Dott. Ing. ROBERTO STROPPA
ingegneria civile, idraulica, ambientale

28865 CREVOLADOSSOLA (VB), via Sempione, 123
tel. 0324 33523 - fax. 0324 340270
e-mail: ingstroppa@gmail.com

COMUNE DI MACUGNAGA
Provincia del VCO

LAVORI DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA, ADEGUAMENTO SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA DELLA SCUOLA ELEMENTARE "ITALO HOR" DI PESTARENA

Località Pestarena, via Monterosa n.308 - 28876 Macugnaga (VB)

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO N.2

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Crevoladossola, 14.06.2013

Il Geologo
Dott. Germano Bossalini
Ordine Regionale dei Geologi
del Piemonte - n.264

Il Tecnico
Dott. Ing. Roberto Stroppa
Albo Professionale degli Ingegneri
della Provincia del VCO - n.143

1. PREMESSA

L'ing. **Roberto Stroppa** ci ha incaricato di elaborare la relazione geologica e geotecnica relativa al progetto di lavori di manutenzione straordinaria, adeguamento sicurezza e riqualificazione energetica della scuola elementare di Pestarena Comune di Macugnaga.

Successivamente l'**Ufficio Tecnico Comunale** come da **Parere Geologico Tecnico** richiede:

"***risulta necessario l'adeguamento della relazione geologica e geotecnica considerando l'amplificazione sismica sito specifica determinata dalla presenza di effetti bordo nel fondovalle al contatto tra il substrato roccioso e depositi superficiali (cfr. Carta della suscettività all'amplificazione sismica) con indicazioni relative alla quota d'imposta del substrato roccioso***".

La presente relazione è ai sensi del **D.M. 14 gennaio 2008** "*Norme Tecniche per le costruzioni*" denominate nel seguito NTC e relativa circolare esplicativa (Circolare del ministero delle Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 2.02.2009).

Pertanto, lo studio geologico è stato articolato in modo da definire le caratteristiche geomorfologiche, geologiche, idrogeologiche dell'area interessata dal progetto desunte da dati di prove di laboratorio, eseguite su campioni rappresentativi di materiale similare condotti dallo scrivente per lavori precedenti.

Inoltre, vengono individuate le caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali che costituiscono il terreno sul quale insisterà l'opera in progetto, nonché l'idoneità degli stessi ad accogliere tale opera e quindi fornire alla Progettazione quei parametri ed elementi utili per una corretta scelta e dimensionamento delle strutture di fondazione ai fini di un'ideale interazione terreno-struttura di fondazione.

A tal fine è stato eseguito un rilevo geologico di dettaglio, opportunamente esteso al di fuori dell'area d'imposta dell'opera in progetto.

Con D.G.R. n. 61 - 11017 del 17/11/2003 la Giunta Regionale ha recepito la classificazione sismica dei Comuni della Regione Piemonte come proposta dall'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/02/2003 "recante primi elementi in materia di criteri generali per classificazione sismica del territorio e di normative tecniche per costruzioni in zona sismica" ove risulta che il **Comune di Macugnaga era classificato in Zona 3**.

Successivamente con D.G.R. 19 gennaio 20010, n. 11-13058 la Regione Piemonte ha aggiornato l'elenco delle zone sismiche di cui all'O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006 e risulta che il **Comune di Macugnaga è sempre classificato in Zona 3**.

2. ANALISI GENERALE

2.1 LOCALIZZAZIONE E ACCESSIBILITA'

L'area in esame è compresa:

- nella sezione 1:10.000 CTR 071040 **MACUGNAGA**.

E' inoltre disponibile la planimetria catastale scala 1: 1.000 ed il foglio DOMODOSSOLA della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000.

Il terreno in oggetto è situato in frazione Pestarena, ubicato nel foglio n° 27 mappale n° 100 NCT ed è facilmente accessibile.

2.2 DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Alla luce di quanto emerso dai sopralluoghi sono risultati evidenti una serie di interventi da effettuare solo ed esclusivamente sulla parte scolastica dell'edificio al fine di:

- eliminare le barriere architettoniche;
- adeguare e mettere a norma gli impianti idrico-sanitario ed elettrico;
- adeguare la porzione di fabbricato ad uso scolastico alle più restrittive norme antincendio;
- adeguare il rendimento energetico alle attuali norme regionali e nazionali.

3. RELAZIONE GEOLOGICA

3.1 ASSETTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'area è situata geograficamente nella catena montuosa delle Alpi Lepontine, dove l'intensa attività tettonica ed erosiva ha portato alla luce gli elementi strutturali più profondi dell'edificio alpino. In Valle Anzasca affiorano l'unità Austroalpina Sesia-Lanzo e la falda Pennidica superiore del Monte Rosa. Nell'area oggetto dell'intervento, il basamento è costituito da rocce della falda Monte Rosa: questa è formata da parascisti polimetamorfici, prevalenti sul fondovalle sino a Borca, e da gneiss occhiadini, derivati da graniti di età tardo Paleozoica, dominanti negli alti versanti.

Tutti i litotipi sono caratterizzati da metamorfismo mesoalpino in facies anfibolitica (plagioclasio, staurolite, biotite, granato) a scisti verdi di alta temperatura (biotite - granato).

I litotipi citati si trovano sotto forma di ciottoli e massi, con dimensioni anche di 80 cm immersi in una matrice sabbiosa.

Dall'analisi della cartografia disponibile e dalle risultanze del sopralluogo, si evince che l'area è ubicata al centro della valle in prossimità della scarpata originata dalla attività erosiva del torrente Anza.

Morfologicamente, tale elemento del territorio si è venuto a formare nel corso del tempo a seguito della continua opera di erosione, trasporto e deposito operata sia dal

torrente stesso che dalle valanghe che hanno dato origine ad un corpo costituito da una serie di coltri alluvionali sovrapposte formate da materiali ghiaiosi alternati a sabbie con blocchi di discrete dimensioni.

L'area a monte della scarpata si presenta debolmente inclinata verso est-sud-est e segue il naturale andamento del fondovalle.

3.2 ASSETTO IDROGEOLOGICO E IDROGRAFIA DI SUPERFICIE

La Valle Anzasca è caratterizzata da un drenaggio superficiale di tipo "rettangolare": infatti il tronco principale del torrente Anza segue la direzione alpina ovest - est ed è intersecato normalmente dagli affluenti minori fra loro paralleli.

Le acque di origine meteorica che insistono sull'area vengono smaltite, in parte, attraverso la corrivazione superficiale diffusa, la quale confluisce nei corsi d'acqua sopra citati e, in parte, attraverso l'infiltrazione nel sottosuolo. Il deflusso delle acque dal bacino è influenzato dalla presenza nell'alta valle del ghiacciaio del Monte Rosa e dalla presenza di una serie di dighe poste sia sull'asta principale, sia sugli affluenti laterali, pertanto, una parte delle precipitazioni che cadono nell'area vanno a formare il corpo del ghiacciaio e una parte sono rallentate nella loro corsa verso valle dalle dighe.

Il bacino idrografico dell'Anza ha un'estensione di circa 250 km^2, e una copertura superficiale costituita da potenti depositi di materiali detritici di origine fluvio-glaciale erosi dal torrente stesso.

I materiali costituenti lo strato di fondazione possono essere definiti come: **ghiaia con sabbia, ciottoli e blocchi.** Tali materiali presentano una discreta variabilità della permeabilità, nell'ordine di 10^{-2} - 10^{-4} cm/s che garantisce una rapida infiltrazione delle acque meteoriche.

Non vi sono dati sulla profondità della superficie piezometrica; si presuppone che la falda se presente si trovi al limite tra substrato roccioso e depositi di copertura.

3.3 IDONEITA' URBANISTICA DELL'AREA

Dalla documentazione del Piano Regolatore Generale Comunale approvato con **D.G.R. n. 27-2934 del 28.11.2011** ed in particolare dalla carta di sintesi della zonizzazione e dell'idoneità geomorfologica all'utilizzazione urbanistica si evince che l'area di interesse risulta essere localizzata nell'ambito della **classe IIIb2**: "*La classe ricomprende porzioni di territorio edificate o inedificate inserite però all'interno di settori edificati o di frangia, caratterizzate da un grado di pericolosità medio, nelle quali, a seguito della realizzazione delle opere di riassetto territoriale o verifica della efficacia ed efficienza e/o potenziamento di quelle esistenti che portano ad una mitigazione/eliminazione della pericolosità, sono consentiti gli interventi ed i cambi di destinazione d'uso con indice di carico antropico γ (incremento di carico antropico). Allo stato attuale, in assenza dei suddetti interventi di*

riassetto territoriale e/o verifiche, l'attuazione delle previsioni urbanistiche è inibita e sono esclusivamente consentite gli interventi e le trasformazioni d'uso con indice di carico antropica α(nessun incremento di carico antropico)".

