



BY-PASS NUOVO ACQUEDOTTO DI SCILLATO TRA LE PROGRESSIVE 12.410 E 15.425 m (C.DE BURGITABUS E SCACCIAPIDOCCHI)

- Progetto esecutivo -

CUP: D63H08000060004

Classe	1					RELAZIONI			
Tavola	1.3					STUDIO GEOTECNICO			
Scala									
Data	2								
	1	AGGIORNAMENTO PREZZI 2013 E ADEGUAMENTO AL D.LGS 50/2016			AL	GDT	GB		
Settore: ADDUZIONE	0	PRIMA EMISSIONE - LUGLIO 2010			LI	GDT	GB		
Nuovo Scillato_1.3-rev1.doc	Rev.	<i>Descrizione</i>			<i>Redatto</i>	<i>Verificato</i>	<i>Approvato</i>		
Progettazione Società di Ingegneria STUDIO APPLICAZIONI IDRAULICHE S.A.I. s.r.l. DI TRAPANI  Ing. Giovanni DI TRAPANI n° 1937 Ordine Ingegneri Palermo		 Il Responsabile del Procedimento F.P. _____ Ing. Maurizio BISSO	AMAP S.p.A. Il Dirigente del Servizio Tecnico _____ Ing. Giovanni PULERI					Consulenza Geologica Dott. Geol. Ugo PIACENTINI Consulenza Geotecnica Ing. Giovanni BARONE Coordinatore della sicurezza in fase di progettazione Ing. Cesare ARICI	
Redazione: Società di Ingegneria STUDIO APPLICAZIONI IDRAULICHE S.A.I. s.r.l. - Via Alfonso Borrelli, 50 - 90139 PALERMO - tel. 091.586758 - fax. 091.586442 - studiosai01@gmail.com Questo documento è di proprietà del Progettista (L. 22.04.1941 n° 633 - art. 2575 e segg. C.C.) - Non può essere modificato, copiato, duplicato, riprodotto o divulgato senza autorizzazione scritta dello stesso									

1. PREMESSA

L'intervento in progetto, ampiamente illustrato e giustificato nella Relazione Generale (All. 1.1) consiste nella realizzazione di un by-pass dell'acquedotto Nuovo Scillato necessario per poter ripristinare il normale funzionamento dello stesso, dopo le frane che ne hanno messo fuori servizio due tratti tra le contrade Burgitabus e Scacciapidocchi, nei territori dei comuni di Termini Imerese e Cerda. Per avere idea dell'entità del problema, l'AMAP ha fornito questi elementi relativi alle rotture determinatesi negli ultimi anni:

	2002	2006	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
Burgitabus	5	2	1	4	4	1	-	3	-
Scacciapidocchi	-	-	-	-	1	2	-	5	5

Ciò premesso, al fine di risolvere alla radice il problema, si è esaminata, positivamente, la possibilità di aggirare questi tratti instabili, mediante un lungo by-pass che porti la tubazione nel fondo valle del fiume Imera Settentrionale in una allocazione nettamente più stabile di quella attuale.

2. DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI

Il bypass, da realizzarsi in acciaio L355 DN 900 s = 10,00 mm di lunghezza di poco superiore a 3330 m, avrà origine in contrada Burgitabus (All. 2.3.1 e 2.3.2) all'altezza del cavalcavia autostradale al km 45+800 dell'Autostrada A-19 Palermo-Catania e terminerà in contrada Scacciapidocchi, poco prima del sottopasso autostradale posto al km 41+700.

Il tracciato si svilupperà prevalentemente in affiancamento alla condotta dell'adduttore che collega l'Acquedotto Rosamarina Est al Potabilizzatore Imera, realizzato nel 2002 dall'AMAP S.p.A.

In particolare, dopo l'innesto alla tubazione esistente in prossimità del picchetto di progetto A24i del Nuovo Scillato (progr. 12.410 m), il tracciato procederà verso l'autostrada A-19 sulla strada asfaltata comunale Burgitabus per circa 200 metri, quindi devierà verso Nord, subito prima del cavalcavia Burgitabus mantenendosi pressocchè equidistante da due edifici rurali e da un traliccio; dopo circa 400 m si affiancherà all'autostrada A-19 sino all'altezza del km 44+200 in cui verrà realizzato mediante uno spingitubo un sottopasso con camicia in

acciaio DN 1100 s=12,5 e lunghezza pari a 65 m, per l'attraversamento del rilevato autostradale.

Da questo punto, per i successivi 2.500 m circa il tracciato si svilupperà in affiancamento a quello dell'adduttore Rosamarina Est al potabilizzatore Imera, lungo una fascia di terreno compresa tra lo stesso e l'alveo del fiume Grande Imera.

Infine il tracciato devierà di 90° verso Ovest per raggiungere ed attraversare nuovamente il rilevato autostradale, alla progressiva km 41+700, con un secondo sottopasso realizzato mediante spingitubo di lunghezza 60 m e caratteristiche analoghe al precedente, fino ad arrivare all'innesto con l'adduttore Nuovo Scillato. Il collegamento all'adduttore avverrà giusto a valle del pozzetto di scarico esistente (picchetto A29) alla progressiva 15.425 del Nuovo Acquedotto di Scillato.

Nei punti di innesto iniziale e finale saranno realizzati blocchi di ancoraggio fondati su pali DN 600 L = 15 m.

Lungo tutto il tracciato saranno altresì realizzati tre pozzetti di sfiato e due di scarico: i pozzetti saranno in opera con dimensioni interne 2,00 x 2,00 m.

3. SINTESI DELLO STUDIO GEOLOGICO

3.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

Sotto il profilo geologico l'area in studio, compresa tra i Monti di Termini Imerese e le Madonie, si inquadra nella Catena Appenninico-Maghebride in cui diverse unità stratigrafico-strutturali, costituite da rocce carbonatiche, silico-carbonatiche ed argilloso-quarzarenitiche, di età compresa fra il Trias sup. e il Miocene inf., di età compresa fra il Trias sup. e il Miocene inf., sud vergenti, coeve ma spesso in facies differenti, sono sovrascorse tettonicamente le une sulle altre. La deformazione tettonica rimette in posto sui terreni della Catena un complesso alloctono, noto in letteratura come "Complesso Sicilide" caratterizzato da argille varicolori inglobanti estesi lembi di rocce appartenenti a formazioni di diversa età e litologia.

A partire dal Miocene medio sui terreni della Catena e sul Complesso Sicilide, si vengono a sovrapporre i terreni postorogeni, caratterizzati dai depositi della Formazione Terravecchia, di età Tortoniano-Messiniano inf., e dai terreni della serie evaporitica messiniano e dai depositi pleistocenici.

Nell'area in studio, che interessa la parte settentrionale della valle del Fiume Imera, sono presenti in affioramento terreni argillosi appartenenti alla formazione delle argille

varicolori e argilliti ed arenarie appartenenti alla formazione del Flysch Numidico; a questi si sovrappongono i terreni sabbioso-conglomeratici della Fm Terravecchia, seguono, infine, depositi alluvionali attuali e recenti terrazzati, presenti estesamente nell'area di fondovalle del Fiume Imera (All. 1.2.2)

3.2 TERRENI

Come riportato nella relazione geologica a cura del dott. Piacentini, sulla base di quanto rinvenuto con i rilievi geologici di superficie, l'area in studio è caratterizzata dalla presenza della presenza, lungo il versante sinistro della valle, di terreni argillosi appartenenti alla Fm. della Argille Varicolori e, per un breve tratto, di argilliti e arenarie appartenenti alla Fm. del Flysch Numidico. In corrispondenza dell'area di fondovalle tali terreni sono ricoperti da depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi.

Nelle carte geologiche (All. 1.2.3.1 - 1.2.3.2) e nei profili geologici (All. 1.2.4.1 - 1.2.4.2) è illustrato l'assetto geologico e geomorfologico dei terreni interessati dagli scavi per la realizzazione della condotta.

Tali terreni vengono di seguito descritti dal basso verso l'alto, secondo l'ordine di sovrapposizione stratigrafica.

Flysch Numidico (Oligocene sup. - Miocene inf.)

Si tratta di una formazione complessa in cui si alternano con percentuali variabili livelli argillosi e livelli arenacei e conglomeratici a consistenza lapidea.

Nell'area in studio è presente la litofacies arenaceo-pelitica costituita da alternanze ritmiche di strati e banchi arenacei e quarzarenitici variamente cementati giallastri con subordinati livelli di argille, argille marnose e argilliti talora finemente scagliettate. Le quarzareniti si presentano in strati di spessore centimetrico ed in banchi e sono caratterizzate da laminazione piana, incrociata, ondulata o contorta, strati gradati, impronte basali sparse. Presentano, inoltre, una fitta rete di fratture in genere normali alla stratificazione. Frequentemente, ed in subordine alle arenarie, si alternano sottili livelli argillo-marnosi o argillitici di colore bruno e grigio-plumbeo con tessitura a scaglie minute delimitate spesso da superfici lucide. Nell'area in studio tali terreni si rinvengono lungo il versante sinistro della valle, poco a monte del tratto finale della condotta di by-pass.

Argille Varicolori (Cretaceo sup.-Eocene)

Le argille varicolori rappresentano un complesso alloctono, caotico, costituito di argille, argille marnose e marne varicolori, in prevalenza da grigio-chiaro e rosso-violaceo, talora

anche verdognole e brune, con irregolari chiazze giallastre o biancastre in superficie. In profondità spesso hanno un colore bruno scuro con superfici di distacco talora di colore bronzeo quasi iridescente. Inoltre, si presentano tipicamente scagliettate e tettonizzate. Tale formazione si sovrappone in genere per trasporto orogenico ai terreni della Catena; l'età è stata stimata compresa nell'intervallo Cretaceo sup - Eocene, l'età della massa in posto nel Miocene medio. Le masse argillose che costituiscono tale tipo litologico presentano di solito una microfauna stratigraficamente poco significativa e quasi sempre rimaneggiata, con mescolanze di specie di età diverse. Si presentano per la maggior parte ridotte in scaglie, laminate, striate e contorte, talchè risulta talora impossibile individuare qualsiasi traccia della originaria stratificazione. Le scaglie, di forma poliedrica, sono a volte minute, a volte grossolane, talora plastiche, talvolta più o meno dure e sono delimitate da superfici lucide, spesso con tracce di talco e dikite. Ciò è dovuto alle vicissitudini tettoniche che hanno dato luogo ad un tale assetto caotico e ad una giacitura fortemente tettonizzata. Spesso nella massa argillosa si rinvengono blocchi di rocce costituenti degli olistoliti meccanicamente inglobati di quarzareniti del Flysch Numidico, basalti, calcari con selce, calcari marnosi; questi talvolta sono di grandi dimensioni fino a costituire affioramenti rocciosi, che risultano però non radicati alla base. La loro distribuzione è quanto mai irregolare e conferisce alla formazione un aspetto di grande caoticità. Sono presenti, anche, intercalazioni, più o meno disturbate, di calcilutiti e calcareniti a nummuliti che si infittiscono negli orizzonti più alti fino a costituire un passaggio graduale alla soprastante Formazione di Polizzi. Nell'area in studio le argille varicolori sono estesamente affioranti lungo il versante sinistro del Fiume Imera Settentrionale.

Depositi Alluvionali

Comprendono i depositi alluvionali attuali (Al) e recenti terrazzati (Alt) presenti lungo l'alveo del Fiume Imera Settentrionale. Si tratta di ghiaia e blocchi misti a sabbia e sabbia grossa, con livelli lenticolari di sabbia e sabbia limosa con ghiaia. La sabbia presenta granulometria variabile, da fina a grossa; la ghiaia ed i blocchi presentano elementi poligenici a spigoli arrotondati immersi in una matrice sabbiosa o sabbioso-limosa. I depositi alluvionali sono privi di cementazione e presentano una giacitura sub-orizzontale ad assetto lenticolare embriciato. I depositi alluvionali presentano spessori variabili compresi tra i 10 e oltre 20 m.

Terreno vegetale

Si tratta di sabbia limosa e limo sabbioso di colore brunastro con elementi di ghiaia poligenica, a spigoli arrotondati, radici e sostanza organica. Tali terreni presentano spessori dell'ordine di 0.50 - 1.00 m.

