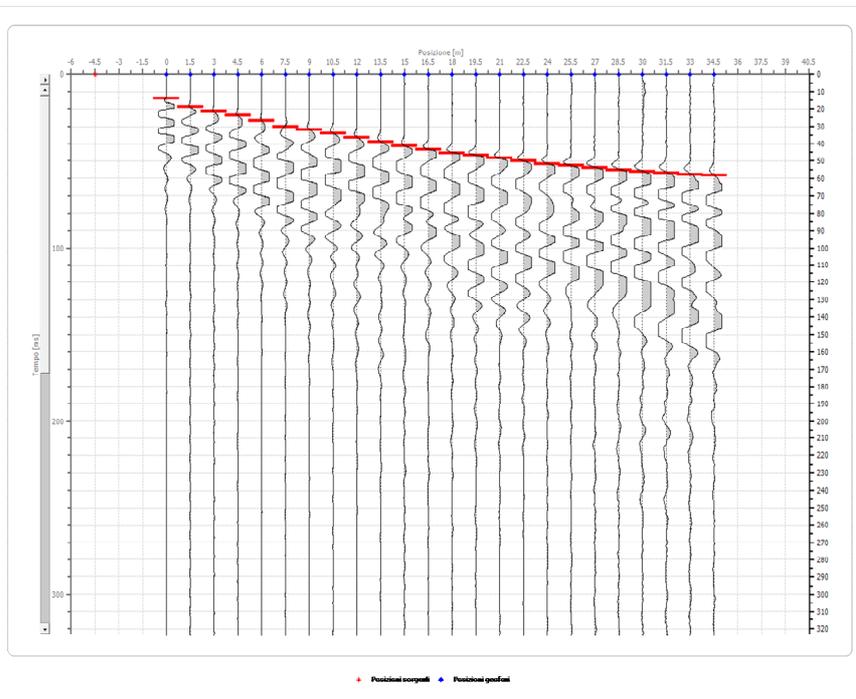
Geofono	Posizione X [m]	Posizione Z [m]	Geofono	Posizione X [m]	Posizione Z [m]
1	0.0	0.0	13	18.0	0.0
2	1.5	0.0	14	19.5	0.0
3	3.0	0.0	15	21.0	0.0
4	4.5	0.0	16	22.5	0.0
5	6.0	0.0	17	24.0	0.0
6	7.5	0.0	18	25.5	0.0
7	9.0	0.0	19	27.0	0.0
8	10.5	0.0	20	28.5	0.0
9	12.0	0.0	21	30.0	0.0
10	13.5	0.0	22	31.5	0.0
11	15.0	0.0	23	33.0	0.0
12	16.5	0.0	24	34.5	0.0

DATI BATTUTE

Battuta 1

Posizione sorgente -4.5 [m]

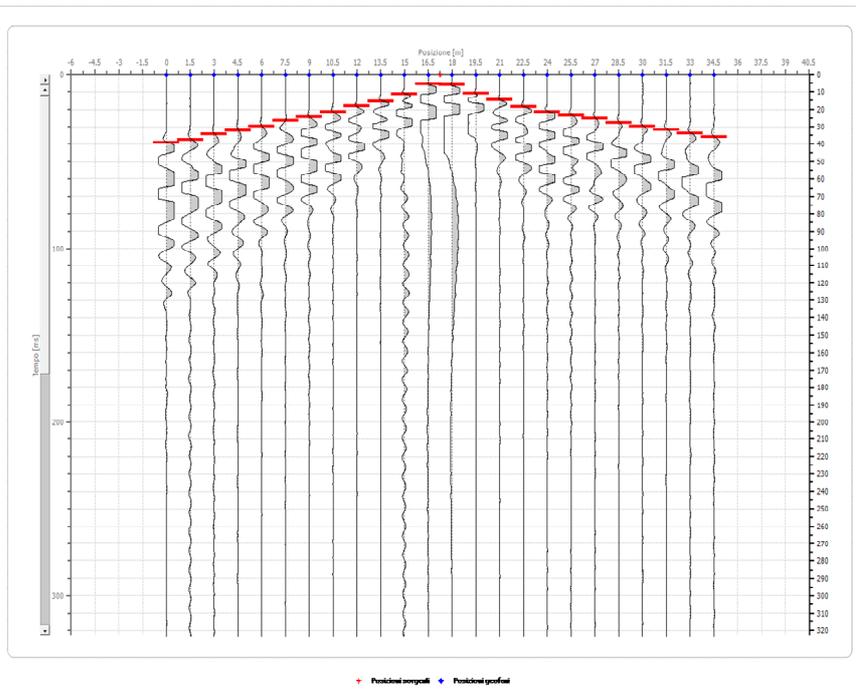
Posizione geofono [m]	Tempo [ms]
0.0	13.9702
1.5	18.6704
3.0	21.5428
4.5	24.0235
6.0	26.8958
7.5	30.1599
9.0	31.9878
10.5	33.8156
12.0	36.2963
13.5	38.9076
15.0	41.5188
16.5	43.4772
18.0	45.4357
19.5	47.0024
21.0	48.5692
22.5	50.2665
24.0	51.8332
25.5	52.7472
27.0	53.9222
28.5	55.0973
30.0	56.0112
31.5	56.7946
33.0	57.7085
34.5	58.1002



Battuta 2

Posizione sorgente 17.25 [m]

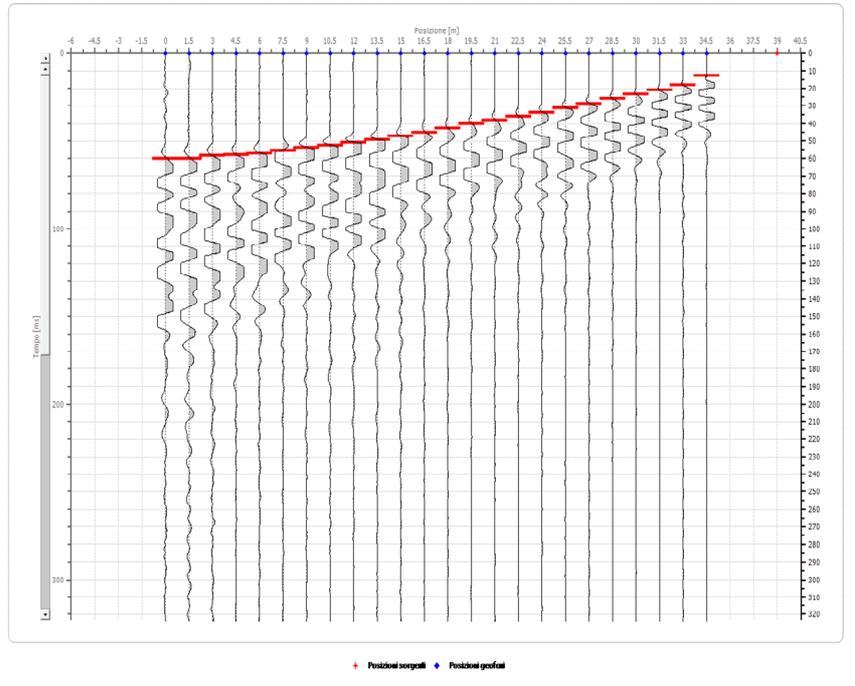
Posizione geofono [m]	Tempo [ms]
0.0	39.2992
1.5	37.4714
3.0	34.2073
4.5	32.2489
6.0	29.6376
7.5	26.3736
9.0	24.4151
10.5	21.2817
12.0	18.1482
13.5	15.2758
15.0	11.3589
16.5	5.4836
18.0	5.7447
19.5	10.7061
21.0	14.7535
22.5	18.5398
24.0	21.1511
25.5	23.2401
27.0	25.1985
28.5	27.5486
30.0	29.5071
31.5	31.7266
33.0	33.8156
34.5	36.1658



