

COMUNE DI ASCOLI SATRIANO

Provincia di Foggia

OGGETTO

PROGETTO DELLA PIATTAFORMA PER LA TRANSIZIONE ENERGETICA CON PRODUZIONE DI IDRGENO VERDE TRAMITE POWER TO GAS (PTG) DA FONTE RINNOVABILE SOLARE FOTOVOLTAICA E SISTEMA DI ACCUMULO (BESS) – LOCALITA' CAPO D'ACQUA

CODICE

ELABORATO

01

RELAZIONE GEOLOGICA



PROPONENTE

EDIS S.r.l.

Corso Nino Bixio n. 8 – Alba (CN)

RILIEVI E INDAGINI

APOGEO s.r.l.

Via della Roverella, 20 - 70022 Altamura (BA) Cod. Fisc. e P. IVA 01037210778
Tel.: 080/3143324 www.apogeo.biz - OS20A Class. I OS20B Class. IV
Email: apogeo.altamura@libero.it – PEC: apogeo.altamura@pec.it

PROGETTISTA ARCHITETTONICO

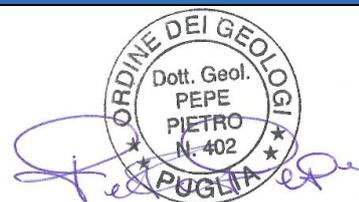


L'AMMINISTRATORE UNICO

APOGEO S.r.l.
L'Amministratore Unico
Vito Moramarco
Vito Moramarco

IL GEOLOGO INCARICATO

Dott. Geol. Pietro PEPE



REV.	DATA	RIFERIMENTO REVISIONE	ESEGUITO	CONTROLLATO	APPROVATO
00			RIFINO	PEPE P.	MORAMARCO V.
01	FEB 24				

SCALA _____ CODICE COMMESSA **2022_165**

ELENCO ALLEGATI

- ALL_01A÷1C - PLANIMETRIA UBICAZIONE INDAGINI
- ALL_02 - PROVE DPSH
- ALL_03 – INDAGINI SISMICHE
- ALL_04 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

SOMMARIO

1	RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI	4
2	PREMESSA	5
3	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO	6
4	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	6
4.1	Successione stratigrafica dell'area in esame.....	7
4.2	Inquadramento Strutturale	8
4.3	Inquadramento geomorfologico	8
4.4	Inquadramento Idrografico	10
4.5	Inquadramento Idrogeologico	10
5	ANALISI DEI VINCOLI	12
5.1	Inquadramento dell'area rispetto al Piano di Assetto Idrogeologico	12
5.2	Inquadramento dell'area rispetto al PPTR PUGLIA	13
6	PROVE PENETROMETRICHE	15
6.1	Prove penetrometriche dinamiche continue DPSH	15
6.1.1	Penetrometri in uso in Italia	15
6.1.2	Correlazione con Nspt	16
6.1.3	Valutazione resistenza dinamica alla punta Rqp	16
6.1.4	Metodologia di elaborazione	17
6.1.5	Valutazioni statistiche e correlazioni	17
6.1.6	Pressione ammissibile	18
6.1.7	Correlazioni geotecniche terreni incoerenti	18
6.1.8	Correlazioni geotecniche terreni coesivi	20
6.1.9	Risultati delle prove DPSH eseguita	21
7	INDAGINE SISMICA	23
7.1	Prospezione sismica a rifrazione di superficie in onde P	23
7.1.1	Descrizione del metodo e della strumentazione	23
7.1.2	Acquisizione dei dati	23
7.1.3	Elaborazione dei dati	23
7.1.4	Rappresentazione dei dati	24
7.1.5	Interpretazione dei risultati	24
7.2	MASW – Descrizione del metodo e della strumentazione	25
7.2.1	MASW – Acquisizione dei dati	26
7.2.2	MASW – Elaborazione dei dati	26
7.2.3	MASW – Rappresentazione dei risultati	26
7.2.4	MASW– Interpretazione dei risultati	27
8	CALCOLO DEI MODULI ELASTICI DINAMICI	29
9	INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA	34
9.1	Aspetti generali	34
9.2	Caratteristiche sismiche di riferimento del territorio	34

9.3	Individuazione della pericolosità del sito	36
9.4	Strategia di progettazione	39
10	ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE	41
10.1	Risultati del calcolo Profilo 1	58
10.2	Risultati del calcolo Profilo 2	61
10.3	Risultati del calcolo Profilo 3	64
10.4	Risultati del calcolo Profilo 4	66
11	MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO E PARAMETRI GEOTECNICI.....	75
11.1	Modello geologico	75
11.2	Pericolosità geologica.....	75
11.3	Principali caratteristiche delle unità litologiche.....	76
	ALLEGATO 1 – PLANIMETRIA.....	78
	ALLEGATO 2 – PROVE DPSH	82
	ALLEGATO 03A - PROSPEZIONI SISMICHE	89
	ALLEGATO 03B – PROSPEZIONI SISMICHE PER LA STIMA DEL $V_{s,eq}$.....	99
	ALLEGATO 04 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA SULLE INDAGINI.....	109

1 RIFERIMENTI NORMATIVI E BIBLIOGRAFICI

- Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale sede della Puglia – Piano Stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico – “Carta del Rischio”.
- Malatesta A, Perno U. e Stampanoni G. (1967) – “Note illustrative della Carta Geologica D'Italia, scala 1:100000, Foglio 175 “Cerignola”.
- Ciaranfi N, Gallicchio S. e Loiacono F. (2011) – “Note illustrative della Carta Geologica D'Italia, scala 1:50000, Foglio 421 “Ascoli Satriano”.
- Regione Puglia – Piano Paesaggistico Territoriale Regionale (PPTR)
- Ufficio Parchi e Riserve Naturali - Regione Puglia (2010) – Cartografia_WebGis;
- Ciaranfi N. et alii (1983) - “Carta Neotettonica dell'Italia Meridionale”, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Progetto finalizzato Geodinamica, Pubbl. n. 515 del P.F. Geodinamica, Bari.
- AA.VV (1999) – “Guide Geologiche Regionali – Puglia e Monte Vulture”, Società Geologica Italiana.
- Decreto Ministero LL.PP.11/03/88 "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- Ordinanza PCM 3519 (28/04/2006) “Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone” (G.U. n.108 del 11/05/2006).
- Ordinanza PCM 3274 (20/03/2003) “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione del territorio nazionale e di normative tecniche” (G.U. n.105 del 08/05/2003).
- Gruppo di Lavoro MPS (2004) – “Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003”. Rapporto Conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV, Milano-Roma, aprile 2004, 65 pp. + 5 appendici.
- Convenzione INGV-DPC 2004 – 2006 “Progetto S1 Proseguimento della assistenza al DPC per il completamento e la gestione della mappa di pericolosità sismica prevista dall'Ordinanza PCM 3274 e progettazione di ulteriori sviluppi”.
- Ordinanza PCM 3519 del 28 aprile 2006 - All. 1b “Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale”.
- Delibera D.G.R. n. 1626 del 15.09.2009 della Giunta Regionale - Regione Puglia: “Progettazione antisismica anche per progettazioni ricadenti in zona 4 ...Omissis...”.
- “Norme Tecniche per le Costruzioni D. Min. Infrastrutture” del 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018, n.42 – s.o. n.8);
- “Circolare n. 7 del 21/01/2019 – “Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle NTC2018.

2 PREMESSA

La redazione della presente Relazione Geologica e sulle indagini è stata effettuata a seguito dell'affidamento a supporto **“Progetto per la piattaforma per la transizione energetica con produzione di idrogeno verde tramite power to gas (PTG) da fonte rinnovabile solare fotovoltaica e sistema di accumulo (BESS) località Capo D’acqua – Comune di Ascoli Satriano”**.

Pertanto, con il presente elaborato sono state delineate le condizioni geomorfologiche, idrogeologiche e litologico-stratigrafiche dell’area in esame nonché le caratteristiche geotecniche dei terreni impegnati dalle opere in progetto nell’ottica di contestualizzarle nell’ambiente geologico ivi presente.

La relazione è stata redatta al fine di:

- verificare le prescrizioni di base fissate dal PAI dell’Autorità di Bacino Distrettuale dell’Appennino Meridionale sede della Puglia;
- dare informazioni sulle caratteristiche geologico-stratigrafiche e geotecniche del sito investigato;
- evidenziare i livelli interessati dalle opere in progetto e verificare la presenza di situazioni stratigrafiche anomale che possano infirmare la sicurezza dell’opera in fase di realizzazione;
- rilevare la eventuale presenza della falda idrica e analizzare eventuali fenomeni di interferenza con la struttura in elevazione;
- stimare il valore del $V_{s,eq}$ e determinare la categoria del suolo di fondazione ai sensi delle “Norme Tecniche per le Costruzioni D. Min. Infrastrutture” del 17 gennaio 2018 (G. U. 20.2.2018, n. 42 – s. o. n. 8).

In ottemperanza alle N.T.C. 2018, in accordo con i progettisti, è stata condotta una campagna geognostica consistita nell’esecuzione di:

- n. 3 prove penetrometriche del tipo DPSH (**DPSH01÷DPSH03**) spinte fino a rifiuto;
- n. 3 prospezione sismica a rifrazione di superficie in onde P, **BS01÷BS03**, tutte di lunghezza pari a 125m, per le quali sono stati utilizzati n. 24 geofoni ed eseguiti cinque scoppi;
- n. 3 prospezione di sismica passiva del tipo RE.MI. (**RE.MI.01÷ RE.MI.03**) per la determinazione delle onde di taglio (onde S) al fine di stimare il valore del $V_{s,eq}$ e quindi classificare il sottosuolo in esame in una determinata categoria di suolo di fondazione.

Infine, considerata la pendenza del versante in esame è stata effettuata una verifica di stabilità dello stesso mediante una analisi numerica dei terreni coinvolti.

3 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

L'area, oggetto dell'intervento, si trova nella porzione a nord-est dell'abitato del Comune di Ascoli Satriano".

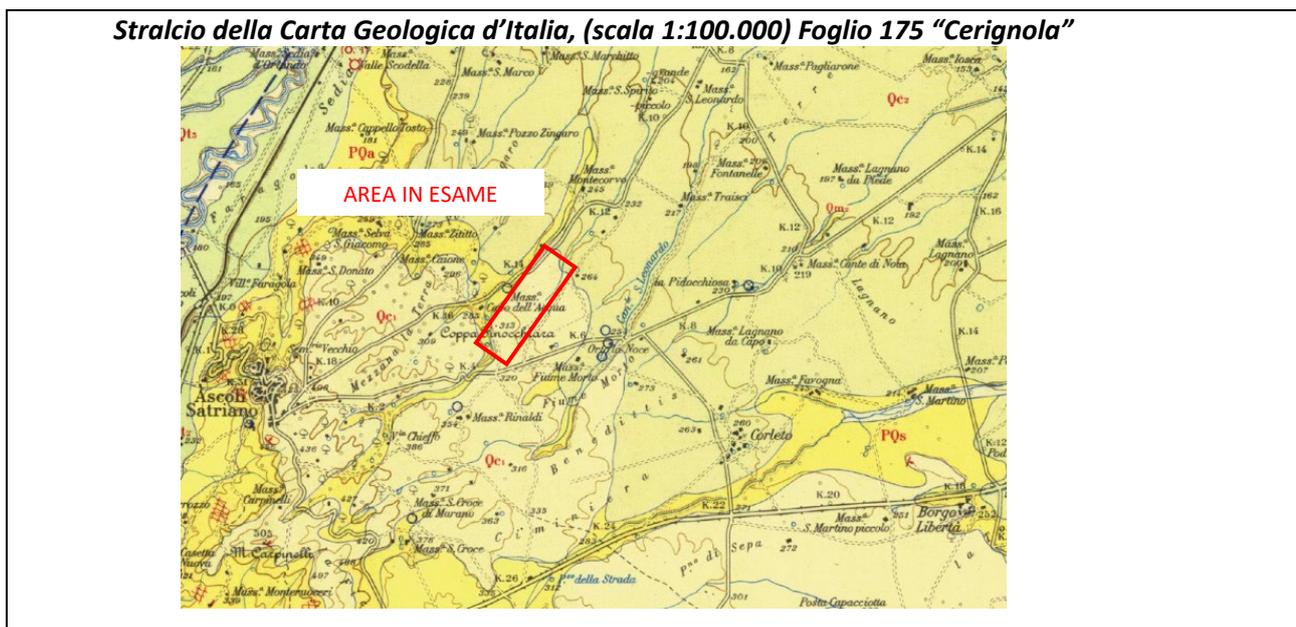
Ubicazione dell'area in esame su ortofoto



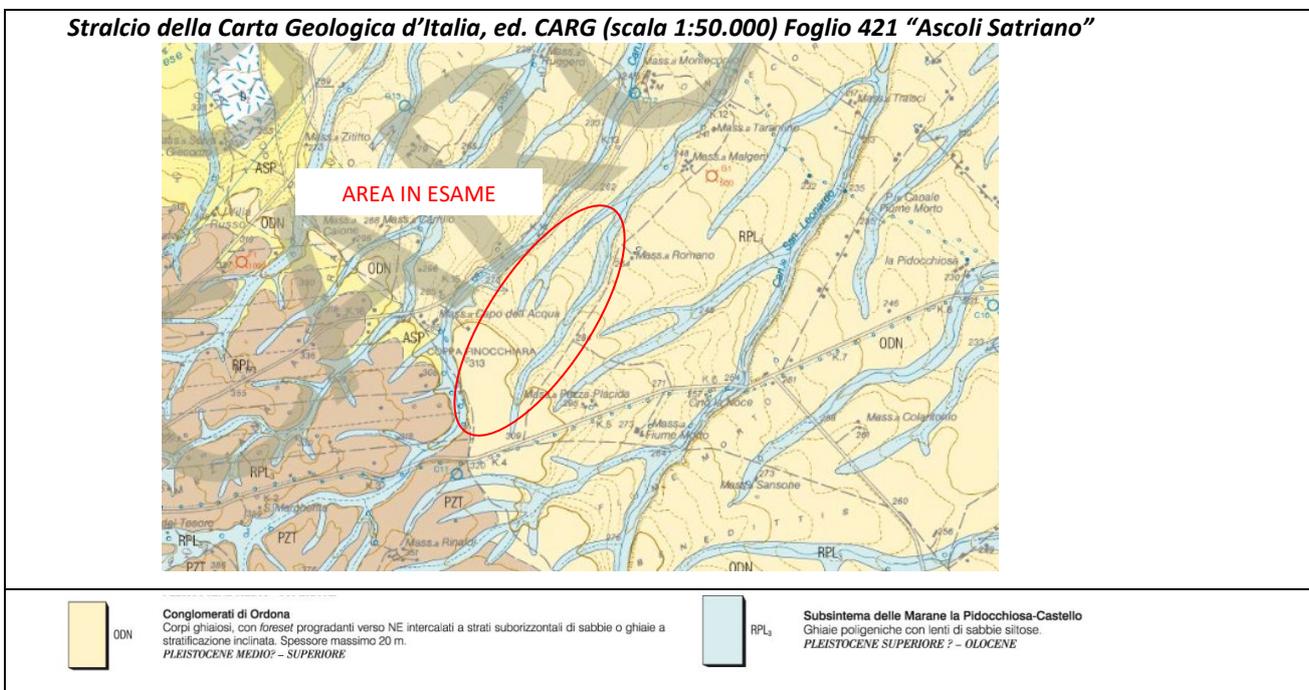
4 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area di intervento ricade nel Foglio 175 "Cerignola" della Carta geologica d'Italia, in scala 1:100.000 e nel più recente Foglio 421 "Ascoli Satriano" della Carta Geologica d'Italia del Progetto CARG, in scala 1:50.000, il cui sottosuolo è contraddistinto dalla presenza di depositi pre-pliocenici di natura ghiaiosa intervallati da livelli sabbioso limosi.

Stralcio della Carta Geologica d'Italia, (scala 1:100.000) Foglio 175 "Cerignola"



	<p>Qm₂ Qc₂ Sabbie straterellate giallastre a volte pulverulente con intercalazioni argillose, ciottolose e concrezioni calcaree con molluschi litorali (<i>Pecten</i>, <i>Chlamys</i>) di facies marine (Qm₂). Ciottolame incoerente, localmente cementato con ciottoli di medie e piccole dimensioni con intercalazioni sabbiose giallastre e con inclinazione costante verso Est (Qc₂).</p>
	<p>Qc₁ Conglomerati poligenici con ciottoli di medie e grandi dimensioni a volte fortemente cementati e con intercalazioni di sabbie e arenarie (fine Calabriano?)</p>
	<p>PQs Sabbie e sabbie argillose a volte con livelli arenacei di colore giallastro; lenti ciottolose localmente fossilifere (<i>Ostrea edulis</i>, <i>Chlamys opercularis</i>, <i>Ch. multi-striata</i>, <i>Venus multilamella</i>)</p>



4.1 Successione stratigrafica dell'area in esame

Il sito in esame, in base alla cartografia ufficiale, è contraddistinto a partire dalla superficie topografica da conglomerati poligenici con intercalazioni sabbiose e nello specifico:

“Sabbie e sabbie argillose a volte con livelli arenacei giallastri e lenti ciottolose”

In continuità di sedimentazione con le argille sottostanti si trovano questi sedimenti sabbiosi a volte fittamente stratificati con intercalazioni e lenti ciottolose soprattutto nella parte alta, dove le argille lasciano spazio alle sabbie.

“Conglomerati poligenici con ciottoli di medie e grandi dimensioni a volte fortemente cementati”

Tale formazione con uno spessore che si aggira sui 50 m, ciottolosa e poco compatta si presenta fortemente cementata in puddinga; essa costituisce buona parte della sommità del pianoro morfologico Ascoli Satriano-

Lavello. Questo termine si rinviene nella parte alta del complesso PQs costituiti da depositi di ciottolame poligenico con dimensioni variabili dai 5 ai 30 cm e con matrice sabbiosa.

4.2 Inquadramento Strutturale

L'area strettamente in esame si colloca a circa 40 Km dalla costa. La tettonica di distensione della serie plio-pleistocenica rispecchia quella del substrato calcareo. Le formazioni plioceniche affioranti che poggiano sui flysch sono rialzate, quelle pleistoceniche risentono dei movimenti distensivi quaternari; tali affioramenti si presentano come sub-orizzontali ed immersi in direzione E-NE con angoli non superiori a 15°.

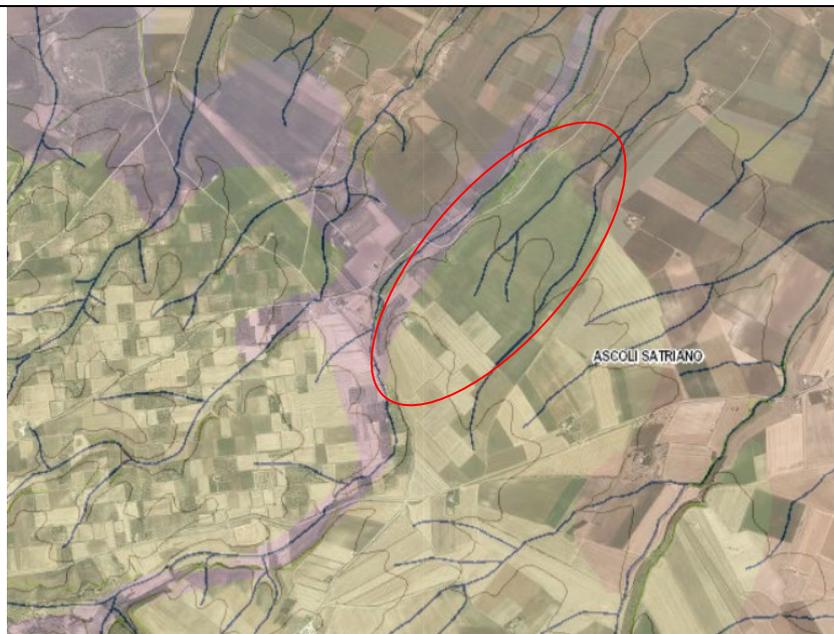
4.3 Inquadramento geomorfologico

Dal punto di vista geomorfologico l'area in esame, che si trova ad una quota compresa tra 260m verso NE e 300m verso SW, occupa una superficie con un modesto grado di inclinazione in direzione NE e risulta interessata da ramificazioni secondarie del reticolo idrografico facente capo al **Canale Santo Spirito**.

In generale il territorio di Ascoli Satriano presenta un reticolo idrografico molto sviluppato complici le litologie di natura ghiaioso sabbiose, erodibili, alternati a letti di depositi argilloso-siltosi che favoriscono lo scorrimento delle acque superficiali e le modeste pendenze.

La presenza di queste ramificazioni rende la superficie in cui ricade l'impianto caratterizzata da ondulazioni in cui le zone più basse sono occupate dal letto delle suddette ramificazioni.

Web-Gis – Stralcio Carta Idro-geomorfologica redatta da AdB Puglia con ubicazione area in esame



- LITOLOGIA DEL SUBSTRATO**
- Unità prevalentemente calcarea o dolomitica
 - Unità a prevalente componente argillosa
 - Unità a prevalente componente siltoso-sabbiosa e/o arenitica
 - Unità a prevalente componente arenitica
 - Unità a prevalente componente ruditica
 - Unità costituite da alternanze di rocce a composizione e/o granulometria variabile
 - Unità a prevalente componente argillitica con un generale assetto caotico
 - Depositi sciolti a prevalente componente sabbioso-ghiaiosa
 - Depositi sciolti a prevalente componente pelitica

FORME ED ELEMENTI LEGATI ALL'IDROGRAFIA SUPERFICIALE

Sorgente

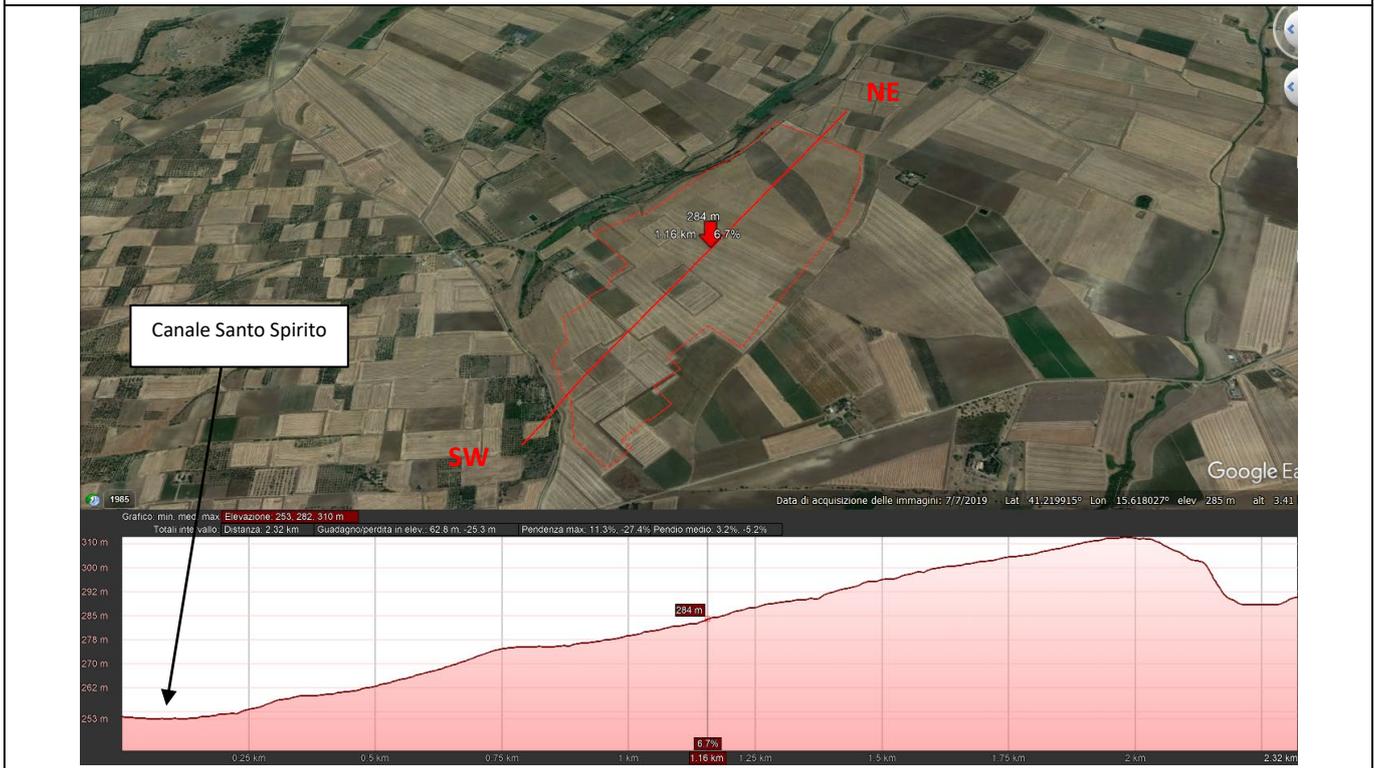
Corso d'acqua

- Corso d'acqua
- Corso d'acqua episodico
- Corso d'acqua oblitterato
- Corso d'acqua tombato

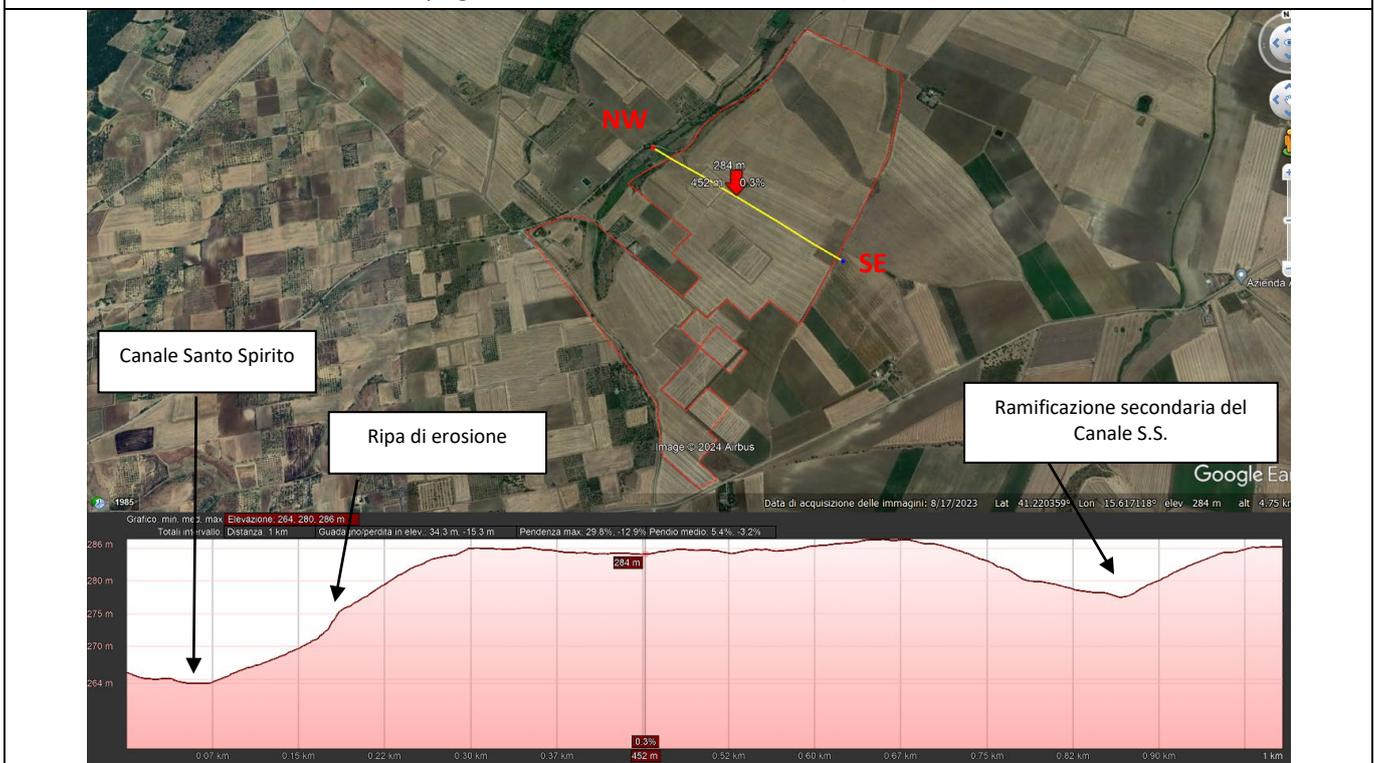
FORME DI MODELLAMENTO DI CORSO D'ACQUA

- Ripa di erosione
- Ciglio di sponda

Profilo topografico longitudinale del versante (SW-NE)



Profilo topografico trasversale del versante (NW-SE)



4.4 Inquadramento Idrografico

Il territorio compreso nel foglio Ascoli Satriano è caratterizzato da una morfologia pianeggiante o debolmente ondulata che assume connotati collinari.