Terreno di riporto

- Comprende i terreni di riporto costituenti il rilevato dell'autostrada PA-CT. Si tratta di sabbia limosa di colore brunoastro con ghiaia a spigoli vivi, costituenti il rilevato autostradale e la pavimentazione stradale in conglomerato bituminoso. Tali terreni presentano uno spessore variabile compreso tra alcuni decimetri a circa 3-4 m.

4. INDAGINE SISMICA PASSIVA TROMOGRAFICA

La nuova normativa antisismica (D.M. 14/01/2008 con conseguente circolare esplicativa n. 617 del 02/02/2009) ha reso necessario condurre una campagna d'indagini in situ per determinare le caratteristiche sismiche dei terreni attraversati. Queste si riassumono nella determinazione del parametro Vs30, ovvero la velocità di propagazione delle onde di taglio generate in corrispondenza del punto di indagine entro i primi 30 m di terreno attraversato, e della sua categoria stratigrafica.

Allo scopo è stato incaricato il Dott. Geol. Antonio Mendolia che ha condotto la campagna di indagine i cui risultati dettagliati sono riportati in appendice.

Sinteticamente l'analisi condotta su n. 2 punti della zona interessata dal tracciato (vedi planimetria a scala 1:10.000 in appendice) ha evidenziato i seguenti risultati:

Punto di indagine TR1:

Vs30 = 340 m/s

Punto di indagine TR2:

Vs30 = 315 m/s

Dai valori così rilevati, si sono potuti caratterizzare i terreni interessati dalla posa del bypass come ricadenti nella categoria stratigrafica "C" ovvero "*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180÷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*".

5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei terreni, data la natura delle opere da realizzare le problematiche geotecniche connesse alla loro realizzazione (infissione di pali di

fondazione, posa di tubazioni in trincea e di alcuni pozzetti in c.a.), alla luce delle conoscenze sulle zone dove ricade l'intervento stesso, si è ritenuto di poter fare riferimento al complesso di studi ed indagini già in possesso dello scrivente.

In particolare, come si desume dalla relazione geologica la cui sintesi è riportata nel paragrafo precedente, la zona interessata dalla posa della condotta di bypass è caratterizzata dalla presenza di depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi del F. Imera Settentrionale, di spessore compreso tra i 10 e i 20 m, che insistono su una formazione di base costituita da terreni appartenenti alla Fm. del Flysch Numidico, costituiti di alternanze di livelli arenacei centimetrici con interposti livelli di argilla.

La falda idrica di subalveo si localizza a profondità di circa 4-5 m dal p.c., per cui non sono da prevedere interferenze con le opere in progetto.

Ai fini dei calcoli, adottando valori cautelativi, possono essere utilizzati i seguenti parametri geotecnici:

Depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi (AL)

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 1 \text{ kPa} \quad \phi' = 35^\circ$$

Argille Varicolori (AV)

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \quad c = 20 \text{ kPa} \quad \phi' = 20^\circ$$

Argille del Flysch Numidico (FN)

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \quad c = 15 \text{ kPa} \quad \phi' = 23^\circ$$

6. CALCOLI GEOTECNICI

I calcoli geotecnici riguardano essenzialmente:

1. Stabilità delle pareti di scavo;
2. Capacità portante del terreno di fondazione;
3. Pali di fondazione dei blocchi di ancoraggio.

6.1 VERIFICA DELLA STABILITÀ DELLE PARETI DI SCAVO

Come si evince dai profili longitudinali (Tavv. 2.4.1÷2.4.2) gli scavi per la posa delle tubazioni avranno profondità medie di circa 2,60 m e raggiungono un massimo di 3,60 m.

Va premesso che, in generale, per evitare sostegni nei terreni sciolti o detritici è necessario che il terreno sia dotato di coesione, anche “apparente” (dovuta cioè alle pressioni neutre negative a causa di parziale saturazione); è noto che la spinta attiva che il terreno esercita su una struttura di sostegno in condizioni di equilibrio limite è data dalla nota espressione di Rankine:

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot k_a^{0,5}$$

dove

γ è la massa volumetrica del terreno;

c è la coesione del terreno;

z è la profondità dello scavo;

k_a è il coefficiente di spinta attiva.

Tale spinta si annulla per

$$z_{\max} = \frac{2 \cdot c \cdot k_a^{0,5}}{\gamma \cdot k_a}$$

che corrisponde all'altezza di scavo che è possibile raggiungere in condizioni di equilibrio limite.

Nel caso in esame, presentandosi una formazione costituita da depositi alluvionali sabbioso-ghiaiosi ($c=1$ kPa), la z_{\max} della formula risulterebbe assai piccola (circa 0,21 m) ma ciò avviene solo nel lungo termine ed in condizioni perfettamente drenate. Nella realtà la limitata durata di apertura dello scavo permette di ipotizzare una “coesione apparente” che può cautelativamente porsi pari a 13 kPa ($1,3 \text{ T/m}^2$).

Depositi alluvionali (AL)

Assumendo dunque:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \qquad c = 13 \text{ kPa} \qquad \phi' = 35^\circ$$

si ha: $k_a = 0,271$ e $z_{\max} = 2,77$ m.

Per quasi la totalità degli scavi previsti, considerando la limitata durata di apertura della trincea non si dovrebbero avere problemi di stabilità. Per tutti i casi in cui la profondità di scavo dovesse raggiungere o superare il valore limite calcolato o in presenza d'acqua ed in ogni caso in situazioni di pericolo accertate durante l'esecuzione dei lavori, si adotteranno, ove necessarie, le sbadacchiature delle pareti e/o opere di sostegno provvisionali.

Eventuali sovraccarichi dovranno essere previsti distanti almeno 3 metri dal bordo scavo

Per la sicurezza dei lavoratori, in corrispondenza delle saldature da eseguirsi entro gli scavi all'interno di apposite nicchie sufficientemente ampie per consentire la comoda esecuzione delle giunzioni e dei relativi coprigiunti, e in ogni caso ove il Responsabile della Sicurezza lo ritenga necessario, bisognerà procedere alla loro sbadacchiatura mediante formazione di armatura verticale e/o sub verticale di sostegno delle pareti (blindaggio) idonea ad impedire il loro franamento costituita da elementi metallici opportunamente contrastati con puntelli o vitoni dimensionati in relazione alla natura del terreno, alla sua consistenza ed alla spinta delle terre.

6.2 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Si procederà alla verifica del pozzetto di scarico P4 previsto alla progressiva 1.015,66 m del bypass.

Il manufatto è costituito da un pozzetto in c.a. gettato in opera di dimensioni esterne in pianta di 2,60 x 2,60 m ed altezza totale di 4,30 m, con piastra di fondazione di spessore 30 cm, pareti da 30 cm e soletta di copertura da 25 cm.

Il manufatto sarà quasi completamente interrato nei depositi alluvionali (AL), come può evincersi dal profilo geologico del bypass (All. 1.2.4.1 e 1.2.4.2) e dalla figura di seguito riportata (Fig. 1).

Le caratteristiche geotecniche della formazione geologica interessata sono le seguenti:

$$\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 1 \text{ kPa} \quad \phi' = 35^\circ$$

Nel caso in esame i dati geometrici del manufatto ai fini del calcolo della portanza del terreno sono:

$$B = 2,60 \text{ m} \quad L = 2,60 \text{ m} \quad D = 3,80 \text{ m}$$

Sezione A-A

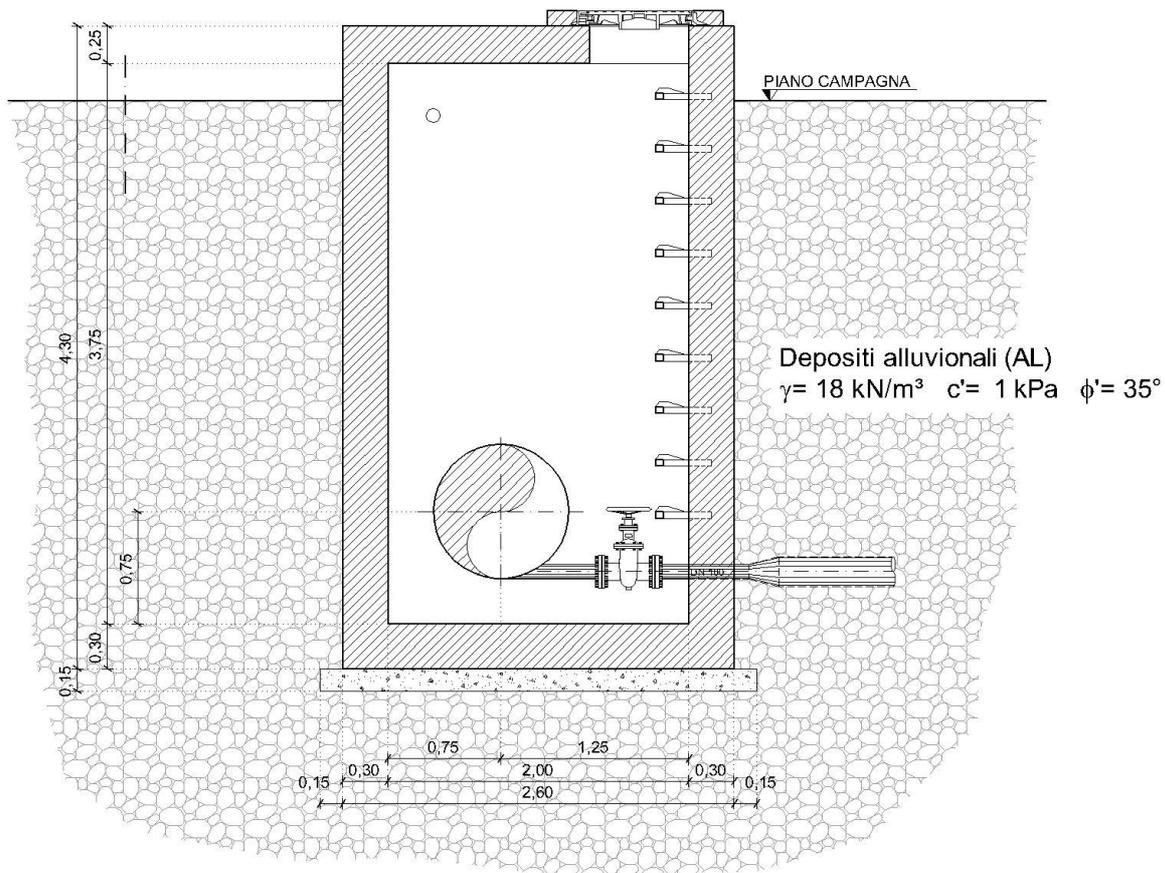


Fig. 1 - Manufatto di scarico P4 - Sezione A-A

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.

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:

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

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

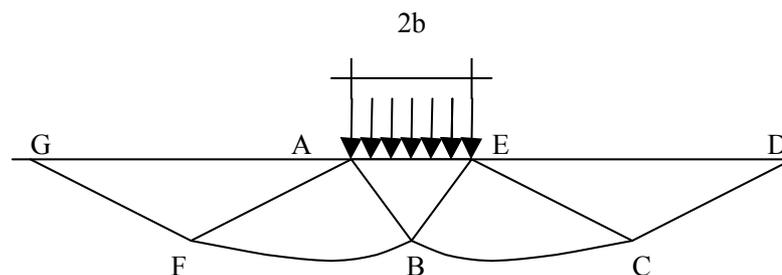
- Materiale privo di peso e quindi $\gamma=0$
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione $\tau=c + \sigma \times \operatorname{tg} \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza $2b$ (stato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

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

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

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

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



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 $q = B \times c$, dove il coefficiente B dipende soltanto dall'angolo di attrito φ del terreno.