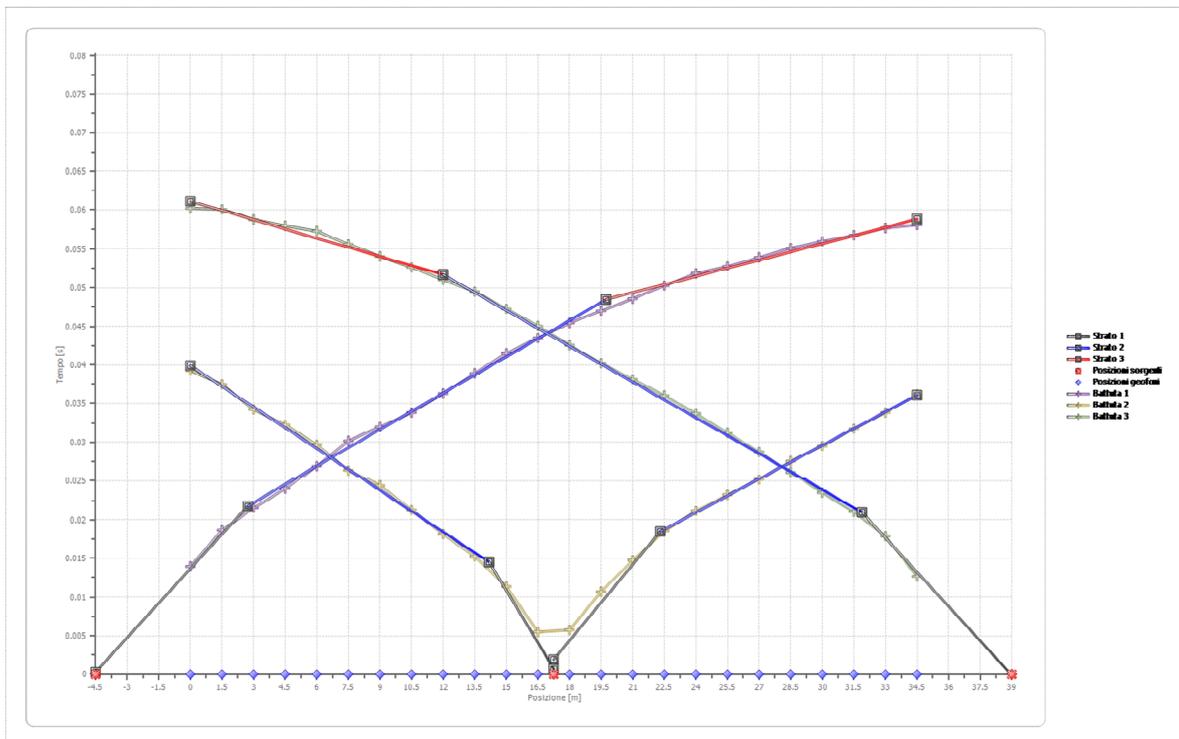
Battuta 3

Posizione sorgente 39 [m]

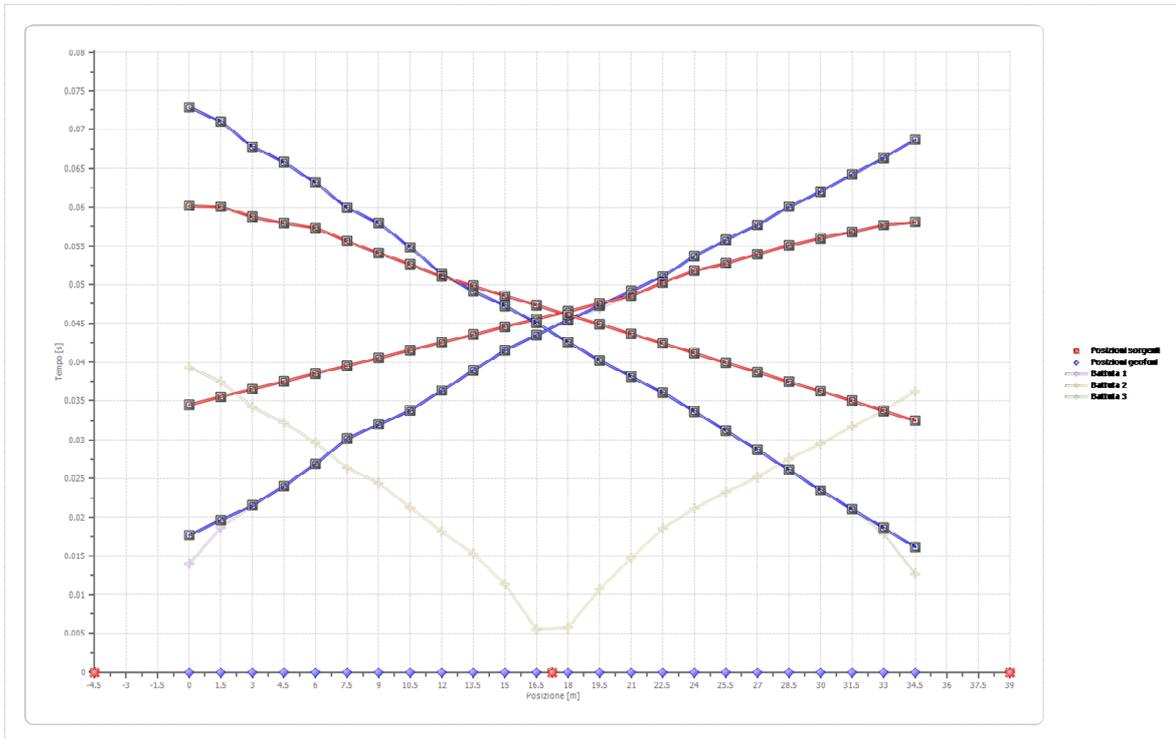
Posizione geofono [m]	Tempo [ms]
0.0	60.1892
1.5	60.0587
3.0	58.7530
4.5	57.9697
6.0	57.3168
7.5	55.6195
9.0	54.0528
10.5	52.6166
12.0	51.0499
13.5	49.4831
15.0	47.2635
16.5	45.0440
18.0	42.5633
19.5	40.2132
21.0	38.1242
22.5	36.0352
24.0	33.6851
25.5	31.2044
27.0	28.7237
28.5	26.1125
30.0	23.5012
31.5	21.0205
33.0	17.8870
34.5	12.6645



Dromocrone



Dromocrone traslate



Interpretazione G.R.M.

XY: 0

	Strato n. 1	Strato n. 2	Strato n. 3
G= 0.0 [m]	2.1	8.5	--
G= 1.5 [m]	2.2	8.9	--
G= 3.0 [m]	1.9	9.1	--
G= 4.5 [m]	2.0	9.0	--
G= 6.0 [m]	2.1	9.1	--
G= 7.5 [m]	2.1	8.8	--
G= 9.0 [m]	2.0	8.7	--
G= 10.5 [m]	1.8	8.8	--
G= 12.0 [m]	1.7	8.8	--
G= 13.5 [m]	1.7	8.7	--
G= 15.0 [m]	1.8	8.4	--
G= 16.5 [m]	1.8	8.4	--
G= 18.0 [m]	1.7	8.4	--
G= 19.5 [m]	1.6	8.4	--
G= 21.0 [m]	1.6	8.4	--
G= 22.5 [m]	1.6	8.6	--
G= 24.0 [m]	1.6	8.7	--
G= 25.5 [m]	1.5	8.7	--
G= 27.0 [m]	1.5	8.8	--
G= 28.5 [m]	1.4	8.8	--
G= 30.0 [m]	1.3	8.8	--
G= 31.5 [m]	1.3	8.7	--
G= 33.0 [m]	1.2	8.7	--
G= 34.5 [m]	1.2	8.4	--
Velocità [m/sec]	295.9	643.2	1289.2

Grafico della funzione velocità con lo scarto quadratico medio per ogni regressione associata