L'idrografia superficiale è molto sviluppata ed è dominata dai due corsi d'acqua: il Torrente Cervaro e il Torrente Carapelle. Nella zona sudoccidentale del foglio, la maggior parte delle rocce affioranti è impermeabile i termini alti della serie plio-pleistocenica sono di natura permeabile, tuttavia non si rivengono sorgenti importanti. Modeste sorgenti, sgorgano a contatto tra le formazioni ciottolose e sabbiose e le argille sottostanti.

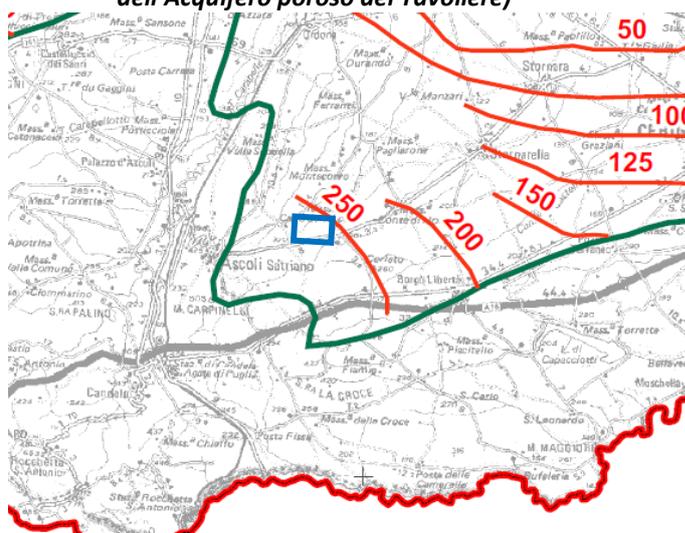
Nello specifico, il sito in esame è interessato da ramificazioni secondarie del reticolo idrografico facente capo al *Canale Santo Spirito*; la presenza di queste ramificazioni rende la superficie in cui ricade l'impianto caratterizzata da ondulazioni in cui le zone più basse sono occupate dal letto delle suddette ramificazioni.

4.5 Inquadramento Idrogeologico

Per quanto attiene le caratteristiche idrogeologiche delle aree in esame si segnala che l'unità idrogeologica principale è rappresentata dai depositi di copertura quaternari costituiti da una successione di terreni sabbioso-ghiaiosi-ciottolosi permeabili, con intercalazioni di livelli argilloso- siltosi a minore permeabilità con uno spessore compreso tra 20m e 50 m, dove l'acqua si rinviene in condizioni di falda libera. L'unità impermeabile di base è rappresentata dalle argille subappennine che diffusamente affiorano nell'area. Di interesse per la circolazione idrica sotterranea sono i depositi marini sabbioso- conglomeratici del ciclo bradanico.

Nel sito di interesse, visto i carichi piezometrici registrati in corrispondenza del territorio di Ascoli Satriano, la profondità della falda risulta ad un minimo di circa 10m ad un massimo di circa 50m.

Stralcio della Tav. 6.3.1 del Piano di Tutela delle Acque ("Distribuzione media dei carichi piezometrici dell'Acquifero poroso del Tavoliere")



Inoltre, dalla consultazione dei dati dei pozzi ISPRA dell'Archivio Nazionale delle Indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984), proprio in corrispondenza della Masseria Capo dell'Acqua, ricadente nel sito dell'impianto vi è un pozzo, per acqua, realizzato mediante perforazione fino a 50.0m in cui è stata rilevata una falda acquifera confinata tra i 40m e i 45m dal p.c..

Di seguito si riporta la specifica scheda descrittiva del suddetto pozzo

		Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale																																													
Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)																																															
Dati generali		Ubicazione indicativa dell'area d'indagine																																													
<p> Codice: 198595 Regione: PUGLIA Provincia: FOGGIA Comune: ASCOLI SATRIANO Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 50,00 Quota pc slm (m): 305,00 Anno realizzazione: 1990 Numero diametri: 1 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): 5,000 Portata esercizio (l/s): 3,000 Numero falde: 1 Numero filtri: 0 Numero piezometriche: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): SI Numero strati: 6 Longitudine WGS84 (dd): 15,611431 Latitudine WGS84 (dd): 41,218439 Longitudine WGS84 (dms): 15° 36' 41.16" E Latitudine WGS84 (dms): 41° 13' 06.39" N </p> <p>(*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia</p>																																															
DIAMETRI PERFORAZIONE																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Progr</th> <th>Da profondità (m)</th> <th>A profondità (m)</th> <th>Lunghezza (m)</th> <th>Diametro (mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,00</td> <td>50,00</td> <td>50,00</td> <td>400</td> </tr> </tbody> </table>	Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)	1	0,00	50,00	50,00	400																																					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)																																											
1	0,00	50,00	50,00	400																																											
FALDE ACQUIFERE																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Progr</th> <th>Da profondità (m)</th> <th>A profondità (m)</th> <th>Lunghezza (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>40,00</td> <td>45,00</td> <td>5,00</td> </tr> </tbody> </table>	Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	1	40,00	45,00	5,00																																							
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)																																												
1	40,00	45,00	5,00																																												
MISURE PIEZOMETRICHE																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Data rilevamento</th> <th>Livello statico (m)</th> <th>Livello dinamico (m)</th> <th>Abbassamento (m)</th> <th>Portata (l/s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>apr/1990</td> <td>15,00</td> <td>40,00</td> <td>25,00</td> <td>5,000</td> </tr> </tbody> </table>	Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)	apr/1990	15,00	40,00	25,00	5,000																																					
Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)																																											
apr/1990	15,00	40,00	25,00	5,000																																											
STRATIGRAFIA																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Progr</th> <th>Da profondità (m)</th> <th>A profondità (m)</th> <th>Spessore (m)</th> <th>Età geologica</th> <th>Descrizione litologica</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0,00</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> <td>CALABRIANO</td> <td>TERRENO VEGETALE</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1,00</td> <td>15,00</td> <td>14,00</td> <td>CALABRIANO</td> <td>SABBIE GIALLASTRE DEBOLMENTE LIMOSE CON A LUOGHI LIVELLI DI ARENARIE E DI CIOTTOLAME</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>15,00</td> <td>25,00</td> <td>10,00</td> <td>CALABRIANO</td> <td>SABBIE LIMO-ARGILLOSE GIALLASTRE</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>25,00</td> <td>36,00</td> <td>11,00</td> <td>CALABRIANO</td> <td>ALTERNANZE, SENZA ALCUN ORDINE APPARENTE, DI SABBIE E ARENARIE GIALLASTRE</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>36,00</td> <td>45,00</td> <td>9,00</td> <td>CALABRIANO</td> <td>LIMO SABBIOSI TENDENTI ALL'ARGILLOSO CON LA PROFONDITA'</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>45,00</td> <td>50,00</td> <td>5,00</td> <td>PLIOCENE</td> <td>ARGILLE GRIGIO-AZZURRE DI FONDO. ARGILLE SUBAPPENNINE</td> </tr> </tbody> </table>	Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica	1	0,00	1,00	1,00	CALABRIANO	TERRENO VEGETALE	2	1,00	15,00	14,00	CALABRIANO	SABBIE GIALLASTRE DEBOLMENTE LIMOSE CON A LUOGHI LIVELLI DI ARENARIE E DI CIOTTOLAME	3	15,00	25,00	10,00	CALABRIANO	SABBIE LIMO-ARGILLOSE GIALLASTRE	4	25,00	36,00	11,00	CALABRIANO	ALTERNANZE, SENZA ALCUN ORDINE APPARENTE, DI SABBIE E ARENARIE GIALLASTRE	5	36,00	45,00	9,00	CALABRIANO	LIMO SABBIOSI TENDENTI ALL'ARGILLOSO CON LA PROFONDITA'	6	45,00	50,00	5,00	PLIOCENE	ARGILLE GRIGIO-AZZURRE DI FONDO. ARGILLE SUBAPPENNINE					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica																																										
1	0,00	1,00	1,00	CALABRIANO	TERRENO VEGETALE																																										
2	1,00	15,00	14,00	CALABRIANO	SABBIE GIALLASTRE DEBOLMENTE LIMOSE CON A LUOGHI LIVELLI DI ARENARIE E DI CIOTTOLAME																																										
3	15,00	25,00	10,00	CALABRIANO	SABBIE LIMO-ARGILLOSE GIALLASTRE																																										
4	25,00	36,00	11,00	CALABRIANO	ALTERNANZE, SENZA ALCUN ORDINE APPARENTE, DI SABBIE E ARENARIE GIALLASTRE																																										
5	36,00	45,00	9,00	CALABRIANO	LIMO SABBIOSI TENDENTI ALL'ARGILLOSO CON LA PROFONDITA'																																										
6	45,00	50,00	5,00	PLIOCENE	ARGILLE GRIGIO-AZZURRE DI FONDO. ARGILLE SUBAPPENNINE																																										

5 ANALISI DEI VINCOLI

5.1 Inquadramento dell'area rispetto al Piano di Assetto Idrogeologico

Dalla Consultazione della "Carta del Rischio" del Piano stralcio per la Difesa dal Rischio Idrogeologico redatta dell'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale sezione della Puglia, è emerso l'area in esame è interessata da lembi perimetrati dall'Autorità di Bacino a "Pericolosità Geomorfologica medio e moderato" (PG1)

Web-Gis – Piano Stralcio della Carta del Rischio Idrogeologico da Pericolosità Geomorfologica



La possibilità di intervenire in aree a pericolosità geomorfologica è regolamentata dall'Autorità di Bacino Distrettuale dell'Appennino Meridionale sezione Puglia che *all'art. 11 individua specifiche disposizioni; infatti, tutte le attività e i nuovi interventi devono essere tali da non compromettere la stabilità del territorio, non costituire elemento pregiudizievole all'attenuazione o eliminazione definitiva della pericolosità geomorfologica esistente, garantire che i lavori di cantierizzazione si svolgano nella massima sicurezza, ovvero non provocando un aumento del grado di pericolosità e di limitare al massimo la produzione di superfici impermeabili ma utilizzando opportune reti di regimazione e di drenaggio.*

In particolare, *l'art. 15* regola gli interventi consentiti in Aree a pericolosità geomorfologica media e moderata (P.G.1), in essa sono consentiti tutti gli interventi previsti dagli strumenti di governo del territorio purché l'intervento garantisca la sicurezza, non determini condizioni di instabilità e non modifichi negativamente le condizioni ed i processi geomorfologici nell'area e nella zona potenzialmente interessata dall'opera e dalle sue pertinenze.....per tutti gli interventi l'AdB richiede, in funzione della valutazione del rischio ad essi associato, la redazione di uno studio di compatibilità geologica e geotecnica che ne analizzi compiutamente gli effetti sulla stabilità dell'area interessata.

In tali aree, nel rispetto delle condizioni fissate dagli strumenti di governo del territorio, il PAI persegue l'obiettivo di integrare il livello di sicurezza alle popolazioni mediante la predisposizione prioritaria da parte degli enti competenti, ai sensi della legge 225/92, di programmi di previsione e prevenzione.

Secondo quanto riportato negli articoli di riferimento l'opera a farsi è compatibile con il PAI.

5.2 Inquadramento dell'area rispetto al PPTR PUGLIA

La consultazione del database cartografico del PPTR (Piano Paesaggistico Territoriale Regionale) della Regione Puglia ha messo in evidenza, per l'area in oggetto, presenta in vari punti intersezioni con alcune delle Componenti Paesaggistiche che nello specifico riguardano:

- Componenti Geomorfologiche
- Componenti idrologiche
- Componenti Culturali e Insediative
- Componenti dei Valori Percettivi

PPTR Puglia redatto dal S.I.T. Puglia – Vincolo relativo alle Componenti Geomorfologiche con ubicazione area in esame



Ulteriori contesti paesaggistici

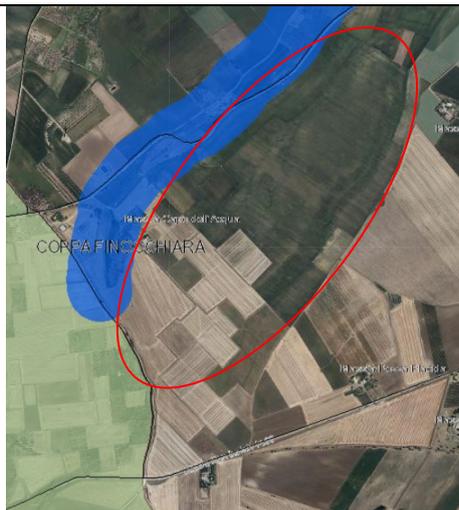
Lame e gravine



Versanti



PPTR Puglia redatto dal S.I.T. Puglia – Vincolo relativo alle Componenti Idrologiche con ubicazione area in esame



Beni paesaggistici

Fiumi e torrenti, acque pubbliche



PPTR Puglia redatto dal S.I.T. Puglia – Vincolo relativo alle Componenti Culturali e Insediative con ubicazione dell'area in esame



Beni paesaggistici

Zone gravate da usi civici validate



Ulteriori contesti paesaggistici

Testimonianza della stratificazione insediativa

a - siti interessati da beni storico culturali



b - aree appartenenti alla rete dei tratturi



Are di Rispetto delle Componenti Culturali e Insediative

Rete tratturi



Siti storico culturali



Zone interesse archeologico



PPTR Puglia redatto dal S.I.T. Puglia – Vincolo relativo alle Componenti dei Valori Percettivi con ubicazione dell'area in esame



Ulteriori contesti paesaggistici

Strade a valenza paesaggistica (poligoni)



Coni visuali



6 PROVE PENETROMETRICHE

6.1 Prove penetrometriche dinamiche continue DPSH

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infingere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ) misurando il numero di colpi N necessari; sono molto diffuse ed utilizzate nel territorio da geologi e geotecnici, data la loro semplicità esecutiva, economicità e rapidità di esecuzione.

La loro elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze dei vari livelli attraversati e una correlazione diretta con sondaggi geognostici per la caratterizzazione stratigrafica. La sonda penetrometrica permette, inoltre, di individuare con un buon grado di precisione lo spessore delle coltri dal substrato, la quota di eventuali falde e superfici di rottura sui pendii, e la consistenza in generale del terreno.

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

Gli elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti:

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

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

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

Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici:

Tipo	Sigla di riferimento	Peso della massa M (kg)	Profondità max indagine battente (m)
Leggero	DPL (Light)	$M < 10$	8
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$	25
Super pesante (Super Heavy)	DPSH	$M > 60$	25

6.1.1 Penetrometri in uso in Italia

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

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE): massa battente $M = 30$ kg, altezza di caduta $H = 0.20$ m, avanzamento = 10 cm, punta conica ($\delta=60-90^\circ$), diametro $D=35.7$ mm, area base cono $A=10$ cm² rivestimento / fango bentonitico: talora previsto;
- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE): massa battente $M = 20$ kg, altezza di caduta $H=0.20$ m, avanzamento = 10 cm, punta conica ($\delta= 60-90^\circ$), diametro $D 35.7$ mm, area base cono $A=10$ cm² rivestimento / fango bentonitico: talora previsto;
- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE): massa battente $M = 73$ kg, altezza di caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=30$ cm, punta conica ($\alpha = 60^\circ$), diametro $D = 50.8$ mm, area base cono $A=20.27$ cm², rivestimento: previsto secondo precise indicazioni;
- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA): massa battente $M=63.5$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 60^\circ-90^\circ$) diametro $D = 50.5$ mm, area base cono $A = 20$ cm², rivestimento / fango bentonitico talora previsto.

In questa campagna geognostica è stato utilizzato un penetrometro superpesante "DPSH 63-73 SM della GEO Deep Drill" avente massa battente $M=63.0$ kg, altezza caduta $H=0.75$ m, avanzamento $\delta=20-30$ cm, punta conica conica ($\alpha = 90^\circ$), $\phi=50$ mm, area base cono $A = 20$ cm².

6.1.2 Correlazione con N_{spt}

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più efficaci e vantaggiosi economicamente per ricavare informazioni circa la natura litologica e la condizione geologica del sottosuolo, occorre correlare i risultati delle due prove, quella in foro (Standard Penetration Test) e quella eseguita a partire dalla superficie (Prova Penetrometrica Dinamica); ciò risulta possibile utilizzando la seguente equazione:

$$N_{spt} = \beta_t N$$

dove:

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

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

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

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

dove

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A = area base punta conica;

δ = passo di avanzamento.

6.1.3 Valutazione resistenza dinamica alla punta R_{qp}

Formula Olandesi

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

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

6.1.4 Metodologia di elaborazione

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

Tale programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981 permettendo inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione delle prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili e alquanto attendibili ai fini della progettazione. In particolare tale metodologia consente di ottenere informazioni su:

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

6.1.5 Valutazioni statistiche e correlazioni

Elaborazione Statistica

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

- **Media**: Media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato;
- **Media minima**: valore statistico inferiore alla media aritmetica dei valori del numero di colpi sullo strato considerato;
- **Massimo**: valore massimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato;
- **Minimo**: valore minimo dei valori del numero di colpi sullo strato considerato;
- **Scarto quadratico medio**: Valore statistico di scarto dei valori del numero di colpi sullo strato considerato;
- **Media deviata**: valore statistico di media deviata dei valori del numero di colpi sullo strato considerato;
- **Media scarto** (valore statistico) dei valori del numero di colpi sullo strato considerato;
- **Distribuzione normale R.C.**: Il valore di $N_{spt,k}$ viene calcolato sulla base di una distribuzione normale o gaussiana, fissata una probabilità di non superamento del 5%, secondo la seguente relazione:

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

dove N_{spt} è la deviazione standard di N_{spt} ;

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

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

dove n è il numero di letture.

6.1.6 Pressione ammissibile

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

6.1.7 Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Correzione N_{spt} in presenza di falda

In presenza di falda il valore N_{spt} viene corretto e quindi $N_{spt} \text{ corretto} = 15 + 0.5 \times (N_{spt} - 15)$

dove N_{spt} è il valore medio nello strato.

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

Angolo di Attrito

- Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 m; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 m. per terreni sopra falda e < 8 m. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq);
- Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati);
- Sowers 1961- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 m. sopra falda e < 7 m. per terreni in falda) >5 t/mq;
- De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38°;
- Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).
- Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da D_r %;
- Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $\phi > 15$ t/mq;
- Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONALE RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose;
- Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 m sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) $s > 15$ t/mq;
- Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per sabbie con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt;
- Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Densità relativa (%)

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

Modulo Di Young (Ey)

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

Modulo Edometrico

- Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia;
- Buisman-Sanglerat, correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa;
- Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati);
- Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume Gamma

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

Peso di volume saturo

- Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948-1967. Correlazione valida per peso specifico del materiale pari a circa 2,65 t/mc e per peso di volume secco variabile da 1,33 (Nspt = 0) a 1,99 (Nspt = 95).

Modulo di Poisson

- Classificazione A.G.I..

Potenziale di liquefazione (Stress Ratio)

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

Velocità onde di taglio Vs (m/sec)

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

Modulo di deformazione di taglio (G)

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

Modulo di reazione (K_o)

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

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c.

6.1.8 Correlazioni geotecniche terreni coesivi

Coesione non drenata

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

Resistenza alla punta del Penetrometro Statico (Q_c)

- Robertson 1983 Q_c

Modulo Edometrico-Confinato (M_o)

- Stroud e Butler (1975) - per litotipi a media plasticità, valida per litotipi argillosi a media-medio-alta plasticità - da esperienze su argille glaciali;
- Stroud e Butler (1975), per litotipi a medio-bassa plasticità (IP < 20), valida per litotipi argillosi a medio-bassa plasticità (IP < 20) - da esperienze su argille glaciali;
- Vesic (1970) correlazione valida per argille molli (valori minimi e massimi);

- Trofimenkov (1974), Mitchell e Gardner Modulo Confinato -Mo (Eed) (Kg/cmq) -, valida per litotipi argillosi e limosi-argillosi (rapporto $Q_c/N_{spt}=1.5-2.0$);
- Buismann- Sanglerat, valida per argille compatte ($N_{spt} < 30$) medie e molli ($N_{spt} < 4$) e argille sabbiose ($N_{spt}=6-12$).

Modulo Di Young (EY)

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

Stato di consistenza

- Classificazione A.G.I. 1977.

Peso di Volume

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

Peso di volume saturo

- Correlazione Bowles (1982), Terzaghi-Peck (1948-1967), valida per condizioni specifiche: peso specifico del materiale pari a circa $G=2,70$ (t/mc) e per indici dei vuoti variabili da 1,833 ($N_{spt}=0$) a 0,545 ($N_{spt}=28$).

6.1.9 Risultati delle prove DPSH eseguita

Le prove DPSH eseguite, DPSH01, DPSH02 e DPSH03 hanno consentito di caratterizzare il sottosuolo fino ad una profondità massima di 6.80 m a partire dal piano di indagine, discretizzandolo in una serie di strati a differente comportamento in funzione del numero di colpi misurati durante le fasi di avanzamento con un passo di campionamento 0.20m.

I valori ottenuti del numero di colpi e dell'Rpd sono rappresentati in maniera grafica in **Allegato 02**.

Di seguito l'elenco dei parametri estrapolati dalle prove penetrometriche e le relative correlazioni utilizzate:

- "densità relativa" si è considerata la correlazione di Meyerhof (1957);
- "angolo di resistenza al taglio" si è considerata la correlazione Meyerhof (1956);
- "modulo edometrico" la correlazione considerata è quella di Trofimenkov (1974) Mitchell e Garden;
- "modulo di Young" la correlazione considerata è quella di Bowles(1982);
- "peso unità di volume": la correlazione considerata è quella di Meyerhof ed altri;
- "peso unità di volume saturo": la correlazione considerata è quella di Terzaghi-Peck 1948-1967;
- "coesione non drenata": Terzaghi-Peck;
- "modulo di Poisson" si è considerata la correlazione AGI;
- "modulo di deformazione a taglio dinamico" si è considerata la correlazione di Robertson e Campanella (1983) e Imai & Tonouchi (1982);
- "velocità onde di taglio" in questo caso specifico, essendo state eseguite prove geofisiche in sito, sono state omesse nel report della presente prova;
- "modulo di reazione" si è considerata la correlazione Navfac 1971-1982;
- "resistenza alla punta" si è considerata la correlazione di Robertson 1983.

Dalle prove DPSH 01, DPSH02 e DPSH03 eseguite per avere maggiori informazioni riguardo i primi metri di sottosuolo, sono stati discretizzati 3, 4 o 5 strati.

La prova DPSH01 ha evidenziato uno strato superficiale pari a 0.4m il quale è correlabile a terreno vegetale ed uno strato di 3,40m correlabile a sabbia limosa da poco a mediamente addensata, oltre il quale la prova è andata a rifiuto.

La prova DPSH02 ha evidenziato un primo strato avente spessore pari a 0.4m, correlabile a terreno vegetale, a seguire il secondo strato, in posizione sottostante, avente spessore di 2.20m correlabile a un deposito sabbioso limoso da poco a mediamente addensato; alla profondità di 2.60m si rileva un terzo strato, avente spessore pari di 0.60m, caratterizzato da un aumento nel numero di colpi correlabile ad un livello maggiormente cementato del medesimo deposito. In posizione stratigrafica sottostante si rileva un unico strato che si estende sino alla profondità di 6.60m riferibile a depositi sabbioso-limosi con livelli arenacei-ciottolosi riscontrabile fino alla profondità di rifiuto di 6.80m; oltre il quale la prova è andata a rifiuto.