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

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

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

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 $h \leq 2b$; il terreno compreso tra la superficie e la profondità h ha le seguenti caratteristiche: $\gamma \neq 0$, $\varphi = 0$, $c = 0$

e cioè sia un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \times \gamma l + B \times c$$

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

Metodo di Terzaghi (1955)

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

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle

resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto *Terzaghi* assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione ψ rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di ψ in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi $\gamma_2 = 0$ per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

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

in cui C è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito ϕ del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo ϕ prima definito;

b è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, *Terzaghi* passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da *Terzaghi* sull'effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, *Terzaghi* invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, *Terzaghi* consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$tg\phi_{rid} = 2/3 \times tg\phi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

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

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

dove:

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

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

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

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

Formula di Meyerhof (1963)

Meyerhof propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di Terzaghi; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente s_q che moltiplica il fattore N_q , fattori di profondità d_i e di pendenza i_j per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti N furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BF (v. meccanismo Prandtl), mentre il taglio lungo i piani AF aveva dei valori approssimati.

I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

$$\text{Carico verticale} \quad q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$$

$$\text{Carico inclinato} \quad q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma$$

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

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

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

fattore di forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 10$$

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

fattore di profondità:

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

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

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi = 0$$

inclinazione:

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

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

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

dove :

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$$

θ = Inclinazione della risultante sulla verticale.

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 $\varphi = 0$.

Fattore di forma:

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

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

$$s_c = 1 \quad \text{per fondazioni nastroformi}$$

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

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

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

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

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

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

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

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):

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

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

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

$$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \varphi)$$

Formula di Vesic (1975)

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

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

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

Formula Brich-Hansen (EC 7 - EC 8)

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

$$V_d \leq R_d$$

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

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

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

$$R/A' = (2 + \pi) c_u s_c i_c + q$$

Dove:

$A' = B' L'$ area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico.

c_u Coesione non drenata.

q pressione litostatica totale sul piano di posa.

s_c Fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 (B'/L') \quad \text{per fondazioni rettangolari}$$

$$s_c = 1,2 \quad \text{Per fondazioni quadrate o circolari.}$$

i_c Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A'c_u} \right)$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue.

$$R/A' = c' N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45 + \phi'/2)$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi'$$

Fattori di forma

$$s_q = 1 + (B'/L') \tan \phi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

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

$$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L') \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0,7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \quad \text{per forma rettangolare, quadrata o circolare.}$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a L'

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

$$i_c = (i_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$

Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H parallelo a B'

$$i_q = [1 - 0,7H / (V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A \cdot c' \cdot \cot \phi')]^3$$

$$i_c = (i_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1)$$

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

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). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite:

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

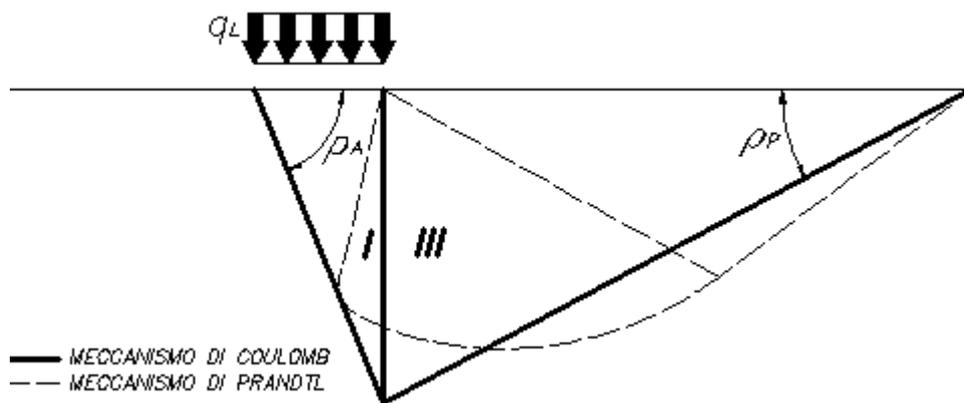
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

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

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

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

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

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

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

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

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

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 $k_h g$ e $k_v g$, agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a $k_h \gamma$ e $k_v \gamma$. Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di ρ_A e ρ_P , nonché di K_A e K_P ,

rispettivamente indicate come ρ_{AE} e ρ_{PE} e come K_{AE} e K_{PE} per denotare le condizioni sismiche:

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

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

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

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

I valori di N_q e N_γ sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli ρ_{AE} e ρ_{PE} e dei coefficienti K_{AE} e K_{PE} relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo θ definito come:

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

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

$$- \phi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786

$k_h/(1-k_v)$	N_q	N_γ	N_c
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 $\phi=30^\circ$

VERIFICA A SLITTAMENTO

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

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

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

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

CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

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

$$N_q = \tan^6 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi.

La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

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

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

FATTORI CORRETTIVI SISMICI: PAOLUCCI E PECKER

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del q_{lim} vengono introdotti i fattori correttivi z :

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

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove K_h è il coefficiente sismico orizzontale.

Calcolo coefficienti sismici

Le **NTC 2008** calcolano i coefficienti K_h e K_v in dipendenza di vari fattori:

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

$$K_v = \pm 0,5 \times K_h$$

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): $0.90 \leq S_S \leq 1.80$; 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 pendii.

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

$$T1 (S_T = 1.0) \quad T2 (S_T = 1.20) \quad T3 (S_T = 1.20) \quad T4 (S_T = 1.40).$$

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:

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

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 K_v è definito in funzione di K_h , e vale:

$$K_v = \pm 0.5 \cdot K_h$$

Pozzetto di scarico P4

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Zona	Scillato
Lat./ Long. [WGS84]	37,935/13,846
Larghezza fondazione	2,6 m
Lunghezza fondazione	2,6 m
Profondità piano di posa	4,6 m
Profondità falda	8,0

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,038
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]	0,0076
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,0948

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica:T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,25	2,48	0,21
S.L.D.	50,0	0,31	2,5	0,26
S.L.V.	475,0	0,69	2,6	0,43
S.L.C.	975,0	0,84	2,68	0,48

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,375	0,2	0,0076	0,0038
S.L.D.	0,465	0,2	0,0095	0,0047
S.L.V.	1,035	0,2	0,0211	0,0106
S.L.C.	1,26	0,2	0,0257	0,0128

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/ m ³)	Gams (kN/m ³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m ²)	c Corr. (kN/m ²)	cu (kN/m ²)	Ey (kN/m ²)	Ed (kN/m ²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,0	18,0	20,0	35	35	1,0	1,0	0,0	14709,97	15690,64	0,0	0,003	0,002

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m ²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN)·m	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo
1	A1+M1+R1	289,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	289,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	Sisma	289,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
4	S.L.E.	212,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
5	S.L.D	212,80	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	1	1
2	No	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
4	No	1	1	1	1	1	1	1
5	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...Sisma

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	1977,29	kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	1098,49	kN/m ²
Tensione [Ed]	289,6	kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	6,83	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler	79091,52	kN/m ³
---------------------	----------	-------------------

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	33.92
Fattore forma [Sc]	1,72
Fattore profondità [Dc]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,7
Fattore profondità [Dq]	1,27
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	6537,43	kN/m ²
Resistenza di progetto	6537,43	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	41,44
Fattore [Nc]	57,75
Fattore [Ng]	42,43
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	4300,65	kN/m ²
Resistenza di progetto	4300,65	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33,3
Fattore [Nc]	46,12
Fattore [Ng]	37,15
Fattore forma [Sc]	1,74
Fattore profondità [Dc]	1,68

Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0	
Fattore forma [Sq]	1,24	
Fattore profondità [Dq]	1,27	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0	
Fattore forma [Sg]	1,37	
Fattore profondità [Dg]	1,34	
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	6786,34	kN/m ²
Resistenza di progetto	6786,34	kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	
=====		

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33,3	
Fattore [Nc]	46,12	
Fattore [Ng]	48,03	
Fattore forma [Sc]	1,72	
Fattore profondità [Dc]	1,42	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0	
Fattore forma [Sq]	1,7	
Fattore profondità [Dq]	1,27	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0	
Fattore forma [Sg]	0,6	
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	6108,14	kN/m ²
Resistenza di progetto	6108,14	kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	
=====		

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	33,3	
Fattore [Nc]	46,12	
Fattore [Ng]	45,23	
Fattore forma [Sc]	1,59	
Fattore profondità [Dc]	1,42	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0	
Fattore forma [Sq]	1,57	
Fattore profondità [Dq]	1,27	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0	
Fattore forma [Sg]	0,7	
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	6350,42	kN/m ²
Resistenza di progetto	6350,42	kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	
=====		

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,38
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,56
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	3101,55	kN/m ²
Resistenza di progetto	1723,08	kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20,58
Fattore [Nc]	34,96
Fattore [Ng]	17,92
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2076,25	kN/m ²
Resistenza di progetto	1153,47	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,82
Fattore forma [Sc]	1,58
Fattore profondità [Dc]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,29
Fattore profondità [Dq]	1,3

Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0	
Fattore forma [Sg]	1,29	
Fattore profondità [Dg]	1,3	
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	2956,42	kN/m ²
Resistenza di progetto	1642,46	kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	
=====		

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	20,08
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,56
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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	3195,61	kN/m ²
Resistenza di progetto	1775,34	kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	
=====		

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

=====		
Fattore [Nq]	16,92	
Fattore [Nc]	28,42	
Fattore [Ng]	17,84	
Fattore forma [Sc]	1,52	
Fattore profondità [Dc]	1,42	
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0	
Fattore forma [Sq]	1,39	
Fattore profondità [Dq]	1,31	
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0	
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0	
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0	
Fattore forma [Sg]	0,7	
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	3072,36	kN/m ²
Resistenza di progetto	1706,86	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Sisma

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,38
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,56
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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]	0,71
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3046,15	kN/m ²
Resistenza di progetto	1692,31	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	20,58
Fattore [Nc]	34,96
Fattore [Ng]	17,92
Fattore forma [Sc]	1,3
Fattore forma [Sg]	0,8
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,71
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1977,29	kN/m ²
Resistenza di progetto	1098,49	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	13,82
Fattore forma [Sc]	1,58
Fattore profondità [Dc]	1,6
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,29
Fattore profondità [Dq]	1,3
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,29
Fattore profondità [Dg]	1,3

Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,71
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2796,1	kN/m ²
Resistenza di progetto	1553,39	kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

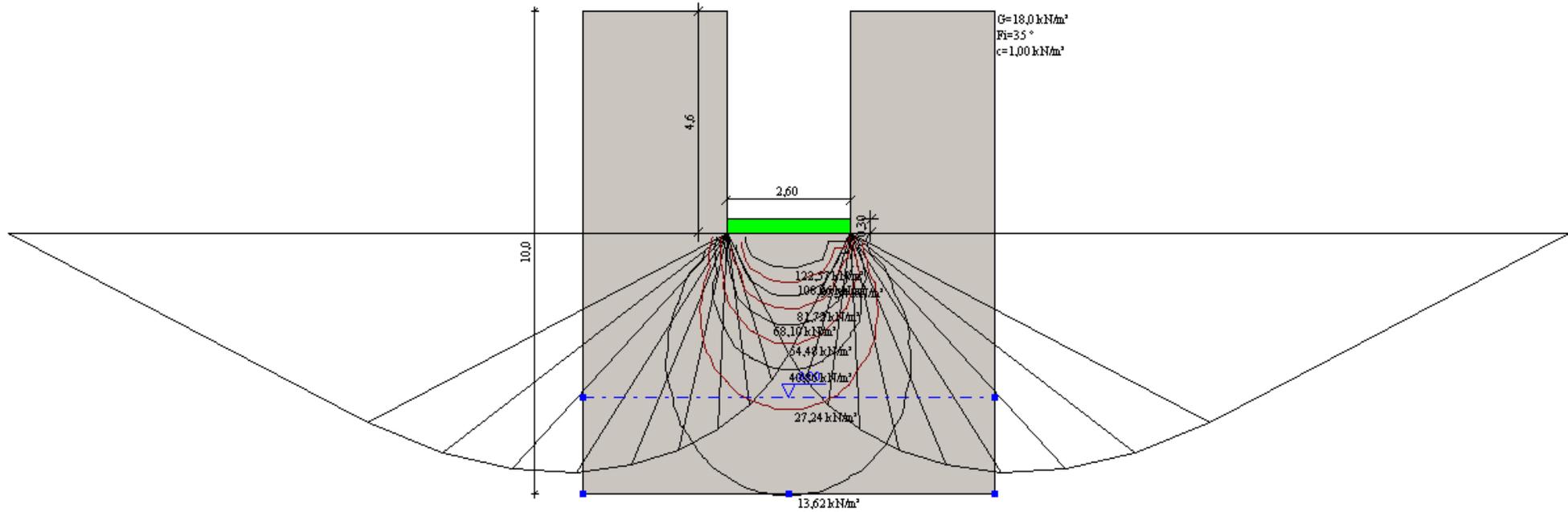
Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	20,08
Fattore forma [Sc]	1,6
Fattore profondità [Dc]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,56
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,6
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]	0,71
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	3112,47	kN/m ²
Resistenza di progetto	1729,15	kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	16,92
Fattore [Nc]	28,42
Fattore [Ng]	17,84
Fattore forma [Sc]	1,52
Fattore profondità [Dc]	1,42
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,49
Fattore profondità [Dq]	1,31
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,7
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]	0,71
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	2986,18	kN/m ²
Resistenza di progetto	1658,99	kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata	



Cunei di rottura e bulbi delle tensioni del terreno di fondazione del pozzetto P4

6.3 VERIFICA PORTANZA PALI DI FONDAZIONE BLOCCHI ANCORAGGIO

La realizzazione del bypass oggetto del presente progetto esecutivo prevede anche la realizzazione di due blocchi di ancoraggio da realizzarsi in corrispondenza dell'innesto iniziale (prog. 0,00 m) e di quello finale (prog. 3332,72 m).