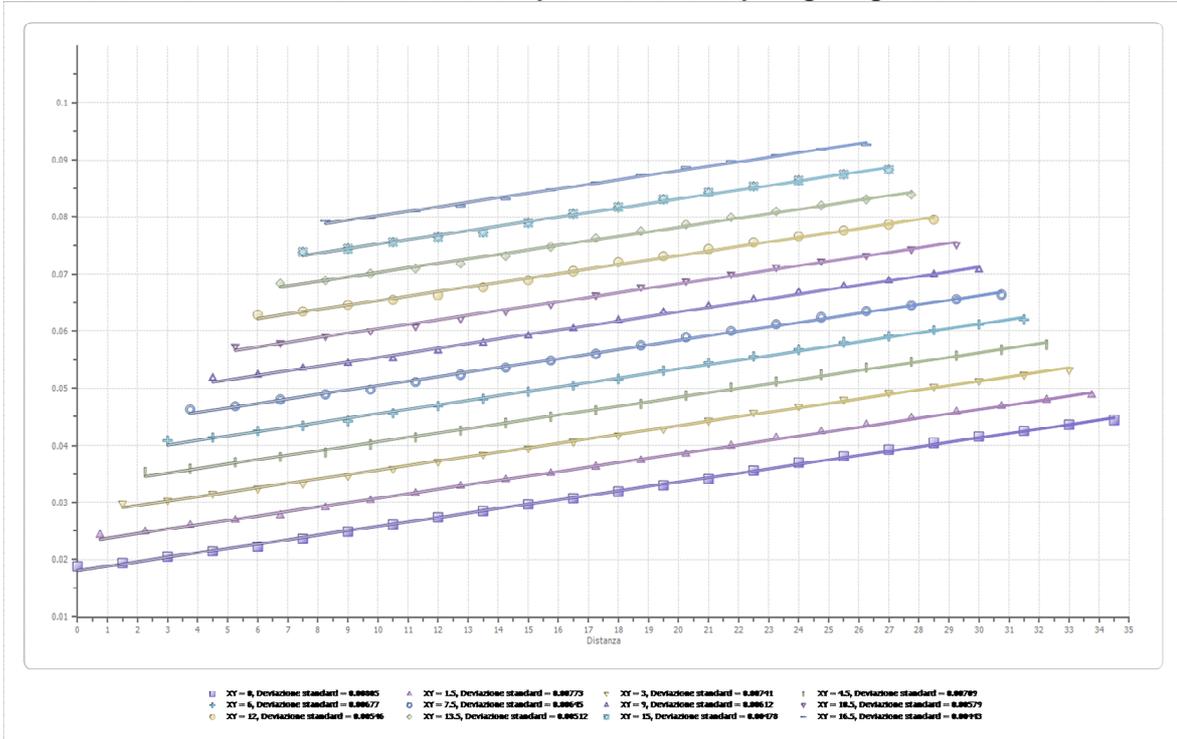
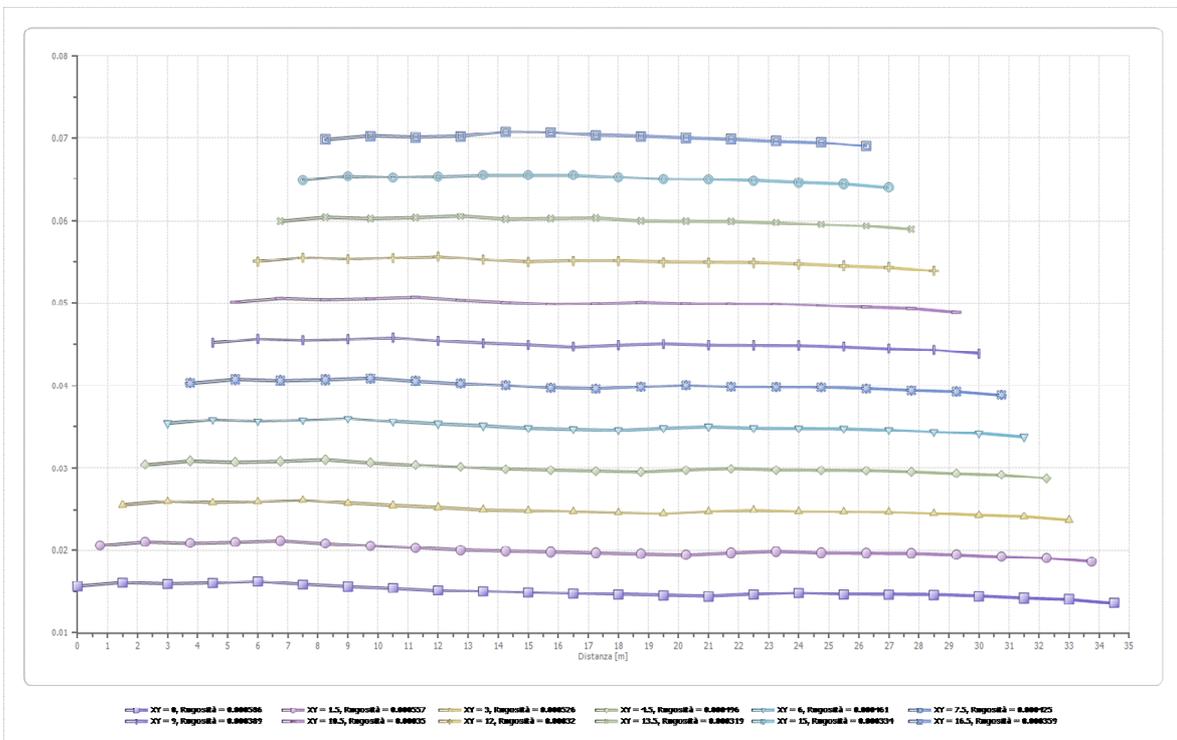


Grafico della funzione tempo-profondità con il valore di rugosità



Di seguito (Ved. Fig. V) si riporta la sezione geofisica interpretativa ottenuta scegliendo un modello interpretativo a 3 strati. L'esame delle dromocrone, ha permesso di individuare tre superfici principali di discontinuità tramite l'analisi delle distanze critiche e della variazione di velocità di propagazione delle onde sismiche nei vari mezzi attraversati.

La velocità delle onde P degli strati riconosciuti, da intendere come velocità medie all'interno di ciascuna unità geofisica individuata, sono le seguenti:

N. Strato	Velocità [m/s]
1	296
2	643
3	1289

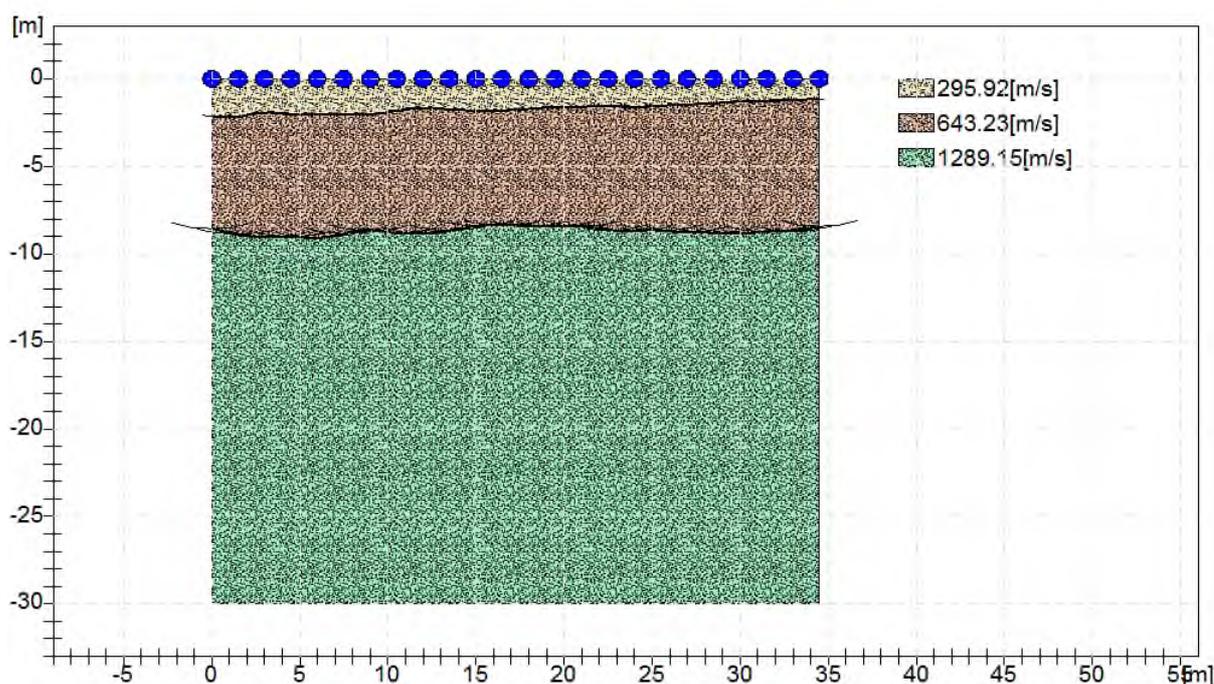


Fig. V. Sezione sismostratigrafica (NNW-SSE): al di sotto della superficie topografica l'involuppo dei cerchi rappresenta l'interfaccia tra uno strato ed un altro. I metodi di interpretazione in sismica a rifrazione forniscono, infatti, gli spessori degli strati valutando la distanza minima tra i sensori ed il rifrattore sulla perpendicolare allo strato e non sulla sua verticale; di conseguenza la superficie rifrangente, al di sotto di ogni dato punto, può giacere ovunque su di un cerchio centrato in quel punto e con raggio uguale allo spessore dello strato.

2.5. RISULTANZE

Dall'esame delle risultanze dello stendimento sismico a rifrazione condotto in sito, si deduce quanto segue: nel profilo sismico del suolo di fondazione si evidenzia la presenza di tre sismostrati, uno superficiale, dello spessore complessivo di ca. 2 m, a V_P media di ca. 295 m/s; un sismostrato intermedio, con V_P media di ca. 640 m/s, dello spessore di ca. 6÷7 m; ed un sismostrato profondo, a V_P media di ca. 1290 m/s, fino ad almeno -30 m di profondità.