Nella prova DPSH03 il primo strato rilevato, ha spessore pari a 1.80m ed è correlabile a terreno vegetale, tale strato è presente al di sopra di due strati di sabbia limosa con livelli arenacei, di cui il primo caratterizzato da un numero di colpi più elevato rispetto a quello sottostante, che si trovano fino alla profondità di rifiuto pari a 5.80m.

7 INDAGINE SISMICA

Il metodo sismico, condente in primo luogo di rilevare l'andamento della sismostratigrafia del sottosuolo, ricercando le superfici di discontinuità fisica – rifrattori – ed in particolare quelle superfici che separano porzioni di ammasso terroso o roccioso con differente grado di densità e compattezza; in secondo luogo permette di ricavare lo spessore e le caratteristiche geomeccaniche degli strati così riconosciuti, calcolare i valori di Rigidità Sismica dei singoli orizzonti al fine di valutare ad esempio l'amplificazione sismica locale e classificare i terreni alla luce della recente normativa sismica (VS,eq).

7.1 *Prospezione sismica a rifrazione di superficie in onde P*

7.1.1 *Descrizione del metodo e della strumentazione*

L'indagine geosismica del tipo a rifrazione di superficie, come tutti i metodi d'indagine indiretta del sottosuolo, permette di investigare un certo volume di sottosuolo variabile a seconda sia della lunghezza dei profili eseguiti ma anche della natura litologica del sito.

Il metodo consiste nell'inviare nel terreno un impulso sismico, tramite un'opportuna sorgente a impatto o esplosiva e nel rilevare il primo arrivo di energia, costituito da un'onda elastica diretta e da una rifratta. L'onda rifratta, emergente in superficie, è generata da interfacce rifrangenti che separano mezzi a differente velocità sismica (sismostrati), generalmente, crescente con la profondità.

I primi arrivi, individuati su sismogrammi rilevati dai geofoni e registrati tramite un sismografo, sono riportati su grafici tempo-distanza (dromocrone), in seguito interpretati per ottenere informazioni sismostratigrafiche. Per il caso in esame, la strumentazione utilizzata è consistita in un sismografo a 24 canali, della "MAE" modello X610/S con acquisizione computerizzata dei dati e in una sorgente del tipo ad impatto verticale per la generazione di onde rilevate da 24 geofoni rispettivamente di frequenza pari a 14Hz per le onde P.

7.1.2 *Acquisizione dei dati*

Nell'ambito del presente studio, sono state eseguite n. 3 prospezioni sismiche a rifrazione di superficie, in onde P (**BS01, BS02 e BS03**) di lunghezza pari a 125 m, per le quali sono state effettuate cinque scoppi.

Infatti, per quanto riguarda la geometria adottata in riferimento alle basi sismiche **BS01, BS02 e BS03** i 24 geofoni sono stati disposti sul terreno con una spaziatura di 5.0 m, i punti di scoppio A e B sono a 5.0 m rispettivamente dal 1° e dal 24° geofono, in posizione esterna allo stendimento geofonico, lo scoppio C è posto al centro dello stendimento stesso (fra il 12° e il 13° geofono), mentre gli altri due scoppi intermedi D ed E rispettivamente tra 6° e 7° geofono e tra il 18° e il 19° geofono, quindi l'intero stendimento per questa base risulta di 125m.

L'ubicazione dei profili sismici è riportata nell'**Allegato 01A, 01B, 01C**.

7.1.3 *Elaborazione dei dati*

L'elaborazione dei dati è stata eseguita secondo la procedura descritta schematicamente di seguito:

- ✓ inserimento delle geometrie mediante il software Pickwin (distanze fra geofoni e posizioni dei punti di scoppio);
- ✓ applicazione dei filtri "low-pass" e "high-pass" per la lettura ottimale dei primi arrivi eliminando le frequenze di disturbo;

- ✓ picking dei primi arrivi;
- ✓ export delle dromocrone;
- ✓ inversione tomografica dei dati attraverso l'applicativo Plotrefa;
- ✓ definizione del modello sismostratigrafico.

7.1.4 Rappresentazione dei dati

I dati elaborati sono stati esportati e restituiti nell'allegato 03A: per queste basi sismiche sono stati riportati i sismogrammi relativi ai cinque punti di scoppio, le dromocrone, la sezione tomografica e il modello sismostratigrafico. In particolare l'elaborazione tomografica rappresenta l'andamento dei sismostrati, lungo la sezione corrispondente al profilo in superficie, ottenuta dalla elaborazione ed inversione dei dati sismici; il modello sismostratigrafico rappresenta invece l'interpretazione degli stessi sismostrati in funzione della geologia del sito, ottenuto correlando le velocità medie di ciascun sismostrato con i dati geologici noti e le loro velocità sismiche caratteristiche.

7.1.5 Interpretazione dei risultati

Ai fini della corretta interpretazione dei risultati dell'indagine sismica è importante precisare che generalmente:

- a) i sismostrati non sono necessariamente associabili a litotipi ben definiti, ma sono rappresentativi di livelli con simili caratteristiche elastiche, in cui le onde sismiche si propagano con la stessa velocità;
- b) la risoluzione del metodo è funzione della profondità di indagine e la risoluzione diminuisce con la profondità: considerato uno strato di spessore h ubicato a profondità z dal piano campagna, in generale non è possibile individuare sismostrati in cui $h < 0.25 * z$.
- c) nelle indagini superficiali, le onde di taglio, meno veloci, arrivano in un tempo successivo, per cui il segnale registrato sarà la risultante delle onde S con le onde P e quindi la lettura dei tempi di arrivo delle onde S può risultare meno precisa della lettura dei tempi di arrivo delle onde P;
- d) i terreni esaminati possono ricoprire un ampio campo delle velocità sismiche, in relazione alla presenza di materiale di riporto, di terreno vegetale e di acqua di falda nonché ai vari gradi di stratificazione, carsificazione e di fratturazione dell'ammasso roccioso.

Di seguito sono stati riportati, in tabella, i valori di velocità delle onde sismiche di compressione tipici di ogni litotipo.

Tabella 1.1 – Valori di velocità per le onde di compressione (da “Le indagini geofisiche per lo studio del sottosuolo” di Carrara – Rapolla – Roberti, “Il manuale del geologo” di Cassadio – Elmi).

LITOTIPO	Vp (m/sec)
Areato superficiale	300-800
Argille	1100-2900
Sabbia asciutta	200-1000
Sabbie umida	600-1800
Terreni alluvionali sciolti	400-2100
Acqua	1400-1500
Calcere fratturato	700-4200
Calcere compatto	2800-6400
Calcere cristallino	5700-6400

Piroclastiti coerenti (tufo)	750-2450
Piroclastiti incoerenti (pozzolana)	350-1000
Arenaria	1400-4500
Granito, Monzonite, Granodiorite, Gabbro, Diabase, Basalto	4000-6000
Anidride	3500-5500
Gesso	1800-4000
Gneiss e scisti	3500-7500

Dai valori di velocità di propagazione delle onde P, è stato possibile ricavare la sismostruttura del sottosuolo in corrispondenza delle **Basi Sismiche BS01, BS02 e BS03**.

Il sottosuolo investigato è stato distinto, per ciascun profilo, in tre sismostrati ciascuno caratterizzato da un determinato valore di velocità delle onde di compressione.

Data la lunghezza degli stendimenti eseguiti e la natura litologica del sottosuolo nei punti investigati, è stato possibile investigare il sottosuolo fino ad una profondità compresa tra 17m e 25.0m a partire dalla superficie topografica.

Di seguito si riportano le risultanze delle basi sismiche eseguite:

✓ BS01 in onde P ed S (mediante MASW 01) si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	494	200	0.0÷2.5	Terreno vegetale
2	1326	600	2.5÷10.50	Depositi sabbioso conglomeratici mediamente addensati
3	2043	738	10.50÷25.00	Depositi sabbioso conglomeratici ben addensati

✓ BS02 in onde P ed S (mediante MASW 02) si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	430	170	0.0÷1.5	Terreno vegetale
2	702	285	1.5÷10.0	Depositi sabbioso- conglomeratici poco addensati
3	976	419	10.0÷19.00	Depositi sabbioso- conglomeratici med. addensati

✓ BS03 in onde P ed S (mediante MASW 03) si individuano tre sismostrati

	Velocità Onde P in m/s	Velocità Onde S in m/s	Intervallo di profondità (m)	Descrizione
1	375	140	0.0÷1.5	Terreno vegetale
2	630	260	1.5÷8.50	Depositi sabbioso- conglomeratici poco addensati
3	1002	462	8.50÷17.00	Depositi sabbioso- conglomeratici med. addensati

7.2 MASW – Descrizione del metodo e della strumentazione

Al fine di calcolare il valore di velocità delle onde di taglio S (V_s, eq) e determinare la classe di appartenenza del terreno di fondazione, secondo quanto è richiesto dalle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17/01/2018, sono stati eseguiti n. 3 profili MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) ciascuno in corrispondenza della rispettiva base sismica, come mostrato nella planimetria allegata (**Allegato 01A, 01B, 01C**).

La tecnica utilizzata consente una stima accurata dell'andamento delle velocità di propagazione delle onde S nel sottosuolo; ciò avviene registrando i tempi di arrivo delle onde sismiche di superficie generate artificialmente ed elaborando il segnale con un opportuno software.

A rigore, quella che è misurata è la velocità delle onde superficiali (Onde di Rayleigh), ma essa è praticamente uguale alla velocità delle Onde S ($95 \div 97\%$). È così possibile definire, con un'approssimazione valutabile tra il 5% e il 15%, il profilo "VS".

Per il caso in esame, la strumentazione utilizzata è consistita in 24 geofoni verticali a 4.5Hz, in un sismografo a 24 canali della "MAE" modello X610/S con acquisizione computerizzata dei dati.

7.2.1 MASW – Acquisizione dei dati

Le fasi operative possono essere così schematizzate:

- predisposizione degli stendimenti, cioè una serie di 24 geofoni regolarmente spazati di 5.0 m in linea retta, di lunghezza pari a 115m con l'esecuzione di 2 scoppi a 10.0m di distanza dal primo e dall'ultimo geofono in modo tale da avere due profili di velocità ubicati ad $1/3$ e $2/3$ dello stendimento;
- osservazione del segnale che si propaga tramite onde S nel suolo per 2 secondi a seguito dell'energizzazione;
- controllo dei dati raccolti con prima elaborazione in situ del profilo, in modo da verificare la coerenza del segnale, l'effettivo raggiungimento della profondità d'investigazione richiesta ed eventualmente apportare le necessarie variazioni dei parametri d'acquisizione prima di ripetere la registrazione;
- i dati raccolti sono registrati nell'hd dell'X610/S.

7.2.2 MASW – Elaborazione dei dati

L'analisi prevede la formattazione dei files dati, l'analisi spettrale con l'individuazione della curva di dispersione e la modellazione del profilo. È importante rilevare che il profilo di ciascuno stendimento è stato ottenuto coinvolgendo nelle misurazioni un'estesa porzione del sito da investigare, esso quindi, pur non avendo la risoluzione di un profilo ottenuto ad es. con la tecnica down-hole, è più rappresentativo a larga scala rispetto a quelli ottenibili da un rilievo puntuale.

I dati sono stati interpolati ed elaborati con i Software SWAN prodotto dalla Geostudi Astier.

7.2.3 MASW – Rappresentazione dei risultati

Nell'**Allegato 03B** sono stati rappresentati, in sei grafici, le elaborazioni dei dati acquisiti con il metodo MASW e i sismogrammi medi di tutte le interazioni per lo stendimento svolto.

Il primo grafico, a partire dallo spettro F-K, mette in relazione le frequenze contenute nel segnale registrato con il reciproco della velocità di fase e il rapporto spettrale: permette di riconoscere l'energia delle Onde di Rayleigh e fissare i punti che rappresentano l'andamento della curva di dispersione, funzione della distribuzione della velocità negli strati del sottosuolo. Nel grafico successivo, invece, è riportata la curva calcolata tramite l'inversione di un modello di sottosuolo, ottenuto per "aggiustamenti" successivi da un

modello iniziale, cercando ovviamente di trovare la migliore corrispondenza con i punti prima individuati. Il grafico successivo riporta il modello del sottosuolo in termini di strati con diversa velocità di propagazione delle Onde S.

7.2.4 MASW– Interpretazione dei risultati

Alla luce della recente normativa in materia di costruzione, NTC 2018, è stato introdotto il calcolo di un nuovo parametro, il $V_{s,eq}$, in sostituzione del V_{s30} , ottenuto attraverso la seguente formula:

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

h_i = Spessore in metri dello strato i-esimo

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

N = Numero di strati

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita

da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec

In tale formula appare evidente come il calcolo delle velocità sismiche di taglio si riferisce alla reale profondità del bedrock, ovvero, alla profondità di quella formazione rocciosa o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800m/s, pertanto la profondità del bedrock varierà di volta in volta a seconda dell'assetto geologico del sottosuolo.

È opportuno precisare che, in generale, mediante il metodo MASW1D, si ricavano i valori di velocità delle onde S lungo la verticale rispettivamente a 1/3 e a 2/3 della lunghezza dello stendimento essendo stati eseguiti due scoppi rispettivamente ad una distanza di 10 metri dal primo e dall'ultimo geofono; in questo caso i modelli sismostratigrafici ottenuti, data la lunghezza dei profili eseguiti, riportano una profondità dei sismostrati poco superiore ai 30m avendo effettuato il calcolo a partire dal piano campagna; inoltre si precisa che le velocità delle onde di taglio prese in considerazione sono quelle relative allo scoppio n. 1 del MASW, di cui sono stati restituiti i grafici nell'**Allegato 03B**, caratterizzato da valori leggermente più bassi, ponendosi a vantaggio della sicurezza.

Basandosi sulle indagini sismiche svolte, è stata individuata la categoria del suolo di fondazione del sottosuolo in esame. Tutte le indagini MASW, che hanno raggiunto una profondità investigativa superiore ai 30m, non hanno consentito però di individuare un substrato rigido caratterizzato da un $V_s \geq 800$ m/s e pertanto, così come enuncia la nuova norma il valore del $V_{s,eq}$ è definito dal parametro V_{s30} ottenuto ponendo $H=30$ m nella attuale espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Come è possibile osservare dalle tabelle di calcolo, in corrispondenza del **MASW01**, è stato ricavato un valore del $V_{s,eq}$ pari a **538m/s**

STIMA DEL $V_{s,eq}$ - BS01 e MASW 01						
Strati	Litotipo	Spessore strato (m)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)	
h_1	STRATO 1	2.00	155.00	h_1/V_1	0.013	
h_2	STRATO 2	7.60	466.00	h_2/V_2	0.016	
h_3	STRATO 3	8.60	738.00	h_3/V_3	0.012	
h_4	STRATO 4	11.80	790.00	h_4/V_4	0.015	
H		30		$\Sigma h_i/V_i$	0.056	
			$V_{s,eq}$ (misurata) =		m/s	538

in corrispondenza del **MASW02**, è stato ricavato un valore del **$V_{s,eq}$** pari a **404m/s**

STIMA DEL $V_{s,eq}$ - BS02 e MASW 02						
Strati	Litotipo	Spessore strato (m)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)	
h_1	STRATO 1	1.50	170.00	h_1/V_1	0.009	
h_2	STRATO 2	6.90	285.00	h_2/V_2	0.024	
h_3	STRATO 3	5.60	419.00	h_3/V_3	0.013	
h_4	STRATO 4	6.70	552.00	h_4/V_4	0.012	
h_4	STRATO 4	9.30	592.00	h_5/V_5	0.016	
H		30		$\Sigma h_i/V_i$	0.074	
			$V_{s,eq}$ (misurata) =		m/s	404

in corrispondenza del **MASW03**, è stato ricavato un valore del **$V_{s,eq}$** pari a **410m/s**

STIMA DEL $V_{s,eq}$ - BS03 e MASW 03						
Strati	Litotipo	Spessore strato (m)	Velocità onda S misurata in sito (m/s)	Rapporto spessore velocità	Tempi parziali in secondi (onda S misurata)	
h_1	STRATO 1	1.50	140.00	h_1/V_1	0.011	
h_2	STRATO 2	6.00	260.00	h_2/V_2	0.023	
h_3	STRATO 3	6.60	462.00	h_3/V_3	0.014	
h_4	STRATO 4	9.60	609.00	h_4/V_4	0.016	
h_4	STRATO 4	6.30	677.00	h_5/V_5	0.009	
H		30		$\Sigma h_i/V_i$	0.073	
			$V_{s,eq}$ (misurata) =		m/s	410

Da tale stima ne consegue che il sottosuolo esaminato rientra nella categoria di suolo di tipo **"B"** definita con le seguenti caratteristiche:

Tabella 3.2. II - Categoria di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato	
Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

8 CALCOLO DEI MODULI ELASTICI DINAMICI

Dalle velocità sismiche, ricavate dall'indagine a rifrazione superficiale classica in onde P e dalla metodologia MASW, sono stati calcolati alcuni parametri geotecnici.

Assegnando, infatti, la densità in sito, ricavata empiricamente mediante l'equazione di Gardner, che lega la densità alla velocità delle onde longitudinali (V_p), sono stati calcolati il coefficiente di Poisson e alcuni moduli elastici dinamici. Le determinazioni dei moduli elastici, eseguite mediante tali metodologie sismiche, sono riferibili a volumi significativi di terreno in condizioni relativamente indisturbate a differenza delle prove geotecniche di laboratorio che, pur raggiungendo un elevato grado di sofisticazione ed affidabilità, soffrono della limitazione di essere puntuali cioè relative ad un modesto volume di roccia.

I moduli elastici sismici possono essere correlati ai normali moduli statici attraverso un fattore di riduzione (Rzhevsky et alii, 1971) semplicemente evidenziando che si riferiscono, in virtù delle energie movimentate dall'indagine e del conseguente basso livello di deformazione raggiunto, ad un modulo statico tangente iniziale.

$$E_{din} = 8.3E_{stat} + 0,97$$

Infine, con i dati ottenuti dall'indagine eseguita è possibile calcolare il coefficiente di reazione del terreno K_s (Kg/cm^3) attraverso la relazione di Vesic (1961):

$$K_s = E_s / B(1 - \nu^2)$$

dove

B = larghezza della fondazione;

E_s = modulo di elasticità del terreno;

ν = coefficiente di Poisson.

Per l'analisi dei pali sottoposti a forze orizzontali e nella verifica a svergolamento è stato determinato, indirettamente, il coefficiente di reazione orizzontale, K_h . Tale modulo viene determinato dalla formula di Chiarugi Maia secondo la quale è funzione di: modulo edometrico, modulo elastico del palo, diametro del palo, coefficiente di Poisson.

In ultimo per effettuare un ulteriore verifica sui fattori di deformabilità delle terre, attraverso la relazione di Imai and Yoshimura, del 1977 sono stati determinati i valori di resistenza alla deformabilità del tipo SPT attraverso i valori delle velocità sismiche di taglio.

Di seguito sono riportati i principali moduli elastici dei terreni riguardanti le basi sismiche eseguite; tali valori si riferiscono all'ammasso pertanto devono essere intesi come valori medi.

<u>Note bibliografiche</u>			
Parametro calcolato	Bibliografia	Unità di misura	Formula
Modulo di Poisson (Bowles 1988)	Simeon Denis Poisson (Fisico e matematico francese)	Grandezza adimensionale	$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{1-\sigma}{0,5-\sigma}}$
Densità naturale	Equazione di Gardner	gr/cm ³	$\gamma = 0,23V_p^{0,25}$
Correlazione empirica tra Vs ed SPT	Imai and Yoshimura, 1977	Grandezza adimensionale	$V_s = f / (N_{spt})$
Coefficiente di sottofondo	Vesic, 1961	Kg/cm ³	$k = E / [B(1-n_2)]$
Coefficiente di sottofondo verticale	Vol I di Geotecnica e tecnica delle fondazioni - Cestelli Guidi	Kg/cm ³	$K_v = a_2 \cdot E_d / b$ dove $a_2 = 2 / \log_e(b+2H) / b$
Coefficiente di sottofondo orizzontale	Metodo Chiarugi-Maia	Kg/cm ³	$k_h = \frac{E_d}{D \cdot (1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{E_d \cdot D^4}{E_p \cdot J} \right)^{1/2}$ <small>E_d: Modulo edometrico ν: Coefficiente di Poisson E_p: Modulo elastico della sezione, se in ca (E_p= 18000 × √(Rck)) D: Diametro del palo J: Momento d'inerzia della sezione se circolare (J = π × D⁴ / 64)</small>
Modulo di Young dinamico	Bowles 1988	Mpa	$E = V_s^2 \rho \cdot [3V_p^2 - 4V_s^2 / V_p^2 - V_s^2]$
Modulo di Young statico	Rzhevsky et alii, 1971	Mpa	$E_{din} = 8.3E_{stat} + 0,97$
Modulo di BulK	Bowles 1988	Mpa	$K = E_{din} / (3 \cdot (1-2 \cdot n))$
Modulo di taglio dinamico	Bowles 1988	Mpa	$G_{din} = E_{din} / ((2 \cdot (1+n)))$
Modulo di taglio statico	Bowles 1988	Mpa	$G_{stat} = E_{stat} / (2 \cdot (1+n))$
Modulo di Compressione Edometrica	Relazione di Navier	Kh/cm ²	$M = E \cdot [(1-n) / (1-n-2 \cdot n^2)]$

BASE SISMICA 01 - STIMA DEI MODULI DINAMICI			
	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3
Velocità onde P (m/s):	494	1326	2043
Velocità onde S (m/s):	155	466	738
V_{L,AB} = Velocità onde P di laboratorio (m/s):	6000	6000	6000
SPESSORE MEDIO STRATO (m)	2.00	8.50	15.00
Profondità Media Strato (m)	1.00	6.25	18.00
Modulo di Poisson (ν)	0.45	0.43	0.42
Densità naturale (ρ in gr/cm³) = 0,23xVp^{0,25} (Gardner et al., 1974)	1.46	1.87	2.08
Porosità % (Ø) (correlazione Rzhetsky e Novik (1971))	46.13%	38.36%	31.65%
MOD. di YOUNG DINAMICO - (E_{din} in Kg/cm²)	1015	11614	32350
MOD. di TAGLIO DINAMICO (G_{din} in Kg/cm²) G _{din} = E _{din} /((2*(1+ν))	351	4062	11351
MOD. di BULK (K) (Kg/cm²): K=E _{din} /(3*(1-2*ν))	3098	27475	71854
MOD. di YOUNG STATICO (E_{stat} in Kg/cm²) (Rzhetsky et alii, 1971)	122	1399	3897
MOD. di TAGLIO STATICO (G_{stat} in Kg/cm²)	42	489	1368
MOD. DI COMPRESIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) (da velocità onde P e densità) ρ*Vp ² (valido per le terre)	36.37	335.40	887.05
MOD. DI COMPRESIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) M=((Vp*Vp*ρ*(1+ν)*(1-2*ν)/(1-ν)) (relazione di NAVIER)	10.35	118.43	329.88
Rigidità Sismica (γ*Vp) (Tonn/m²*sec)	227	872	1538
Frequenza dello Strato	19	14	12
Periodo dello Strato	0.05	0.07	0.08
STIMA PARAMETRI GEOTECNICHI (VALIDO PER LE TERRE)			
N_{SPT} (Imai and Yoshimura, 1977)	9	>50	>50
N_{SPT} = 7,24E-07xVs^{3,15} (Formazioni a prevalente componente argillosa)	6	>50	>50
N_{SPT} = 1,77E-06xVs^{2,80} (Formazioni argillose con intercalazioni litoidi)	2	>50	>50
N_{SPT} = 1,60E-06xVs^{2,90} (Depositi Alluvionali)	4	>50	>50
Φ_{min} = Vs₁^{0,44} - 6,2 (angolo di resistenza al taglio minimo)	30	52	65
Φ_{max} = Vs₁^{0,44} (angolo di resistenza al taglio massimo)	36	58	71
Cu (coesione non drenata in Kg/cm² = (Vs/23)^{1/0,475} * 0,010197 (Dickenson 1990))	0.57	5.75	15.12
Cu = (coesione non drenata = (Vs - 17,5)/2,63 * 0,010197 (Oh et al. 2008))	0.53	1.74	2.79
Cu = (coesione non drenata = (Vs/7,93)^{1/0,63} * 0,010197 (Levesques et al. 2007))	1.14	6.56	13.60
Cu = (coesione non drenata = (Vs/187)^{1/0,372} * 0,010197 * 100 da prove DH - Likitlersuang e Kyaw (2010))	0.62	11.87	40.85
Cu = (coesione non drenata = (Vs/228)^{1/0,510} * 0,010197 * 100 da prove MASW - Likitlersuang e Kyaw (2010))	0.48	4.14	10.20
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO			
B (ipotesi dimensione fondazione superficiale in cm)	100	100	100
D (ipotesi diametro palo in m)	0.50	0.50	0.50
K = (Coeff. di Winkler in Kg/cm³ -> VESIC 1961) k = E/[B(1-ν²)]	1.52	17.16	47.56
k = 17,2*Vs^{1,25} Kg/cm³ (Bowles 1997, Keceli, Imai e Yoshimura 2012)	0.96	3.80	6.75
K_v (Coeff. di Winkler verticale in Kg/cm³ -> K_v = α²*E/d/b dove α² = 2/log_e(b+2H)/b)	0.14	2.97	9.84
K_n (Coeff. di Winkler orizzontale in Kg/cm³ - Chiarugi-Maia)	0.53	33.50	263.48
INDICAZIONI SU CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE			
Fs (Fattore di sicurezza = Vp/Vs)	3.2	2.8	2.8
Q_{ult} (kg/cm²) = γ_{nat}*vs*(0,1) (Keceli 2012)	2.27	8.72	15.38
Q_{amm} = Q_{ult}/Fs	0.71	3.06	5.56