I due blocchi di ancoraggio hanno le stesse dimensioni e sono fondati su pali; la loro realizzazione si è resa necessaria per contrastare la notevole spinta idrodinamica di 340t (aumentata del 20% per tenere conto delle sovrappressioni di moto vario), che si scarica sui due gomiti a 90° di innesto (vedi elaborato 2.9) .

Il blocco è costituito da una piastra ad L in c.a. sia in pianta che in elevazione, con il lato più lungo in pianta di 6,20 m e quello più corto di 2,20 m con spessore pari a 1,00 m; sul bordo esterno della piastra due setti di irrigidimento di altezza pari a 1,00 e spessore pari a 1,00 m completano la L verticale del blocco di ancoraggio.

Ciascun blocco così concepito fonda su n° 10 pali Ø 600, lunghi 15,00 m, posti a quinconce sotto la piastra con interasse nel senso delle ascisse di 1,20 m e interasse nel senso delle ordinate di 1,00 m.

La portanza limite per ciascun palo è calcolata in base alle caratteristiche dei vari strati di terreno attraversati dal palo. Essa è data dalla somma della portanza alla punta e della portanza per attrito laterale.

La relazione geologica (all. 1.2.1) indica che i pali del blocco di innesto iniziale andranno ad interessare per circa 8-10 m depositi alluvionali (A1) e per i restanti 5-7 m, terreni appartenenti alla Fm. delle Argille Varicolori composte da argille, argille marnose e marne di colori variabili dal grigio al rossastro o verdastro con inglobati frammenti lapidei di età e litologia diversa.

I pali di fondazione del blocco di innesto finale interesseranno invece per circa 8-10 m depositi alluvionali (A1) e per i restanti 5-7 m, terreni del Flysch Numidico, costituiti di alternanze di livelli arenacei centimetrici con interposti livelli di argilla.

I calcoli sono stati eseguiti secondo la teoria di Meyeroff. La formula di seguito riportata è un'estensione di quella classica in quanto tiene conto del fatto che il terreno può presentare strati con caratteristiche differenti.

Secondo Meyeroff la portanza per attrito laterale R_a è data dall'espressione (gli angoli sono espressi in radianti):

$$R_a = \pi \cdot D \cdot \sum (c \cdot h + K_s \cdot (\gamma \cdot h^2 \cdot \text{tg}\phi' + 2 \cdot h \cdot \text{tg}\phi' \cdot \sum (\gamma \cdot h)))$$

con la prima sommatoria estesa a tutti gli strati e la seconda a tutti quelli soprastanti lo strato inferiore; per il termine K_s si utilizza il valore 1 nel caso di terreno compatto e 0,5 nel caso di terreno sciolto.

La portanza alla base R_b è data dall'espressione:

$$R_b = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot (c_b \cdot N_c + \gamma_m \cdot l \cdot N_q \cdot K_s)$$

per i coefficienti di portata si ha $N_c=8,28$, mentre N_q è funzione di ϕ_b in base alle seguenti corrispondenze di valori:

ϕ_b	0	10	20	30
N_q	0,00	1,25	3,75	11,25

La simbologia usata nelle formule precedenti è la seguente:

- D = diametro del palo
- l = lunghezza del palo
- h = spessore dello strato di terreno attraversato
- R_a = portanza per attrito laterale
- R_b = portanza alla base
- γ = peso specifico dello strato di terreno
- γ_m = peso specifico in media pesata sugli strati
- ϕ_b = angolo di attrito interno del terreno dello strato di base
- ϕ' = angolo di attrito terreno-palo
- c = coesione del terreno del singolo strato
- c_b = coesione dello strato di base

Tale formula si riferisce alla portata del singolo palo isolato; nel caso di pali ravvicinati si considera un coefficiente riduttivo di gruppo $C_{gr.ass.}$, funzione dell'interasse tra i pali, rapportato al diametro dei pali.

Nel caso in esame ciascun blocco di ancoraggio poggia su n° 10 pali di diametro \varnothing 600, disposti a quinconce sotto la piastra (vedi elaborato 2.9). L'interasse orizzontale tra i pali è pari a 1,20 m mentre l'interasse verticale è 1,00 m di conseguenza i pali non interferiscono a vicenda per cui il coefficiente riduttivo $C_{gr.ass}$ è pari ad 1.

Ai fini del calcolo sono stati utilizzati i seguenti dati di base:

	Peso specifico γ [kN/m ³]	Coesione del terreno [kPa]	Angolo di attrito interno del terreno [gradi]	Angolo di attrito terreno-palo [gradi]
Depositi alluvionali	18	1	35°	23°

Come già detto i pali sono disposti a quinconce; per quanto riguarda le verifiche strutturali degli stessi, si rimanda all'elaborato 1.4.

Nella tabella seguente si riporta la verifica della portanza delle due file di pali:

VERIFICA PORTANZA PALI																	
Filo N.	Diam. cm	Int. cm	Cmb. ass.	Qpun. t	Qlat. ass. t	C.gr. t	Qlim. t	QFul. t	Qes. ort.	Coef. t	Cmb. ort.	Qort. t	C.gr. t	Qlimo. ort.	Qeso	Coef.	Verifica
1	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	19,4	10,4	1	651,0	1,00	406,9	0,4	1037,0	OK
2	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	26,3	7,7	1	651,0	1,00	406,9	0,2	2064,2	OK
3	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	17,3	11,7	1	651,0	1,00	406,9	0,7	578,8	OK
4	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	26,0	7,8	1	651,0	1,00	406,9	0,4	1059,4	OK
5	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	25,5	7,9	1	651,0	1,00	406,9	1,0	398,1	OK
6	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	23,1	8,8	1	651,0	1,00	406,9	0,1	3334,7	OK
7	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	25,8	7,8	1	651,0	1,00	406,9	0,4	1120,3	OK
8	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	18,7	10,8	1	651,0	1,00	406,9	0,8	486,6	OK
9	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	26,2	7,7	1	651,0	1,00	406,9	0,2	1893,4	OK
10	60	0	101	214,6	110,2	1,00	202,3	999,9	19,5	10,4	1	651,0	1,00	406,9	0,4	964,3	OK

Conclusivamente si osserva che alla base del calcolo del blocco di ancoraggio, che deve resistere ad una spinta idrodinamica di 340 t, già incrementata del 20% come da normativa, sono state fatte delle considerazioni come di seguito:

1. Il blocco in c.a. a forma di "L" a lati uguali dalle dimensioni in pianta di 6.20 x 6.20 x 2.20 e altezza 1.50÷2.00, pesa 86.7 t; considerato che esso sarà costruito sottoterra con un ricoprimento minimo di 1.50 m, il cui peso è di 72.5 t che sommato a quello del blocco in c.a. dà il peso complessivo di 159.2 t.

Il peso complessivo del blocco e del terreno soprastante, moltiplicato per il coefficiente di attrito fondazione del blocco - terreno sottostante è pari a:

$$f = \text{tg } \phi = \text{tg } 35^\circ \approx 0,70 \text{ per cui l'intensità della forza di attrito risulta pari a:}$$

$$F_a = f \times P = 0,70 \times 159,2 \text{ t} = 111,44 \text{ t}$$

Quindi la spinta idrodinamica residua è pari a:

$$S_p = 340 \text{ t} - 111,44 \text{ t} = 228,56 \text{ t}$$

Pertanto tutta la spinta idrodinamica che deve essere contrastata dal blocco di ancoraggio completo dei 10 pali \varnothing 600 si riduce a 228.56 t.

2. Nella relazione geologica si identificano tre strati di terreno con caratteristiche diverse e migliorative man mano che si scende negli strati più profondi.

In corrispondenza dell'area dove devono essere costruiti i blocchi di ancoraggio, tali terreni sono caratterizzati dai tre principali strati come di seguito:

- *blocco iniziale a quota 58,00 m s.l.m. circa*

Depositi Alluvionali (sabbioso-ghiaiosi) (AL) con caratteristiche

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 13 \text{ kPa} \quad \phi' = 35^\circ$$

Argille Varicolori (AV)

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \quad c = 20 \text{ kPa} \quad \phi' = 20^\circ$$

- *blocco finale a quota 24,00 m s.l.m. circa*

Depositi Alluvionali (sabbioso-ghiaiosi) (AL) con caratteristiche

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \quad c' = 13 \text{ kPa} \quad \phi' = 35^\circ$$

Argille del Flysch Numidico (FN)

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \quad c = 15 \text{ kPa} \quad \phi' = 23^\circ$$

3. Nel calcolo non si è tenuto conto della resistenza opposta dal tubo di acciaio dello spessore di 1 cm, anche a considerare l'acciaio meno resistente SR235J, che con la sua area di 280 cm² è capace di resistere da solo alla spinta di 340 t. in quanto la sua resistenza a trazione è pari a:

$$N_{tr} = (A \times F_y) / Y_m = (280 \text{ cm}^2 \times 2350 \text{ kg/cm}^2) / 1.30 = 506154 \text{ kg} = 506 \text{ t}$$

Dove:

A = area dell'acciaio del tubo;

F_y = tensione di snervamento dell'acciaio tipo SR 235J;

Y_m = coefficiente di sicurezza dell'acciaio.