Gli interventi in progetto non prevedono aumento di carico antropico ma solo adeguamento delle strutture alle norme di sicurezza pertanto, sono ammissibili.

3.4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

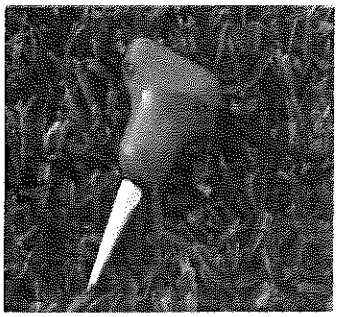
In data **30 maggio 2013**, è stata eseguita un'indagine geofisica in frazione Staffa, la metodologia utilizzata è stata la prova MASW per il calcolo del valore Vs_{30}.
E' stata eseguita una prova MASW con le seguenti caratteristiche:

Nome	Stendimento geofonico (m)	Energizzaz.	Geofoni
M1	60	2	24

3.4.1 Unità di acquisizione dati

Per la registrazione simultanea degli impulsi sismici rilevati dai geofoni è stata utilizzata una strumentazione elettronica multicanale, a bassissimo rumore interno, ad alta velocità di campionamento, dotata di supporto magnetico per la registrazione dei dati ottenuti dopo opportuna amplificazione filtraggio e conversione analogico/digitale. A questo scopo è stato utilizzato un sismografo EEG BR24 a 24 canali.

3.4.2 Apparato di ricezione



Per registrare le vibrazioni del terreno sono stati utilizzati 24 geofoni del tipo elettromagnetico a bobina mobile a bassa frequenza (<10Hz), che consentono di convertire in segnali elettrici gli spostamenti che si verificano nel terreno.

Questi ricevitori erano collegati al sismografo tramite degli appositi cavi multipolari.

3.4.3 Apparato di energizzazione

Per generare le onde sismiche è stato utilizzato una mazza da 10 kg. L'impulso di sparo viene trasmesso immediatamente al sismografo per consentire una registrazione sincronizzata al tempo 0.

Le sezioni sismiche sono risultate costituite da 24 geofoni allineati a passo costante di due metri, e sono state energizzate in due punti in linea, in questo caso due esterni alla stesa posti a 10 m di distanza.

La lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec, con un passo di campionamento di 0.25 ms e il punto di determinazione del profilo delle Vs in profondità, è stato riferito al centro dello stendimento geofonico.

3.4.4 METODI PER LA DETERMINAZIONE DELLA Vs30

Le tecniche correntemente utilizzate (Down-Hole, Cross-Hole) per la stima delle velocità delle onde di taglio per caratterizzare un sito sotto il profilo della risposta sismica, dovendo necessitare di almeno un foro di 30 m nel quale eseguire la prova, sono normalmente troppo onerose per essere impiegate come indagine di routine negli studi di microzonazione e di classificazione dei profili stratigrafici dei suoli di fondazione per progettazioni di opere non concentrate in areali ristretti.

Altre metodologie d'indagine indiretta per la determinazione delle velocità delle onde di taglio Vs, quale la sismica a rifrazione in SH, sono limitate dalla incapacità di rilevare livelli a bassa velocità sismica sottostanti a livelli a velocità sismica più elevata, che rappresentano i casi invece più significativi per la determinazione del profilo di velocità VS.

Presentano altresì lo svantaggio di una tecnica di acquisizione non semplice, avendo la necessità di generare in superficie onde direzionali con apposite attrezzature, e di richiedere dispositivi di acquisizione relativamente lunghi per garantire la profondità d'indagine dei 30 m, ma soprattutto di dover operare in ambienti con poco rumore di fondo, di fatto praticamente impossibile da riscontrare in ambiti urbanizzati, industriali, o in adiacenza a strade o a linee ferroviarie, come il caso in esame.

Altre metodologie di prospezione, quali le prove di misura di onde di superficie SASW (Spectral Analysis of Surface Waves), o le prove MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), pur avendo capacità di discriminizzazione dei livelli lenti all'interno di unità sismiche più veloci, presentano metodologie di rilievo e soprattutto di elaborazione abbastanza complesse. Un'altra tecnica di prospezione "Refraction Microtremor" (Re.Mi) ribalta il concetto segnale-disturbo per il quale tradizionalmente il primo (segnale) deve essere rilevato e discriminato in presenza del rumore di fondo (disturbo) che può, a volte, presentare valori tali da coprire e mascherare completamente il segnale oggetto dell'acquisizione strumentale. Il disturbo con questa nuova tecnica metodologica diventa il segnale.

Sono i microtremori (rumore di fondo generato naturalmente o da fonti di tipo industriale, dal traffico stradale, ferroviario, o dal noise presente costantemente in ambito urbanizzato) a costituire la sorgente di energia utilizzata per la registrazione delle misure sismiche. Numerose sperimentazione hanno consentito di appurare che le registrazioni del rumore di fondo ambientale, effettuate con uno stendimento sismico "tradizionale" per rifrazione, possono essere utilizzate, con un opportuno trattamento numerico, per stimare la velocità delle onde di taglio (Vs) fino a profondità che possono essere superiori a 100 m, con una precisione del 20%.

3.4.4.1 Cenni metodologici generali

Il metodo si basa sul principio che il profilo verticale delle Vs, può essere ricavato per inversione e/o per modellizzazione diretta della velocità di fase delle onde di superficie (Rayleigh e/o Love) (Dorman e Ewing, 1962).

Le onde di Rayleigh (1885) costituiscono un particolare tipo di onde di superficie che si trasmettono sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo e sono il risultato dell'interferenza tra onde di pressione (P-waves) e di taglio verticali (Sv-waves). In un mezzo stratificato queste onde sono di tipo guidato e dispersivo, e vengono definite pseudo-Rayleigh.

La dispersione è una deformazione di un treno d'onde dovuta ad una variazione di propagazione di velocità con la frequenza. Le componenti a frequenza minore penetrano più in profondità rispetto a quelle a frequenza maggiore, per un dato modo, e presentano normalmente più elevate velocità di fase il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, V(fase)/frequenza, può essere convertito nel profilo di Vs/profondità.

Metodo"MASW"(Multichannel Analis of Surface Waves)

Il MASW (Park et al., 1999) è stato sviluppato in parte per superare le difficoltà dell'applicazione del SASW in ambienti rumorosi. La tecnica che prevede la registrazione simultanea (in questo caso l'energizzazione è prodotta da un apposito fucile sismico) di 12 o più canali (separati da 0,5 m a 10 m), fornisce una ridondanza statistica delle misure di velocità di fase e ne avvalora la veridicità.

Il salvataggio delle tracce nel dominio temporale, previsto dal metodo, permette inoltre di distinguere e evidenziare, durante l'analisi, le onde di Rayleigh presenti nel record che, normalmente, sono caratterizzate da un'elevata ampiezza di segnale (circa il 60% dell'energia prodotta dalla sorgente artificiale si distribuisce in onde di superficie).

Una particolare analisi spettrale, "overtone analysis", produce un grafico Velocità di fase-frequenza in cui si può distinguere il modo fondamentale delle onde di superficie da cui ricavare la curva di dispersione ed il profilo delle Vs per successiva inversione 1-D.

La tecnica permette inoltre di eseguire misure ripetute spostandosi nella direzione di allineamento per risalire ad un profilo bidimensionale che evidenzia le variazioni laterali delle Vs. risoluzione.

Modalità esecutive

Le modalità esecutive delle prove sono state simili per entrambe le aree. Sono stati realizzati stendimenti di 24 geofoni spaziati di 2 m. La lunghezza delle registrazioni è stata di 1 sec, con un passo di campionamento di 0.25 ms. Si ricorda che il punto di determinazione del profilo delle Vs in profondità, si riferisce al centro dello stendimento geofonico.