3.0. TECNICA MASW

3.1. DESCRIZIONE DEL METODO

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva, che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri e/o geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde Rayleigh sono dispersive, presentano diverse lunghezze d'onda e si propagano con diverse velocità di fase e di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione. La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine MASW si distingue in "attivo" e "passivo" (Zywicki, 1999; Park e Miller, 2006; Roma, 2006):

1) Nel "**metodo attivo**" le onde superficiali sono prodotte da una sorgente impulsiva disposta a piano campagna e vengono registrate da uno stendimento lineare composto da numerosi ricevitori posti a breve distanza (distanza intergeofonica).

2) Nel "**metodo passivo**" lo stendimento presenta le stesse caratteristiche geometriche del metodo attivo ma i ricevitori non registrano le onde superficiali prodotte da una sorgente impulsiva, bensì il rumore di fondo (detto anche "microtremori") prodotto da sorgenti naturali (vento) e antropiche (traffico, attività industriali).

Le due tecniche indagano bande spettrali differenti: il metodo attivo consente di ottenere una curva di dispersione nel range di frequenza $10 \div 40$ Hz e fornisce informazioni sulla parte più superficiale di sottosuolo (fino a circa 20-30 m di profondità in funzione della rigidità del suolo), il metodo passivo consente di determinare una curva di dispersione nella banda di frequenza tra 4 e 20 Hz e fornisce informazioni sugli strati più profondi (generalmente al di sotto dei 30 m). L'impulso della battuta viene trasmesso immediatamente al sismografo per consentire una registrazione sincronizzata al tempo 0. Normalmente, più di due terzi dell'energia sismica generata, come nel caso specifico, con la sopraccitata massa battente, viene trasmessa nella forma di onde di Rayleigh, che costituiscono la componente principale delle onde superficiali. Ipotizzando una variazione di velocità dei terreni in senso verticale, ciascuna componente di frequenza dell'onda superficiale ha una diversa velocità di propagazione (chiamata velocità di fase) che, a sua volta, corrisponde ad una diversa lunghezza d'onda per ciascuna frequenza che si propaga. Questa proprietà si chiama dispersione. Sebbene le onde superficiali siano considerate rumore per le indagini sismiche che utilizzano le onde di corpo (riflessione e rifrazione), la loro proprietà dispersiva può essere utilizzata per studiare le proprietà elastiche dei terreni superficiali. La costruzione di un profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s), ottenuto dall'analisi delle onde piane della modalità fondamentale delle onde di Rayleigh è una delle pratiche più comuni per utilizzare le proprietà dispersive delle onde superficiali. Tale analisi fornisce i parametri basilari comunemente utilizzati per valutare la rigidità superficiale, una proprietà critica per molti studi geotecnici. Rimandando alla bibliografia per la completa trattazione teorica, è possibile concludere che la procedura MASW può sintetizzarsi, come illustrato nella successiva schematizzazione grafica, secondo i tre seguenti stadi distinti:

- acquisizione dei dati di campo;
- estrazione della curva di dispersione;
- inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s (profilo 1-D) che descrive la variazione di V_s con la profondità.

Dopo aver determinato il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s è possibile procedere al calcolo delle velocità equivalenti nei primi 30 m di profondità V_{s30} e quindi individuare la categoria sismica del suolo.

Riassunto modalità esecutive dello stendimento della prova MASW ATTIVA

ID SEZIONE	Lunghezza stendimento (m)	N. geofoni utilizzati	Interdistanza geofonica (m)	Energizzazioni del terreno eseguite
St1	34.5	24	1.5	2

3.2. ELABORAZIONE DATI

I dati sperimentali, acquisiti in formato SU/SG2, sono stati trasferiti su PC per l'interpretazione attraverso l'utilizzo di uno specifico programma di elaborazione (Easy MASW Rel. 2012.18.1.59, della Geostru Software), che permette di elaborare i dati acquisiti con il metodo attivo.

Nella seguente fig. VI sono riportati i sismogrammi delle 24 tracce associate agli altrettanti geofoni.

L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato.

Tale procedura viene eseguita laddove è possibile identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che tali onde si propagano con velocità che è funzione della frequenza.

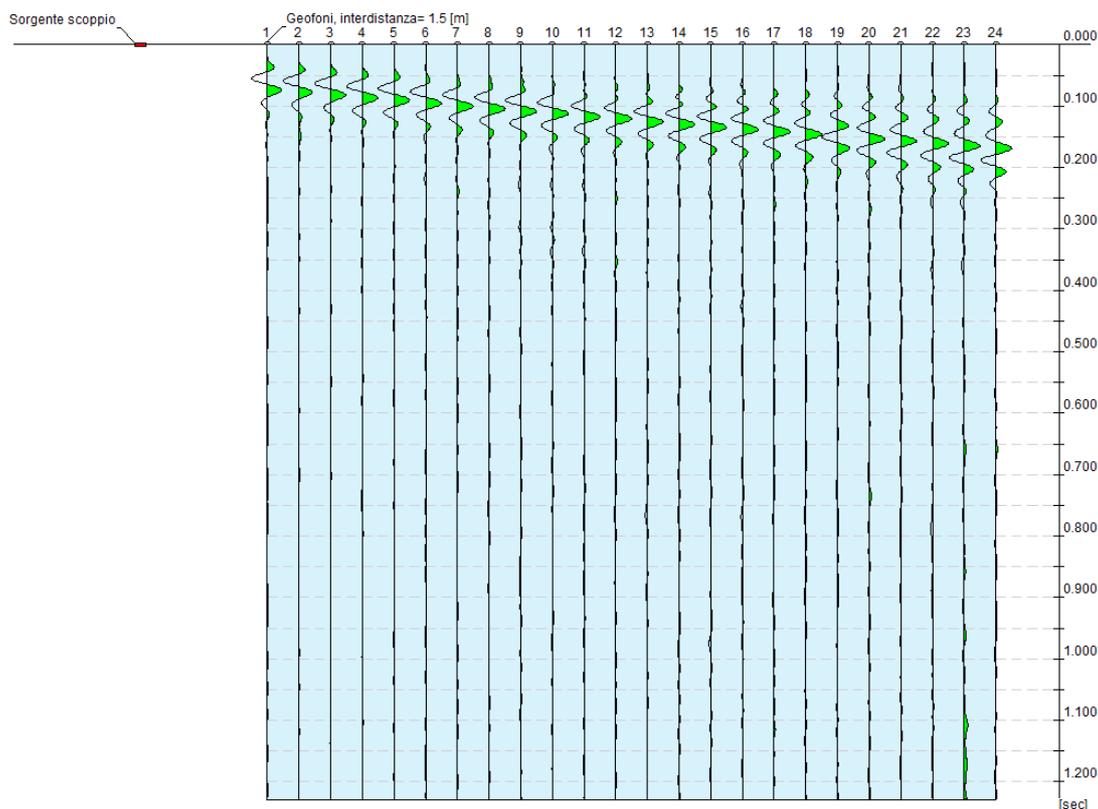


Fig. VI. Traccia registrazione MASW attiva con l'utilizzo di n. 24 geofoni, interdistanza 1.5 m e shot a 4,5 m.

N. tracce	Durata acquisizione [msec]	Interdistanza geofoni [m]	Periodo di campionamento [msec]
24	1228.8	1.5	1.2

Il legame velocità-frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione apparente sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Sullo spettro di frequenza viene eseguito un "picking" attribuendo ad un certo numero di punti una o più velocità di fase per un determinato numero di frequenze.