Trazione che è di molto superiore alla spinta idrostatica che si scarica sul blocco

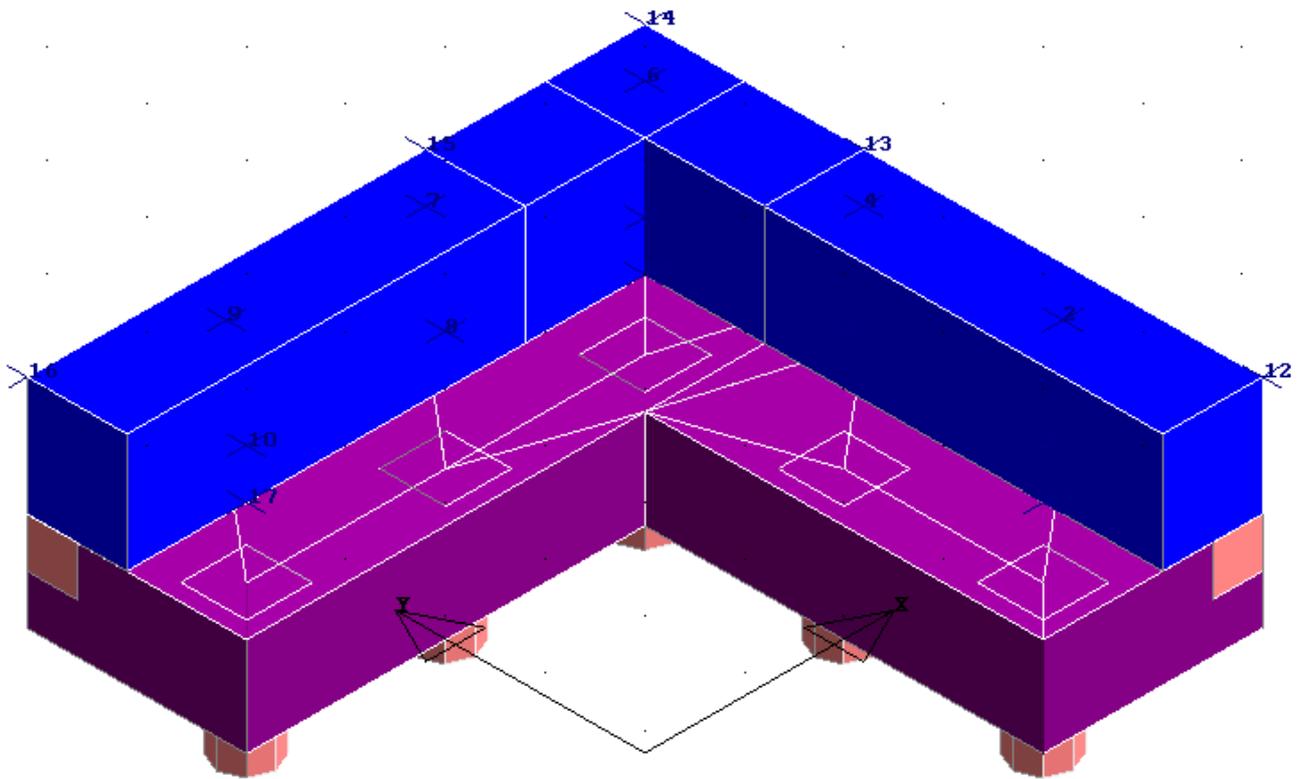
Trazione 506 t > Spinta 340 t.

4. Nel calcolo inoltre si è tenuto conto di tutta la spinta idrodinamica come si evince nella ("Relazione calcoli delle strutture" All.to 1.5, nella tabella "Carichi nodali concentrati" a pag. 55).

Da considerare anche, che, come da normativa, per il calcolo agli S.L.U., il carico permanente non strutturale, viene moltiplicato per 1.5 per cui la spinta di calcolo diventa 340 t x 1.5 = 510 t vedi nella ("Relazione calcoli delle strutture" All.to 1.5, nella tabella "Combinazione carichi – S.L.V. combinazione 1" a pag. 55).

5. Fatte queste considerazioni, si è proceduto al calcolo del blocco di ancoraggio con le nuove N.T.C. - 2008 e come si evince nella (“Relazione calcoli delle strutture” All.to 1.5, nella tabella “Caratteristiche stratigrafiche” a pag. 76), come terreno per fondare i pali, si è utilizzato solo lo strato corrispondente ai depositi alluvionali, mettendosi così in condizioni di ulteriore sicurezza, anche se lo strato di Argille varicolari si trova a quota -10÷15 m e quindi considerato che il blocco verrà costruito ad una profondità minima di 4.50 m, i pali della lunghezza di 15 m si andranno ad ammorsare per almeno 10 m in un terreno con caratteristiche migliori dei depositi alluvionali.
6. Le verifiche strutturali del blocco e dei pali danno esito positivo, anche la portanza dei pali è positiva, come si evince nella (“Relazione calcoli delle strutture” All.to 1.5, nelle tabelle “Verifiche piastre e shells” da pag 68 a pag 70 e “Verifiche pali” da pag. 79 a pag. 83)

In ultimo ma non meno importante, poiché il blocco deve essere costruito sottoterra, l'ingombro dello scavo per poterlo costruire deve essere più largo tutt'intorno al blocco e con le pareti inclinate per poterci lavorare in sicurezza. Questo scavo alla fine della costruzione deve essere ricolmato fino alla quota del terreno circostante; questa operazione fatta a strati di terreno dai 30 ai 50 cm, compattati a regola d'arte, annullerà qualsiasi spinta in quanto il blocco di ancoraggio con il terreno circostante formeranno un unico grande blocco.



Struttura tridimensionale del blocco di ancoraggio con indicazione dei fili fissi

INDICE

1.	PREMESSA	1
2.	DESCRIZIONE SINTETICA DEGLI INTERVENTI	1
3.	SINTESI DELLO STUDIO GEOLOGICO	2
3.1	INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE	2
3.2	TERRENI	3
4.	INDAGINE SISMICA PASSIVA TROMOGRAFICA	5
5.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	5
6.	CALCOLI GEOTECNICI	6
6.1	VERIFICA DELLA STABILITÀ DELLE PARETI DI SCAVO	7
6.2	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	8
6.3	VERIFICA PORTANZA PALI DI FONDAZIONE BLOCCHI ANCORAGGIO	41

APPENDICE
INDAGINE SISMICA PASSIVA TROMOGRAFICA

**OGGETTO: 'BY-PASS NUOVO ACQUEDOTTO DI SCILLATO TRA LE PROGRESSIVE
12.410 E 15.425 M (C.DE BURGITABUS E SCACCIAPIDOCCHI)**

**COMMITTENTE: Studio Applicazioni Idrauliche S.A.I. s.r.l.- Socio Progettista di
Acque Potabili Siciliane S.p.a.**

DITTA ESECUTRICE: GEO3 S.A.S.

INDAGINE SISMICA PASSIVA TROMOGRAFICA



**Il tecnico
Dott. Geol. Antonio Mendolia**

INDICE

Premessa

Metodologia sismica passiva eseguita con tromografo digitale TROMINO®

Strumentazione utilizzata

Interpretazione dei risultati ottenuti

***Determinazione indiretta di alcune caratteristiche fisico
tecniche del substrato nella zona indagata***

Documentazione fotografica

Allegati:

- **MODELLO INTERPRETATIVO STRATIGRAFICO CON RELATIVA ELABORAZIONE DEL
PARAMETRO Vs30;**
- **Ubicazione in stralcio planimetrico in scala 1:10.000**

PREMESSA

Nell'ambito del progetto : “BY-PASS NUOVO ACQUEDOTTO DI SCILLATO TRA LE PROGRESSIVE 12.410 E 15.425 M (C.DE BURGITABUS E SCACCIAPIDOCCHI)”, il committente Studio Applicazioni Idrauliche S.A.I. s.r.l.- Socio Progettista di Acque Potabili Siciliane S.p.a. per la consulenza circa gli aspetti geofisici nell'area sede dello studio sopra menzionato.

Le considerazioni riportate di seguito sono il risultato di un'indagine di sismica passiva attraverso analisi realizzata con tomografo elettronico digitale TROMINO[®] ai soli fini della determinazione delle caratteristiche elastiche del terreno ottenute dalla analisi spettrale delle componenti vibrazionali del terreno, ossia attraverso l'analisi dei rumori del terreno.

La campagna di indagine ha previsto l'esecuzione di un rilevamento su uno spazio temporale ben definito e su una superficie opportunamente predisposta.

La presente metodologia ha permesso di evidenziare quantitativamente le geometrie del substrato identificando discontinuità sismiche presenti legate a variazioni litologiche. Dalle tracce sismiche ottenute, attraverso un processo di elaborazione (trasformata in serie di Fourier del segnale sismico, pulitura di disturbi spontanei, ipotesi di modellizzazione inversa) si è individuata la frequenza di risonanza fondamentale del terreno, confrontata successivamente con i corrispettivi spettri di ampiezza dei segnali ai vari sensori al fine di ottenere un modello stratigrafico con relativo valore della velocità sismica delle onde di taglio (V_s).

Ai sensi della Ordinanza 3274 – Nuova Normativa Antisismica del 20/03/2003, successivamente richiamata dal DM 14/01/2008, la definizione delle onde trasversali (S) ha permesso la determinazione del parametro V_{s30} e la caratterizzazione dei terreni ai sensi della suddetta normativa.

La restituzione dei dati, con relativa interpretazione del profilo sismico, è riportata di seguito.

METODOLOGIA SISMICA PASSIVA ESEGUITA CON TROMOGRAFO DIGITALE TROMINO®

Le indagini geosismiche sono state realizzate avvalendosi del metodo sismico che utilizza l'acquisizione del rumore sismico di fondo come funzione di eccitazione.

Il rumore sismico, generato dai fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) e dall'attività antropica, è presente ovunque sulla superficie terrestre, si chiama anche microtremore poiché riguarda oscillazioni molto più piccole di quelle indotte dai terremoti nel campo prossimo all'epicentro.

I microtremori sono solo in parte costituiti da onde di volume, P o S. In essi giocano un ruolo fondamentale le onde superficiali, che hanno velocità prossime a quella delle onde S (vedi ad es. Lachet e Bard, 1994), il che spiega la dipendenza di tutta la formulazione dalla velocità di queste ultime. Dai primi studi di Kanai (1957) in poi, diversi metodi sono stati proposti per estrarre l'informazione relativa al sottosuolo dal rumore sismico registrato in un sito. Tra questi, la tecnica che si è maggiormente consolidata nell'uso è quella dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, HVSR o H/V), proposta da Nogoshi e Igarashi (1970). La tecnica è universalmente riconosciuta come efficace nel fornire stime affidabili della frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo (Field e Jacob, 1993; Lachet e Bard, 1994; Lermo e Chavez-Garcia, 1993, 1994; Bard, 1998; Ibs-von Seht e Wohlenberg, 1999; Fah et al., 2001; solo per citarne alcune).

Le basi teoriche dell'H/V sono relativamente facili da comprendere in un mezzo del tipo strato + bedrock (o strato assimilabile al bedrock) in cui i parametri sono costanti in ciascuno strato. Considerando un sistema in cui gli strati 1 e 2 si distinguono per le diverse densità (ρ_1 e ρ_2) e le diverse velocità delle onde sismiche (V_1 e V_2), un'onda che viaggia nel mezzo 1 viene (parzialmente) riflessa dall'interfaccia che separa i due strati. L'onda così riflessa interferisce con quelle incidenti, sommandosi e raggiungendo le ampiezze massime (condizione di risonanza) quando la lunghezza dell'onda incidente (λ) è 4 volte (o suoi multipli dispari) lo spessore H del primo strato. La frequenza fondamentale di risonanza (f_r) dello strato 1 relativa alle onde S è pari a

$$f_r = V_{s1} / 4H \quad (1)$$

Questo effetto è sommabile, anche se non in modo lineare e senza una corrispondenza 1:1, ciò significa che la curva H/V relativa ad un sistema a più strati contiene l'informazione relativa alle frequenze di risonanza (e quindi allo spessore) di ciascuno di essi, ma è interpretabile attraverso opportuni fattori di correlazione.

L'analisi H/V permette pertanto di identificare i contrasti di impedenza tra strati, la successiva determinazione della velocità delle onde S fino a profondità notevoli (ben oltre i 100 m di profondità) e strettamente dipendenti dallo spazio temporale di acquisizione; quindi l'elaborazione del Vs30, avviene attraverso una formulazione specifica adottando come punto di partenza la relazione (1) mostrata in precedenza.

Per i nostri scopi, la determinazione delle onde di taglio (onde S) entro i primi 30 metri di spessore ha permesso di definire il parametro Vs30 e di poter altresì caratterizzare i terreni in esame ai sensi dell'Ordinanza 3274 – Nuova Normativa Antisismica del 20/03/2003.

STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

Le misure di microtremore ambientale sono state effettuate per mezzo di un tromografo digitale portatile progettato specificamente per l'acquisizione del rumore sismico. Lo strumento (Tromino®, Micromed SpA, 10 x 7 x 14 cm per 1 kg di peso) è dotato di tre sensori elettrodinamici (velocimetri) orientati N-S, E-W e verticalmente, alimentato da 2 batterie AA da 1.5 V, senza cavi esterni. I dati di rumore, amplificati e digitalizzati a 24 bit equivalenti, sono stati acquisiti alle frequenze di campionamento di 128 Hz.

INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI OTTENUTI

Dalle registrazioni del rumore sismico ambientale in campo libero, per una durata temporale pari a 20.00 minuti, sono state ricavate le curve H/V, secondo la procedura descritta in Castellaro et al. (2005), utilizzando i seguenti parametri:

- larghezza delle finestre d'analisi 20 s;
- lisciamento secondo finestra triangolare con ampiezza pari al 5% della frequenza centrale;
- rimozione dei transienti sulla serie temporale degli H/V.