Anche in questo caso per l'acquisizione dei sismogrammi è stato utilizzato un EEG BR24 a 24 canali e elevata dinamica. I geofoni utilizzati hanno una frequenza propria di 10 Hz.

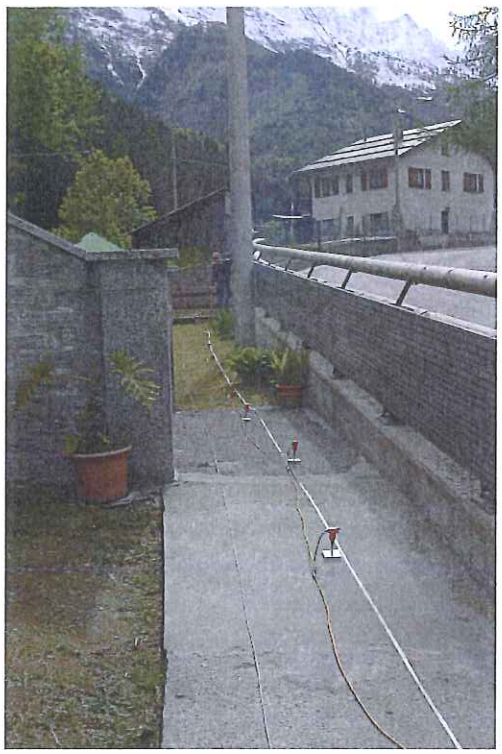
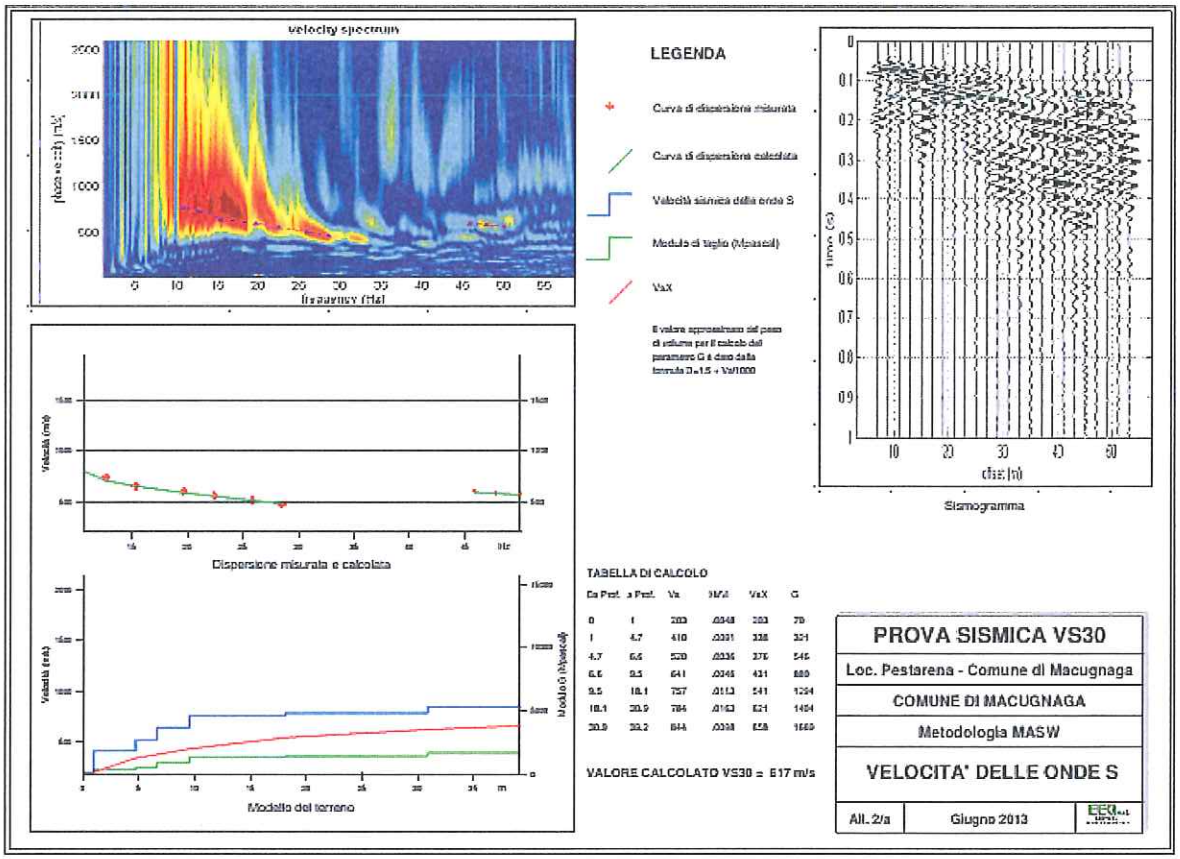


Figura 1/a - Allegato restituzione dell'acquisizione MASW



ANALISI DEI RISULTATI

Esaminando i risultati della prove eseguite è possibile trarre le seguenti conclusioni:
il risultato della prova eseguita con la metodologia MASW indica il seguente valore di:

Vs_{30} = 617 m/s

Questo valore sarebbe tipico di un suolo di tipo B ma viste le alte velocità presenti a 6,6 m di profondità si può supporre la presenza del substrato roccioso quindi si escludono spessori del deposito di 30 m, ciò esclude anche la tipologia C e fa classificare il nostro terreno in un suolo di fondazione appartenente alla **Categoria E,** "*Terreni dei sottosuoli di tipo C e D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s.*"

PROSPEZIONE SISMICA PASSIVA – METODO HVSR

La metodologia sismica **HVSR** (Horizontal to Vertical Spectrum Ratio) misura il rumore sismico ambientale che è presente ovunque sulla superficie terreste, ed è prodotto dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, microterremoti, vento) e dall'attività antropica.

Il rumore sismico ambientale viene anche chiamato *microtremore* in quanto costituito da oscillazioni di piccolissima ampiezza se confrontate con quelle associate ai terremoti.

La denominazione di sismica passiva dipende dal fatto che il rumore non viene generato *artificialmente,* come nelle energizzazione della sismica attiva, ma è presente naturalmente.

In qualsiasi luogo pianeggiante sono sempre presenti delle vibrazioni associate alle onde oceaniche con dei picchi a 0,14 e 0,07 Hz. A questo comportamento spettrale di "fondo", sempre presente in varia forma, e soggetto a scarsissima attenuazione, si sovrappongono le sorgenti locali dovute alle attività antropiche (traffico, macchinari ecc..) e naturali. L'effetto di queste sorgenti locali è soggetto ad attenuazioni quanto maggiori all'aumentare della frequenza e dovute all'assorbimento anelastico associato all'attrito interno delle rocce e dei terreni.

La metodologia HVSR è stata introdotta da Nakamura (1989) per la determinazione delle frequenze di risonanza dei terreni e la stima dell'amplificazione sismica locale, elementi di grande utilità per l'ingegneria sismica.

La frequenza fondamentale di risonanza (*F*) dello strato di terreno *n* è data dalla formula:

$$Fn = Vs/4\ h$$

in cui **Vs** è la velocità media delle onde S nello strato *N* ed **h** è lo spessore.

Teoricamente questo effetto è sommabile cosicché la curva HVSR mostra come massimi relativi le frequenze di risonanza dei vari strati. Questo, insieme ad una stima delle velocità è in grado di fornire previsioni sullo spessore *h* degli strati.

Viceversa, nota la stratigrafia è teoricamente possibile fornire una valutazione approssimativa della velocità delle onde S nei singoli strati.