BASE SISMICA 02 - STIMA DEI MODULI DINAMICI			
	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3
Velocità onde P (m/s):	430	702	976
Velocità onde S (m/s):	170	285	419
V_{L,AB} = Velocità onde P di laboratorio (m/s):	6000	6000	6000
SPESSORE MEDIO STRATO (m)	1.50	5.50	8.00
Profondità Media Strato (m)	0.75	4.25	11.00
Modulo di Poisson (ν)	0.41	0.40	0.39
Densità naturale (ρ in gr/cm³) = 0,23xVp^{0,25} (Gardner et al., 1974)	1.41	1.60	1.73
Porosità % (\emptyset) (correlazione Rzhovsky e Novik (1971))	46.73%	44.19%	41.63%
MOD. di YOUNG DINAMICO - (E_{din} in Kg/cm²)	1148	3632	8439
MOD. di TAGLIO DINAMICO (G_{din} in Kg/cm²) G _{din} = E _{din} /((2*(1+ ν)))	408	1296	3042
MOD. di BULK (K) (Kg/cm²): K=E _{din} /(3*(1-2* ν))	2066	6135	12449
MOD. di YOUNG STATICO (E_{stat} in Kg/cm²) (Rzhovsky et alii, 1971)	138	438	1017
MOD. di TAGLIO STATICO (G_{stat} in Kg/cm²)	49	156	366
MOD. DI COMPRESIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) (da velocità onde P e densità) $\rho * Vp^2$ (valido per le terre)	26.62	80.19	168.31
MOD. DI COMPRESIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) M=(Vp*Vp* ρ *(1+ ν)*(1-2* ν)/(1- ν)) (relazione di NAVIER)	11.71	37.04	86.05
Rigidità Sismica ($\gamma * Vp$) (Tonn/m²*sec)	240	455	726
Frequenza dello Strato	28	13	13
Periodo dello Strato	0.04	0.08	0.08
STIMA PARAMETRI GEOTECNICHI (VALIDO PER LE TERRE)			
N_{SPT} (Imai and Yoshimura, 1977)	11	>50	>50
N_{SPT} = 7,24E-07xVs^{3,15} (Formazioni a prevalente componente argillosa)	8	39	>50
N_{SPT} = 1,77E-06xVs^{2,80} (Formazioni argillose con intercalazioni litoidi)	3	13	39
N_{SPT} = 1,60E-06xVs^{2,90} (Depositi Alluvionali)	5	21	>50
Φ min = Vs₁^{0,44} * 6,2 (angolo di resistenza al taglio minimo)	31	41	49
Φ max = Vs₁^{0,44} (angolo di resistenza al taglio massimo)	37	47	56
Cu (coesione non drenata in Kg/cm² = (Vs/23)^{1/0,475} * 0,010197 (Dickenson 1990))	0.69	2.04	4.59
Cu=(coesione non drenata=(Vs-17,5)/2,63 * 0,010197 (Oh et al. 2008))	0.59	1.04	1.56
Cu=(coesione non drenata=(Vs/7,93)^{1/0,63} * 0,010197 (Levesques et al. 2007)	1.32	3.00	5.54
Cu=(coesione non drenata=(Vs/187)^{1/0,372} * 0,010197 * 100 da prove DH - Likitlersuang e Kyaw (2010)	0.79	3.17	8.92
Cu=(coesione non drenata=(Vs/228)^{1/0,510} * 0,010197 * 100 da prove MASW - Likitlersuang e Kyaw (2010)	0.57	1.58	3.36
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO			
B (ipotesi dimensione fondazione superficiale in cm)	100	100	100
D (ipotesi diametro palo in m)	0.50	0.50	0.50
K = (Coeff. di Winkler in Kg/cm³ -> VESIC 1961) k=E/[B(1-ν^2)]	1.66	5.22	11.96
k = 17,2*Vs^{1,25} Kg/cm³ (Bowles 1997, Keceli, Imai e Yoshimura 2012)	1.08	2.05	3.33
K_v (Coeff. di Winkler verticale in Kg/cm³ -> K_v = $\alpha 2^*E_d/b$ dove $\alpha 2=2/\log_e(b+2H)/b$	0.14	0.80	2.12
K_h (Coeff. di Winkler orizzontale in Kg/cm³ - Chiarugi-Maia)	0.28	4.77	26.17
INDICAZIONI SU CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE			
Fs (Fattore di sicurezza= Vp/Vs)	2.5	2.5	2.3
Q_{ult} (kg/cm²) = $\gamma_{nat} * vs^*(0,1)$ (Keceli 2012)	2.40	4.55	7.26
Q_{amm}=Q_{ult}/Fs	0.95	1.85	3.12

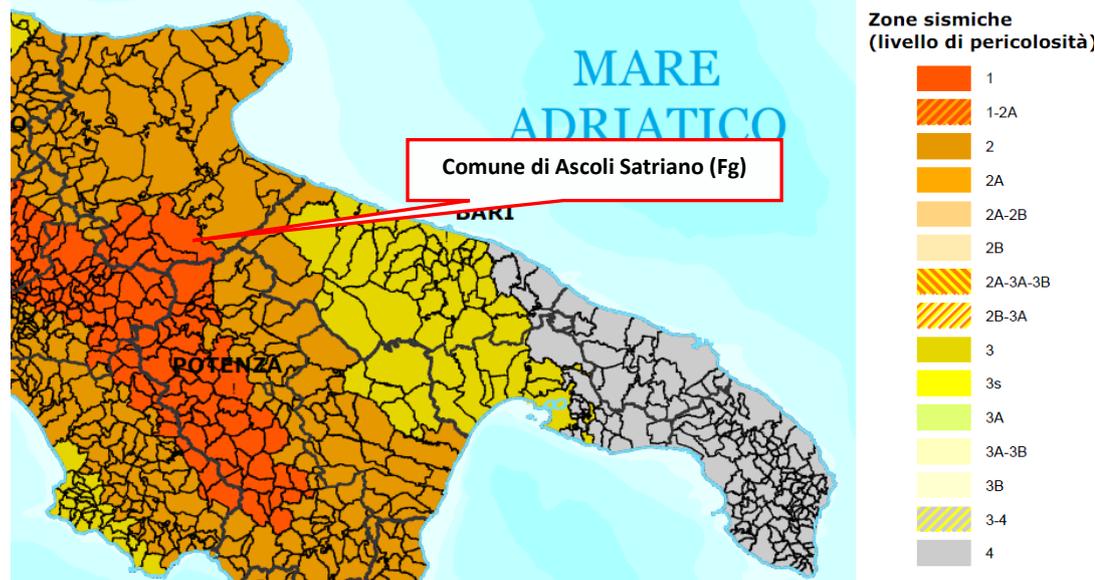
BASE SISMICA 03 - STIMA DEI MODULI DINAMICI			
	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3
Velocità onde P (m/s):	375	630	1002
Velocità onde S (m/s):	140	260	462
V_{L,AB} = Velocità onde P di laboratorio (m/s):	6000	6000	6000
SPESSORE MEDIO STRATO (m)	1.50	4.50	7.00
Profondità Media Strato (m)	0.75	3.75	9.50
Modulo di Poisson (ν)	0.42	0.40	0.37
Densità naturale (ρ in gr/cm³) = 0,23xVp^{0,25} (Gardner et al., 1974)	1.36	1.55	1.74
Porosità % (\emptyset) (correlazione Rzheshvsky e Novik (1971))	47.24%	44.86%	41.38%
MOD. di YOUNG DINAMICO - (E_{din} in Kg/cm²)	759	2934	10163
MOD. di TAGLIO DINAMICO (G_{din} in Kg/cm²) G _{din} = E _{din} /(2*(1+ ν))	267	1050	3723
MOD. di BULK (K) (Kg/cm²): K=E _{din} /(3*(1-2* ν))	1562	4764	12547
MOD. di YOUNG STATICO (E_{stat} in Kg/cm²) (Rzheshvsky et alii, 1971)	91	353	1224
MOD. di TAGLIO STATICO (G_{stat} in Kg/cm²)	32	126	448
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) (da velocità onde P e densità) $\rho * Vp^2$ (valido per le terre)	19.56	62.86	178.56
MOD. DI COMPRESSIONE EDOMETRICA (M in Kg/cm²) M=((Vp*Vp ² * ρ *(1+ ν)*(1-2* ν)/(1- ν)) (relazione di NAVIER)	7.74	29.92	103.64
Rigidità Sismica ($\gamma * Vp$) (Tonn/m²*sec)	191	404	806
Frequenza dello Strato	23	14	17
Periodo dello Strato	0.04	0.07	0.06
STIMA PARAMETRI GEOTECNICHI (VALIDO PER LE TERRE)			
N_{SPT} (Imai and Yoshimura, 1977)	6	42	>50
N_{SPT} = 7,24E-07xVs^{3,15} (Formazioni a prevalente componente argillosa)	4	29	>50
N_{SPT} = 1,77E-06xVs^{2,80} (Formazioni argillose con intercalazioni litoidi)	2	10	>50
N_{SPT} = 1,60E-06xVs^{2,90} (Depositi Alluvionali)	3	16	>50
Φ min = Vs₁^{0,44} -6,2 (angolo di resistenza al taglio minimo)	28	39	52
Φ max = Vs₁^{0,44} (angolo di resistenza al taglio massimo)	34	45	58
Cu (coesione non drenata in Kg/cm²) = (Vs/23)^{1/0,475} * 0,010197 (Dickenson 1990)	0.46	1.68	5.64
Cu=(coesione non drenata=(Vs-17,5)/2,63 *0,010197 (Oh et al. 2008))	0.47	0.94	1.72
Cu=(coesione non drenata=(Vs/7,93)^{1/0,63} *0,010197 (Levesques et al. 2007)	0.97	2.60	6.47
Cu=(coesione non drenata=(Vs/187)^{1/0,372} *0,010197*100 da prove DH - Likitlersuang e Kyaw (2010)	0.47	2.47	11.60
Cu=(coesione non drenata=(Vs/228)^{1/0,510} *0,010197*100 da prove MASW - Likitlersuang e Kyaw (2010)	0.39	1.32	4.07
COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO			
B (ipotesi dimensione fondazione superficiale in cm)	100	100	100
D (ipotesi diametro palo in m)	0.50	0.50	0.50
K = (Coeff. di Winkler in Kg/cm³ -> VESIC 1961) k=E/[B(1-ν²)]	1.11	4.20	14.13
k = 17,2*Vs^{1,25} Kg/cm³ (Bowles 1997, Keceli, Imai e Yoshimura 2012)	0.84	1.83	3.76
K_v (Coeff. di Winkler verticale in Kg/cm³ -> K_v = $\alpha 2^*E_d/b$ dove $\alpha 2=2/\log_e(b+2H)/b$	0.09	0.60	2.44
K_h (Coeff. di Winkler orizzontale in Kg/cm³ - Chiarugi-Maia)	0.20	3.24	23.78
INDICAZIONI SU CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE SUPERFICIALE			
Fs (Fattore di sicurezza= Vp/Vs)	2.7	2.4	2.2
Q_{ult} (kg/cm²) = $\gamma_{nat} * vs^*(0,1)$ (Keceli 2012)	1.91	4.04	8.06
Q_{amm}=Q_{ult}/Fs	0.71	1.67	3.72

9 INQUADRAMENTO SISMICO DELL'AREA

9.1 Aspetti generali

Il comune di Ascoli Satriano (Fg) con D.G.R. n. 1626 del 15.09.2009 ricade in **zona sismica 2 con livello di pericolosità medio** ove si possono verificare terremoti abbastanza forti.

Classificazione sismica 2020 - Ordinanza PCM 3274 del 20 marzo 2003



9.2 Caratteristiche sismiche di riferimento del territorio

Sulla base dell'indagine sismica MASW svolte in campo, considerando valido il calcolo del $V_{s,eq}$ a partire dal p.c., il sottosuolo in esame ricade in categoria di suolo "B".

Alla luce delle attuali conoscenze si ritiene non si pongono particolari problemi alla realizzazione dell'opera in oggetto. Naturalmente si terrà conto di quanto riportato nelle Norme Tecniche delle Costruzioni del Gennaio 2018 che all'opera si deve attribuire un'accelerazione massima orizzontale con probabilità di superamento del 10% in 50 anni $0,15 < a_g \leq 0,25g$, pari ad un'accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico sulla formazione di base (suoli di categoria "A") pari ad $a_g=0.25g$.

In particolare, le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (17/01/2018) e l'OPCM del 28 aprile 2006 n. 3519 superano il concetto della classificazione del territorio in zone, imponendo nuovi e precisi criteri di verifica dell'azione sismica nella progettazione delle nuove opere ed in quelle esistenti, valutata mediante una analisi della risposta sismica locale. In assenza di queste analisi, la stima preliminare dell'azione sismica può essere effettuata sulla scorta delle "categorie di sottosuolo" e della definizione di una "pericolosità di base" fondata su un reticolo di punti di riferimento, costruito per l'intero territorio nazionale. Ai punti del reticolo sono attribuiti, per nove differenti periodi di ritorno del terremoto atteso, i valori di a_g e dei principali "parametri spettrali" riferiti all'accelerazione orizzontale, da utilizzare per il calcolo dell'azione sismica (fattore di amplificazione massima F_0 e periodo di inizio del tratto a velocità costante T^*C). Il reticolo di riferimento ed i dati di pericolosità sismica vengono forniti dall'INGV e pubblicati nel sito <http://esse1.mi.ingv.it/>.

Secondo le NTC l'area in questione è caratterizzata da un'accelerazione compresa tra 0.175 - 0.200 g, come evidenziato nella figura a, in cui è riportata la mappa di pericolosità sismica per il sito in questione, con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi (categoria A, $V_s > 800m/sec$).

Pericolosità sismica della Puglia (Fonte: INGV, Mappa della pericolosità sismica, 2004)

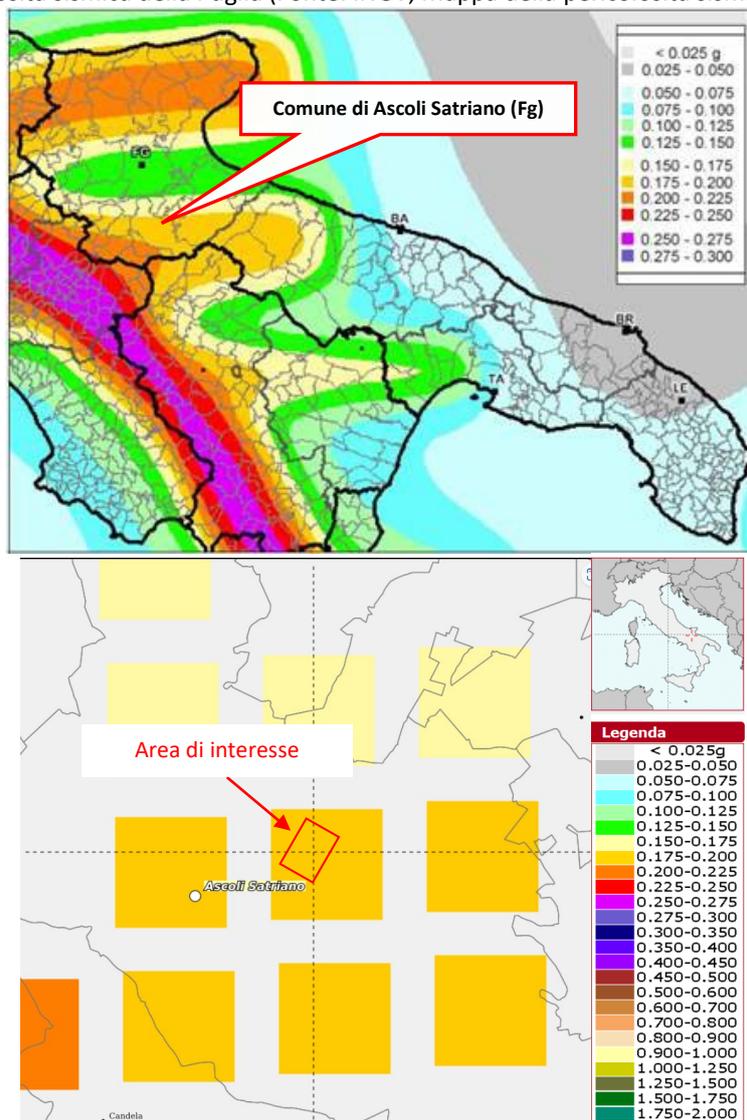


Fig.a - Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli rigidi (Ordinanza 3519-06).

Inoltre, per la caratterizzazione sismica del sito di interesse, sono stati presi in considerazione i seguenti fattori:

- il terreno di fondazione è costituito da “Sabbie limose da poco a mediamente addensate, localmente con livelli sabbioso-ghiaiosi mediamente cementati” passanti a “Ghiaie sabbiose mediamente cementate”;
- nell'area in esame non sono presenti faglie o importanti fratture, attive del substrato geologico;
- la falda freatica staziona a profondità comprese tra circa 40m nella zona SW e circa 10m nella zona NE.

In questo caso il valore del fattore S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche del sito espressa dalla relazione seguente $S = SS \times ST$ (dove SS è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e ST è il coefficiente di amplificazione topografica, opportunamente tabellati nelle NTC 2018) è pari a: $S = 1.2$.

Alla luce della recente normativa “*Norme Tecniche per le Costruzioni D. Min. Infrastrutture*” 17 gennaio 2018 (Suppl. Ord. G. U. 20.2.2018, n. 8), si riportano i parametri di pericolosità sismica dell’area in esame:

Latitudine (WGS84)	41.21980636	Longitudine (WGS84)	15.61668949
Latitudine (ED50)	41.221506	Longitudine (ED50)	15.61757
Altitudine (mt)	287		
Classe dell'edificio	II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti		
Vita Nomiale Struttura	50		
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	50		

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	T_r [anni]	a_g/g [-]	F_o [-]	T_c^* [s]
Operatività	30	0.046	2.463	0.290
Danno	50	0.059	2.545	0.317
Salvaguardia Vita	475	0.185	2.466	0.409
Prevenzione Collasso	975	0.259	2.398	0.419

Secondo le *Norme Tecniche per le Costruzioni del D.M. 17.01.2018 (NTC 18)*, all. A, l’azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità di base, che costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica deve essere compatibile con le NTC, dotata di sufficiente livello di dettaglio, sia in termini geografici che in termini temporali. Le azioni di progetto si ricavano dalle accelerazioni a_g e dai parametri che permettono di definire gli spettri di risposta ai sensi delle NTC e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- “ a_g ” accelerazione orizzontale massima al terreno;
- “ F_o ” valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- “ T_c^* ” periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

9.3 Individuazione della pericolosità del sito

Le NTC18 (Norme Tecniche delle Costruzioni) ridefiniscono il concetto di pericolosità sismica di riferimento e di conseguenza sono state ridefinite le azioni sismiche di progetto-verifica. Tramite il programma sperimentale (Spettri-NTC ver.1.03) è possibile determinare i relativi spettri di risposta, in funzione del sito e del tipo di costruzione, per ciascuno degli stati limite previsti dalla normativa. La pericolosità sismica è lo strumento di previsione delle azioni sismiche attese in un determinato sito. Può essere definita in termini statistici e/o probabilistici. Dal punto di vista statistico la severità di un evento sismico è descritta dalle curve di pericolosità. Ogni sito del territorio nazionale è caratterizzato da proprie curve di pericolosità che presentano in ascissa una misura della severità del terremoto come ad esempio accelerazione di picco del terreno o S_e (ordinata della risposta spettrale in accelerazione) ed in ordinata la frequenza media annua di ricorrenza $\lambda=1/T_r$ (T_r è il periodo di ritorno del sisma espresso in anni) in scala logaritmica.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE LATITUDINE

15.61660 41.21980

Ricerca per comune

REGIONE PROVINCIA COMUNE

Puglia Foggia Ascoli Satriano

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta }

Variabilità dei parametri }

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri }

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

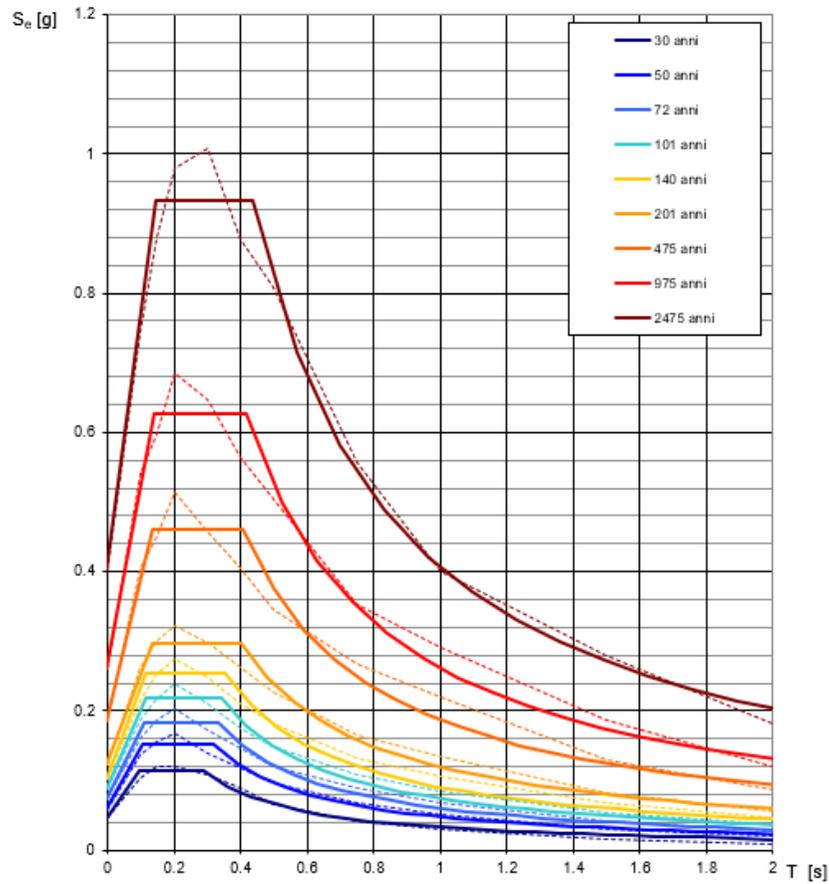
La "Ricerca per comune" utilizza le ...coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

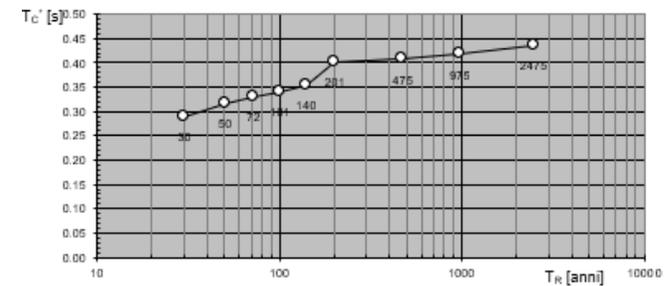
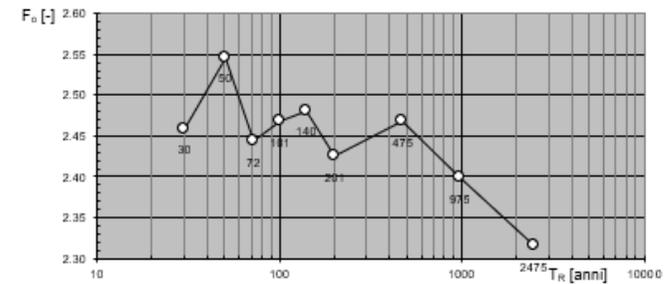
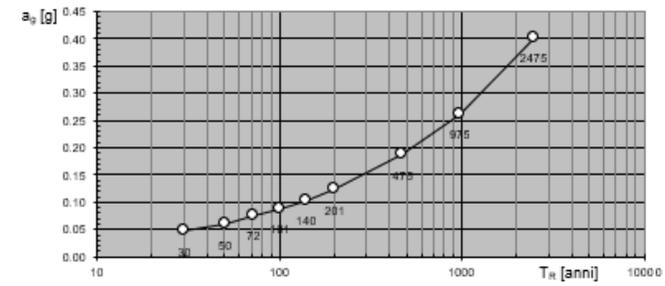
Una volta individuati tutti i parametri geografici (longitudine, latitudine, ecc.) sono visualizzati i quattro nodi del reticolo che circoscrivono il sito stesso. I primi dati che si possono rilevare durante questa prima fase sono:

- i grafici degli spettri di risposta ottenuti in corrispondenza di ciascuno dei nove periodi di ritorno considerati in S1;
- i grafici che rappresentano la variabilità dei parametri a_g , F_o , T_c^* in funzione del periodo di ritorno T_r ;

Spettri di risposta elastica per i periodi di ritorno T_R di riferimento



Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C : variabilità col periodo di ritorno T_R



Segue una tabella riassuntiva dei valori degli stessi parametri a_g , F_o , T_c^* per ciascuno dei nove periodi di ritorno considerati in S1

Valori dei parametri a_g , F_o , T_c^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
30	0.047	2.458	0.230
50	0.060	2.546	0.318
72	0.075	2.443	0.331
101	0.088	2.468	0.341
140	0.103	2.480	0.355
201	0.123	2.425	0.402
475	0.186	2.467	0.407
975	0.261	2.399	0.417
2475	0.403	2.315	0.436

9.4 *Strategia di progettazione*

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO - $P_{VR} = 81\%$
SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$
SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

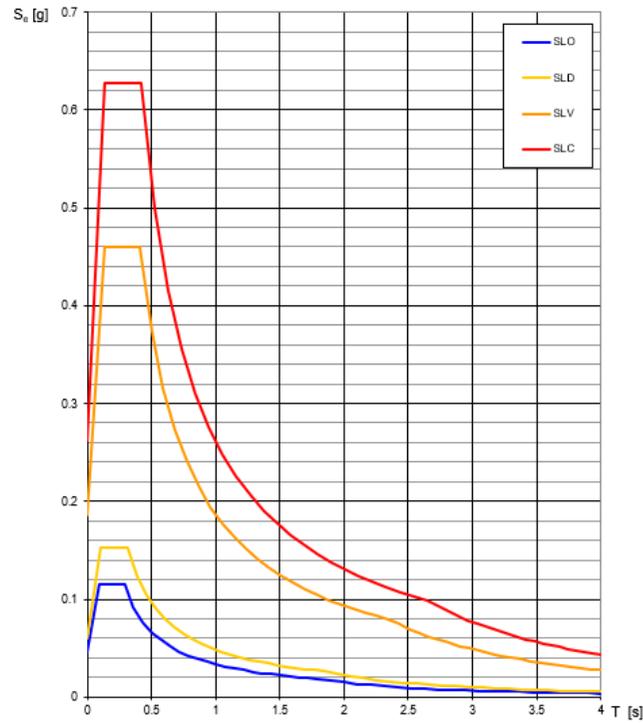
---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

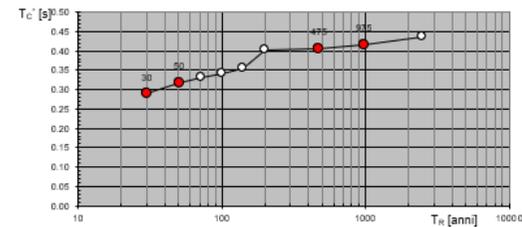
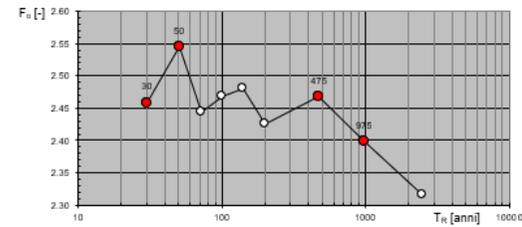
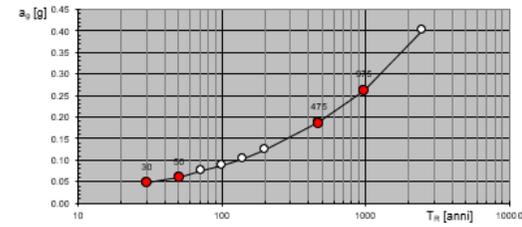
Il caso in esame è una struttura con **vita nominale V_n pari a 50 anni** ed appartenente alla **classe d'uso II** a cui, pertanto, corrisponde un **coefficiente d'uso della costruzione $C_u = 1,0$** . In base a tali valori viene determinato il **periodo di riferimento per la costruzione V_r** che risulta in questo caso pari a **50 anni**.