Le ragioni per la scelta del lisciamento triangolare al posto del lisciamento Konno e Omachi (1998) proposto dalle linee guida SESAME (2005) risiedono nel fatto che quest'ultimo non dà alcuna differenza statisticamente rilevante rispetto al lisciamento triangolare, pertanto si è deciso di adottare il lisciamento più semplice.

Le ragioni per l'effettuazione della rimozione dei transienti sulla serie temporale degli H/V e non sulla serie temporale delle tracce pre-analisi H/V sono spiegate per esempio in Castellaro e Mulargia (2008).

Nella fattispecie sono state eseguite n. 02 basi sismiche, o acquisizioni tromografiche che verranno descritti in dettaglio nel paragrafo successivo.

ACQUISIZIONE SISMICA PASSIVA DENOMINATA TR1

La presente indagine ha previsto l'acquisizione, in corrispondenza di una superficie opportunamente predisposta, del microtremore per una finestra di acquisizione temporale pari a 20.00 minuti;

Il confronto dei picchi H/V a 36.07 Hz, 11.98 Hz e 5.6 Hz con gli spettri di ampiezza del segnale (fig.2) ha permesso di individuare e localizzare le discontinuità presenti nel sottosuolo; nelle misure si riconosce bene, nel picco a 36.07 Hz, la frequenza di risonanza della coltre aerata superficiale di copertura sovrastanti il substrato a consistenza sabbioso-argillosa; proseguendo verso sinistra lungo la curva H/V il picco significativo interpretabile come discontinuità sismiche del sottosuolo è stato individuato a circa 11.98 Hz e successivamente a 5.60 Hz.

In ogni caso il fitting eseguito ha permesso di interpretare i dati localizzando le discontinuità litologiche presenti a 0.60 metri di profondità individuando il passaggio tra la porzione aerata superficiale

($V_s=90$ m/sec) e i terreni a consistenza sabbioso-argillosa sottostanti aventi velocità di propagazione delle onde S pari a 185 m/sec con spessore pari a 3.25 m. La terza unità sismica definita dal picco a 11.98 Hz (con spessore 10.40 m), ha evidenziato un valore di propagazione delle onde S pari a 320 m/sec.

L'ultima unità sismica definita dal picco a 5.60 Hz (con spessore indefinito), ha evidenziato un valore di propagazione delle onde S pari a 650 m/sec.

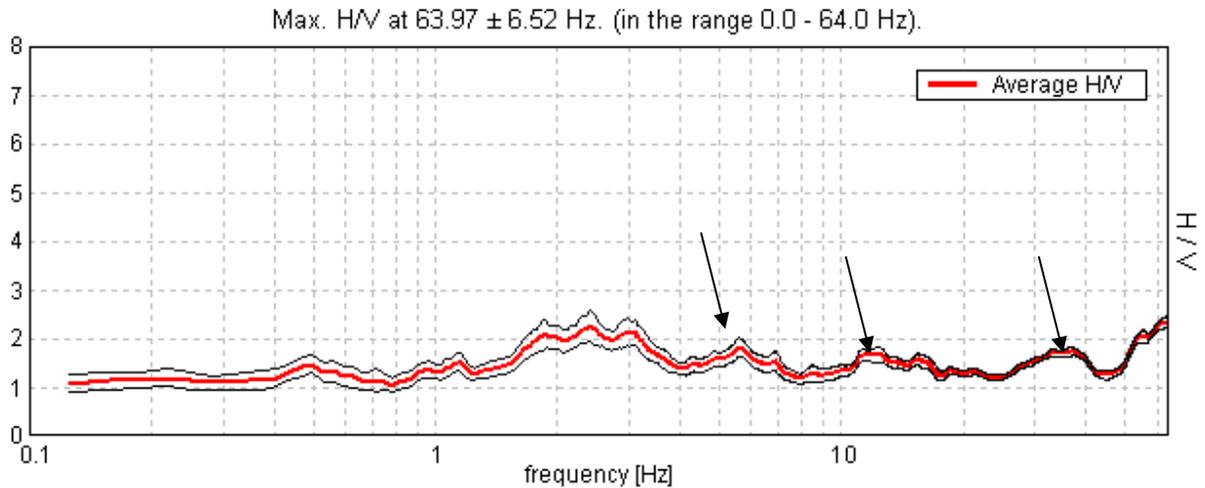


Fig. 1 - curva H/V ottenuta (le frecce indicano i picchi significativi interpretati)

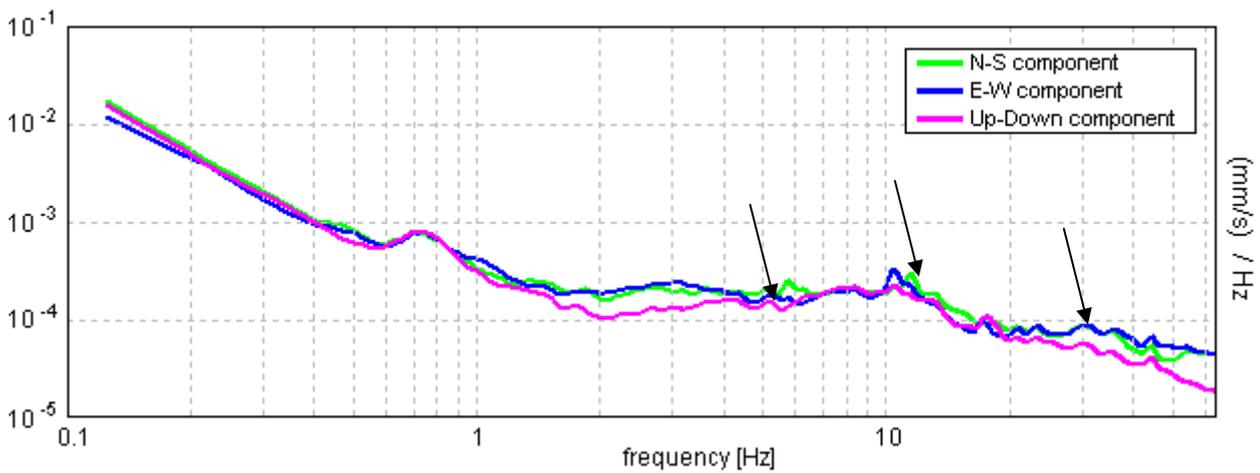


Fig. 2 – spettro di ampiezza del segnale analizzato (le frecce indicano i picchi significativi interpretati)

Determinazione diretta e indiretta di alcune caratteristiche fisico – tecniche del substrato nella zona indagata

Dalla individuazione delle onde di taglio generate in corrispondenza del punto di indagine è stato possibile determinare la velocità di propagazione media di tali onde entro i primi 30 metri di terreno attraversato (V_{s30}); successivamente, attraverso questo parametro ed ai sensi della normativa vigente in materia antisismica, Ordinanza 3274 – Nuova Normativa Antisismica del 20/03/2003, successivamente richiamata dal DM 14/01/2008, è stato possibile classificare tali terreni.

La determinazione dell'andamento dei valori delle onde di taglio entro i primi 30 metri è stata resa possibile dall'interpretazione congiunta del profilo H/V in comparazione con la curva degli spettri di ampiezza. L'individuazione delle discontinuità è infatti resa possibile quando in corrispondenza dei valori di frequenza di risonanza caratteristici nella curva H/V si realizza contestualmente una inversione nella componente verticale dello spettro di ampiezza.

Successivamente avendo noti sia lo spessore degli strati che i relativi valori di propagazione delle onde di taglio è stato possibile determinare il valore di V_{s30} attraverso la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

con:

h_i = Spessore in metri dello strato i -esimo

V_i = Velocità dell'onda di taglio i -esima

N = Numero di strati

Il modelli interpretativi forniti hanno permesso pertanto di ottenere la seguente stratigrafia con i relativi valori di velocità delle onde S:

INDAGINE TROMOGRAFICA TR1

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
0.60	0.60	90
3.85	3.25	185
14.25	10.40	320
inf.	inf.	500

Il relativo valore di V_{s30} ottenuto ha riportato il seguente risultato:

$V_{s30} = 340$ m/s

ACQUISIZIONE SISMICA PASSIVA DENOMINATA TR2

La presente indagine ha previsto l'acquisizione, in corrispondenza di una superficie opportunamente predisposta, del microtremore per una finestra di acquisizione temporale pari a 20.00 minuti;

Il confronto dei picchi H/V a 45.47 Hz, 15.78 Hz e 5.30 Hz con gli spettri di ampiezza del segnale (fig.2) ha permesso di individuare e localizzare le discontinuità presenti nel sottosuolo; nelle misure si riconosce bene, nel picco a 45.47 Hz, la frequenza di risonanza della coltre aerata superficiale di copertura sovrastanti il substrato a consistenza sabbioso-argillosa; proseguendo verso sinistra lungo la curva H/V il picco significativo interpretabile come discontinuità sismiche del sottosuolo è stato individuato a circa 15.78 Hz e successivamente a 5.30 Hz.

In ogni caso il fitting eseguito ha permesso di interpretare i dati localizzando le discontinuità litologiche presenti a 0.50 metri di profondità individuando il passaggio tra la porzione aerata superficiale ($V_s=90$ m/sec) e i terreni a consistenza sabbioso-argillosa sottostanti aventi velocità di propagazione delle onde S pari a 200 m/sec con spessore pari a 2.65 m. La terza unità sismica definita dal picco a 15.78 Hz (con spessore 11.00 m), ha evidenziato un valore di propagazione delle onde S pari a 300 m/sec.

L'ultima unità sismica definita dal picco a 5.30 Hz (con spessore indefinito), ha evidenziato un valore di propagazione delle onde S pari a 400 m/sec.

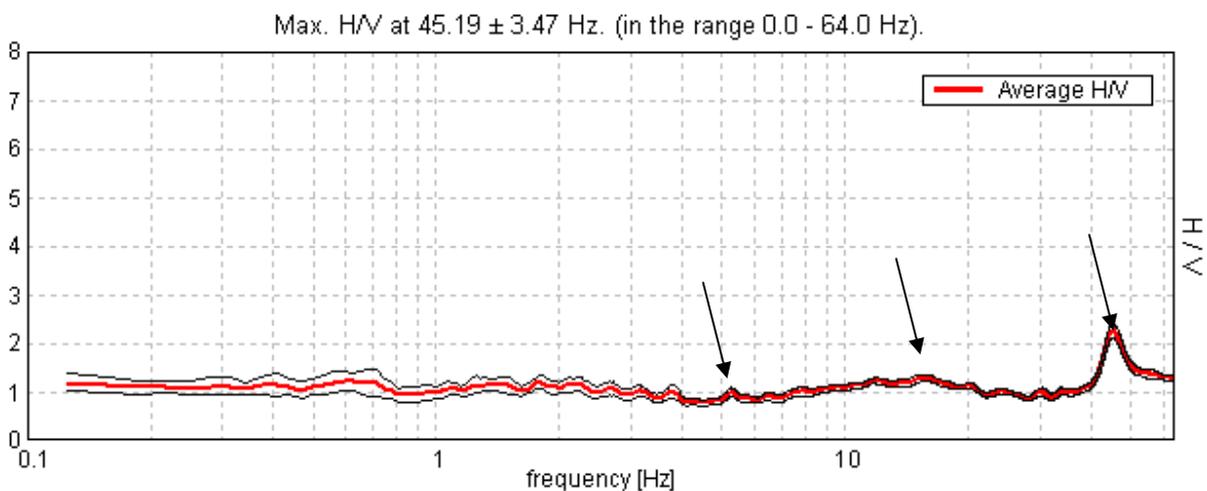


Fig. 1 - curva H/V ottenuta (le frecce indicano i picchi significativi interpretati)