I risultati (grafici) visibili in allegato, sono stati ottenuti mediante impiego di un geofono triassiale EEG ed elaborati con software EEG:

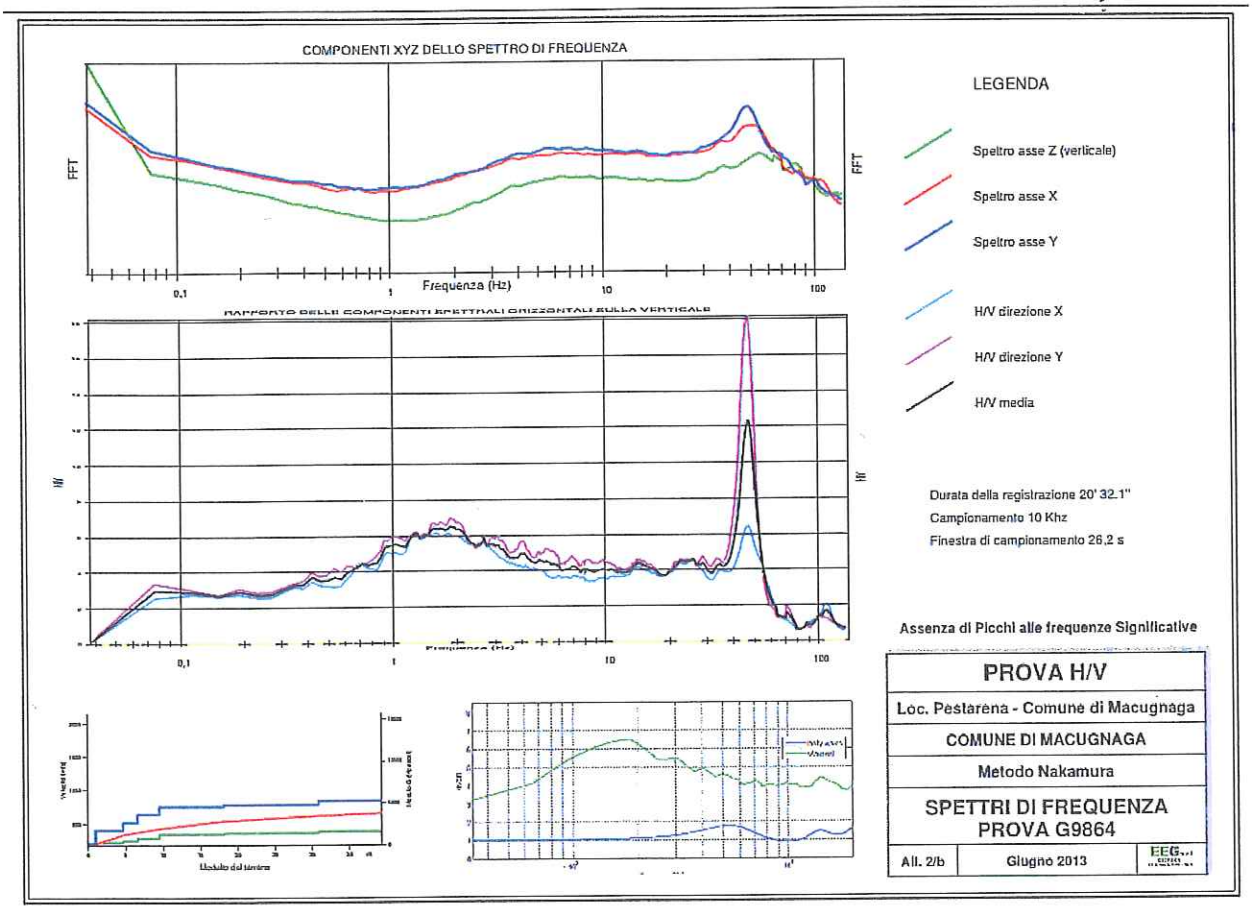
- il segnale dei velocimetri (3) è acquisito in sito per un tempo t, e digitalizzato a 16 bit con due linee di preamplificatori .

Per ciascuna delle 3 componenti del moto, il software esegue le seguenti elaborazioni:

- divide il tracciato acquisito in finestre di lunghezza L (in questo lavoro generalmente 26 s);
- elimina il trend da ciascuna finestra;
- fa il "pad" di ciascuna finestra con degli zero;
- calcola la trasformata di Fourier (FFT) per ciascuna finestra;
- calcola lo spettro di ampiezza per ciascuna finestra;
- liscia lo spettro di ogni finestra secondo opportuno smoothing;
- calcola il rapporto spettrale HVSR ad ogni frequenza, per ciascuna finestra.

La funzione HVSR finale è data dalle media degli HVSR di ciascuna finestra.

Figura 2/a - Allegato restituzione dell'acquisizione HVSR



3.5 CLASSIFICAZIONE SISMICA

Con D.G.R. n. 61 - 11017 del 17/11/2003 la Giunta regionale ha recepito la classificazione sismica dei Comuni della Regione Piemonte come proposta dall'Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20/02/2003 "recante primi elementi in materia di criteri generali per classificazione sismica del territorio e di normative tecniche per costruzioni in zona sismica" ove risulta che il **Comune di Macugnaga era classificato in Zona 3**.

Successivamente con D.G.R. 19 gennaio 20010, n. 11-13058 la Regione Piemonte ha aggiornato l'elenco delle zone sismiche di cui all'O.P.C.M. n. 3274/2003 e O.P.C.M. 3519/2006 e risulta che il **Comune di Macugnaga è sempre classificato in Zona 3**.

3.6 AZIONE SISMICA: ACCELERAZIONI DI PROGETTO E CATEGORIA DEL SUOLO DI FONDAZIONE

E' stata analizzata la documentazione sismica allegata al PRGC approvato con **D.G.R. n. 27-2934 del 28.11.2011** e si è verificato che l'area in cui verrà realizzato l'ampliamento è così classificata:

- **carta della suscettività all'amplificazione sismica** (Tav. n. 9A): Depositi superficiali incoerenti, di conoide e fluvioglaciali. *Categoria B-C.*.

- **carta litotecnica** *(Tav. n. 4A): Depositi fluvioglaciali e di conoide di deiezione ghiaioso-sabbiosi e ciottolosi con massi, immersi in matrice sabbiosa ϕ=32°36°; c = 0 t/mq; γ = 1,9 t/mc*

Da tale analisi risulta che gli elementi locali che possono determinare amplificazione dell'accelerazione sismica sono di tipo geolitologici e morfologici, che determinano amplificazione.

Ai sensi dell'OPCM 3274/03, il sito può essere classificato come suolo di fondazione appartenente alla **Categoria E:** – *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi **C** o **D** e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con V_{S30} > 800 m/s.*

La classificazione del sito viene fatta per analogia con situazioni simili dal punto di vista geologico geomorfologico.

La normativa, richiede per la definizione dei parametri di pericolosità sismica del sito di interesse, la determinazione della vita nominale dell'opera e il coefficiente d'uso.
Il tipo di opera è legato alla **vita nominale di un'opera strutturale Vn** che è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Tabella 2.4.I – *Vita nominale V_N per diversi tipi di opere*

TIPI DI COSTRUZIONE	**Vita Nominale V_N** (in anni)
1 Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva[1]	≥10
2 Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza Normale	≥50
3 Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

[1] - Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

La classe della struttura d'uso è definita, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso della stessa nel seguente modo:

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche sulla costruzione si ricavano in funzione del **periodo di riferimento Vr** secondo la formula seguente:

Vr = Vn*Cu

dove

Vn = vita nominale

Cu = coefficiente d'uso

Tabella che pone in relazione il coefficiente d'uso Cu con la classe d'uso.

Classe d'uso	**I**	**II**	**III**	**IV**
Coefficiente Cu	**0.71**	**1**	**1.5**	**2**

Nel caso in oggetto si considera che la vita nominale Vn sia ≥100 anni mentre la classe d'uso è quindi la IV a cui corrisponde un coefficiente Cu = 2, quindi il periodo di riferimento Vr = 200 anni.

E' ora possibile ricavare gli **spettri di risposta** specifici per la struttura in progetto e i **parametri ag, F_0, Tc*** dove ag accelerazione orizzontale massima al sito, Fo 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, per i periodi di ritorno Tr di riferimento.