Sono quindi stati calcolati i valori dei periodi di ritorno corrispondenti alle probabilità di superamento per i quattro stati limite previsti dalle NTC18. I dati in uscita in questa fase rappresentano una selezione effettuata sui dati ottenuti nella fase precedente in corrispondenza dei valori previsti per il periodo di ritorno dei quattro stati limite considerati.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0.047	2.459	0.290
SLD	50	0.060	2.544	0.318
SLV	475	0.186	2.467	0.407
SLC	975	0.261	2.399	0.417

10 ANALISI DI STABILITA' DEL VERSANTE

Definizione

Per pendio s'intende una porzione di versante naturale il cui profilo originario è stato modificato da interventi artificiali rilevanti rispetto alla stabilità. Per frana s'intende una situazione di instabilità che interessa versanti naturali e coinvolgono volumi considerevoli di terreno.

Introduzione all'analisi di stabilità

La risoluzione di un problema di stabilità richiede la presa in conto delle equazioni di campo e dei legami costitutivi. Le prime sono di equilibrio, le seconde descrivono il comportamento del terreno. Tali equazioni risultano particolarmente complesse in quanto i terreni sono dei sistemi multifase, che possono essere ricondotti a sistemi monofase solo in condizioni di terreno secco, o di analisi in condizioni drenate.

Nella maggior parte dei casi ci si trova a dover trattare un materiale che se saturo è per lo meno bifase, ciò rende la trattazione delle equazioni di equilibrio notevolmente complicata. Inoltre è praticamente impossibile definire una legge costitutiva di validità generale, in quanto i terreni presentano un comportamento non-lineare già a piccole deformazioni, sono anisotropi ed inoltre il loro comportamento dipende non solo dallo sforzo deviatorico ma anche da quello normale. A causa delle suddette difficoltà vengono introdotte delle ipotesi semplificative:

1. Si usano leggi costitutive semplificate: modello rigido perfettamente plastico. Si assume che la resistenza del materiale sia espressa unicamente dai parametri coesione (c) e angolo di resistenza al taglio (ϕ), costanti per il terreno e caratteristici dello stato plastico; quindi si suppone valido il criterio di rottura di Mohr-Coulomb.
2. In alcuni casi vengono soddisfatte solo in parte le equazioni di equilibrio.

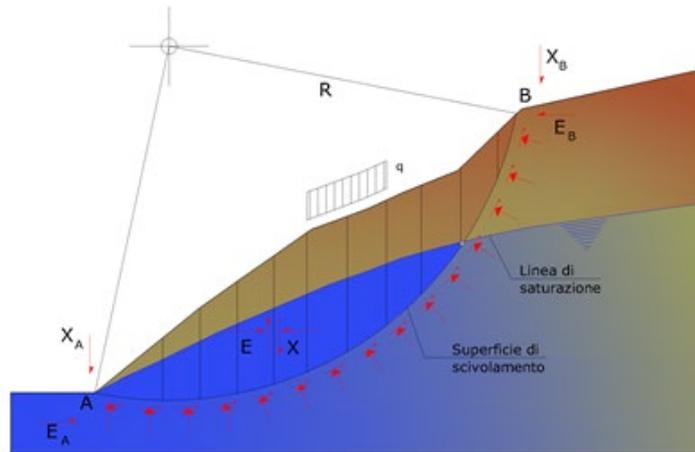
Metodo equilibrio limite (LEM)

Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la resistenza disponibile (t_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Metodo dei concii

La massa interessata dallo scivolamento viene suddivisa in un numero conveniente di concii. Se il numero dei concii è pari a n , il problema presenta le seguenti incognite:

- n valori delle forze normali N_j agenti sulla base di ciascun concio;
- n valori delle forze di taglio alla base del concio T_j ;
- $(n-1)$ forze normali E_j agenti sull'interfaccia dei concii;
- $(n-1)$ forze tangenziali X_j agenti sull'interfaccia dei concii;
- n valori della coordinata a che individua il punto di applicazione delle E_j ;
- $(n-1)$ valori della coordinata che individua il punto di applicazione delle X_j ;
- una incognita costituita dal fattore di sicurezza F .

Complessivamente le incognite sono $(6n-2)$.

Mentre le equazioni a disposizione sono:

- equazioni di equilibrio dei momenti n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione verticale n ;
- equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale n ;
- equazioni relative al criterio di rottura n .

Totale numero di equazioni $4n$.

Il problema è staticamente indeterminato ed il grado di indeterminazione è pari a :

$$i = (6n - 2) - (4n) = 2n - 2$$

Il grado di indeterminazione si riduce ulteriormente a $(n-2)$ in quanto si fa l'assunzione che N_j sia applicato nel punto medio della striscia. Ciò equivale ad ipotizzare che le tensioni normali totali siano uniformemente distribuite.

I diversi metodi che si basano sulla teoria dell'equilibrio limite si differenziano per il modo in cui vengono eliminate le $(n-2)$ indeterminazioni.

Metodo di Fellenius (1927)

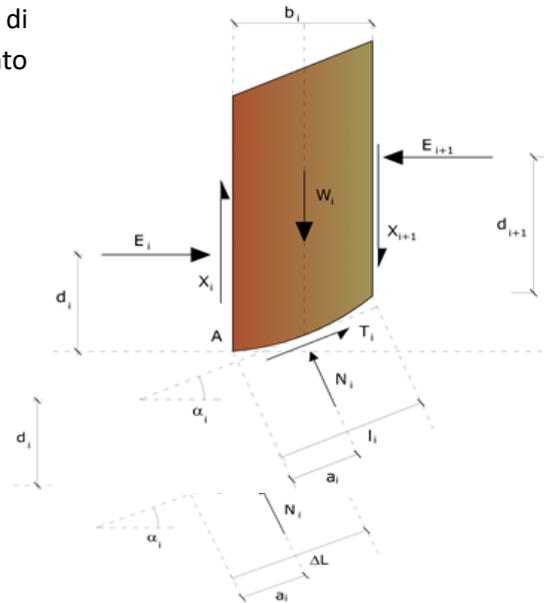
Con questo metodo (valido solo per superfici di scorrimento di forma circolare) vengono trascurate le forze di interstriscia pertanto le incognite si riducono a:

- n valori delle forze normali N_i ;
- n valori delle forze da taglio T_i ;
- 1 fattore di sicurezza.

Incognite (2n+1).

Le equazioni a disposizione sono:

- n equazioni di equilibrio alla traslazione verticale;
- n equazioni relative al criterio di rottura;
- equazione di equilibrio dei momenti globale.



$$F = \frac{\sum \{ c_i \times l_i + (W_i \times \cos \alpha_i - u_i \times l_i) \times \tan \varphi_i \}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

Questa equazione è semplice da risolvere ma si è trovato che fornisce risultati conservativi (fattori di sicurezza bassi) soprattutto per superfici profonde.

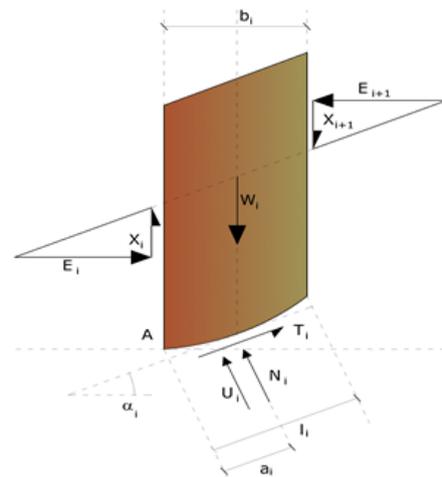
Metodo di Bishop (1955)

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi e fu il primo a descrivere i problemi legati ai metodi convenzionali. Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{ c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i \} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i} / F}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di DX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $DX = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

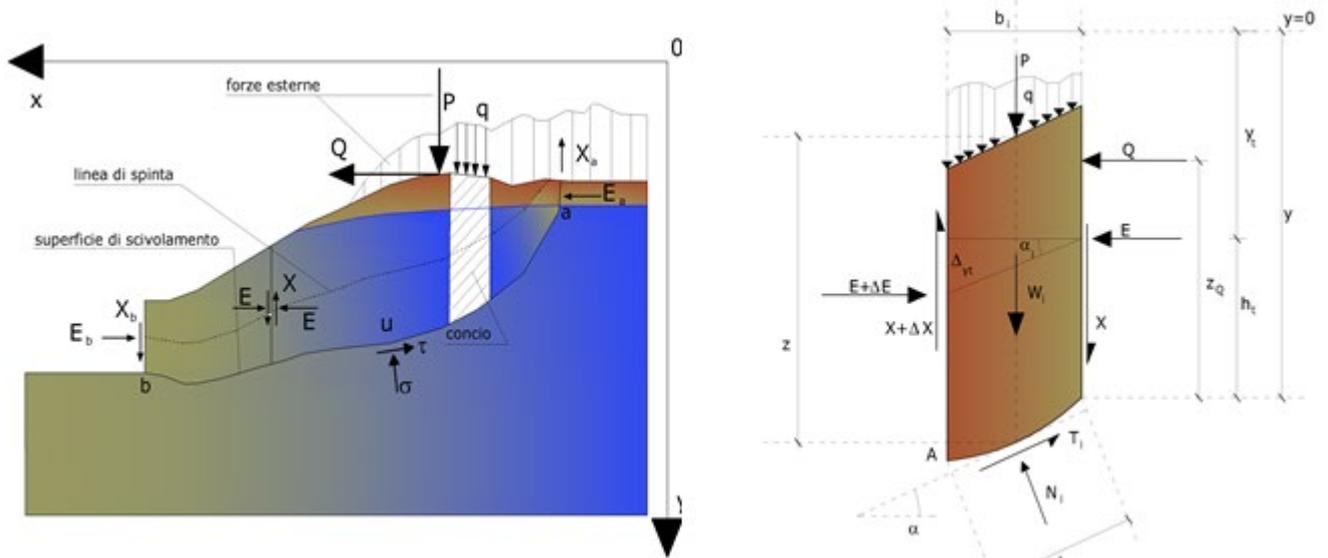


Metodo di Janbu (1967)

Janbu estese il metodo di Bishop a superfici di scorrimento di forma qualsiasi.

Quando vengono trattate superfici di scorrimento di forma qualsiasi il braccio delle forze cambia (nel caso delle superfici circolari resta costante e pari al raggio). A tal motivo risulta più conveniente valutare l'equazione del momento rispetto allo spigolo di ogni blocco.

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \tan \alpha_i}$$

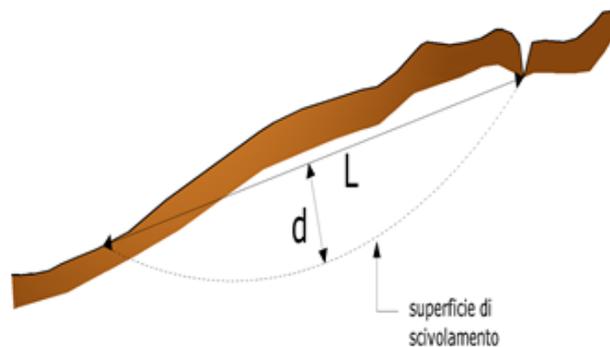
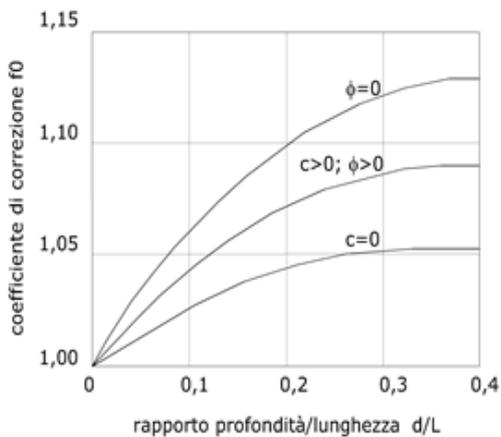


Azioni sul concio *i*-esimo secondo le ipotesi di Janbu e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

Assumendo $DX_i = 0$ si ottiene il metodo ordinario. Janbu propose inoltre un metodo per la correzione del fattore di sicurezza ottenuto con il metodo ordinario secondo la seguente:

$$F_{\text{corretto}} = f_0 \cdot F$$

dove f_0 è riportato in grafici funzione di geometria e parametri geotecnici. Tale correzione è molto attendibile per pendii poco inclinati.



Metodo di Bell (1968)

Le forze agenti sul corpo che scivola includono il peso effettivo del terreno, W , le forze sismiche pseudostatiche orizzontali e verticali $K_x W$ e $K_z W$, le forze orizzontali e verticali X e Z applicate esternamente al profilo del pendio, infine, la risultante degli sforzi totali normali e di taglio s e t agenti sulla superficie potenziale di scivolamento. Lo sforzo totale normale può includere un eccesso di pressione dei pori u che deve essere specificata con l'introduzione dei parametri di forza efficace.

In pratica questo metodo può essere considerato come un'estensione del metodo del cerchio di attrito per sezioni omogenee precedentemente descritto da Taylor.

In accordo con la legge della resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensione efficace, la forza di taglio agente sulla base dell' i -esimo concio è data da:

$$T_i = \frac{c_i L_i + (N_i - u_{ci} L_i) \tan \Phi_i}{F}$$

in cui:

F = il fattore di sicurezza;

c_i = la coesione efficace (o totale) alla base dell' i -esimo concio;

f_i = l'angolo di attrito efficace (= 0 con la coesione totale) alla base dell' i -esimo concio;

L_i = la lunghezza della base dell' i -esimo concio;

u_{ci} = la pressione dei pori al centro della base dell' i -esimo concio.

L'equilibrio risulta uguagliando a zero la somma delle forze orizzontali, la somma delle forze verticali e la somma dei momenti rispetto all'origine.

Viene adottata la seguente assunzione sulla variazione della tensione normale agente sulla potenziale superficie di scorrimento:

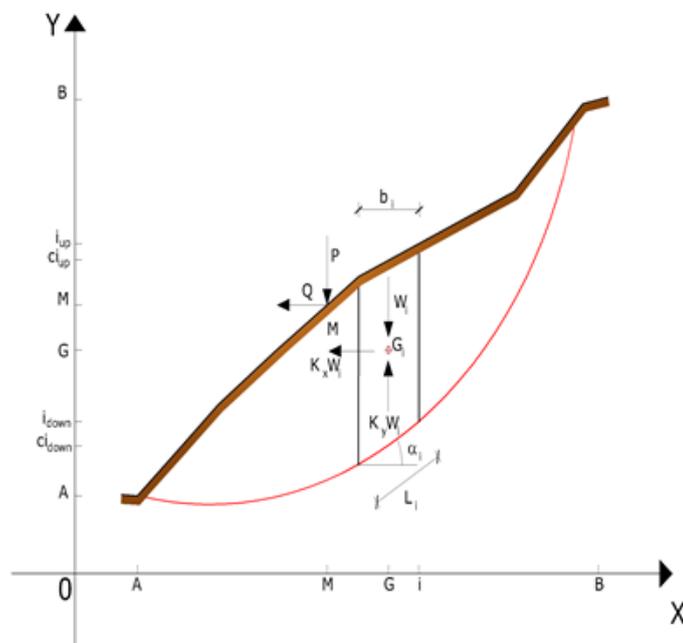
$$\sigma_{ci} = \left[C_1 (1 - K_z) \frac{W_i \cos \alpha_i}{L_i} \right] + C_2 f(x_{ci}, y_{ci}, z_{ci})$$

in cui il primo termine dell'equazione include l'espressione:

$$W_i \cos \alpha_i / L_i = \text{valore dello sforzo normale totale associato con il metodo ordinario dei concii}$$

Il secondo termine dell'equazione include la funzione:

$$f = \sin 2\pi \left(\frac{x_n - x_{ci}}{x_n - x_0} \right)$$



dove x_0 ed x_n sono rispettivamente le ascisse del primo e dell'ultimo punto della superficie di scorrimento, mentre x_{ci} rappresenta l'ascissa del punto medio della base del concio i -esimo.

Una parte sensibile di riduzione del peso associata con una accelerazione verticale del terreno K_z g può essere trasmessa direttamente alla base e ciò è incluso nel fattore $(1 - K_z)$.

Lo sforzo normale totale alla base di un concio è dato da:

$$N_i = \sigma_{ci} L_i$$

La soluzione delle equazioni di equilibrio si ricava risolvendo un sistema lineare di tre equazioni ottenute moltiplicando le equazioni di equilibrio per il fattore di sicurezza F , sostituendo l'espressione di N_i e moltiplicando ciascun termine della coesione per un coefficiente arbitrario C_3 . Qualsiasi coppia di valori del fattore di sicurezza nell'intorno di una stima fisicamente ragionevole può essere usata per iniziare una soluzione iterativa.

Il numero necessario di iterazioni dipende sia dalla stima iniziale sia dalla desiderata precisione della soluzione; normalmente, il processo converge rapidamente.

Metodo di Sarma (1973)

Il metodo di Sarma è un semplice, ma accurato metodo per l'analisi di stabilità dei pendii, che permette di determinare l'accelerazione sismica orizzontale richiesta affinché l'ammasso di terreno, delimitato dalla superficie di scivolamento e dal profilo topografico, raggiunga lo stato di equilibrio limite (accelerazione critica K_c) e, nello stesso tempo, consente di ricavare l'usuale fattore di sicurezza ottenuto come per gli altri metodi più comuni della geotecnica.

Si tratta di un metodo basato sul principio dell'equilibrio limite e delle strisce, pertanto viene considerato l'equilibrio di una potenziale massa di terreno in scivolamento suddivisa in n strisce verticali di spessore sufficientemente piccolo da ritenere ammissibile l'assunzione che lo sforzo normale N_i agisce nel punto medio della base della striscia.

Le equazioni da prendere in considerazione sono:

- L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio alla traslazione verticale del singolo concio;
- L'equazione di equilibrio dei momenti.

Condizioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i - \Delta X_i$$

$$T_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i = K W_i + \Delta E_i$$

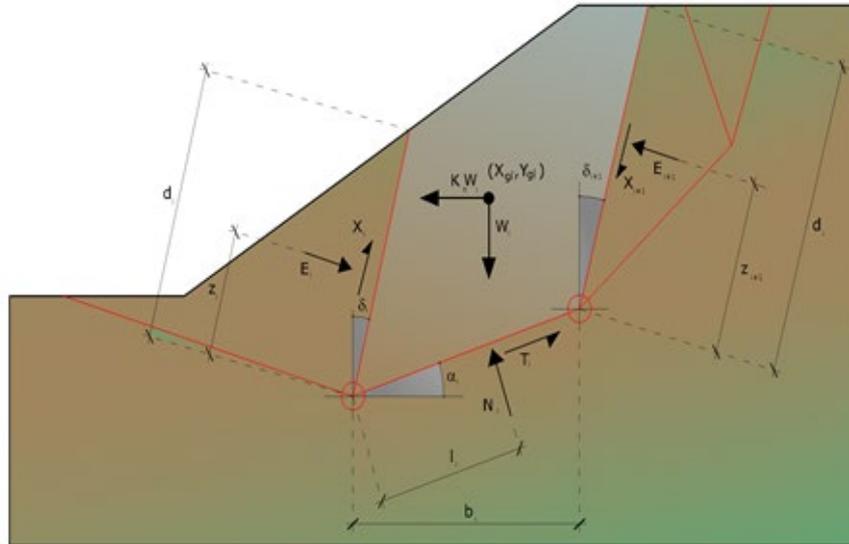
Viene, inoltre, assunto che in assenza di forze esterne sulla superficie libera dell'ammasso si ha:

$$SDE_i = 0$$

$$SDX_i = 0$$

dove E_i e X_i rappresentano, rispettivamente, le forze orizzontale e verticale sulla faccia i -esima del concio generico i .

L'equazione di equilibrio dei momenti viene scritta scegliendo come punto di riferimento il baricentro dell'intero ammasso; sicché, dopo aver eseguito una serie di posizioni e trasformazioni trigonometriche ed algebriche, nel **metodo di Sarma** la soluzione del problema passa attraverso la risoluzione di due equazioni:



Azioni sull'iesimo concio, metodo di Sarma

$$\sum \Delta X_i \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha_i) + \sum \Delta E_i = \sum \Delta_i - K \cdot \sum W_i$$

$$\sum \Delta X_i \cdot [(y_{mi} - y_G) \cdot \operatorname{tg}(\psi'_i - \alpha'_i) + (x'_i - x_G)] = \sum W_i \cdot (x_{mi} - x_G) + \sum \Delta_i \cdot (y_{mi} - y_G)$$

Ma l'approccio risolutivo, in questo caso, è completamente capovolto: il problema infatti impone di trovare un valore di **K** (accelerazione sismica) corrispondente ad un determinato fattore di sicurezza; ed in particolare, trovare il valore dell'accelerazione **K** corrispondente al fattore di sicurezza **F = 1**, ossia l'accelerazione critica.

Si ha pertanto:

- K=Kc Accelerazione critica se F=1**
- F=Fs Fattore di sicurezza in condizioni statiche se K=0**

La seconda parte del problema del Metodo di Sarma è quella di trovare una distribuzione di forze interne X_i ed E_i tale da verificare l'equilibrio del concio e quello globale dell'intero ammasso, senza violazione del criterio di rottura.

E' stato trovato che una soluzione accettabile del problema si può ottenere assumendo la seguente distribuzione per le forze X_i :

$$\Delta X_i = \lambda \cdot \Delta Q_i = \lambda \cdot (Q_{i+1} - Q_i)$$

dove Q_i è una funzione nota, in cui vengono presi in considerazione i parametri geotecnici medi sulla i -esima faccia del concio i , e λ rappresenta un'incognita.

La soluzione completa del problema si ottiene pertanto, dopo alcune iterazioni, con i valori di K_c , λ e F , che permettono di ottenere anche la distribuzione delle forze di interstriscia.

Metodo di Spencer (1967)

Il metodo è basato sull'assunzione:

1. le forze d'interfaccia lungo le superfici di divisione dei singoli conci sono orientate parallelamente fra loro ed inclinate rispetto all'orizzontale di un angolo θ ;
2. tutti i momenti sono nulli $M_i = 0$ con $i=1, \dots, n$.

Sostanzialmente il metodo soddisfa tutte le equazioni della statica ed equivale a un metodo di Morgenstern e Price quando la funzione $f(x) = 1$. Imponendo l'equilibrio dei momenti rispetto al centro dell'arco descritto dalla superficie di scivolamento si ha:

$$1) \quad \sum Q_i R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

dove:

$$Q_i = \frac{\frac{c}{F_s} (W \cos \alpha - \gamma_w h l \sec \alpha) \frac{\tan \alpha}{F_s} - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[\frac{F_s + \tan \alpha \tan(\alpha - \theta)}{F_s} \right]}$$

forza d'interazione fra i conci;

R = raggio dell'arco di cerchio;

θ = angolo d'inclinazione della forza Q_i rispetto all'orizzontale.