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	Frequenza massima di elaborazione [Hz]	Velocità minima di elaborazione [m/sec]	Velocità massima di elaborazione [m/sec]	Intervallo velocità [m/sec]
5	60	5	2000	1

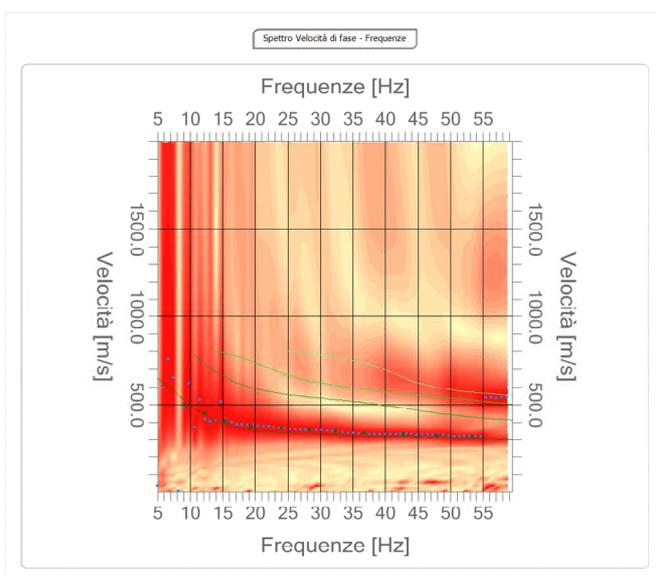
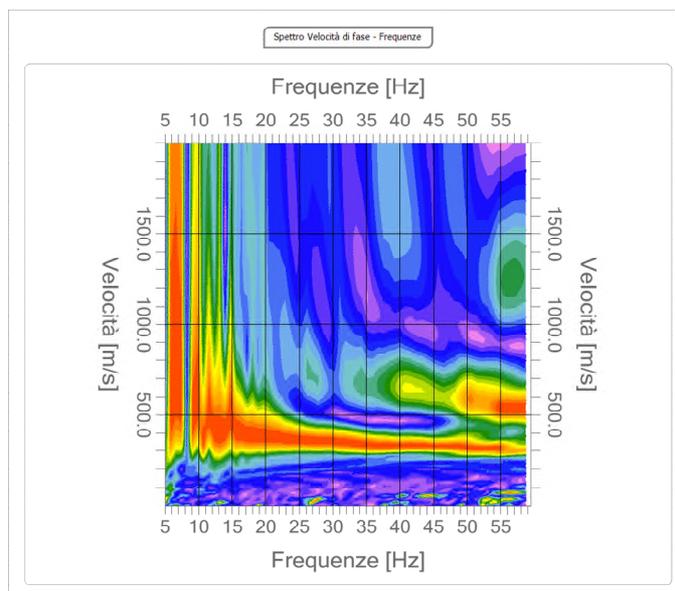


Fig. VII. Spettro bidimensionale "velocità di fase-frequenza" con individuazione dei primi quattro modi fondamentali delle onde Rayleigh.

Fig. VIII. Altra vista 2D dello spettro "velocità di fase-frequenza".



La seconda fase dell'analisi consiste nel calcolare la velocità di fase apparente numerica: è possibile simulare, a partire da un modello litotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle

Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$\lambda = \frac{v}{\nu}$$

Per quanto riguarda il modello geologico-litotecnico, a partire dal quale si ricostruisce il modello sintetico sismostratigrafico monodimensionale del sottosuolo (Ved. Tabella seguente), si è fatto riferimento alle risultanze delle indagini meccaniche eseguite in sito ed alle informazioni reperite in bibliografia per i litotipi della zona.

MODELLO SINTETICO DEL SOTTOSUOLO

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	2.54	2.54	1850.0	0.2	508.4	311.3
2	11.50	8.96	1950.0	0.2	696.0	426.2
3	35.61	24.11	2000.0	0.3	1146.9	613.0
4	∞	∞	2100.0	0.3	1558.4	833.0

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

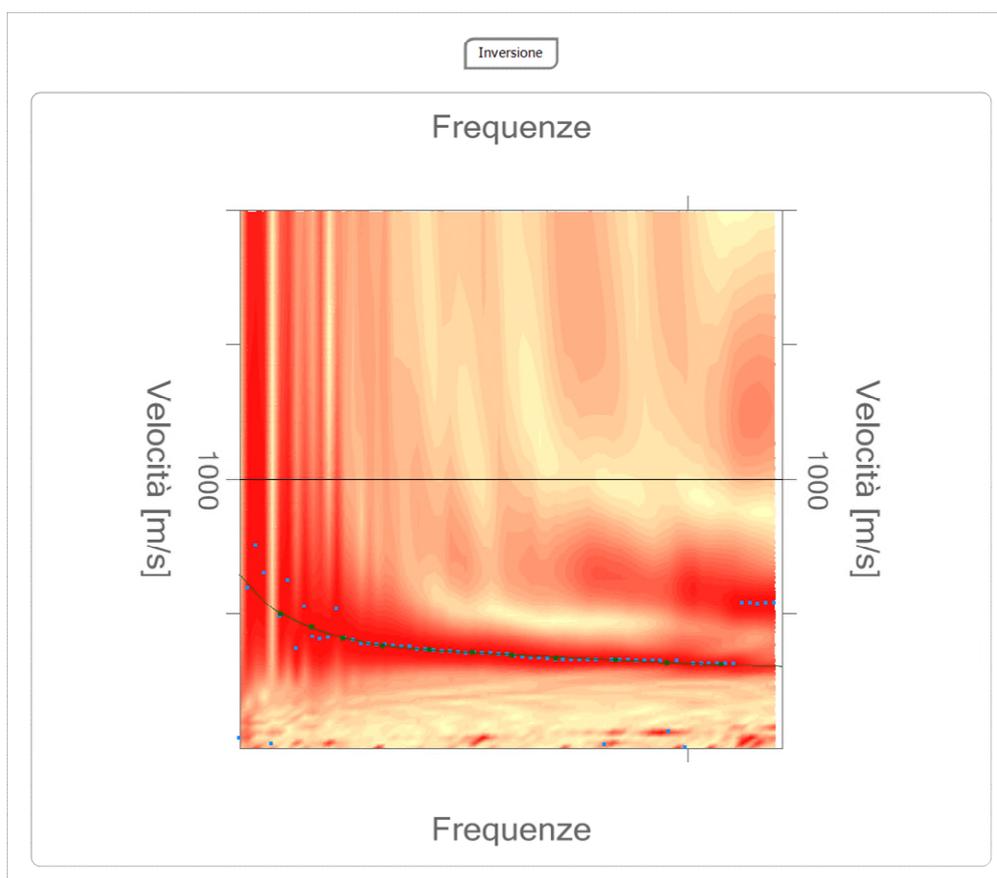


Fig. IX. Curva di dispersione. Dall'inversione della curva di dispersione si ottiene il modello medio di velocità delle Vs con la profondità.

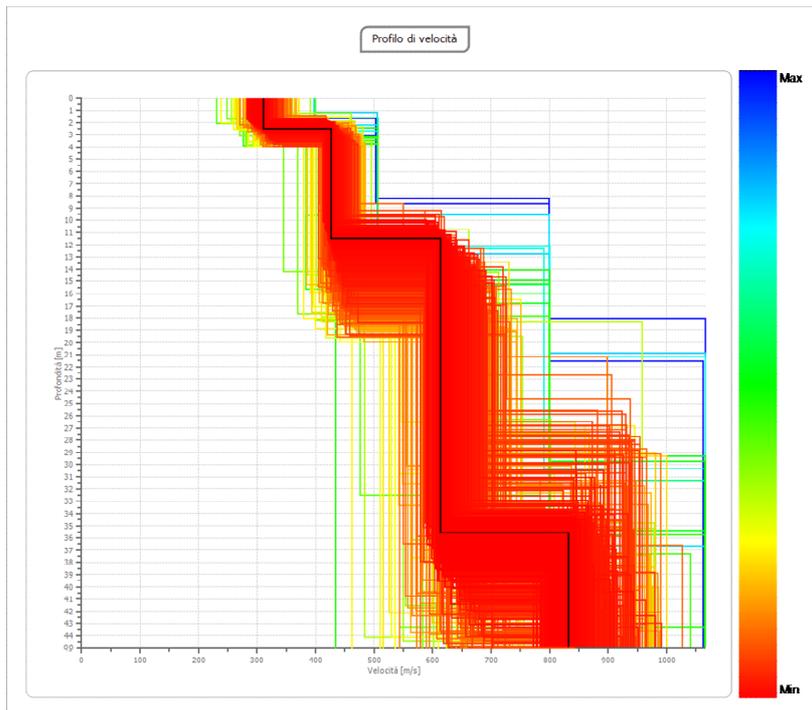


Fig. X. Modello medio di velocità delle onde sismiche di taglio (V_{s30}) con la profondità.



Fig. XI. Vista dello stendimento MASW/rifrazione.

VALUTAZIONE DELLE VS30

A partire dal modello sismico riportato nel paragrafo precedente, è possibile calcolare il valore delle Vs30, che rappresenta la “velocità equivalente” di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio. Per il calcolo delle Vs30 si fa riferimento alla seguente espressione, riportata nel D.M. 14.01.2008 (“Nuove Norme tecniche per le costruzioni”):

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

dove: **h_i** e **V_i** indicano rispettivamente lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio dello strato i-esimo per un totale di **N** strati presenti nei 30 m superiori.