In base alla tipologia di sottosuolo presente e da quanto detto in precedenza sulla struttura in progetto si possono fornire i coefficienti di amplificazione S e Cc caratteristici per il sito espressi dalle seguenti formule:

$$S = Ss*St$$

dove

Ss = fattore di amplificazione dovuto alla categoria di suolo individuata

St = fattore di amplificazione dovuto alla topografia

Nel caso in oggetto possiamo assimilarlo alla **categoria topografica T1** (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i < □15°) e pertanto il valore del fattore di amplificazione $S_T = 1$

3.6.1 Parametri sismici

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Muro rigido: 0

Sito in esame.

latitudine: 45,951829

longitudine: 7,964502

Classe: 4

Vita nominale: 100

Siti di riferimento

Sito 1	ID: 9802 Lat: 45,9594	Lon: 7,9589	Distanza: 946,889
Sito 2	ID: 9803 Lat: 45,9626	Lon: 8,0305	Distanza: 5240,694
Sito 3	ID: 10025 Lat: 45,9127	Lon: 8,0350	Distanza: 6975,855
Sito 4	ID: 10024 Lat: 45,9095	Lon: 7,9635	Distanza: 4707,370

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: **E**

Categoria topografica: **T1**

Periodo di riferimento: 200anni

Coefficiente cu: 2

Operatività (SLO):

Probabilità di superamento:	81	%	
Tr:		120	[anni]
ag:		0,050 g	
Fo:		2,475	
Tc*:		0,252	[s]

Danno (SLD):

Probabilità di superamento:	63	%	
Tr:		201	[anni]
ag:		0,061 g	
Fo:		2,504	
Tc*:		0,275	[s]

Salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento:	10	%	
Tr:		1898	[anni]
ag:		0,125 g	
Fo:		2,627	
Tc*:		0,321	[s]

Prevenzione dal collasso (SLC):

Probabilità di superamento: 5 %

Tr:	2475	[anni]
ag:	0,135 g	
Fo:	2,646	
Tc*:	0,326	[s]

Coefficienti Sismici

SLO:

Ss:	1,600
Cc:	1,990
St:	1,000
Kh:	0,016
Kv:	0,008
Amax:	0,788
Beta:	0,200

SLD:

Ss:	1,600
Cc:	1,930
St:	1,000
Kh:	0,020
Kv:	0,010
Amax:	0,959
Beta:	0,200

SLV:

Ss:	1,600
Cc:	1,810
St:	1,000
Kh:	0,048
Kv:	0,024
Amax:	1,965
Beta:	0,240

SLC:

Ss:	1,600
Cc:	1,800
St:	1,000
Kh:	0,052
Kv:	0,026
Amax:	2,121
Beta:	0,240

Le coordinate espresse in questo file sono in ED50 Geostru software - www.geostru.com

3.7 Stabilità nei confronti della liquefazione

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei 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.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

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 $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{ciN} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{ciN} 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 1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

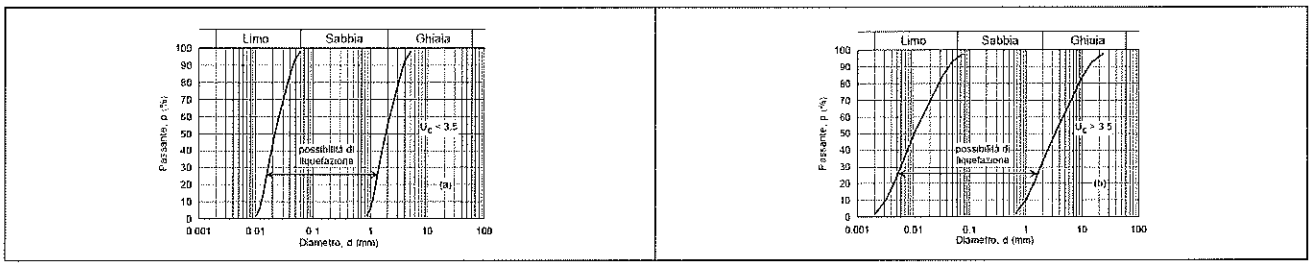


Figura 1(a) – 1(b) – *Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione*

Come si evince dalla verifica riportata a pag. 32 il terreno non è liquefacibile.

3.8 ASSETTO LITOSTRATIGRAFICO LOCALE

Sulla base dei rilievi geologico-tecnici e geomeccanici eseguiti in aree limitrofe è stato possibile definire con sufficiente precisione la stratigrafia dei terreni interessati dalle opere in progetto riportata nel modello geotecnico di riferimento.

I materiali rilevati sono:

- terreno vegetale spessore circa 40 cm;
- deposito detritico di spessore indeterminato costituito da materiali di origine fluvioglaciale ghiaioso-sabbiosi e ciottolosi intercalati a materiali ghiaioso sabbiosi e ciottolosi derivanti dal torrente Anza.

4. RELAZIONE GEOTECNICA

4.1 PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA E MODELLO GEOTECNICO E GEOMECCANICO DI RIFERIMENTO

4.1.1 VALORI CARATTERISTICI

L'Eurocodice 7: "Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules" [1], introduce il concetto dei valori caratteristici dei parametri geotecnici. Il valore caratteristico, inteso come una stima cautelativa del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione, dovrà essere utilizzato in qualsiasi tipo di verifica geotecnica, che si tratti di SLU (Stati Limite Ultimi ovvero potenziale presenza di una superficie di rottura) o di SLE (Stati Limite di Esercizio ossia deformazioni di tipo elastico o di consolidazione a prescindere dallo stato di rottura). Il DM 14/01/2008, "Norme tecniche per le costruzioni", ha adottato il concetto dei valori caratteristici, senza peraltro chiarirne la definizione e determinazione.

La Circolare esplicativa di un decreto ministeriale legge ufficiale dello stato, contiene chiari riferimenti ai valori caratteristici:

"C6.2.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

Valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidezza sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici, appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidezza".

Il metodo statistico

Il metodo statistico per la determinazione dei valori caratteristici non è accettato all'unanimità. Tale affermazione non è però supportata da una proposta diversa rispetto

all'utilizzo della statistica. Altro problema è la generalmente scarsa numerosità dei dati come frequentemente accade in geotecnica soprattutto nei progetti di modesta entità, con budget di spesa limitati. Nell'articolo di McCoy "(2009) "*Introduzione operativa al concetto dei valori caratteristici secondo l'Eurocodice 7 (norma europea prEN1997-1),* si afferma che questa limitazione non è vera, cito*: "Una obiezione frequente al trattamento statistico è che questo non può essere eseguito con pochi dati. Al contrario, utilizzando la discriminazione e il giudizio tecnico e la conoscenza a priori regionale e locale, un trattamento statistico è possibile anche nel caso estremo di un solo dato a disposizione (o, al limite, di nessun dato disponibile, in questo caso facendo affidamento esclusivamente sulla conoscenza pregressa). Quando ci troviamo in condizioni di compensazione (generalmente strutturale) e il dataset ha una numerosità piccola (da 1 a 5 dati usualmente), possiamo ricorrere alla statistica classica, con ipotesi di varianza nota.*

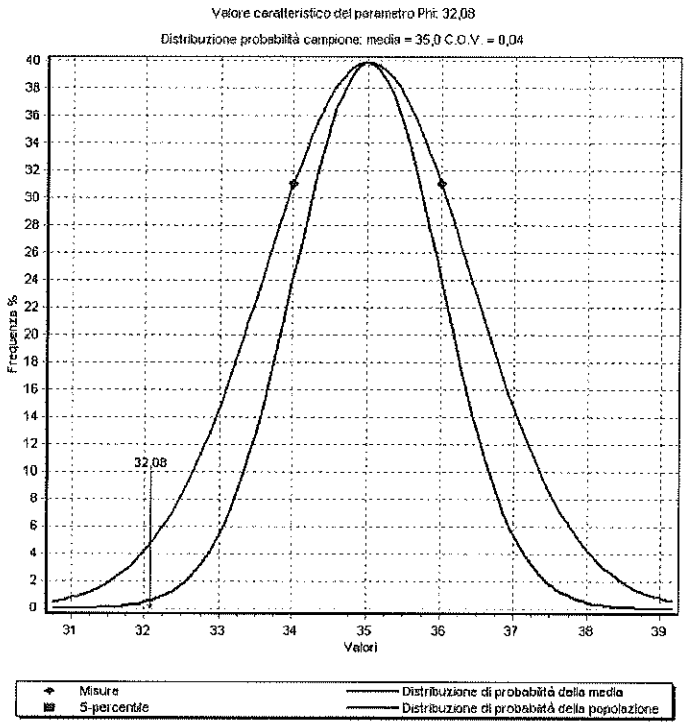
$$x_K = \bar{x} \pm z_{0,05} \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}}\right)$$

Dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato
x con barra il valore medio (ignoto) della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione
z è la distribuzione normale standardizzata
□□è la deviazione standard della popolazione
n è la numerosità del campione

Nel caso in esame, utilizzando una **fondazione a platea** (scala antincendio), pur troviamo in situazione di compensazione si è ritenuto, agendo a favore di sicurezza, di utilizzare valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici.