Imponendo l'equilibrio delle forze orizzontali e verticali si ha rispettivamente:

$$\begin{aligned} \sum (Q_i \cos \theta) &= 0 \\ \sum (Q_i \sin \theta) &= 0 \end{aligned}$$

Con l'assunzione delle forze Q_i parallele fra loro, si può anche scrivere:

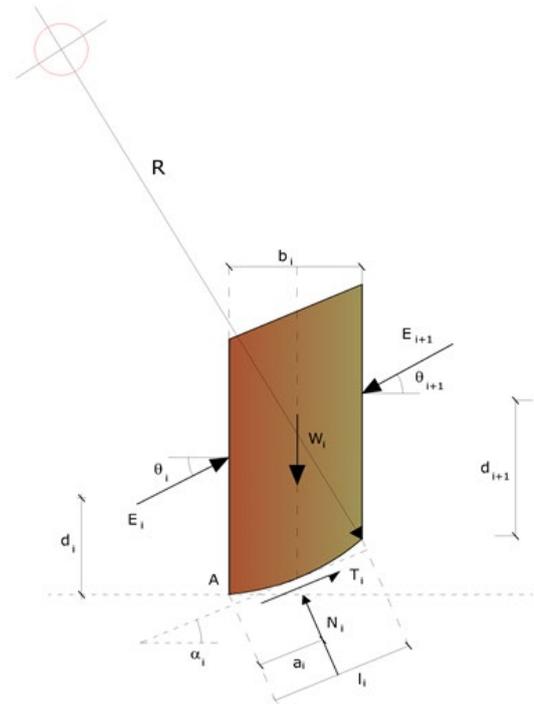
$$2) \quad \sum Q_i = 0$$

Il metodo propone di calcolare due coefficienti di sicurezza: il primo (F_{sm}) ottenibile dalla 1), legato all'equilibrio dei momenti; il secondo (F_{sf}) dalla 2) legato all'equilibrio delle forze. In pratica si procede risolvendo la 1) e la 2) per un dato intervallo di valori dell'angolo θ , considerando come valore unico del coefficiente di sicurezza quello per cui si abbia:

$$F_{sm} = F_{sf}$$

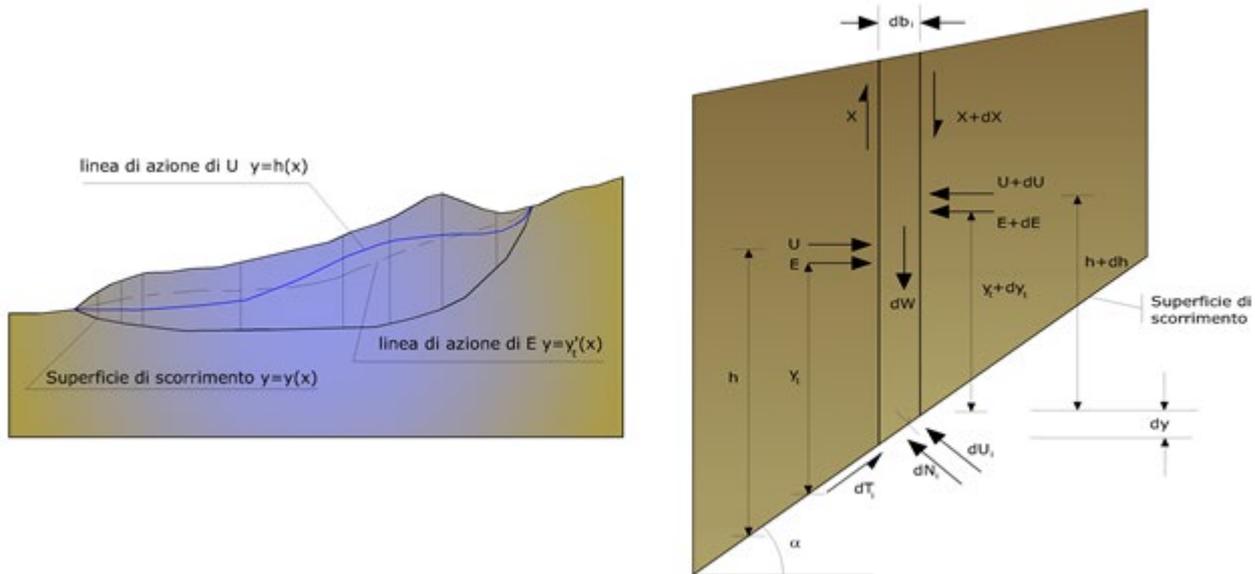
Metodo di Morgenstern e Price (1965)

Si stabilisce una relazione tra le componenti delle forze di interfaccia del tipo $X = \lambda f(x)E$, dove λ è un fattore di scala e $f(x)$, funzione della posizione di E e di X , definisce una relazione tra la variazione della forza X e della forza E all'interno della massa scivolante. La funzione $f(x)$ è scelta arbitrariamente (costante, sinusoidale, semisinusoidale, trapezia, spezzata...) e influenza poco il risultato, ma va verificato che i valori ricavati per le incognite siano fisicamente accettabili.



La particolarità del metodo è che la massa viene suddivisa in strisce infinitesime alle quali vengono imposte le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale e di rottura sulla base delle strisce stesse. Si perviene ad una prima equazione differenziale che lega le forze d'interfaccia incognite E, X , il coefficiente di sicurezza F_s , il peso della striscia infinitesima dW e la risultante delle pressioni neutra alla base dU . Si ottiene la cosiddetta "equazione delle forze":

$$c' \sec^2 \frac{\alpha}{F_s} + \operatorname{tg} \varphi' \left(\frac{dW}{dx} - \frac{dX}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \frac{dE}{dx} - \sec \alpha \frac{dU}{dx} \right) = \frac{dE}{dx} - \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{dX}{dx} - \frac{dW}{dx} \right)$$



Azioni sul concio i -esimo secondo le ipotesi di Morgenster e Price e rappresentazione d'insieme dell'ammasso

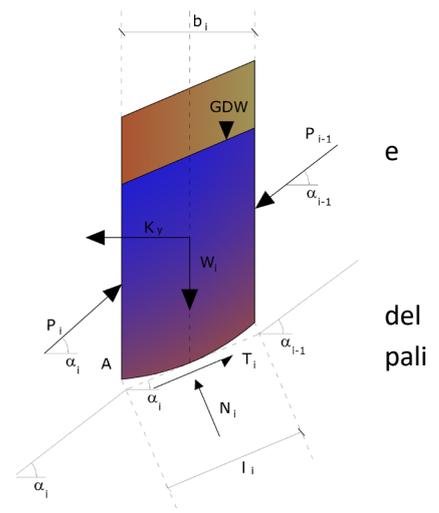
Una seconda equazione, detta "equazione dei momenti", viene scritta imponendo la condizione di equilibrio alla rotazione rispetto alla mezzeria della base:

$$X = \frac{d(E \gamma)}{dx} - \gamma \frac{dE}{dx}$$

queste due equazioni vengono estese per integrazione a tutta la massa interessata dallo scivolamento. Il metodo di calcolo soddisfa tutte le equazioni di equilibrio ed è applicabile a superfici di qualsiasi forma, ma implica necessariamente l'uso di un calcolatore.

Metodo di Zeng e Liang (2002)

Zeng e Liang hanno effettuato una serie di analisi parametriche su un modello bidimensionale sviluppato con codice agli elementi finiti, che riproduce il caso di pali immersi in un terreno in movimento (drilled shafts). Il modello bidimensionale riproduce una striscia di terreno di spessore unitario ipotizza che il fenomeno avvenga in condizioni di deformazione piana nella direzione parallela all'asse dei pali. Il modello è stato utilizzato per indagare l'influenza sulla formazione dell'effetto arco di alcuni parametri come l'interesse fra i pali, il diametro e la forma dei pali, e le proprietà meccaniche terreno. Gli autori individuano nel rapporto tra l'interesse e il diametro dei i



(s/d) il parametro adimensionale determinante per la formazione dell'effetto arco. Il problema risulta essere staticamente indeterminato, con grado di indeterminatezza pari a $(8n-4)$, ma nonostante ciò è possibile ottenere una soluzione riducendo il numero delle incognite e assumendo quindi delle ipotesi semplificative, in modo da rendere determinato il problema.

Le assunzioni che rendono il problema determinato sono:

- Ky sono assunte orizzontali per ridurre il numero totale delle incognite da $(n-1)$ a $(7n-3)$;
- Le forze normali alla base della striscia agiscono nel punto medio, riducendo le incognite da n a $(6n-3)$;
- La posizione delle spinte laterali è ad un terzo dell'altezza media dell'inter-striscia e riduce le incognite da $(n-1)$ a $(5n-2)$;
- Le forze (P_{i-1}) e P_i si assumono parallele all'inclinazione della base della striscia (α_i), riducendo il numero di incognite da $(n-1)$ a $(4n-1)$;
- Si assume un'unica costante di snervamento per tutte le strisce, riducendo le incognite da (n) a $(3n-1)$;

Il numero totale di incognite quindi è ridotto a $(3n)$, da calcolare utilizzando il fattore di trasferimento di carico. Inoltre si deve tener presente che la forza di stabilizzazione trasmessa sul terreno a valle dei pali risulta ridotta di una quantità R , chiamato fattore di riduzione, calcolabile come:

$$R = \frac{1}{s/d} + \left(1 - \frac{1}{s/d}\right) \cdot R_p$$

Il fattore R dipende quindi dal rapporto fra l'interasse presente fra i pali e il diametro dei pali stessi e dal fattore R_p che tiene conto dell'effetto arco.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_x W$$
$$F_V = K_y W$$

Essendo:

- F_H e F_V rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- W peso concio;
- K_x coefficiente sismico orizzontale;
- K_y coefficiente sismico verticale.

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

Stabilizzazione di pendii con l'utilizzo di pali

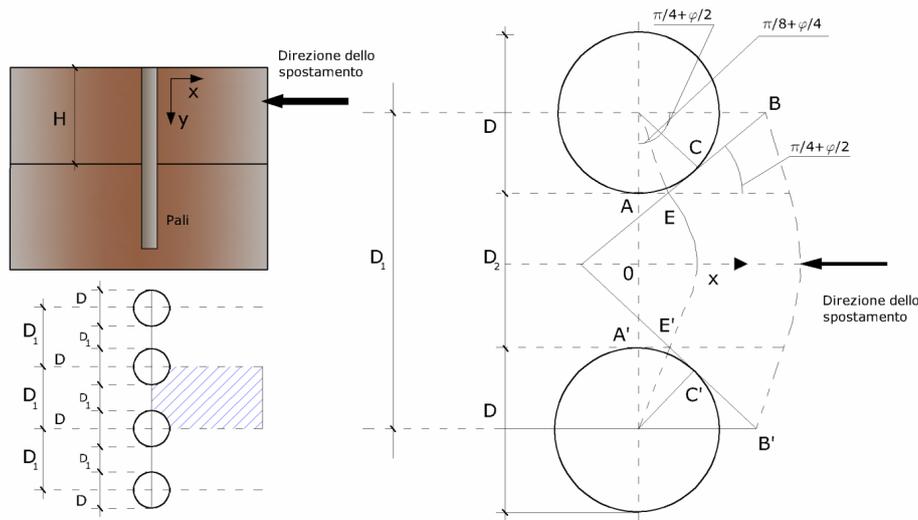
La realizzazione di una cortina di pali, su pendio, serve a fare aumentare la resistenza al taglio su determinate superfici di scorrimento. L'intervento può essere conseguente ad una stabilità già accertata, per la quale si conosce la superficie di scorrimento oppure, agendo preventivamente, viene progettato in relazione alle ipotetiche superfici di rottura che responsabilmente possono essere assunte come quelle più probabili. In ogni caso si opera considerando una massa di terreno in movimento su un ammasso stabile sul quale attestare, per una certa lunghezza, l'allineamento di pali.

Il terreno, nelle due zone, ha una influenza diversa sull'elemento monoassiale (palo): di tipo sollecitativi nella parte superiore (palo passivo – terreno attivo) e di tipo resistivo nella zona sottostante (palo attivo – terreno passivo). Da questa interferenza, fra "sbarramento" e massa in movimento, scaturiscono le azioni stabilizzanti che devono perseguire le seguenti finalità:

1. conferire al pendio un coefficiente di sicurezza maggiore di quello posseduto;
2. essere assorbite dal manufatto garantendone l'integrità (le tensioni interne, derivanti dalle sollecitazioni massime trasmesse sulle varie sezioni del singolo palo, devono risultare inferiori a quelle ammissibili del materiale) e risultare inferiori al carico limite sopportabile dal terreno, calcolato, lateralmente considerando l'interazione (palo-terreno).

Carico limite relativo all'interazione fra i pali ed il terreno laterale

Nei vari tipi di terreno che non hanno un comportamento omogeneo, le deformazioni in corrispondenza della zona di contatto non sono legate fra di loro. Quindi, non potendo associare al materiale un modello di comportamento perfettamente elastico (ipotesi che potrebbe essere assunta per i materiali lapidei poco fratturati), generalmente si procede imponendo che il movimento di massa sia nello stato iniziale e che il terreno in adiacenza ai pali sia nella fase massima consentita di plasticizzazione, oltre la quale si potrebbe verificare l'effetto indesiderato che il materiale possa defluire, attraverso la cortina di pali, nello spazio intercorrente fra un elemento e l'altro.



Imponendo inoltre che il carico assorbito dal terreno sia uguale a quello associato alla condizione limite ipotizzata e che fra due pali consecutivi, a seguito della spinta attiva, si instauri una sorta di effetto arco, gli autori T. Ito e T. Matsui (1975) hanno ricavato la relazione che permette di determinare il carico limite. A questa si è pervenuto facendo riferimento allo schema statico, disegnato nella figura precedente e alle ipotesi anzidette, che schematicamente si ribadiscono.

- Sotto l'azione delle spinte attive del terreno si formano due superfici di scorrimento localizzate in corrispondenza delle linee AEB ed A'E'B';
- Le direzioni EB ed E'B' formano con l'asse x rispettivamente angoli $+(45 + \phi/2)$ e $-(45 + \phi/2)$;
- Il volume di terreno, compreso nella zona delimitata dai vertici AEBB'E'A' ha un comportamento plastico, e quindi è consentita l'applicazione del criterio di rottura di Mohr-coulomb;
- La pressione attiva del terreno agisce sul piano A-A';
- I pali sono dotati di elevata rigidezza a flessione e taglio.

Detta espressione, riferita alla generica profondità Z, relativamente ad un spessore di terreno unitario, è la seguente:

$$P(Z) = C \cdot D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \left[1 / (N_\phi \tan \phi) \left(e^{k_2} - 2(N_\phi)^{1/2} \tan \phi - 1 \right) + K_3 \right] - C \left[D_1 \cdot K_3 - D_2 / (N_\phi)^{1/2} \right] + \gamma Z / N_\phi \left[D_1 (D_1/D_2)^{K_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

dove i simboli utilizzati assumono il significato che segue:

C = coesione terreno;

ϕ = angolo di attrito terreno;

γ = peso specifico terreno;

D_1 = interasse tra i pali;

D_2 = spazio libero fra due pali consecutivi;

N_ϕ = $\tan^2(\pi/4 + \phi/2)$

$$K_1 = (N_\phi)^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1$$

$$K_2 = (D_1 - D_2) / D_2 \cdot N_\phi \tan(\pi/8 + \phi/4)$$

$$K_3 = \left[2\text{tag}\varphi + 2(N_\varphi)^{1/2} + 1/(N_\varphi)^{1/2} \right] / \left[(N_\varphi)^{1/2}\text{tag}\varphi + N_\varphi - 1 \right]$$

La forza totale, relativamente ad uno strato di terreno in movimento di spessore H, è stata ottenuta integrando l'espressione precedente.

In presenza di terreni granulari (condizione drenata), nei quali si può assumere $c = 0$, l'espressione diventa:

$$P = 1/2 \gamma \cdot H^2 / N_\varphi \left[D_1 (D_1 / D_2)^{k_1} \cdot e^{k_2} - D_2 \right]$$

Per terreni coesivi (condizioni non drenate), con $\phi = 0$ e $C \neq 0$, si ha:

$$P(z) = C \left[D_1 (3 \ln(D_1 / D_2) + (D_1 - D_2) / D_2 \text{tag} \pi / 8) - 2(D_1 - D_2) \right] + \gamma \cdot Z(D_1 - D_2)$$

$$P = \int_0^H P(Z) dZ$$

$$P = C \cdot H \left[D_1 (3 \ln(D_1 / D_2) + (D_1 - D_2) / D_2 \text{tag} \pi / 8) - 2(D_1 - D_2) \right] + 1/2 \gamma H^2 (D_1 - D_2)$$

Il dimensionamento della cortina di pali, che come già detto deve conferire al pendio un incremento del coefficiente di sicurezza e garantire l'integrità del meccanismo palo-terreno, è abbastanza problematica. Infatti tenuto conto della complessità dell'espressione del carico P, influenzata da diversi fattori legati sia alle caratteristiche meccaniche del terreno sia alla geometria del manufatto, non è facile con una sola elaborazione pervenire alla soluzione ottimale. Per raggiungere lo scopo è necessario pertanto eseguire diversi tentativi finalizzati:

- A trovare, sul profilo topografico del pendio, la posizione che garantisca, a parità di altre condizioni, una distribuzione dei coefficienti di sicurezza più confortante;
- A determinare la disposizione planimetrica dei pali, caratterizzata dal rapporto fra interasse e distanza fra i pali (D_2/D_1), che consenta di sfruttare al meglio la resistenza del complesso palo-terreno; sperimentalmente è stato riscontrato che, escludendo i casi limiti ($D_2 = 0 \rightarrow P \rightarrow \infty$ e $D_2 = D_1 \rightarrow P \rightarrow$ valore minimo), i valori più idonei allo scopo sono quelli per i quali tale rapporto risulta compreso fra 0,60 e 0,80;
- A valutare la possibilità di inserire più file di pali ed eventualmente, in caso affermativo, valutare, per le file successive, la posizione che dia più garanzie in termini di sicurezza e di spreco di materiali;
- Ad adottare il tipo di vincolo più idoneo che consente di ottenere una distribuzione più regolare delle sollecitazioni; sperimentalmente è stato constatato che quello che assolve, in maniera più soddisfacente, allo scopo è il vincolo che impedisce le rotazioni alla testa del palo.

Metodo del carico limite di Broms

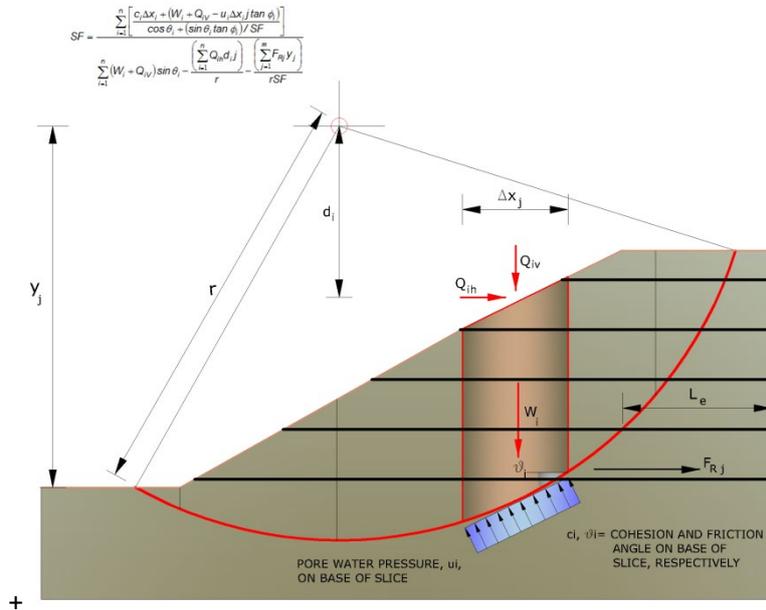
Nel caso in cui il palo sia caricato ortogonalmente all'asse, configurazione di carico presente se un palo inibisce il movimento di una massa in frana, la resistenza può essere affidata al suo carico limite orizzontale.

Il problema di calcolo del carico limite orizzontale è stato affrontato da Broms sia per il mezzo puramente coesivo che per il mezzo incoerente, il metodo di calcolo seguito è basato su alcune ipotesi semplificative per quanto attiene alla reazione esercitata dal terreno per unità di lunghezza di palo in condizioni limite e porta in conto anche la resistenza a rottura del palo (*Momento di plasticizzazione*).

Elemento Rinforzo

I Rinforzi sono degli elementi orizzontali, la loro messa in opera conferisce al terreno un incremento della resistenza allo scorrimento.

Se l'elemento di rinforzo interseca la superficie di scorrimento, la forza resistente sviluppata dall'elemento entra nell'equazione di equilibrio del singolo concio, in caso contrario l'elemento di rinforzo non ne influenza la stabilità.



Le verifiche di natura interna hanno lo scopo di valutare il livello di stabilità dell'ammasso rinforzato, quelle calcolate sono la verifica a rottura dell'elemento di rinforzo per trazione e la verifica a sfilamento (*Pullout*). Il parametro che fornisce la resistenza a trazione del rinforzo, T_{Allow} , si calcola dalla resistenza nominale del materiale con cui è realizzato il rinforzo ridotto da opportuni coefficienti che tengono conto dell'aggressività del terreno, danneggiamento per effetto creep e danneggiamento per installazione.

L'altro parametro è la resistenza a sfilamento (*Pullout*) che viene calcolata attraverso la seguente relazione:

$$T_{Pullout} = 2 \cdot L_e \cdot \sigma'_v \cdot f_b \cdot \tan(\delta)$$

Per geosintetico a maglie chiuse:

$$f_b = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)}$$

dove:

- d Rappresenta l'angolo di attrito tra terreno e rinforzo;
- $T_{Pullout}$ Resistenza mobilitata da un rinforzo ancorato per una lunghezza L_e all'interno della parte stabile del terreno;
- L_e Lunghezza di ancoraggio del rinforzo all'interno della parte stabile;
- f_b Coefficiente di *Pullout*;
- σ'_v Tensione verticale, calcolata alla profondità media del tratto di rinforzo ancorato al terreno.

Ai fini della verifica si sceglie il valore minimo tra T_{Allow} e $T_{Pullout}$, la verifica interna verrà soddisfatta se la forza trasmessa dal rinforzo generata a tergo del tratto rinforzato non supera il valore della T' .

Ancoraggi

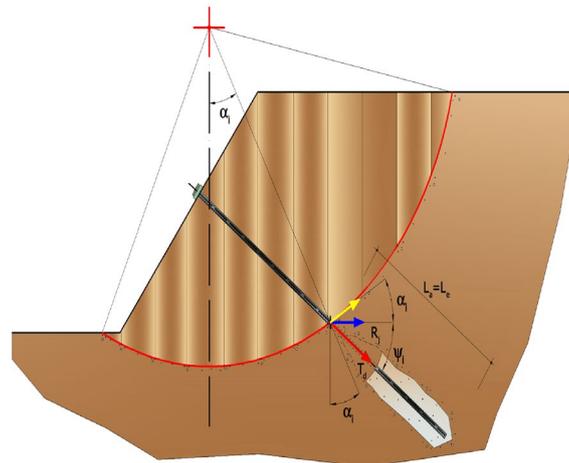
Gli ancoraggi, tiranti o chiodi, sono degli elementi strutturali in grado di sostenere forze di trazione in virtù di un'adeguata connessione al terreno.

Gli elementi caratterizzanti un tirante sono:

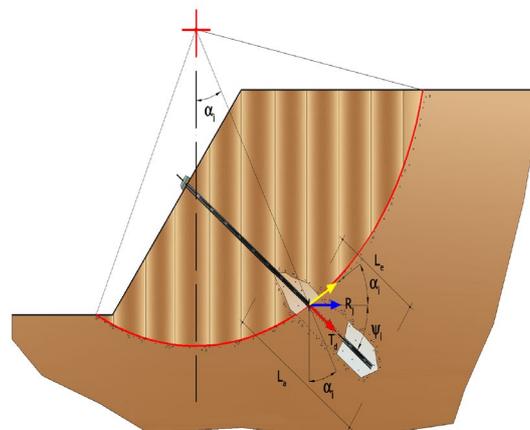
- **testata:** indica l'insieme degli elementi che hanno la funzione di trasmettere alla struttura ancorata la forza di trazione del tirante;
- **fondazione:** indica la parte del tirante che realizza la connessione con il terreno, trasmettendo al terreno stesso la forza di trazione del tirante.

Il tratto compreso tra la testata e la fondazione prende il nome di parte libera, mentre la fondazione (o bulbo) viene realizzata iniettando nel terreno, per un tratto terminale, tramite valvole a perdere, la malta, in genere cementizia. L'anima dell'ancoraggio è costituita da un'armatura, realizzata con barre, fili o trefoli.

Il tirante interviene nella stabilità in misura maggiore o minore efficacia a seconda se sarà totalmente o parzialmente (caso in cui è intercettato dalla superficie di scorrimento) ancorato alla parte stabile del terreno.



Bulbo completamente ancorato



Bulbo parzialmente ancorato

Le relazioni che esprimono la misura di sicurezza lungo una ipotetica superficie di scorrimento si modificheranno in presenza di ancoraggi (tirante attivo, passivo e chiodi) nel modo seguente:

- per i tiranti di *tipo attivo*, la loro resistenza si detrae dalle azioni (denominatore);

$$F_s = \frac{R_d}{E_d - \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}$$

- per tiranti di *tipo passivo* e per *i chiodi*, il loro contributo si somma alle resistenze (numeratore)

$$F_s = \frac{R_d + \sum_{i,j} R_{i,j} \cdot \frac{1}{\cos \alpha_i}}{E_d}$$

Con R_j si indica la resistenza dell'ancoraggio e viene calcolata dalla seguente espressione:

$$R_j = T_d \cdot \cos \Psi_i \cdot \left(\frac{1}{i} \right) \cdot \left(\frac{L_e}{L_a} \right)$$

dove:

T_d tiro esercizio;

Ψ_i inclinazione del tirante rispetto all'orizzontale;

i interasse;

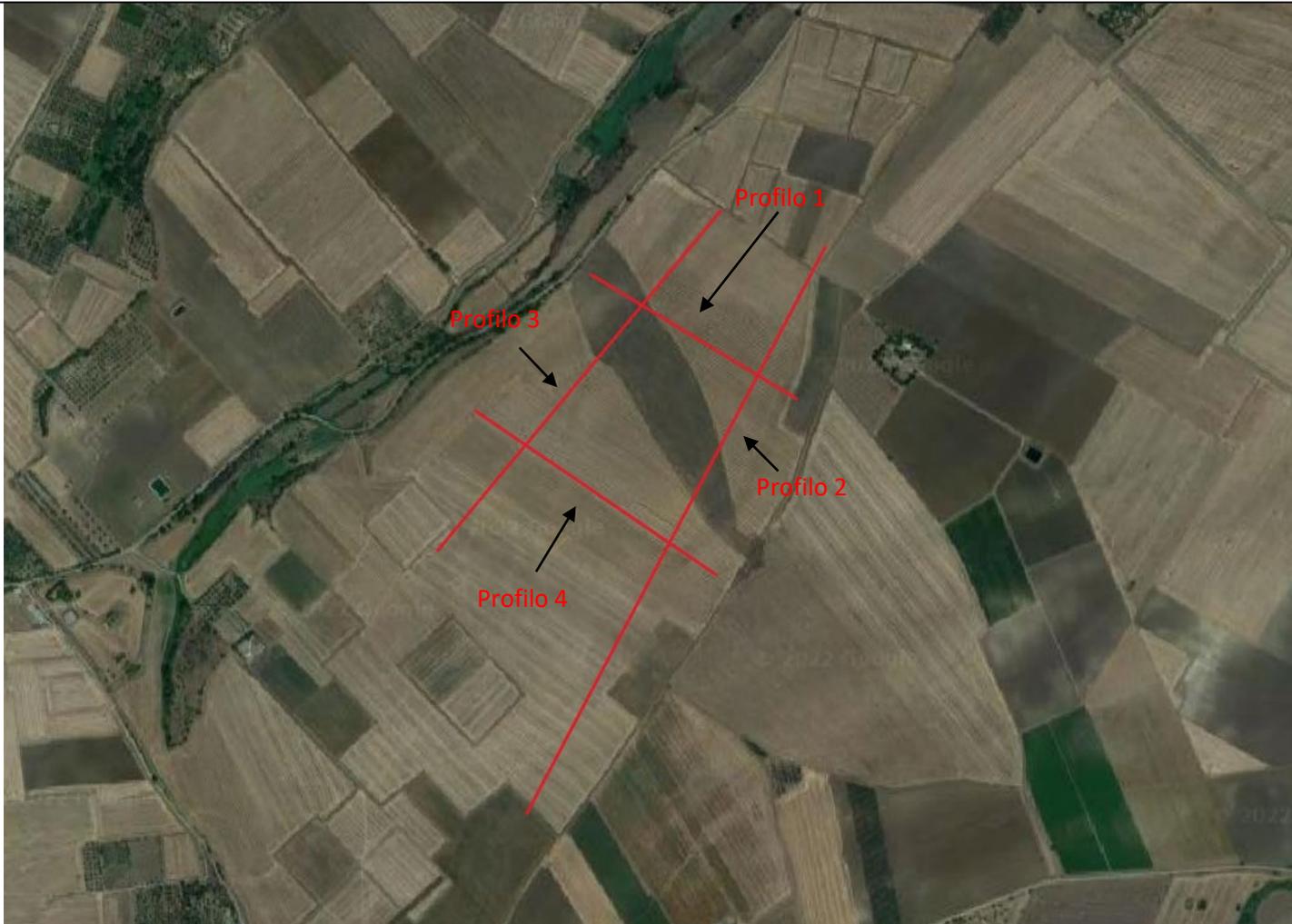
L_e lunghezza efficace;

L_a lunghezza d'ancoraggio.