Utilizzando la formula sopra riportata si ottengono i seguenti valori per gli stendimenti realizzati:

TABELLA DI CALCOLO VS30 – MASW1

sismostrato	prof. (m)	spessore (m)	Valore VS (m/s)
1	2.54	2.54	311.32
2	11.50	8.96	426.24
3	35.61	24.11	613.04
4	oo	oo	832.98

Valore calcolato **VS₃₀ = 505 m/s**

In riferimento allo specifico contesto litostratigrafico, tenuto conto della soggiacenza del substrato e considerata l'assenza di depositi di terreno liquefacibile o di argille sensitive, le risultanze delle determinazioni effettuate riconducono ad un **suolo di fondazione di categoria B** (ved. seguente tabella).

Categorie di sottosuolo di fondazione desunte dalle tabelle 3.2.II e 3.2.III del D.M. 14.01.2008

Sito	Descrizione geotecnica	Vs30 [m/s]
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.	>800
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a granagrossa e cu30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).	360-800
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).	180-360
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu30 < 70 kPa nei terreni a grana fina).	<180
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s).	
S1	Depositati di terreni caratterizzati da valori di Vs30 inferiori a 100 m/s (ovvero 10 < cu30 < 20 kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	<100
S2	Depositati di terreno liquefacibile o argille sensitive o altri profili di terreno non inclusi nei tipi A, B, C, D, E o S1. Attenzione: la nuova norma classifica come S2 una serie di siti che prima erano classificati come B, C, D, E.	

Parametri di pericolosità sismica per TR diversi da quelli previsti nelle NTC08, per i nodi della maglia elementare del reticolo di riferimento

Punto 1

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.020	2.533	0.184
SLD	50	0.027	2.499	0.202
SLV	475	0.074	2.469	0.274
SLC	975	0.100	2.454	0.278

Punto 2

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.021	2.503	0.184
SLD	50	0.029	2.480	0.206
SLV	475	0.081	2.458	0.271
SLC	975	0.110	2.439	0.276

Punto 3

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.021	2.514	0.184
SLD	50	0.028	2.487	0.205
SLV	475	0.075	2.479	0.274
SLC	975	0.100	2.466	0.278

Punto 4

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.020	2.529	0.161
SLD	50	0.026	2.513	0.200
SLV	475	0.068	2.498	0.276
SLC	975	0.090	2.486	0.279

Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	30	0.021	2.518	0.179
SLD	50	0.028	2.493	0.204
SLV	475	0.075	2.474	0.274
SLC	975	0.101	2.459	0.277

ALLEGATO 3

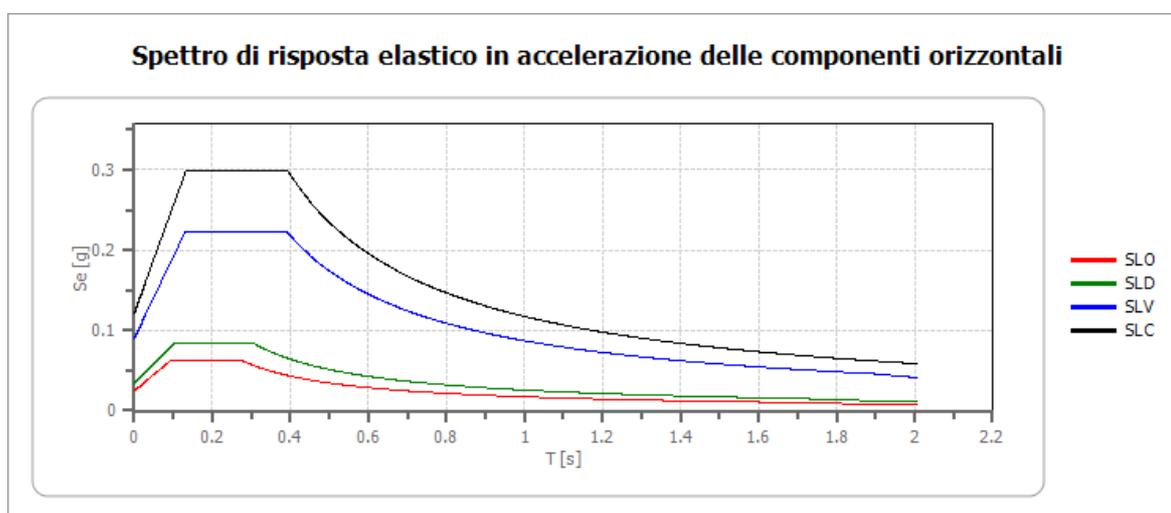
PERICOLOSITÀ SISMICA DI SITO

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %
 Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000
 Categoria sottosuolo: **B**
 Categoria topografica: **T1**

Coefficienti sismici stabilità di pendii e fondazioni

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.005	0.007	0.018	0.029
kv	0.002	0.003	0.009	0.015
Amax [m/s ²]	0.241	0.328	0.882	1.189
Beta	0.200	0.200	0.200	0.240

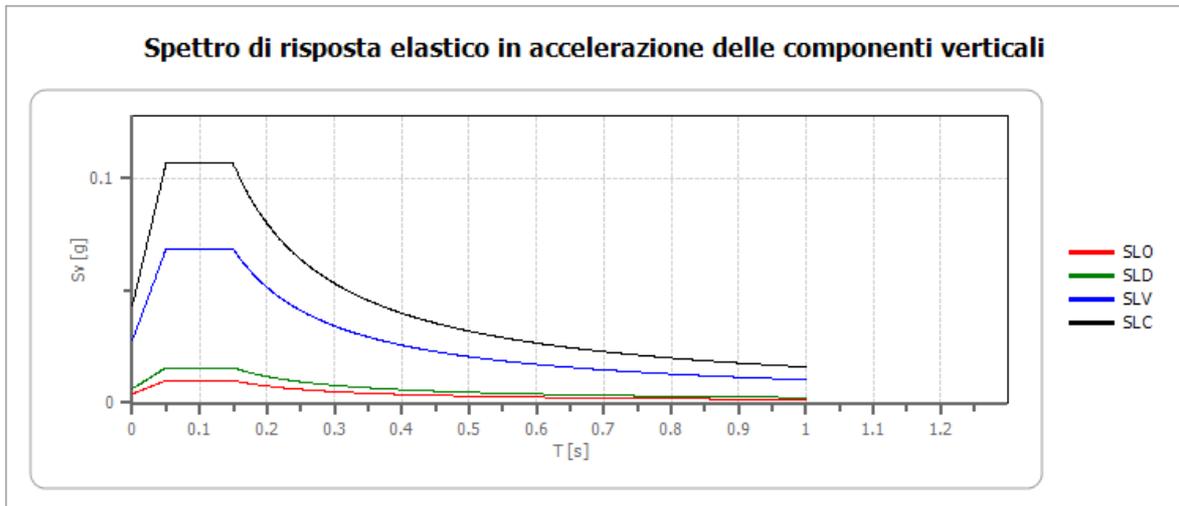
Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.021	2.518	0.179	1.200	1.550	1.000	1.200	1.000	0.093	0.278	1.682	0.025	0.062
SLD	1.0	0.028	2.493	0.204	1.200	1.510	1.000	1.200	1.000	0.103	0.308	1.711	0.033	0.083
SLV	1.0	0.075	2.474	0.274	1.200	1.430	1.000	1.200	1.000	0.130	0.391	1.900	0.090	0.223
SLC	1.0	0.101	2.459	0.277	1.200	1.420	1.000	1.200	1.000	0.131	0.394	2.004	0.121	0.298

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali

Coefficiente di smorzamento viscoso ξ : 5 %
 Fattore di alterazione dello spettro elastico $\eta=[10/(5+\xi)]^{(1/2)}$: 1.000



	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	η [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [g]	Se(TB) [g]
SLO	1.0	0.021	2.518	0.179	1	1.550	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.004	0.010
SLD	1.0	0.028	2.493	0.204	1	1.510	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.006	0.016
SLV	1.0	0.075	2.474	0.274	1	1.430	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.028	0.069
SLC	1.0	0.101	2.459	0.277	1	1.420	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.043	0.107

Spettro di progetto

Fattore di struttura spettro orizzontale q:

1.50

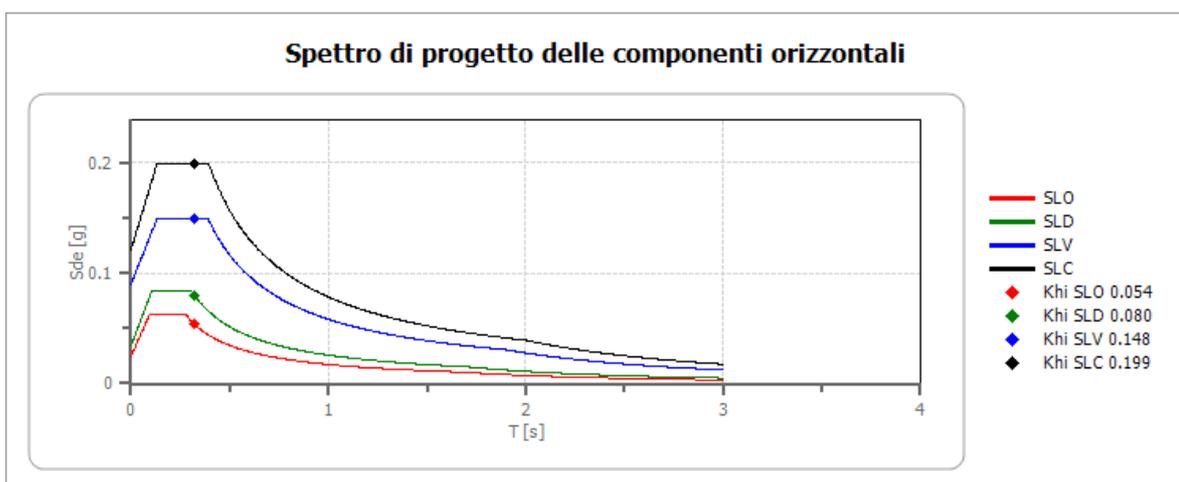
Fattore di struttura spettro verticale q:

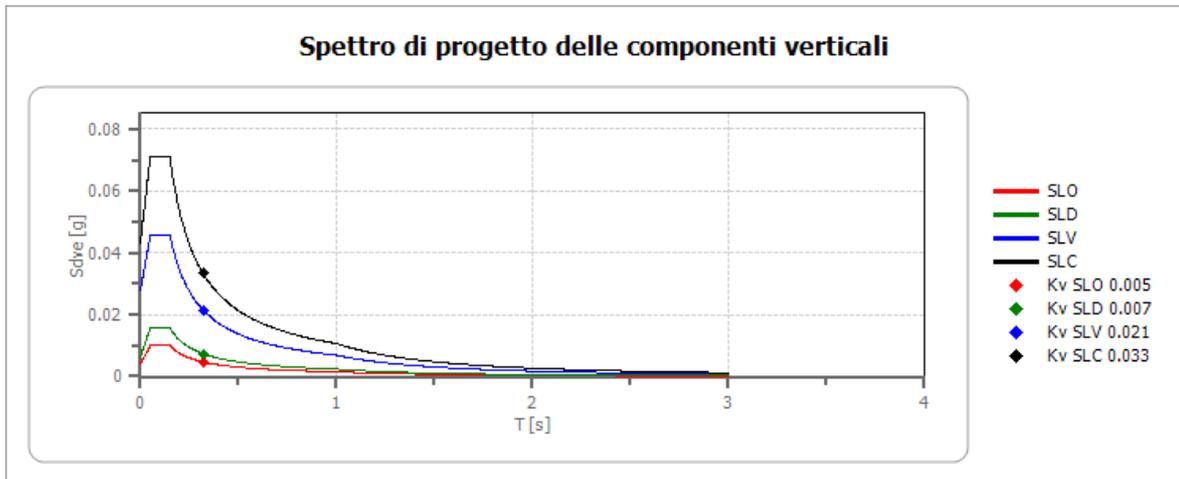
1.50

Periodo fondamentale T:

0.32 [s]

	SLO	SLD	SLV	SLC
khi = Sde(T) Orizzontale [g]	0.054	0.080	0.148	0.199
kv = Sdve(T) Verticale [g]	0.005	0.007	0.021	0.033





	cu	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	S [-]	q [-]	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Sd(0) [g]	Sd(TB) [g]
SLO H	1.0	0.021	2.518	0.179	1.200	1.550	1.000	1.200	1.000	0.093	0.278	1.682	0.025	0.062
SLO V	1.0	0.021	2.518	0.179	1.200	1.550	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.004	0.010
SLD H	1.0	0.028	2.493	0.204	1.200	1.510	1.000	1.200	1.000	0.103	0.308	1.711	0.033	0.083
SLD V	1.0	0.028	2.493	0.204	1.200	1.510	1.000	1.000	1.000	0.050	0.150	1.000	0.006	0.016
SLV H	1.0	0.075	2.474	0.274	1.200	1.430	1.000	1.200	1.500	0.130	0.391	1.900	0.090	0.148
SLV V	1.0	0.075	2.474	0.274	1.200	1.430	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.028	0.046
SLC H	1.0	0.101	2.459	0.277	1.200	1.420	1.000	1.200	1.500	0.131	0.394	2.004	0.121	0.199
SLC V	1.0	0.101	2.459	0.277	1.200	1.420	1.000	1.000	1.500	0.050	0.150	1.000	0.043	0.071

**STIMA CARICO LIMITE E VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO ALLO
SLU (APPROCCIO 1 – APPROCCIO 2)**

ESEMPIO 1: UNITA' ABITATIVE NON CANTINATE

CASO 1: PLATEA DI FONDAZIONE

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	13.0 m
Lunghezza fondazione	15.0 m
Profondità piano di posa	0.7 m
Altezza di incastro	0.1 m
Profondità falda	8.0 m

APPROCCIO 1

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)	
Costante di Winkler	13334.67 kN/m ³

COMBINAZIONE A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1132.73 kN/m ²
Resistenza di progetto	1132.73 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	2208.78 kN/m ²
Resistenza di progetto	2208.78 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.52
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.26
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.26
Fattore profondità [Dg]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	2232.44 kN/m ²
Resistenza di progetto	2232.44 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1659.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	1659.34 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.43
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1682.65 kN/m ²
Resistenza di progetto	1682.65 kN/m ²

COMBINAZIONE A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	495.97 kN/m ²
Resistenza di progetto	275.54 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.43
Fattore [Nc]	24.75
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1062.18 kN/m ²
Resistenza di progetto	590.1 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.42
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.21
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.21
Fattore profondità [Dg]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	900.4 kN/m ²
Resistenza di progetto	500.22 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	10.56
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	785.06 kN/m ²
Resistenza di progetto	436.15 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	8.71
Fattore forma [Sc]	1.4
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	734.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	408.15 kN/m ²

COMBINAZIONE SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	333.37 kN/m ²
Resistenza di progetto	185.2 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.43
Fattore [Nc]	24.75
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	701.86 kN/m ²
Resistenza di progetto	389.92 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.42
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.21
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.21
Fattore profondità [Dg]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	596.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	331.3 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	10.56
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	522.28 kN/m ²
Resistenza di progetto	290.16 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	8.71
Fattore forma [Sc]	1.4
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	489.11 kN/m ²
Resistenza di progetto	271.73 kN/m ²

APPROCCIO 2

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 30411.63 kN/m³

COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1132.73 kN/m ²
Resistenza di progetto	492.49 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	2208.78 kN/m ²
Resistenza di progetto	960.34 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.52
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.26
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.26
Fattore profondità [Dg]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	2232.44 kN/m ²
Resistenza di progetto	970.63 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1659.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	721.45 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.43
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1682.65 kN/m ²
Resistenza di progetto	731.59 kN/m

COMBINAZIONE SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	760.29 kN/m ²
Resistenza di progetto	330.56 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	1462.58 kN/m ²
Resistenza di progetto	635.91 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.52
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.26
Fattore profondità [Dq]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.26
Fattore profondità [Dg]	1.01
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	1478.69 kN/m ²
Resistenza di progetto	642.91 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	1105.68 kN/m ²
Resistenza di progetto	480.73 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.43
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	1120.19 kN/m ²
Resistenza di progetto	487.04 kN/m ²

CASO 2: TRAVE DI FONDAZIONE

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	0.7 m
Altezza di incastro	0.7 m
Profondità falda	8.0 m

APPROCCIO 1

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	7292.88 kN/m ³
---------------------	---------------------------

COMBINAZIONE A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	399.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	399.6 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	431.5 kN/m ²
Resistenza di progetto	431.5 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.03
Fattore profondità [Dc]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	402.01 kN/m ²
Resistenza di progetto	402.01 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	457.92 kN/m ²
Resistenza di progetto	457.92 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	439.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	439.34 kN/m ²