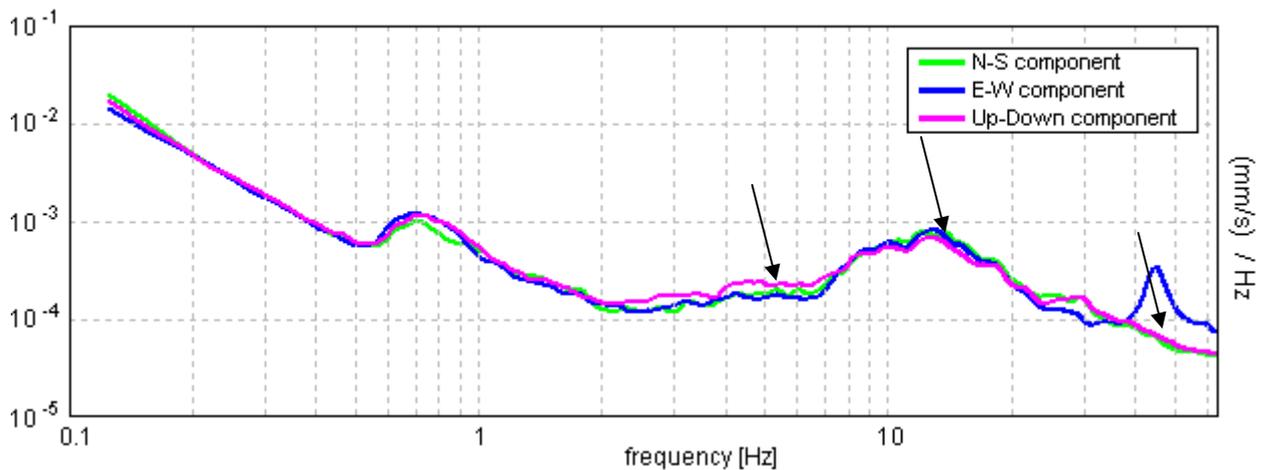


Fig. 2 – spettro di ampiezza del segnale analizzato (le frecce indicano i picchi significativi interpretati)

Determinazione diretta e indiretta di alcune caratteristiche fisico – tecniche del substrato nella zona indagata

Dalla individuazione delle onde di taglio generate in corrispondenza del punto di indagine è stato possibile determinare la velocità di propagazione media di tali onde entro i primi 30 metri di terreno attraversato (V_{s30}); successivamente, attraverso questo parametro ed ai sensi della normativa vigente in materia antisismica, Ordinanza 3274 – Nuova Normativa Antisismica del 20/03/2003, successivamente richiamata dal DM 14/01/2008, è stato possibile classificare tali terreni.

La determinazione dell’andamento dei valori delle onde di taglio entro i primi 30 metri è stata resa possibile dall’interpretazione congiunta del profilo H/V in comparazione con la curva degli spettri di ampiezza. L’individuazione delle discontinuità è infatti resa possibile quando in corrispondenza dei valori di frequenza di risonanza caratteristici nella curva H/V si realizza contestualmente una inversione nella componente verticale dello spettro di ampiezza.

Successivamente avendo noti sia lo spessore degli strati che i relativi valori di propagazione delle onde di taglio è stato possibile determinare il valore di V_{s30} attraverso la seguente espressione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

con:

h_i = Spessore in metri dello strato i -esimo

V_i = Velocità dell’onda di taglio i -esima

N = Numero di strati

Il modelli interpretativi forniti hanno permesso pertanto di ottenere la seguente stratigrafia con i relativi valori di velocità delle onde S:

INDAGINE TROMOGRAFICA TR2

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
0.50	0.50	90
3.15	2.65	200
14.15	11.00	300
inf.	inf.	400

Il relativo valore di Vs30 ottenuto ha riportato il seguente risultato:

Vs30 = 315 m/s

Infine adottando la classificazione vigente in materia antisismica ai sensi dell'Ordinanza 3274 del 20/03/2003, richiamata dal DM 14/01/2008, i terreni individuati nelle presente indagini **TR1 e TR2** appartengono alla **CATEGORIA STRATIGRAFICA C** ovvero “ Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 180÷360 m/s (ovvero $15 < N_{stp,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u30} < 250$ KPa nei terreni a grana fine)”.

GI BELLINA LUGLIO 2010



Il tecnico
Dott. Geol. Antonio Mendolia

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Foto indagine tromografica TR1

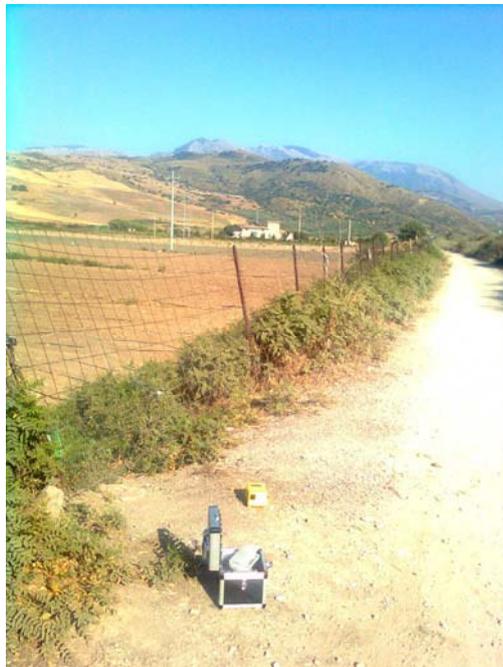


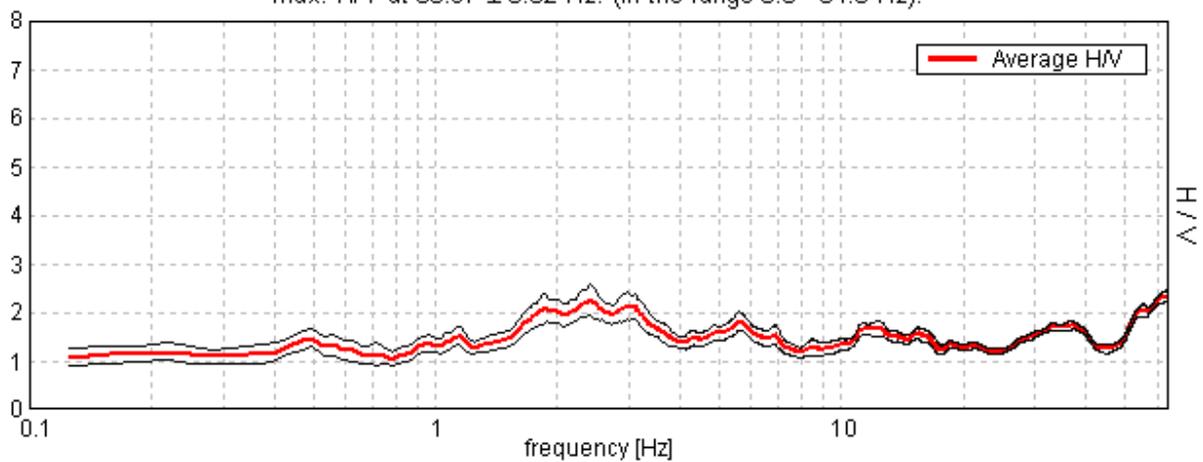
Foto indagine tromografica TR2

Start recording: 14/07/10 17:16:22 End recording: 14/07/10 17:36:23
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

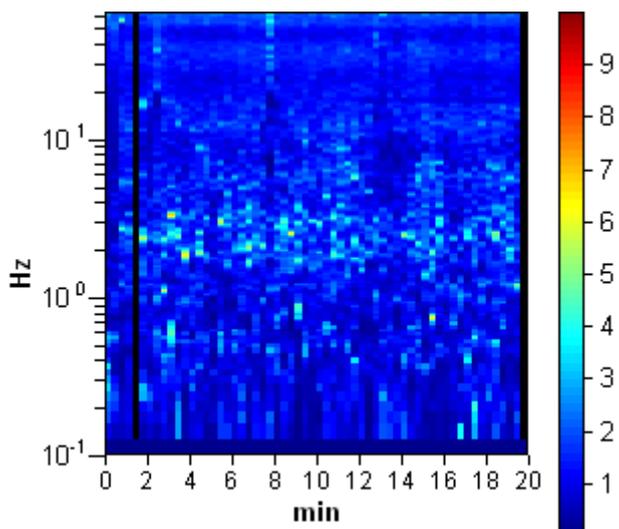
Trace length: 0h20'00". Analyzed 97% trace (manual window selection)
Sampling frequency: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing window: Triangular window
Smoothing: 5%

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

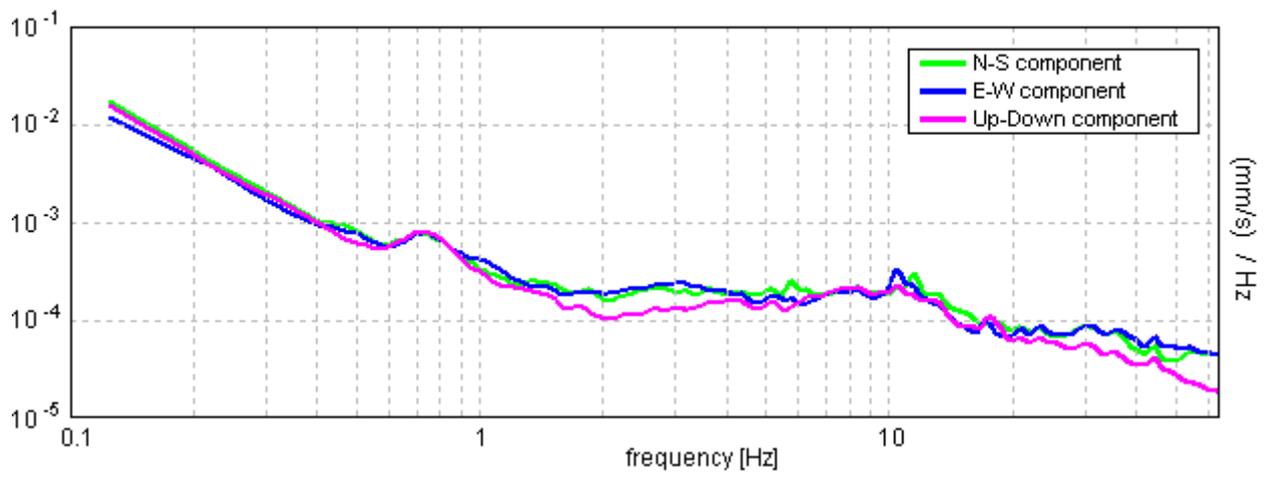
Max. H/V at 63.97 ± 6.52 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



H/V TIME HISTORY

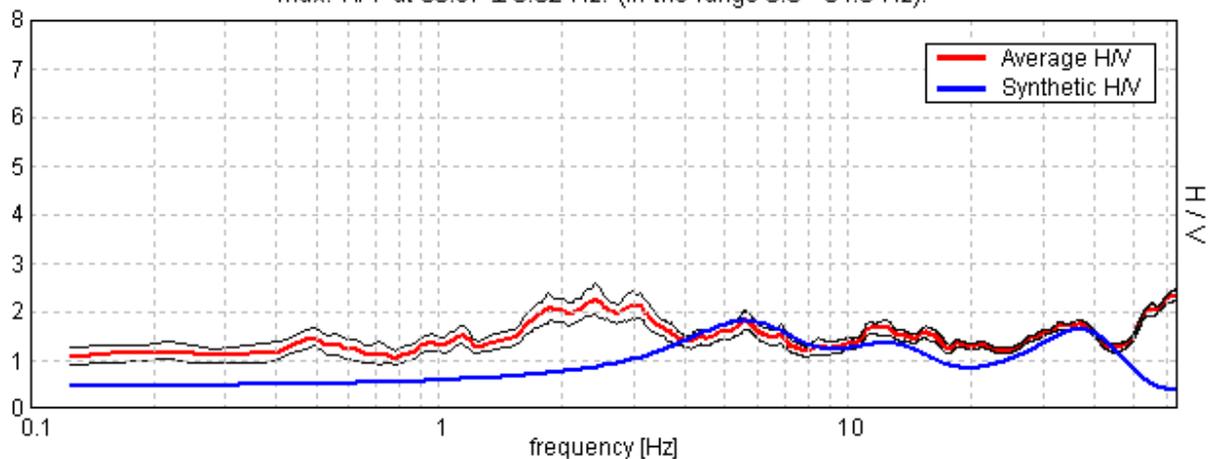


SINGLE COMPONENT SPECTRA



EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 63.97 ± 6.52 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer

[m]
0.60
3.85
14.25
inf.