I due indici (i, j) riportati in sommatoria rappresentano rispettivamente l' i -esimo concio e il j -esimo ancoraggio intercettato dalla superficie di scorrimento dell' i -esimo concio.

Di seguito si riportano i risultati per ciascun profilo dell'analisi eseguita tramite software Geoslope.

Ubicazione dei profili oggetto dell'analisi di stabilità del versante



10.1 Risultati del calcolo Profilo 1

Analisi di stabilità dei pendii con : MORGENSTERN-PRICE (1965)

Lat./Long.	41.220958/15.617106 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	87.43 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	352.15 m
Ascissa vertice destro superiore xs	225.49 m
Ordinata vertice destro superiore ys	479.87 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.451	2.462	0.289
S.L.D.	50.0	0.579	2.55	0.314
S.L.V.	475.0	1.814	2.47	0.407
S.L.C.	975.0	2.54	2.402	0.418

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.	0.451	0.2	0.0092	0.0046
S.L.D.	0.579	0.2	0.0118	0.0059
S.L.V.	1.814	0.27	0.0499	0.025
S.L.C.	2.54	0.3	0.0777	0.0389

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.0092
Coefficiente azione sismica verticale 0.0046

Coefficienti parziali azioni

=====

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0
Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0

=====

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25
Coesione efficace 1.25
Coesione non drenata 1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno No

=====

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	0.1		25.25	19.5		Sabbie limose localmente ghiaiose	
2	0.15		30	22.5		Ghiaie sabbiose mediamente cementate	

Risultati analisi pendio

=====

Fs minimo individuato **7.5**
Ascissa centro superficie 197.88 m
Ordinata centro superficie 377.69 m
Raggio superficie 71.64 m

=====

$xc = 197.881 \quad yc = 377.693 \quad Rc = 71.641 \quad Fs = 7.50$

Lambda = 0.00

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	7.06	-13.71	7.27	13432.41
2	3.13	-9.53	3.18	15882.75
3	6.15	-5.79	6.18	38794.03
4	4.05	-1.7	4.05	32616.0
5	3.05	1.14	3.05	25674.69
6	7.1	5.21	7.13	61161.14
7	4.94	10.07	5.02	40512.84
8	6.55	14.79	6.78	43686.05
9	3.85	19.13	4.08	17727.96
10	5.1	22.98	5.54	9780.58

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	335.05	4916.85	0.0	0.0	11648.43	1701.88	0.0
2	631.5	9267.35	335.05	4916.85	14747.23	1350.94	0.0
3	1098.45	16119.94	631.5	9267.35	37654.43	3191.85	0.0
4	1332.83	19559.43	1098.45	16119.94	32424.5	2578.95	0.0
5	1438.66	21112.56	1332.83	19559.43	25708.13	2023.33	0.0
6	1328.82	19500.65	1438.66	21112.56	61099.93	4792.5	0.0
7	1038.21	15235.86	1328.82	19500.65	39546.98	3155.81	0.0
8	475.49	6977.95	1038.21	15235.86	40766.66	3467.05	0.0
9	183.42	2691.72	475.49	6977.95	15643.91	1527.44	0.0
10	-0.56	-8.2	183.42	2691.72	8126.5	1249.34	0.0

10.2 Risultati del calcolo Profilo 2

Analisi di stabilità dei pendii con : MORGENSTERN-PRICE (1965)

```

=====
Lat./Long.                                41.220958/15.617106 °
Calcolo eseguito secondo                  NTC 2018
Numero di strati                          2.0
Numero dei conci                         10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile  1.3
Coefficiente parziale resistenza        1.0
Analisi                                   Condizione drenata
Superficie di forma circolare
=====
  
```

Maglia dei Centri

```

=====
Ascissa vertice sinistro inferiore xi     2344.14 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi    1790.01 m
Ascissa vertice destro superiore xs      2616.83 m
Ordinata vertice destro superiore ys     2023.75 m
Passo di ricerca                          10.0
Numero di celle lungo x                   10.0
Numero di celle lungo y                   10.0
=====
  
```

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

```

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

Parametri sismici su sito di riferimento