COMBINAZIONE A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	212.02 kN/m ²
Resistenza di progetto	117.79 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	203.11 kN/m ²
Resistenza di progetto	112.84 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	10.56
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	244.04 kN/m ²
Resistenza di progetto	135.58 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	8.71
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	229.36 kN/m ²
Resistenza di progetto	127.42 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.43
Fattore [Nc]	24.75
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	227.04 kN/m ²
Resistenza di progetto	126.14 kN/m ²

COMBINAZIONE SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	194.01 kN/m ²
Resistenza di progetto	107.78 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.12
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	182.32 kN/m ²
Resistenza di progetto	101.29 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	10.56
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	214.93 kN/m ²
Resistenza di progetto	119.41 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.43
Fattore [Nc]	24.75
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	200.49 kN/m ²
Resistenza di progetto	111.39 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	8.71
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.24
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	205.24 kN/m ²
Resistenza di progetto	114.02 kN/m ²

APPROCCIO 2

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	14071.38 kN/m ³
---------------------	----------------------------

COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	399.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	173.74 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.03
Fattore profondità [Dc]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	402.01 kN/m ²
Resistenza di progetto	174.79 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	431.5 kN/m ²
Resistenza di progetto	187.61 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	457.92 kN/m ²
Resistenza di progetto	199.1 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	439.34 kN/m ²
Resistenza di progetto	191.02 kN/m ²

COMBINAZIONE SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	358.35 kN/m ²
Resistenza di progetto	155.8 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	376.51 kN/m ²
Resistenza di progetto	163.7 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.03
Fattore profondità [Dc]	1.27
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.13
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	351.78 kN/m ²
Resistenza di progetto	152.95 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	396.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	172.43 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.24
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.22
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	384.08 kN/m ²
Resistenza di progetto	166.99 kN/m ²

ESEMPIO 2: UNITA' ABITATIVE CANTINATE

CASO 1: PLATEA DI FONDAZIONE

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	13.0 m
Lunghezza fondazione	15.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza di incastro	0.1 m
Profondità falda	8.0 m

APPROCCIO 1

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)	
Costante di Winkler	13003.42 kN/m ³

COMBINAZIONE A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1102.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	1102.61 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	2146.66 kN/m ²
Resistenza di progetto	2146.66 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.52
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.26
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.26
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	2192.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	2192.6 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1614.13 kN/m ²
Resistenza di progetto	1614.13 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.43
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1636.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	1636.67 kN/m ²

COMBINAZIONE A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	483.03 kN/m ²
Resistenza di progetto	268.35 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.43
Fattore [Nc]	24.75
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1032.39 kN/m ²
Resistenza di progetto	573.55 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.42
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.21
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.21
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	883.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	490.89 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	10.56
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	763.84 kN/m ²
Resistenza di progetto	424.36 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	8.71
Fattore forma [Sc]	1.4
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	714.86 kN/m ²
Resistenza di progetto	397.14 kN/m ²

COMBINAZIONE SISMA

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.43
Fattore [Nc]	24.75
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	682.4 kN/m ²
Resistenza di progetto	379.11 kN/m ²

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	325.09 kN/m ²
Resistenza di progetto	180.6 kN/m ²
Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.42
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.21
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.21
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	585.44 kN/m ²
Resistenza di progetto	325.25 kN/m ²
Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	10.56
Fattore forma [Sc]	1.44
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.4
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	508.59 kN/m ²
Resistenza di progetto	282.55 kN/m ²
Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	8.71
Fattore forma [Sc]	1.4
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.36
Fattore profondità [Dq]	1.04
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	476.33 kN/m ²
Resistenza di progetto	264.63 kN/m ²

APPROCCIO 2

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 29633.47 kN/m³

COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1102.61 kN/m ²
Resistenza di progetto	479.39 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	2146.66 kN/m ²
Resistenza di progetto	933.33 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.52
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.26
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.26
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	2192.6 kN/m ²
Resistenza di progetto	953.3 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1614.13 kN/m ²
Resistenza di progetto	701.79 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.43
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	1636.67 kN/m ²
Resistenza di progetto	711.59 kN/m ²

COMBINAZIONE SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	740.84 kN/m ²
Resistenza di progetto	322.1 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	1421.84 kN/m ²
Resistenza di progetto	618.19 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.52
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.26
Fattore profondità [Dq]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.26
Fattore profondità [Dg]	1.02
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	1452.71 kN/m ²
Resistenza di progetto	631.61 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.53
Fattore profondità [Dc]	1.05
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.5
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore forma [Sg]	0.65
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	1076.33 kN/m ²
Resistenza di progetto	467.97 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.46
Fattore profondità [Dc]	1.04
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.43
Fattore profondità [Dq]	1.03
Fattore forma [Sg]	0.74
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	1090.32 kN/m ²
Resistenza di progetto	474.05 kN/m ²

CASO 2: TRAVE DI FONDAZIONE

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Larghezza fondazione	0.9 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	1.5 m
Altezza di incastro	0.5 m
Profondità falda	8.0 m

APPROCCIO 1

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 6421.84 kN/m³

COMBINAZIONE A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)	
Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	340.32 kN/m ²
Resistenza di progetto	340.32 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	361.88 kN/m ²
Resistenza di progetto	361.88 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.03
Fattore profondità [Dc]	1.58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	382.05 kN/m ²
Resistenza di progetto	382.05 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	398.65 kN/m ²
Resistenza di progetto	398.65 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	380.26 kN/m ²
Resistenza di progetto	380.26 kN/m ²

COMBINAZIONE A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.32
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	178.56 kN/m ²
Resistenza di progetto	99.2 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	187.07 kN/m ²
Resistenza di progetto	103.93 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	10.56
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.32
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	210.57 kN/m ²
Resistenza di progetto	116.99 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	8.71
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.32
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	195.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	108.87 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.43
Fattore [Nc]	24.75
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	188.51 kN/m ²
Resistenza di progetto	104.73 kN/m ²

COMBINAZIONE SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.32
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	160.55 kN/m ²
Resistenza di progetto	89.19 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	6.53
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.26
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	163.7 kN/m ²
Resistenza di progetto	90.95 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	10.56
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.32
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	181.47 kN/m ²
Resistenza di progetto	100.82 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12.43
Fattore [Nc]	24.75
Fattore [Ng]	9.46
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	161.96 kN/m ²
Resistenza di progetto	89.98 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	10.43
Fattore [Nc]	20.42
Fattore [Ng]	8.71
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.35
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.32
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.65
Carico limite	171.84 kN/m ²
Resistenza di progetto	95.46 kN/m ²

APPROCCIO 2

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 11962.81 kN/m³

COMBINAZIONE A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	340.32 kN/m ²
Resistenza di progetto	147.97 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.03
Fattore profondità [Dc]	1.58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	382.05 kN/m ²
Resistenza di progetto	166.11 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	361.88 kN/m ²
Resistenza di progetto	157.34 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	398.65 kN/m ²
Resistenza di progetto	173.32 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zg] [zc]	1.0
Carico limite	380.26 kN/m ²
Resistenza di progetto	165.33 kN/m ²

COMBINAZIONE SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.07
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	299.07 kN/m ²
Resistenza di progetto	130.03 kN/m ²

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22.46
Fattore [Nc]	37.16
Fattore [Ng]	19.73
Fattore forma [Sc] [Sg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	306.9 kN/m ²
Resistenza di progetto	133.43 kN/m ²

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	15.67
Fattore forma [Sc]	1.03
Fattore profondità [Dc]	1.58
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.01
Fattore profondità [Dq]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1.0
Fattore forma [Sg]	1.01
Fattore profondità [Dg]	1.29
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	325.01 kN/m ²
Resistenza di progetto	141.31 kN/m ²

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	22.4
Fattore forma [Sc]	1.0
Fattore profondità [Dc]	1.41
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.03
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.98
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	337.32 kN/m ²
Resistenza di progetto	146.66 kN/m ²

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	18.4
Fattore [Nc]	30.14
Fattore [Ng]	20.09
Fattore forma [Sc]	1.02
Fattore profondità [Dc]	1.31
Fattore inclinazione carichi [Ic] [Iq] [Ig]	1.0
Fattore inclinazione pendio [Gc] [Gq] [Gg]	1.0
Fattore inclinazione base [Bc] [Bq] [Bg]	1.0
Fattore forma [Sq]	1.02
Fattore profondità [Dq]	1.3
Fattore forma [Sg]	0.99
Fattore profondità [Dg]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zq] [zc]	1.0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0.66
Carico limite	325.01 kN/m ²
Resistenza di progetto	141.31 kN/m ²