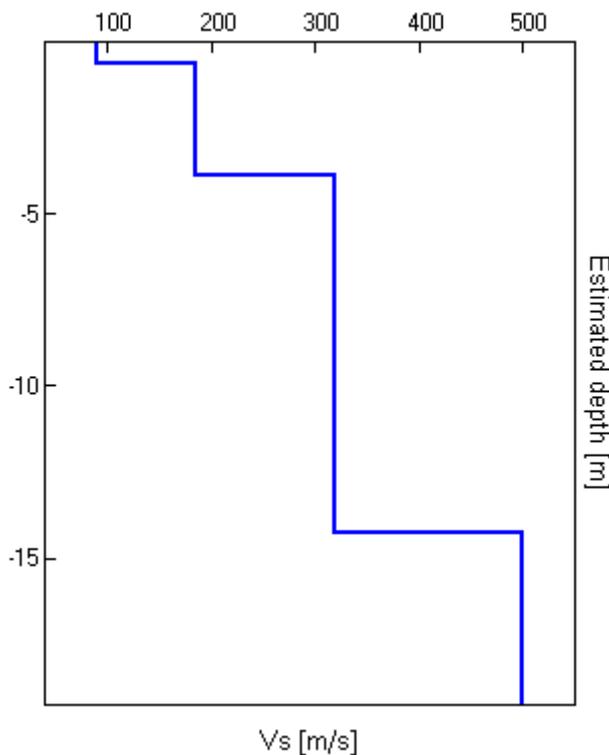
Thickness [m]

0.60
3.25
10.40
inf.

Vs [m/s]

90
185
320
500

Vs(0.0-30.0)=340m/s



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

Max. H/V at 63.97 ± 6.52 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

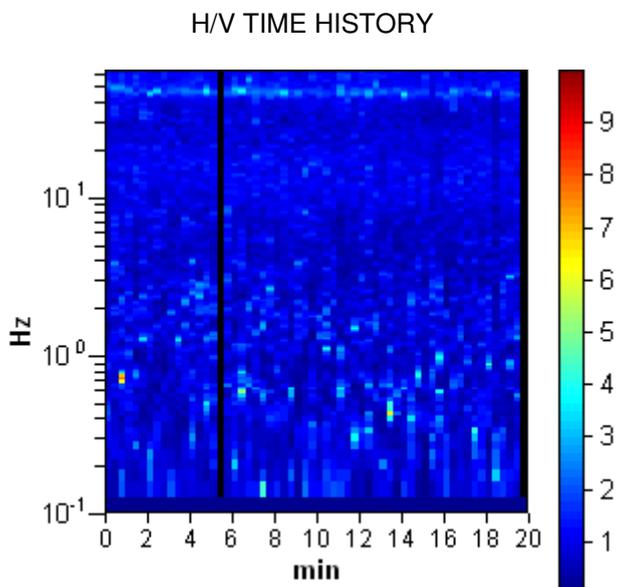
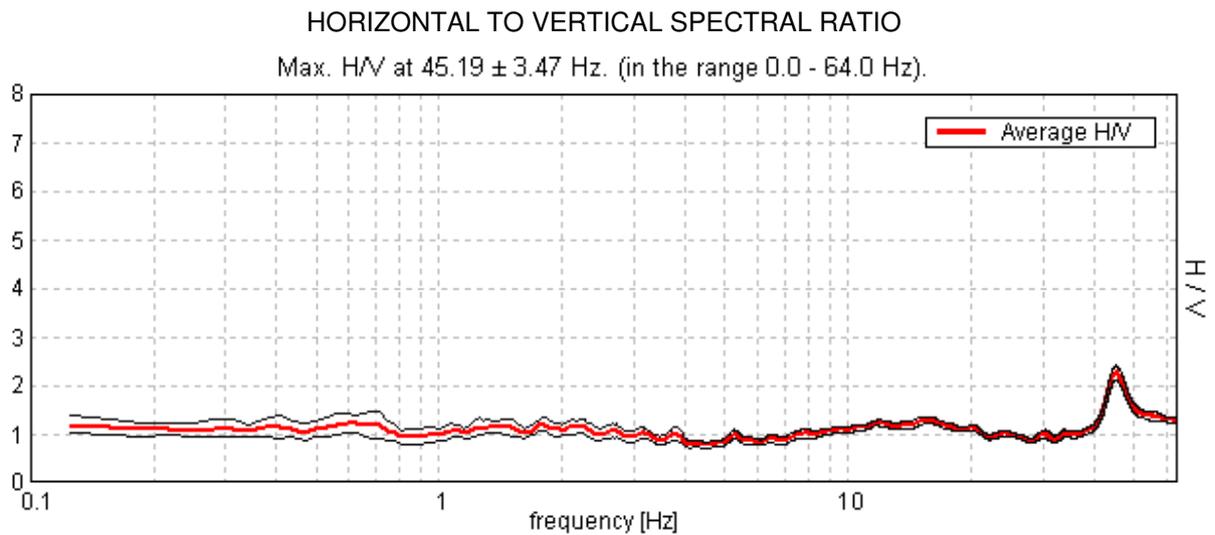
Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]			
$f_0 > 10 / L_w$	63.97 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	74203.8 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 1026 times	OK	
Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	2.36 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.05047 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	3.22847 < 3.19844		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.0656 < 1.58	OK	

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

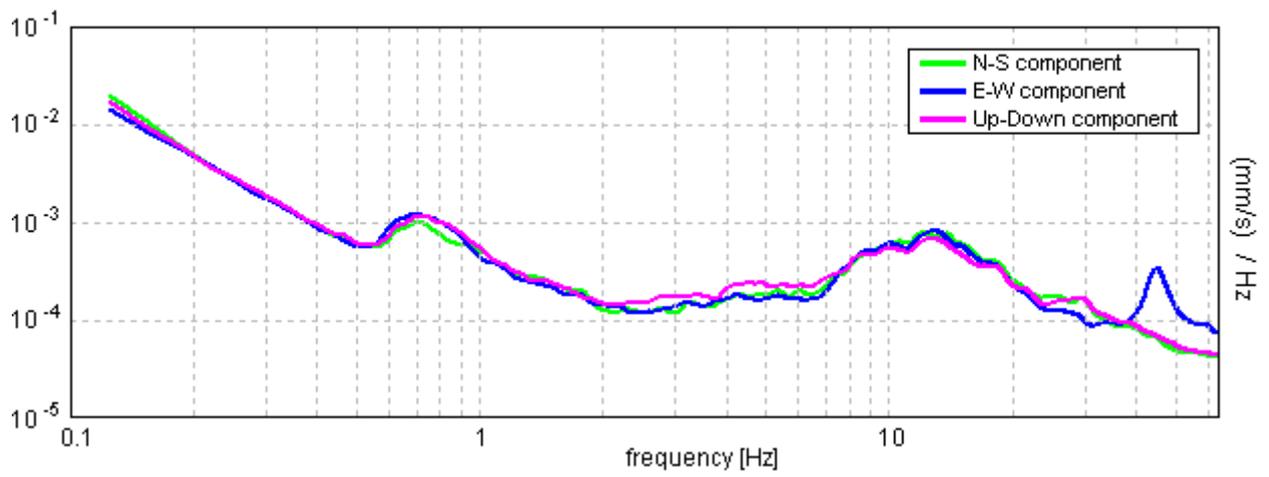
Threshold values for σ_f and $\sigma_A(f_0)$					
Freq.range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	0.25 f_0	0.2 f_0	0.15 f_0	0.10 f_0	0.05 f_0
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
Log $\theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

Start recording: 14/07/10 17:53:52 End recording: 14/07/10 18:13:53
Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 97% trace (manual window selection)
Sampling frequency: 128 Hz
Window size: 20 s
Smoothing window: Triangular window
Smoothing: 5%

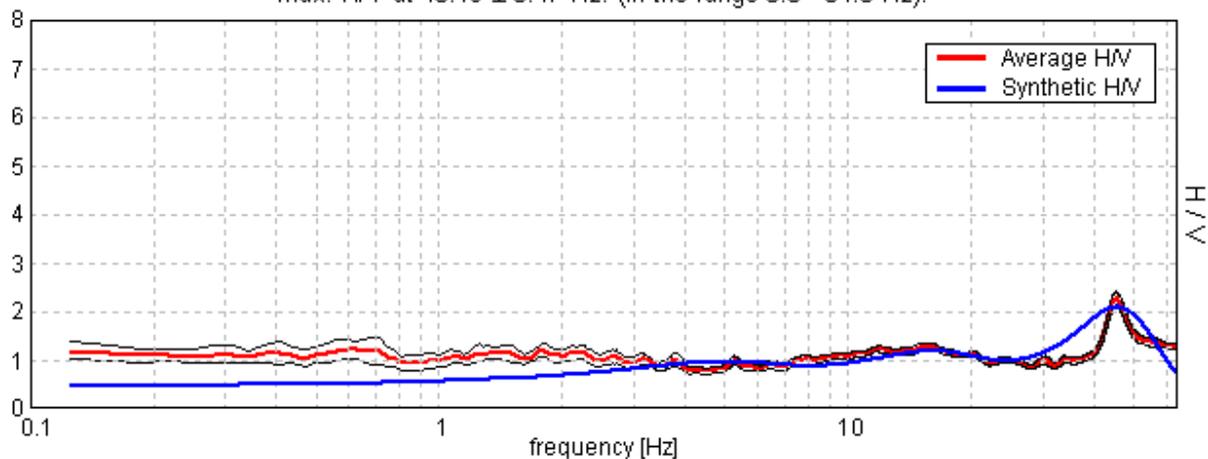


SINGLE COMPONENT SPECTRA



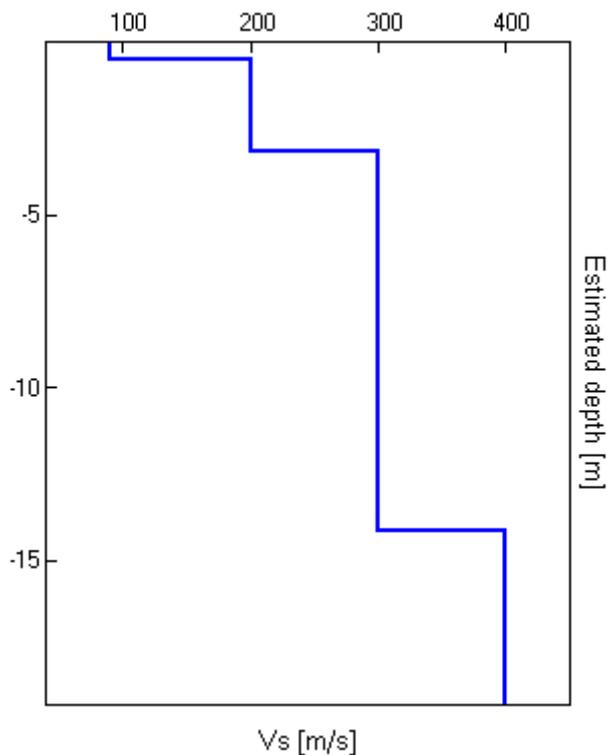
EXPERIMENTAL VS. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 45.19 ± 3.47 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]
0.50	0.50	90
3.15	2.65	200
14.15	11.00	300
inf.	inf.	400

Vs(0.0-30.0)=315m/s



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

Max. H/V at 45.19 ± 3.47 Hz. (in the range 0.0 - 64.0 Hz).

Criteria for a reliable HVSR curve [All 3 should be fulfilled]			
$f_0 > 10 / L_w$	45.19 > 0.50	OK	
$n_c(f_0) > 200$	52417.5 > 200	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 1326 times	OK	
Criteria for a clear HVSR peak [At least 5 out of 6 should be fulfilled]			
Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	39.719 Hz	OK	
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$			NO
$A_0 > 2$	2.25 > 2	OK	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.03804 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	1.71914 < 2.25938	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	0.0758 < 1.58	OK	

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

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

UBICAZIONE INDAGINE TROMOGRAFICA

SCALA 1.10.000