PARAMETRO	VALORE	REFERENZE
Angolo di attrito (°)	34-36	Hunt, 1984 - Bowles, 1978 - Bureau of Reclamation, 1973
Coesione (kPa)	0.00	Mayne e Stewart, 1988 - Skempton, 1964
Coesione non drenata (kPa)	0.00	Sivakaya e Togol, 2007
Peso di volume (kN/mc)	20.0-21.4	Hunt, 1984 - Kezdi, 1978 - Navfac - Lindeburg
Peso di volume saturo (kN/mc)	18.85-20.8	Hunt, 1984 - Kezdi, 1978 - Navfac - Lindeburg
Modulo elastico (kPa)	19500-59800	Navfac, 1982 - AASHTO, 2007 - Bowlws, 1982 - Decourt, 1978
Modulo di taglio iniziale (MPa)	68-148	Imai e Tonouchi, 1982 - Ohsaki & Iwasaki, 1982 - Hara e al, 197
Modulo confinato (MPa)	23.6-30.2	Sanglerat, 1972 - Menzebach e Malcev - Zomorodian e Eslami, 2005
Densità relativa (%)	45-75	Yoshida e al. 1988 - Boulanger, 2003 - Hatanaka e al. 2005
Velocità delle onde di taglio (m/s)	157-170	Imai, 1977 - Lee, 1990 - Imai e Tonouchi 1982 - Pitilakis e al. 1999
OCR		Mayne, 1990
Coeff. di spinta a riposo		Mayne e Kemper, 1988
Rapporto di Poisson's	0.20-0.35	Bowles, 1982 - AASHTO, 1995
Coeff. di permeabilità (m/s)	10-4 / 10-5	Terzaghi e Peck - Robertson, 1990
Porosità efficace (%)	15-25	Vari autori
Porosità (%)	30-40	Vari autori
Coefficiente di Lame	0.4-0.5	Vari autori



Il valore caratteristico medio dei parametri geotecnici angolo di attrito, peso di volume e coesione è stato stimato a partire da dati di archivio e di letteratura.

Litotipo	Φk°	γk kN/mc	c'k N/cmq
Deposito fluvioglaciale ghiaioso sabbioso e ciottoloso	32,02 valore minimo	18,14	0
	35 valore medio	18,14	0

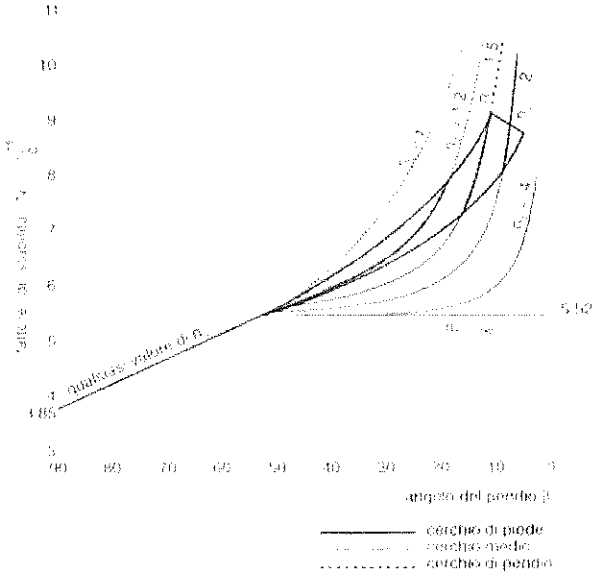
4.2 STABILITA' DEGLI SCAVI

La realizzazione del progetto prevede l'esecuzione di e scavi per la realizzazione delle fondazioni. Tali scavi avranno un'altezza massima di 1,00 m e data la natura dei materiali e la limitata altezza di scavo non genereranno problemi di instabilità dello scavo stesso.

Se risultasse necessario realizzare scavi di altezza superiore è necessario verificare l'altezza di scavo a parete verticale a breve termine.

Per verifica di stabilità a breve termine, in condizioni non drenate e attrito nullo, si utilizza la soluzione di Taylor (1937).

Il tipo di rottura e la posizione del cerchio critico dipendono, dall'inclinazione β del pendio e dal fattore di profondità nd, che è il rapporto adimensionale fra la profondità H1 di un eventuale strato rigido di base e l'altezza H del pendio.



In condizioni di equilibrio limite l'altezza critica del pendio vale:

$$H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma}$$

ove N_s = fattore di stabilità dipendente da β e da n_d;

c_u = coesione non drenata;

γ = peso di volume;

Si ha che per β = 90° N_s è indipendente da n_d ed è uguale a 3,85.

Da cui

$$H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma} = \frac{3{,}85 \cdot 9{,}81 kN/m^2}{18{,}14 kN/m^3} = 2{,}08m$$

La massima altezza a breve termine a scarpa inclinata in un terreno che nel nostro caso consideriamo omogeneo fino a grande profondità con $n_d = \infty$ terreno omogeneo fino a grande profondità il pendio è instabile per Ns ≥ 5,52.

$$H_c = N_s \cdot \frac{c_u}{\gamma} = \frac{5{,}52 \cdot 9{,}81 kN/m^2}{18{,}14 kN/m^3} = 2{,}98m$$

In tali condizioni la massima altezza a breve termine risulta uguale a 2,98 m con inclinazione massima della scarpa di 50°.

In ogni caso si raccomanda, di realizzare gli scavi in periodo asciutto lasciandoli aperti il più breve tempo possibile ed utilizzare adeguate opere provvisionali negli scavi per la realizzazione dell'edificio..

4.3 CARICO AMMISSIBILE SULLE FONDAZIONI

Il D.M. 14 gennaio 2008 (Norme Tecniche per le costruzioni) introduce per le nuove opere strutturali il concetto di verifica agli strati limite in particolare si distinguono:

- SLU verifiche allo stato limite ultimo;
- SLE verifiche allo stato limite d'esercizio

La realizzazione delle opere comporta la realizzazione di nuove fondazioni e per quanto riguarda le strutture di fondazione si individuano dal punto di vista geotecnico con la verifica allo stato limite d'esercizio la quantificazione dei cedimenti previsti e con la verifica allo stato limite ultimo la definizione della capacità portante del terreno.

Nell'applicazione del D.M. 11.03.88 la verifica agli stati limite era basata su di un coefficiente di sicurezza stabilito mentre con il D.M. 14 gennaio 2008 deve essere verificata la disuguaglianza **Ed ≤ Rd** dove **Ed azioni di progetto** e **Rd resistenza di progetto**.

I coefficienti parziali di sicurezza da applicare dipendono dall'approccio progettuale infatti è ammesso l'approccio 1 combinazione 1 o 2 e l'approccio 2. Nel caso in esame per la determinazione della capacità portante è stata utilizzata l'approccio 2.

4.4 CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI AZIONI SU TERRENI

Il calcolo della portanza è stato fatto considerando una fondazione a platea di 5,50 m X 5,20 m e posata a 0,80 m di profondità.

Il carico fornito dal progettista per lo Stato Limite Ultimo SLV è di circa 1,38 kg/cmq = 135,33 kN/mq

4.4.1 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Norme tecniche per le Costruzioni 2008

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

Eurocodice 7

Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

4.4.2 CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

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

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

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

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

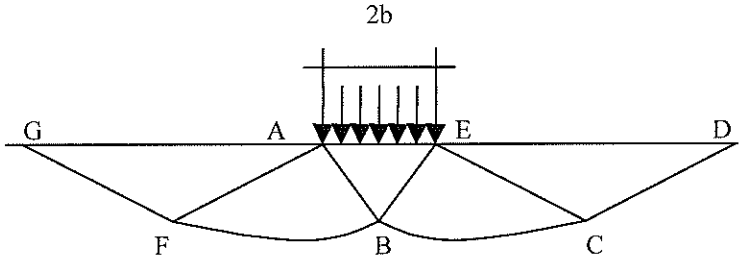
1. Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
2. Comportamento rigido - plastico
3. Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c+\sigma \times tg\varphi$
4. Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza 2b (stato di deformazione piana)
5. Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie *GFBCD.*

Nel triangolo *AEB* la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di $45°+\varphi/2$ rispetto all'orizzontale.

Nelle zone *ABF e EBC* la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti *A* ed *E* e l'altra da archi di de famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti *A* ed *E.* Nei triangoli *AFG e ECD* la rottura avviene su segmenti inclinati di $\pm(45°+\varphi/2)$ rispetto alla verticale.



Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione q =B × c, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

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

Per φ =0 il coefficiente B risulta pari a 5.14, quindi q=5.14 × c.

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

Da questa teoria, anche se non applicabile praticamente, hanno preso le mosse tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti ***Caquot*** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità h, con h ≤ 2b; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma\neq0$, $\varphi=0$, $c=0$ e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

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

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

Formula di Hansen (1970)

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

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

Per valori di D/B <1

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

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

Per valori D/B>1:

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

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

Nel caso $\varphi = 0$

D/B	*0*	*1*	*1.1*	*2*	*5*	*10*	*20*	*100*
d'c	*0*	*0.40*	*0.33*	*0.44*	*0.55*	*0.59*	*0.61*	*0.62*

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando φ=0.

Fattore di forma:

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

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

$$s_c = 1 \qquad \text{per fondazioni nastriformi}$$

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1-\sin\varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{per qualsiasi } \varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} \le 1$$

$$k = \tan^{-1}\frac{D}{B} \quad \text{se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

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

Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):

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

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

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

Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata)

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

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

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

$$b_q = \exp(-2.7\eta\tan\varphi)$$

Metodo di Richards et. Al.

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

progettazione in zona sismica" – Associazione Geotecnica Italiana). Glia autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

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

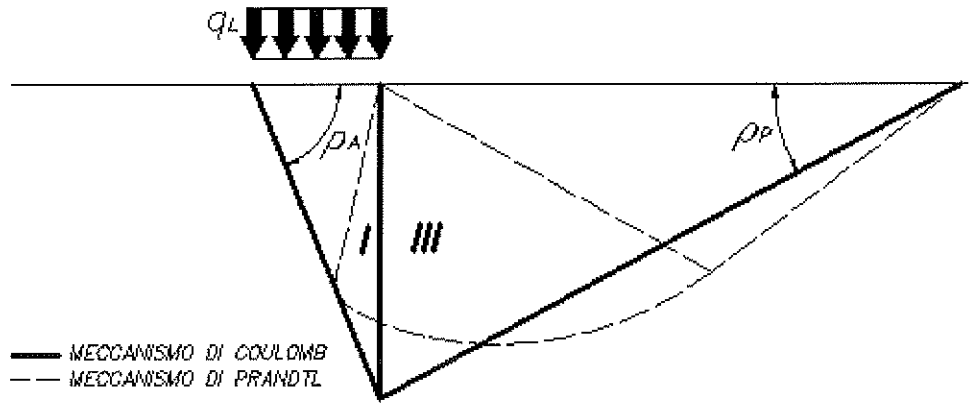
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

Esaminando con un approccio da equilibrio limite, un meccanismo alla Coulomb e portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene riguardata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



Schema di calcolo del carico limite (qL)

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli ρA e ρP che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva KA e KP in funzione dell'angolo di attrito interno f del terreno e dell'angolo di attrito d terreno – parete ideale:

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

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

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

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

E' comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo $\phi=0.5\delta$, conduce a valore dei coefficienti di carico limite molto prossimi a quelli basati su un analisi alla Prandtl. Richards et. Al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni kh g e kv g, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a kh γ e kv γ. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρa e ρp, nonché di KA e KP, rispettivamente indicate come ρAE e ρPE e come KAE e KPE per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

I valori di Nq e Nγ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρAE e ρPE e dei coefficienti KAE e KPE relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella che segue sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

- $\phi = 30°$ $\delta = 15°$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

kh/(1-kv)	Nq	Nγ	Nc
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

Tabella dei fattori di capacità portante per ϕ=30°

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti Kh e Kv in dipendenza di vari fattori:

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

$$Kv = \pm 0{,}5 \times Kh$$

β = coefficiente di riduzione accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

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

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

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

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

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

T1 (S_T = *1.0*) T2 (S_T = *1.20*) T3(S_T =*1.20*) T4(S_T = *1.40*).

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

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

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

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

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

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

γ_I: fattore di importanza,

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

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

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

Il coefficiente sismico verticale Kv è definito in funzione di Kh, e vale:

$$Kv = \pm 0.5 \cdot Kh$$

CEDIMENTI ELASTICI

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni B×L posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base aduna equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) I_F \qquad (1)$$

dove:

q_0 = *Intensità della pressione di contatto*

B' = *Minima dimensione dell'area reagente,*

E e μ = *Parametri elastici del terreno.*

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

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

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

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

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

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

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

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a 5B, se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di E pari a 10 volte dello strato soprastante.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

CEDIMENTI EDOMETRICI

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

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

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

a) il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
b) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

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

se si tratta di un terreno sovraconsolidato (OCR>1), ossia se l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

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

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

dove:

RR Rapporto di ricompressione;

CR Rapporto di compressione;

H_0 spessore iniziale dello strato;

σ'_{v0} tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico.

$\Delta\sigma_v$ incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri *RR* e *CR* si fa riferimento al modulo edometrico M; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale $(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)$ significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

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

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

CEDIMENTO SECONDARIO

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

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

in cui:

Hc è l'altezza dello strato in fase di consolidazione;

$C\alpha$ è il coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva cedimento-logaritmo tempo;

T tempo in cui si vuole il cedimento secondario;

T100 tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

4.4.3 Cedimento secondo Burland e Burbridge

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità Ic al risultato N della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + \left(q' - \sigma'_{v0}\right) \cdot B^{0.7} \cdot I_C\right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

s'vo = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

Ic = indice di compressibilità;

fs, fH, ft = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità Ic è legato al valore medio Nav di Nspt all'interno di una profondità significativa z:

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

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

Nc = 15 + 0.5 (Nspt -15)

dove Nc è il valore coretto da usare nei calcoli.

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

Nc = 1.25 Nspt

Le espressioni dei fattori correttivi fS, fH ed ft sono rispettivamente:

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

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

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

Con:

T = tempo in anni > 3;

R3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R= 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

4.5 VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Zona	III
Larghezza fondazione	5,2 m
Lunghezza fondazione	5,5 m
Profondità piano di posa	0,8 m
Altezza di incastro	1,0 m
Sottofondazione...Sporgenza, Altezza	0,1/0,05 m

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,08
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,016
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,1983

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe IV
Vita nominale:	100,0 [anni]
Vita di riferimento:	200,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	E
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	120,0	0,49	2,48	0,25
S.L.D.	201,0	0,6	2,5	0,28
S.L.V.	1898,0	1,23	2,63	0,32
S.L.C.	2475,0	1,32	2,65	0,33

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,784	0,2	0,016	0,008
S.L.D.	0,96	0,2	0,0196	0,0098
S.L.V.	1,968	0,24	0,0482	0,0241
S.L.C.	2,112	0,24	0,0517	0,0258

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams:Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m³]	Gams [kN/m³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m²]	c Corr. [kN/m²]	cu [kN/m²]	Ey [kN/m²]	Ed [kN/m²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
13,5398	18,14	19,0	32,0	32	0,0	0,0	0,0	29700,0	29700,0	0,45	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazio	Pressione normale di	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo

	ne	progetto [kN/m²]						
1	A1+M1+R3	284,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	Sisma	284,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	284,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	284,46	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma
Autore: HANSEN (1970)

Carico limite [Qult]	853,38 kN/m²
Resistenza di progetto[Rd]	371,04 kN/m²
Tensione [Ed]	284,46 kN/m²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3,0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)
Costante di Winkler 34135,39 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	20,79
Fattore forma [Sc]	1,62
Fattore profondità [Dc]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,59
Fattore profondità [Dq]	1,04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,62
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1189,63 kN/m²
Resistenza di progetto	517,23 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28,52
Fattore [Nc]	44,04
Fattore [Ng]	27,49
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	1760,29 kN/m²
Resistenza di progetto	765,34 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	22,02
Fattore forma [Sc]	1,62
Fattore profondità [Dc]	1,05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,31
Fattore profondità [Dq]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,31
Fattore profondità [Dg]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	1900,71 kN/m²
Resistenza di progetto	826,4 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	30,21
Fattore forma [Sc]	1,62
Fattore profondità [Dc]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,59
Fattore profondità [Dq]	1,04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,62
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0

Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	1476,42 kN/m²
Resistenza di progetto	641,92 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	20,79
Fattore forma [Sc]	1,52
Fattore profondità [Dc]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,5
Fattore profondità [Dq]	1,04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,72
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	1254,59 kN/m²
Resistenza di progetto	545,47 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	20,79
Fattore forma [Sc]	1,62
Fattore profondità [Dc]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,59
Fattore profondità [Dq]	1,04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,62

Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,47
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	853,38 kN/m²
Resistenza di progetto	371,04 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	28,52
Fattore [Nc]	44,04
Fattore [Ng]	27,49
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,47
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1044,23 kN/m²
Resistenza di progetto	454,01 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	22,02
Fattore forma [Sc]	1,62
Fattore profondità [Dc]	1,05
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,31
Fattore profondità [Dq]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,31
Fattore profondità [Dg]	1,03
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,47
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1130,17 kN/m²
Resistenza di progetto	491,38 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	30,21

Fattore forma [Sc]	1,62
Fattore profondità [Dc]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,59
Fattore profondità [Dq]	1,04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,62
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,47
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	987,66 kN/m²
Resistenza di progetto	429,42 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	23,18
Fattore [Nc]	35,49
Fattore [Ng]	20,79
Fattore forma [Sc]	1,52
Fattore profondità [Dc]	1,06
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,5
Fattore profondità [Dq]	1,04
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,72
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,47
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
Carico limite	867,05 kN/m²
Resistenza di progetto	376,98 kN/m²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

CEDIMENTI BURLAND E BURBIDGE

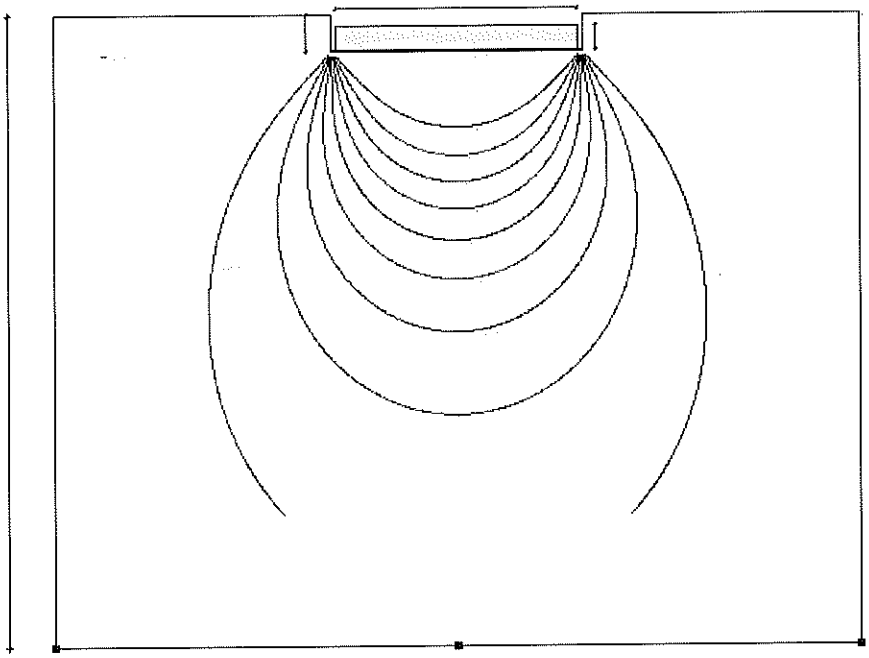
Pressione normale di progetto	135,33 kN/m²
Tempo	10,0

Profondità significativa Zi (m)	3,227
Media dei valori di Nspt all'interno di Zi	30
Fattore di forma fs	1,022
Fattore strato compressibile fh	1
Fattore tempo ft	1,405
Indice di compressibilità	0,015
Cedimento	8,346 mm

VERIFICA A LIQUEFAZIONE - Metodo del C.N.R. - GNDT Da Seed e Idriss

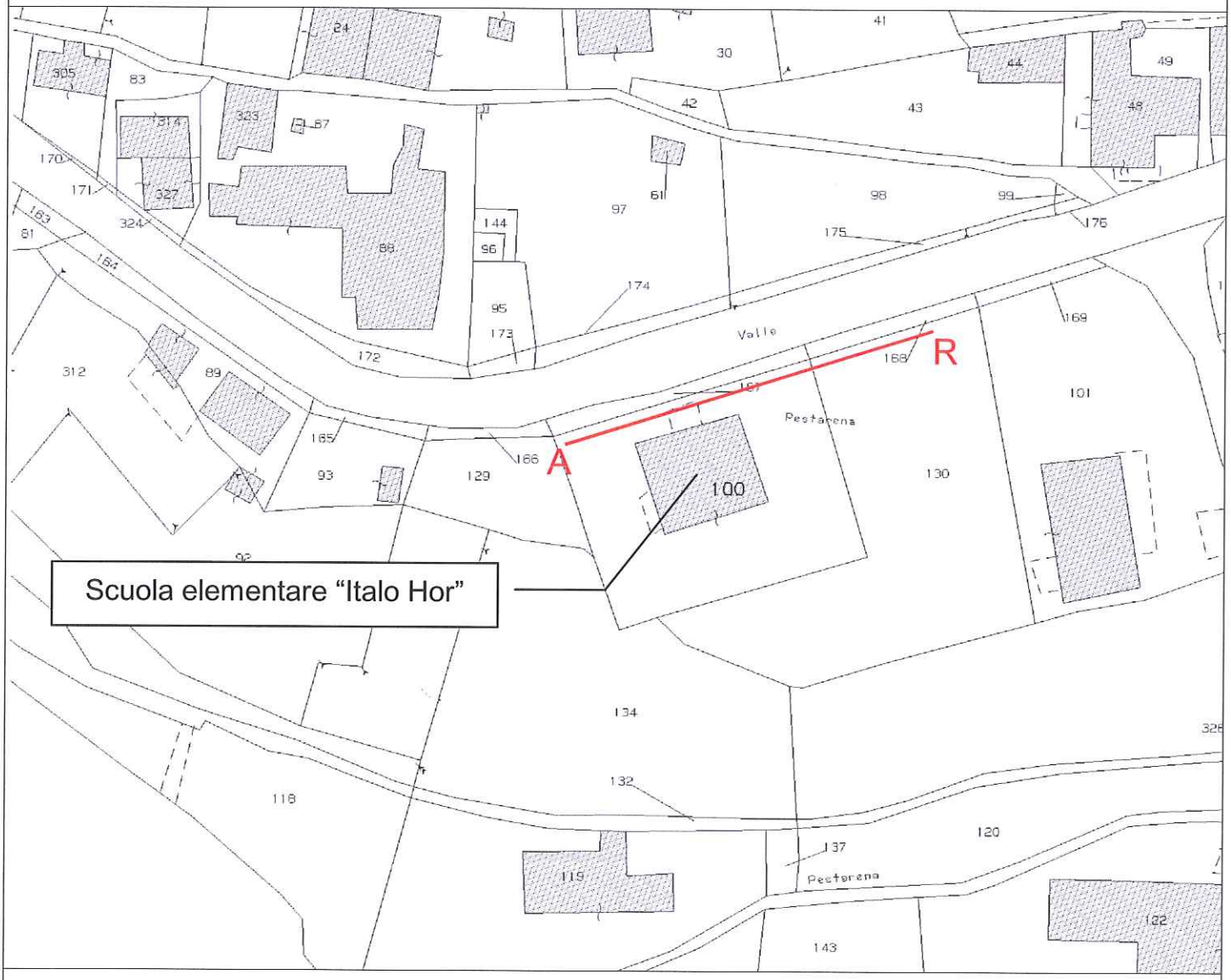
Svo: Pressione totale di confinamento; S'vo: Pressione efficace di confinamento; T: Tensione tangenziale ciclica; R: Resistenza terreno alla liquefazione; Fs: Coefficiente di sicurezza

Strato	Prof. Strato (m)	Nspt	Nspt'	Svo (kN/m²)	S'vo (kN/m²)	T	R	Fs	Condizione:
1	10,00	30,00	20,002	181,397	181,397	0,097	0,294	3,02	Livello non liquefacibile



In conclusione si può quindi affermare che le opere e le sistemazioni morfologiche previste in progetto, se realizzate secondo gli accorgimenti tecnici descritti, non influiranno in maniera significativa sugli equilibri idrogeologici locali.

Estratto catastale con ubicazione stendimento geofisico
Scala 1:1.000



Stendimento costituito da 24 geofoni distanziati 2 m;
A=andata; R=ritorno