```

Categoria sottosuolo:                    B
Categoria topografica:                   T1
  
```

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.451	2.462	0.289
S.L.D.	50.0	0.579	2.55	0.314
S.L.V.	475.0	1.814	2.47	0.407
S.L.C.	975.0	2.54	2.402	0.418

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.	0.5412	0.2	0.011	0.0055
S.L.D.	0.6948	0.2	0.0142	0.0071
S.L.V.	2.1768	0.24	0.0533	0.0266
S.L.C.	2.9239	0.28	0.0835	0.0417

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.011
Coefficiente azione sismica verticale 0.0055

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 1.0
Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25
Coesione efficace 1.25
Coesione non drenata 1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	0.1		25.25	19.5		Sabbie limose localmente ghiaiose	
2	0.15		30	22.5		Ghiaie sabbiose mediamente cementate	

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuate **7.82**
Ascissa centro superficie 2589.56 m
Ordinata centro superficie 1813.39 m
Raggio superficie 210.84 m

B: Larghezza del concio; Alfa: Angolo di inclinazione della base del concio; Li: Lunghezza della base del concio; Wi: Peso del concio ; Ui: Forze derivanti dalle pressioni neutre; Ni: forze agenti normalmente alla direzione di scivolamento; Ti: forze agenti parallelamente alla superficie di scivolamento; Ei, Ei-1: Forze agenti normalmente alle facce del concio; Xi, Xi-1: Forze di tipo tagliante applicate sulle facce laterali .

$$x_c = 2589.558 \quad y_c = 1813.386 \quad R_c = 210.836 \quad F_s = 7.824$$

$$\text{Lambda} = 0.00$$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	0.44	17.61	0.46	61.69
2	0.44	17.57	0.46	184.1
3	0.44	17.41	0.46	304.87
4	0.44	17.34	0.46	424.66
5	0.44	17.17	0.46	417.83
6	0.44	17.07	0.46	344.6
7	0.44	16.93	0.46	269.42
8	0.44	16.69	0.46	193.49
9	0.44	16.69	0.46	117.08
10	0.44	16.59	0.46	40.04

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	10.49	41.76	0.0	0.0	61.55	62.67	0.0
2	13.36	53.16	10.49	41.76	176.58	69.62	0.0
3	8.88	35.34	13.36	53.16	290.45	76.44	0.0
4	-2.89	-11.48	8.88	35.34	403.46	83.2	0.0
5	-13.94	-55.49	-2.89	-11.48	397.62	82.79	0.0
6	-20.42	-81.28	-13.94	-55.49	328.73	78.64	0.0
7	-22.22	-88.42	-20.42	-81.28	257.94	74.32	0.0
8	-19.3	-76.82	-22.22	-88.42	186.29	69.9	0.0
9	-11.9	-47.35	-19.3	-76.82	113.76	65.53	0.0
10	0.04	0.16	-11.9	-47.35	40.59	61.12	0.0

10.3 Risultati del calcolo Profilo 3

Analisi di stabilità dei pendii con : MORGENSTERN-PRICE (1965)

Lat./Long.	41.220958/15.617106 °
Calcolo eseguito secondo	NTC 2018
Numero di strati	2.0
Numero dei conci	10.0
Grado di sicurezza ritenuto accettabile	1.3
Coefficiente parziale resistenza	1.0
Analisi	Condizione drenata
Superficie di forma circolare	

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi	1404.06 m
Ordinata vertice sinistro inferiore yi	1487.37 m
Ascissa vertice destro superiore xs	1704.25 m
Ordinata vertice destro superiore ys	1779.6 m
Passo di ricerca	10.0
Numero di celle lungo x	10.0
Numero di celle lungo y	10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	B
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.451	2.462	0.289
S.L.D.	50.0	0.579	2.55	0.314
S.L.V.	475.0	1.814	2.47	0.407
S.L.C.	975.0	2.54	2.402	0.418

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.	0.5412	0.2	0.011	0.0055
S.L.D.	0.6948	0.2	0.0142	0.0071
S.L.V.	2.1768	0.24	0.0533	0.0266
S.L.C.	2.9239	0.28	0.0835	0.0417

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.011
Coefficiente azione sismica verticale 0.0055

Coefficienti parziali azioni

=====

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0
Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 0.0

=====

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

=====

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25
Coesione efficace 1.25
Coesione non drenata 1.4
Riduzione parametri geotecnici terreno No

=====

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm ²)	Coesione non drenata (kg/cm ²)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m ³)	Peso saturo (kN/m ³)	Litologia	
1	0.1		25.25	19.5		Sabbie limose localmente ghiaiose	
2	0.15		30	22.5			

Risultati analisi pendio

=====

Fs minimo individuato **11.9**
Ascissa centro superficie 1644.21m
Ordinata centro superficie 1516.6 m
Raggio superficie 97.21 m

=====

$xc = 1644.208$ $yc = 1516.596$ $Rc = 97.212$ $Fs=11.899$
 $\Lambda = 0.00$

Nr.	B m	Alfa (°)	Li m	Wi (Kg)
1	0.59	10.43	0.6	64.66
2	0.59	10.21	0.6	189.86
3	0.59	9.73	0.6	308.36
4	0.59	9.45	0.59	424.16
5	0.59	8.96	0.59	535.93
6	0.59	8.69	0.59	642.79
7	0.59	8.44	0.59	744.62
8	0.59	7.93	0.59	628.69
9	0.59	7.69	0.59	380.29
10	0.59	7.27	0.59	128.61

Sforzi sui conci

Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	11.32	38.96	0.0	0.0	59.73	52.51	0.0
2	17.42	59.94	11.32	38.96	185.23	57.45	0.0
3	19.23	66.15	17.42	59.94	304.3	62.1	0.0
4	16.97	58.39	19.23	66.15	420.89	66.68	0.0
5	11.67	40.14	16.97	58.39	533.79	71.09	0.0
6	3.32	11.41	11.67	40.14	641.74	75.32	0.0
7	-7.67	-26.39	3.32	11.41	744.74	79.37	0.0
8	-13.21	-45.46	-7.67	-26.39	627.99	74.68	0.0
9	-10.53	-36.23	-13.21	-45.46	376.96	64.7	0.0
10	0.0	-0.01	-10.53	-36.23	122.24	54.56	0.0

10.4 Risultati del calcolo Profilo 4

Analisi di stabilità dei pendii con : MORGENSTERN-PRICE (1965)

Lat./Long. 41.220958/15.617106 °
 Calcolo eseguito secondo NTC 2018
 Numero di strati 2.0
 Numero dei conci 10.0
 Grado di sicurezza ritenuto accettabile 1.3
 Coefficiente parziale resistenza 1.0
 Analisi Condizione drenata
 Superficie di forma circolare

Maglia dei Centri

Ascissa vertice sinistro inferiore xi 447.02 m
 Ordinata vertice sinistro inferiore yi 357.03 m
 Ascissa vertice destro superiore xs 555.69 m

Ordinata vertice destro superiore ys 459.25 m
 Passo di ricerca 10.0
 Numero di celle lungo x 10.0
 Numero di celle lungo y 10.0

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

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

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo: B
 Categoria topografica: T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30.0	0.451	2.462	0.289
S.L.D.	50.0	0.579	2.55	0.314
S.L.V.	475.0	1.814	2.47	0.407
S.L.C.	975.0	2.54	2.402	0.418

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.	0.5412	0.2	0.011	0.0055
S.L.D.	0.6948	0.2	0.0142	0.0071
S.L.V.	2.1768	0.24	0.0533	0.0266
S.L.C.	2.9239	0.28	0.0835	0.0417

Coefficiente azione sismica orizzontale 0.011
 Coefficiente azione sismica verticale 0.0055

Coefficienti parziali azioni

Sfavorevoli: Permanenti, variabili 1.0 1.0
 Favorevoli: Permanenti, variabili 1.0 1.0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Tangente angolo di resistenza al taglio 1.25
 Coesione efficace 1.25
 Coesione non drenata 1.4

Riduzione parametri geotecnici terreno

No

Stratigrafia

Strato	Coesione (kg/cm2)	Coesione non drenata (kg/cm2)	Angolo resistenza al taglio (°)	Peso unità di volume (kN/m3)	Peso saturo (kN/m3)	Litologia	
1	0.1		25.25	19.5		Sabbie limose localmente ghiaiose	
2	0.15		30	22.5		Ghiaie sabbiose mediamente cementate	

Risultati analisi pendio

Fs minimo individuate	8.03
Ascissa centro superficie	555.69 m
Ordinata centro superficie	357.03 m
Raggio superficie	45.43 m

$x_c = 555.692$ $y_c = 357.027$ $R_c = 45.429$ $F_s = 8.029$
 $\lambda = 0.00$

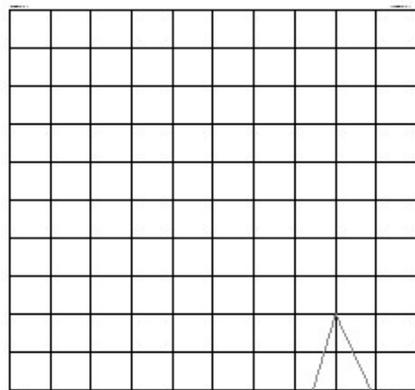
Nr.	B (m)	Alfa (°)	Li (m)	Wi (Kg)
1	4.48	-22.24	4.83	8760.55
2	4.8	-16.04	5.0	24965.69
3	4.15	-10.23	4.21	33431.82
4	3.04	-5.64	3.05	28516.29
5	7.58	1.07	7.58	78678.68
6	4.63	8.81	4.69	47332.29
7	2.65	13.49	2.72	26387.09
8	4.51	18.2	4.75	37626.96
9	4.44	24.27	4.87	28666.65
10	4.48	30.63	5.2	11191.1

Sforzi sui concii

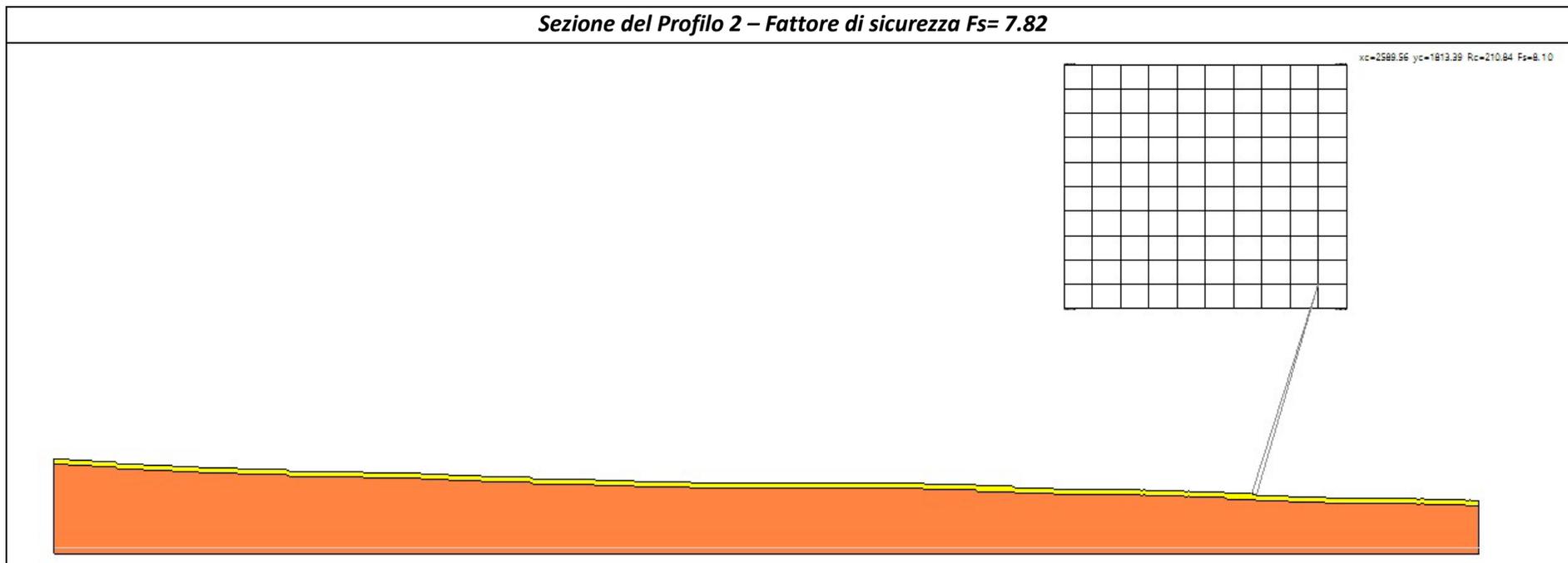
Nr.	Xi (Kg)	Ei (Kg)	Xi-1 (Kg)	Ei-1 (Kg)	N'i (Kg)	Ti (Kg)	Ui (Kg)
1	460.36	5012.23	0.0	0.0	5866.33	946.8	0.0
2	1331.6	14498.03	460.36	5012.23	20743.97	1841.25	0.0
3	2115.0	23027.4	1331.6	14498.03	30861.39	2337.57	0.0
4	2562.07	27894.96	2115.0	23027.4	27641.39	2003.69	0.0
5	2947.86	32095.32	2562.07	27894.96	78774.07	7081.55	0.0
6	2621.0	28536.59	2947.86	32095.32	46728.97	4236.36	0.0
7	2276.81	24789.21	2621.0	28536.59	25192.34	2320.53	0.0
8	1395.15	15189.98	2276.81	24789.21	33650.28	2568.34	0.0
9	448.15	4879.3	1395.15	15189.98	22773.16	1944.1	0.0
10	-7.43	-80.87	448.15	4879.3	7485.24	1087.46	0.0

Sezione del Profilo 1 – Fattore di sicurezza $F_s=7.5$

$x_c=197.88$ $y_c=377.69$ $R_c=71.64$ $F_s=7.50$

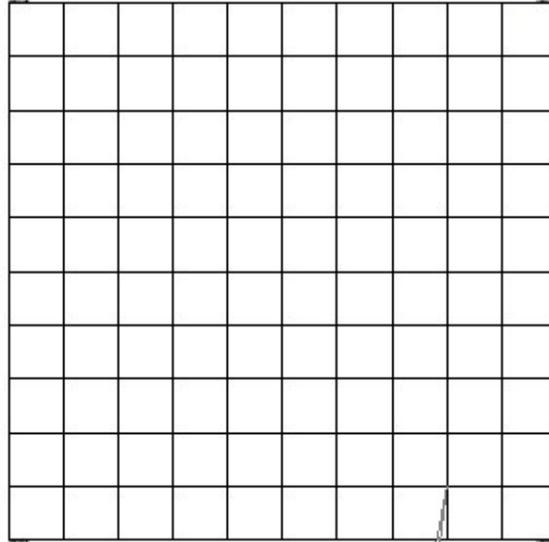


Sezione del Profilo 2 – Fattore di sicurezza $F_s = 7.82$



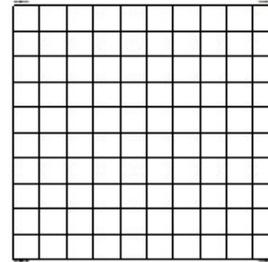
Sezione del Profilo 3 – Fattore di sicurezza $F_s= 11.9$

$x_c=1644.21$ $y_c=1516.60$ $R_c=97.21$ $F_s=11.90$



Sezione del Profilo 4 – Fattore di sicurezza $F_s=8.03$

$x_c=555.69$ $y_c=357.03$ $R_c=45.43$ $F_s=8.03$



Considerata la pendenza del versante in esame, la natura dei litotipi ivi presenti, e la presenza di aree destinate all'impianto perimetrato a "Pericolosità Geomorfologica di medio e moderato grado" (PG1), è stata effettuata una verifica di stabilità del versante mediante una analisi numerica dei terreni coinvolti in condizioni ante operam.

La normativa italiana, D.M. 17.01.2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" impone che il coefficiente di sicurezza alla stabilità globale $F \geq 1,30$.

Le analisi di stabilità eseguite hanno restituito i seguenti valori del coefficiente di sicurezza:

LOCALITA' "Ascoli Satriano (Fg)"

Ante-operam: coefficiente di sicurezza minimo calcolato:

- **Profilo 1** **7.5**
- **Profilo 2** **7.82**
- **Profilo 3** **11.9**
- **Profilo 4** **8.03**

Come si evince per tutti e quattro i casi è sempre verificata la condizione di sicurezza e dunque l'intervento in progetto non pregiudicherà in termini di stabilità il versante interessato.

11 MODELLO GEOLOGICO DEL SOTTOSUOLO E PARAMETRI GEOTECNICI

11.1 Modello geologico

Nell'ambito dell'“**Progetto per la piattaforma per la transizione energetica con produzione di idrogeno verde tramite power to gas (PTG) da fonte rinnovabile solare fotovoltaica e sistema di accumulo (BESS) località Capo D'acqua – Comune di Ascoli Satriano**”, sono state eseguite prove dirette e indagini indirette volte ad ispezionare il sottosuolo in esame e verificare eventuali problematiche connesse alla realizzazione dell'intervento.

Il rilevamento geologico e le indagini eseguite in sito hanno individuato un modello geologico del sottosuolo costituito da depositi ghiaiosi in matrice sabbioso limosa presenti sottoforma di diverse facies; nello specifico al di sotto di una copertura metrica di terreno vegetale è stato individuato un primo strato costituito da sabbie limose localmente ghiaiose, avente spessore pari a 5.0m, passante a ghiaie in matrice sabbiosa mediamente cementate, rilevate fino alla massima profondità investigata.

La tettonica di distensione della serie plio-pleistocenica rispecchia quella del substrato calcareo anche se in loco non vi sono segni distinguibili legati a tali fenomeni.

Dal punto di vista idro-geomorfologico l'area in esame, che si trova ad una quota compresa tra 260m verso NE e 300m verso SW, occupa una superficie con un modesto grado di inclinazione in direzione NE e risulta interessata da ramificazioni secondarie del reticolo idrografico facente capo al **Canale Santo Spirito**.

La presenza di queste ramificazioni rende la superficie in cui ricade l'impianto caratterizzata da ondulazioni in cui le zone più basse sono occupate dal letto delle suddette ramificazioni.

Per quanto attiene le caratteristiche idrogeologiche delle aree in esame si segnala che l'unità idrogeologica principale è rappresentata dai depositi di copertura quaternari costituiti da una successione di terreni sabbioso-ghiaiosi-ciottolosi permeabili, con intercalazioni di livelli argilloso-siltosi a minore permeabilità con uno spessore compreso tra 20m e 50 m, dove l'acqua si rinviene in condizioni di falda libera. L'unità impermeabile di base è rappresentata dalle argille subappennine che diffusamente affiorano nell'area di interesse per la circolazione idrica sotterranea sono i depositi marini sabbioso- conglomeratici del ciclo bradanico.

Nel sito di interesse, visto i carichi piezometrici registrati in corrispondenza del territorio di Ascoli Satriano, la profondità della falda risulta ad un minimo di circa 10m ad un massimo di circa 50m, mentre dalla consultazione dei dati dei pozzi ISPRA dell'Archivio Nazionale delle Indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984), di cui ne è stato censito uno, proprio in corrispondenza della Masseria Capo dell'Acqua, ricadente nel sito dell'impianto è stata rilevata una falda acquifera confinata tra i 40m e i 45m dal p.c..

In ultimo, tutte e tre gli stendimenti MASW, che hanno raggiunto una profondità investigativa superiore ai 30m, non hanno consentito però di individuare un substrato rigido caratterizzato da un $V_s \geq 800\text{m/s}$ e pertanto, così come enuncia la nuova norma il valore del $V_{s,eq}$ è definito dal parametro V_{s30} ; dai valori ottenuti il sottosuolo in esame è classificato come suolo di fondazione di categoria “**B**”.

11.2 Pericolosità geologica

Il contesto geologico in esame è quello di un versante con modesta pendenza in direzione NE costituito da depositi prevalentemente granulati contraddistinti da basso e medio grado di addensamento soprattutto nei primi 5.0m, il grado di addensamento e/o cementazione aumenta con la profondità (profondità investigata).

Le prove DPSH, che hanno raggiunto una profondità investigativa pari a circa 7.0 non hanno rilevato la presenza di alcuna falda mentre è ragionevole pensare che nell'ambito dell'appezzamento di terreno su cui si estenderà l'impianto, visto i carichi piezometrici registrati in corrispondenza del territorio di Ascoli Satriano, la profondità della falda risulta ad un minimo di circa 10m, nella zona Nord orientale, e ad un massimo di circa 50m nella zona

Sud occidentale; in quest'ultima zona è presente un pozzo ISPRA, profondo 50m in cui è stata rilevata una falda acquifera confinata tra i 40m e i 45m dal p.c..

Considerata, la natura dei terreni presenti, la pendenza del profilo topografico e la presenza di perimetrazione del PAI, infatti l'area dell'impianto interseca alcune aree a "Pericolosità Geomorfologica di grado medio-moderato" (PG1), si è proceduto a farsi un'analisi numerica per verificare la stabilità del versante impegnato.

L'analisi, eseguita secondo il **metodo Morgenstern**, ha evidenziato lungo i quattro profili individuati, sia longitudinalmente che trasversalmente, valori di Fs di gran lunga superiori rispetto a quello minimo previsto ($Fs \geq 1.3$).

Pertanto, non si individuano elementi legati alla morfologia che potrebbero definire un certo livello di pericolosità geologica.

Dal punto di vista della pericolosità sismica il sito ricade in zona sismica 2 (con livello di pericolosità medio ove si possono verificare terremoti abbastanza forti), nella fattispecie dell'intervento in progetto tale aspetto potrebbe non essere rilevante, per la sicurezza delle persone, poiché trattasi di un impianto fotovoltaico che per la maggior parte del tempo non è frequentato da persone.

Inoltre, considerata l'opera prevista, si ritiene che gli scavi da effettuarsi per la posa dei paletti che sorreggono i pannelli sia dell'ordine del metro e dunque non è necessario adottare particolari accorgimenti durante tale attività.

11.3 Principali caratteristiche delle unità litologiche

Di seguito vengono forniti alcuni parametri fisico-meccanici correlabili alle principali caratteristiche geotecniche dell'unità litologica rinvenuta nell'area di studio.

La formazione affiorante e che insiste nel sottosuolo nell'ambito delle profondità investigate è quella dei **Conglomerati di Ordona**: "Ciottolame incoerente, localmente cementato con intercalazioni sabbiose giallastre e sabbioso-limose".

Dal rilevamento geologico e sulla base delle indagini effettuate in loco è stato individuato un orizzonte a circa 5.0m di profondità che è stato interpretato come il passaggio tra una facies prevalentemente sabbioso-limosa localmente ghiaiosa e una facies prevalentemente ghiaioso-sabbiosa, che da un punto di vista geotecnico sono distinguibili in due Unità Geotecniche.

Pertanto, si riportano alcuni dei principali parametri fisico-meccanici utili a qualsiasi calcolo geotecnico che caratterizzano gli strati individuati; a partire dal piano campagna vi sono:

UNITA' GEOTECNICA A

"Sabbie limose da poco a mediamente addensate, localmente con livelli sabbioso-ghiaiosi mediamente cementati"

Spessore (m)	5	
Peso di volume γ (g/cm ³)	1.95	
Angolo di attrito ϕ	25.25	
Coesione c (Kg/cm ²)	0.1	
Coesione non drenata c_u (Kg/cm ²)	NA	Eventualmente mettere 0.9
Modulo di Young statico γ_{stat} (Kg/cm ²)	200	
Modulo edometrico E (Kg/cm ²)	100	
Poisson	0.4	
Coeff. Di Lambe λ	0	
Grado sovraconsolidazione OCR	1	

sovrapposte a

UNITA' GEOTECNICA B

"Ghiaie sabbiose mediamente cementate"

Spessore (m)	15	
Peso di volume γ (g/cm ³)	2.25	
Angolo di attrito ϕ	30	
Coesione c (Kg/cm ²)	0.15	
Coesione non drenata cu (Kg/cm ²)	NA	Eventualmente mettere 1.0
Modulo di Young statico γ_{stat} (Kg/cm ²)	1000	
Modulo edometrico E (Kg/cm ²)	500	
Poisson	0.38	
Coeff. Di Lambe λ	n.a.	
Grado sovraconsolidazione OCR	n.a.	

ALLEGATO 1 – PLANIMETRIA

- UBICAZIONE PROSPEZIONE SISMICA A RIFRAZIONE IN ONDE P
- UBICAZIONE PROSPEZIONE SISMICA PER LA STIMA DEL VS,EQ
- UBICAZIONE INDAGINI PENETROMETRICHE DPSH



Cat. OS20A Class. I
Cat. OS20B Class. IV



ISO 9001:2015

Certificate No: IT/0146Q/0283



Cat. OS20A Class. I
Cat. OS20B Class. IV



ISO 9001:2015

Certificate No: IT/0146Q/0283



Cat. OS20A Class. I
Cat. OS20B Class. IV



ISO 9001:2015

Certificate No: IT/0146Q/0283

ALLEGATO 2 – PROVE DPSH

- NUMERO DI COLPI
- RESISTENZA DINAMICA
- INTERPRETAZIONE STRATIGRAFICA

DPSH01 - Stima dei parametri geotecnici

PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH 01	Correlazione	Strato 1	Strato 2	Strato 3
Spessore		0.40 m	3.80 m	4.00m
Densità relativa D_r (%)	Meyerhof 1957	60.79	83.74	100
Angolo di resistenza al taglio ϕ (°)	Meyerhof 1956	21.76	25.13	47.69
Modulo Edometrico E_{ed} (Kg/cm ²)	Menzenbach e Malcev	65.52	118.01	470.22
Modulo di Young E_y (Kg/cm ²)	Bowles(1982)	50.56	185.91	559.55
Peso unità di volume γ (t/m ³)	Meyerhof ed altri	1.59	1.95	2.50
Peso unità di volume saturo γ_s (t/m ³)	Terzaghi-Peck	1.89	1.97	2.25
Modulo di Poisson σ	(A.G.I.)	0.34	0.32	0.16
Classificazione AGI	(A.G.I. – 1977)	POCO ADDENSATO	MODERAT. ADDENSATO	MOLTO ADDENSATO
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	Robertson e Campanella (1983)	379.99	729.45	2044.47
Modulo di reazione K_0	Navfac 1971-1982	1.26	3.68	11.93
Resistenza punta Penetrometro Statico Q_c (Kg/cm ²)	Robertson (1983)	12.34	35.88	193.82

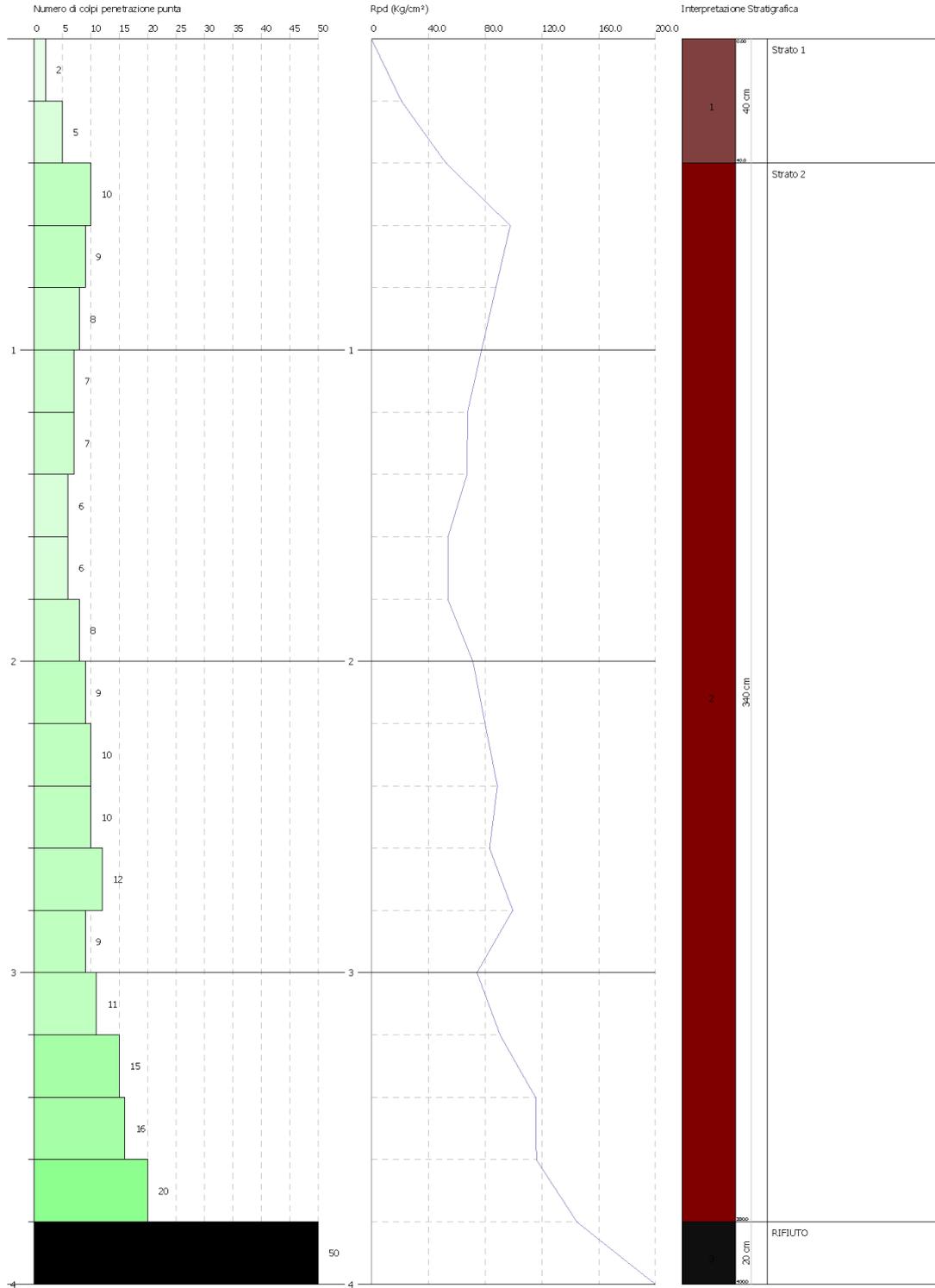
APOGEO S.R.L.
VIA CADUTI DI NASSIRIYA, 170 - ALTAMURA (BA)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 1
Strumento utilizzato... DPSH 73 DEEP DRILL

Committente:
Cantiere:
Località:

Data: 18/05/2022

Scala 1:17



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

DPSH02 - Stima dei parametri geotecnici

PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH 02	Correlazione	Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 4	Strato 5
Spessore		0.40m	2.60m	3.20m	6.60m	6.80m
Densità relativa D_r (%)	Meyerhof 1957	68.84	82.92	100	69.8	100
Angolo di resistenza al taglio ϕ (°)	Meyerhof 1956	22.27	24.49	29.23	25.51	47.69
Modulo Edometrico E_{ed} (Kg/cm ²)	Menzenbach e Malcev	73.37	108.08	182.06	123.99	470.22
Modulo di Young E_y (Kg/cm ²)	Bowles(1982)	155.20	157.50	236.50	171.40	559.55
Peso unità di volume γ (t/m ³)	Meyerhof ed altri	1.66	1.90	2.16	1.98	2.50
Peso unità di volume saturo γ_s (t/m ³)	Terzaghi-Peck	1.91	1.95	2.06	1.98	2.25
Modulo di Poisson σ	(A.G.I.)	0.34	0.32	0.29	0.32	0.16
Classificazione AGI	(A.G.I. - 1977)	Poco addensato	Moderat. addensato	Addensato	Moderat. addensato	Molto. addensato
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	Robertson e Campanella (1983)	442.96	672.36	1044.80	762.27	2044.47
Modulo di reazione K_0	Navfac 1971-1982	1.65	3.26	5.92	3.92	11.93
Resistenza punta Penetrometro Statico Q_c (Kg/cm ²)	Robertson (1983)	15.86	31.40	64.60	38.56	193.82

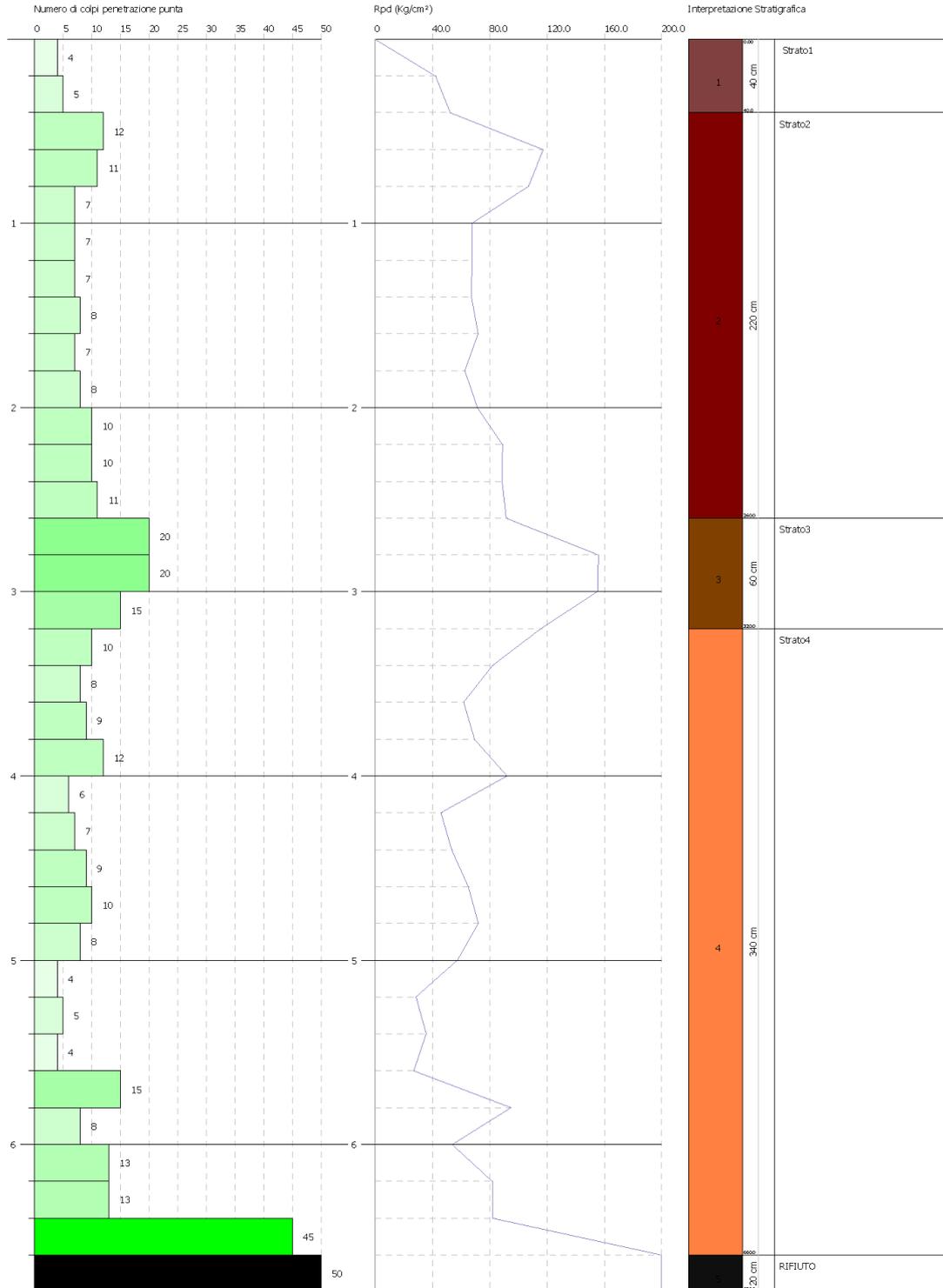
APOGEO S.R.L.
VIA CADUTI DI NASSIRI/A. 170 - ALTAMURA (BA)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 2
Strumento utilizzato... DPSH 73 DEEP DRILL

Committente:
Cantiere:
Località:

Data: 18/05/2022

Scala 1:29



SIGNATURE 1

SIGNATURE 2

DPSH03 - Stima dei parametri geotecnici

PARAMETRI GEOTECNICI PROVA DPSH 03	Correlazione	Strato 1	Strato 2	Strato 3	Strato 4
Spessore		1.80m	2.80m	5.60m	5.80m
Densità relativa D_r (%)	Meyerhof 1957	74.48	95.41	65.31	100
Angolo di resistenza al taglio ϕ (°)	Meyerhof 1956	23.19	26.95	24.35	45.17
Modulo Edometrico E_{ed} (Kg/cm ²)	Menzenbach e Malcev	87.73	146.47	105.88	430.93
Modulo di Young E_y (Kg/cm ²)	Bowles(1982)	130.75	196.60	151.10	515.50
Peso unità di volume γ (t/m ³)	Meyerhof ed altri	1.77	2.07	1.89	2.50
Peso unità di volume saturo γ_s (t/m ³)	Terzaghi-Peck	1.93	2.01	1.95	2.23
Modulo di Poisson σ	(A.G.I.)	0.33	0.31	0.32	0.17
Classificazione AGI	(A.G.I. – 1977)	Moderat. addensato	Moderat. addensato	Moderat. addensato	Molto addensato
Modulo di deformazione a taglio dinamico (Kg/cm ²)	Robertson e Campanella (1983)	545.50	878.48	659.73	1928.81
Modulo di reazione K_0	Navfac 1971-1982	2.35	4.77	3.17	11.93
Resistenza punta Penetrometro Statico Q_c (Kg/cm ²)	Robertson (1983)	22.30	48.64	30.44	176.20

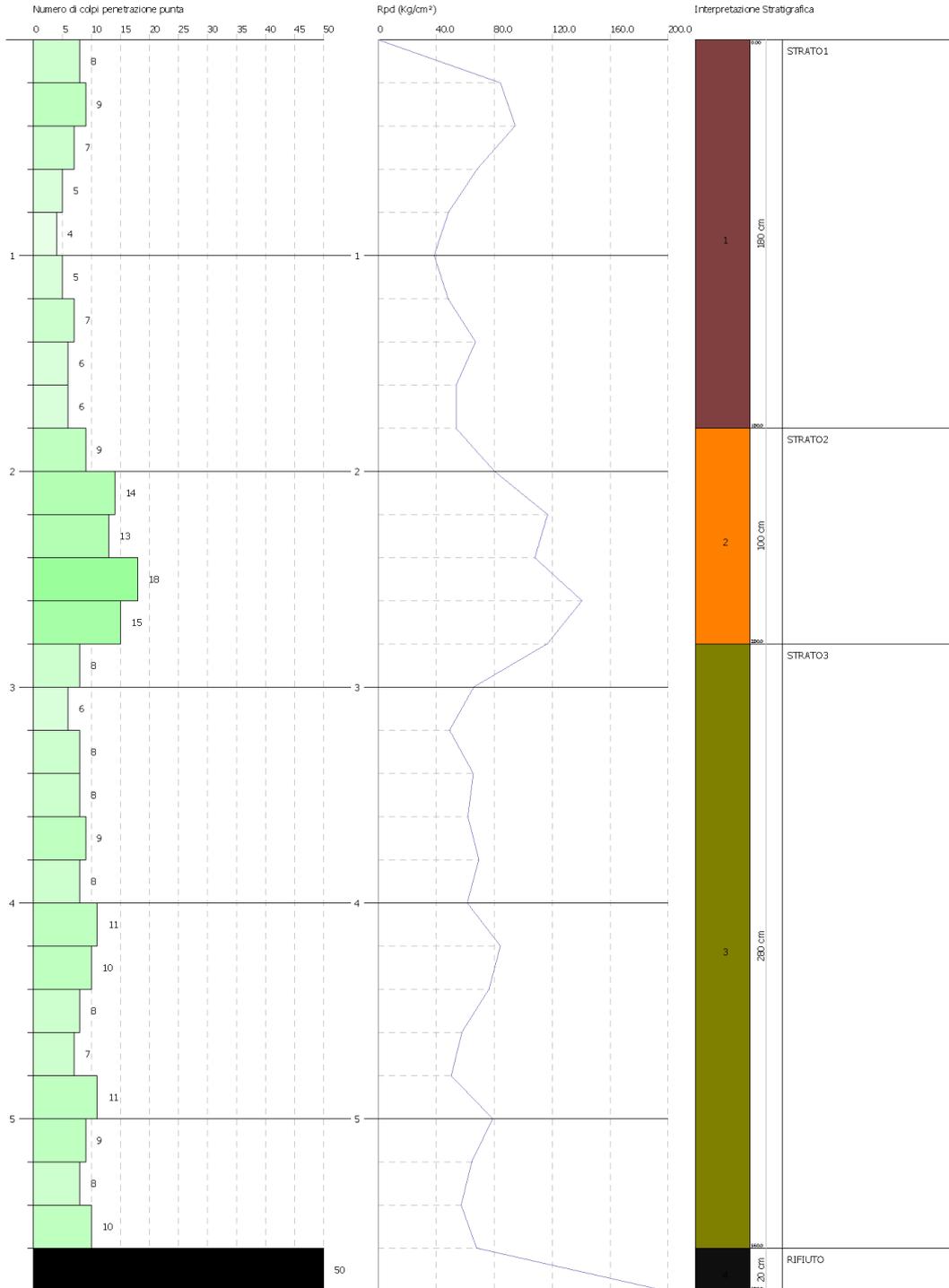
APOGEO S.R.L.
VIA CADUTTI DI NASSIRIYA, 170 - ALTAMURA (BA)

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH 3
Strumento utilizzato... DPSH 73 DEEP DRILL

Committente:
Cantiere:
Località:

Data: 18/05/2022

Scala 1:25



SIGNATURE 1

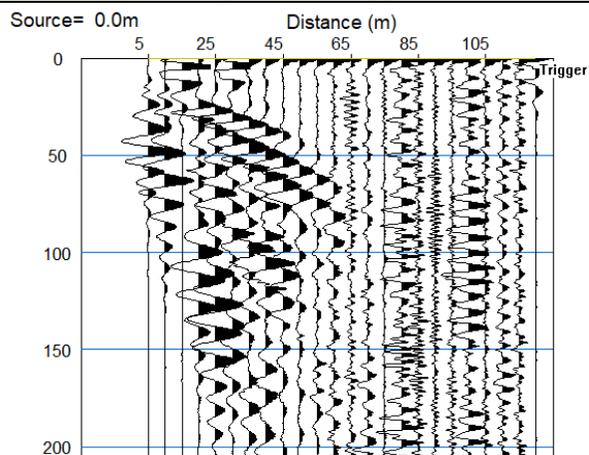
SIGNATURE 2

ALLEGATO 03A - PROSPEZIONI SISMICHE

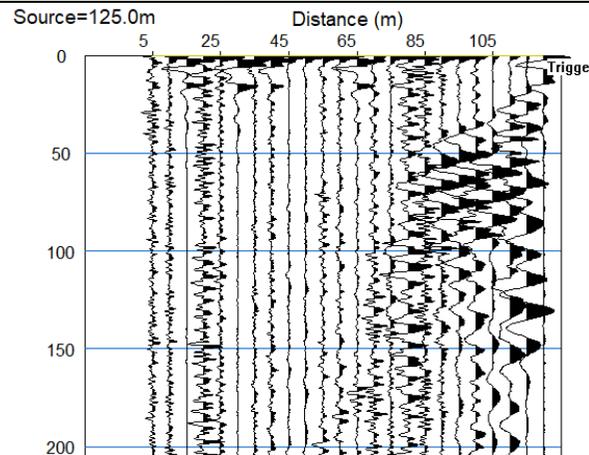
- SISMOGRAMMI ONDE P
- DROMOCRONE ONDE P
- SEZIONE TOMOGRAFICA E MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO

Località "Ascoli Satriano" - BASE SISMICA BS1 - ONDE P

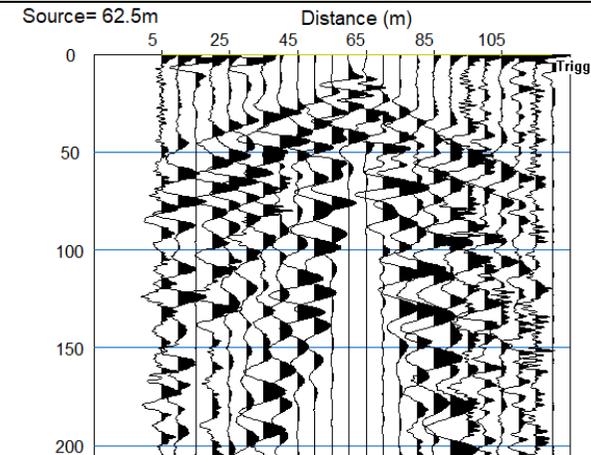
Sismogramma scoppio A



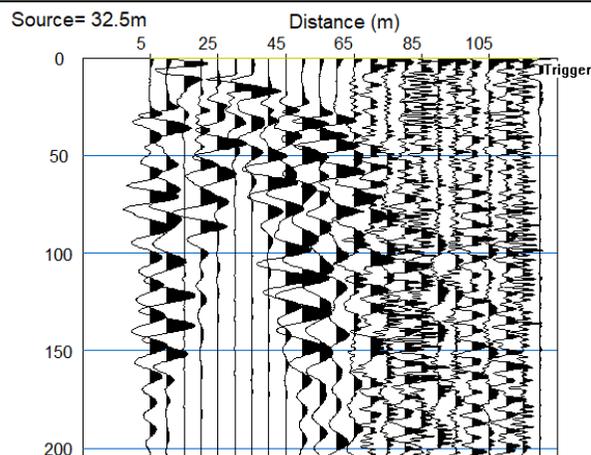
Sismogramma scoppio B



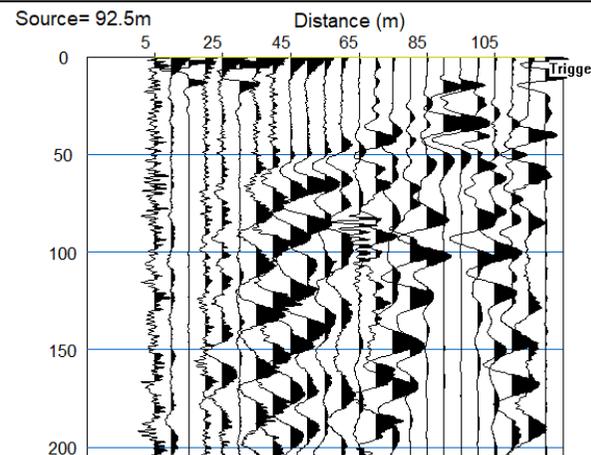
Sismogramma scoppio C



Sismogramma scoppio D

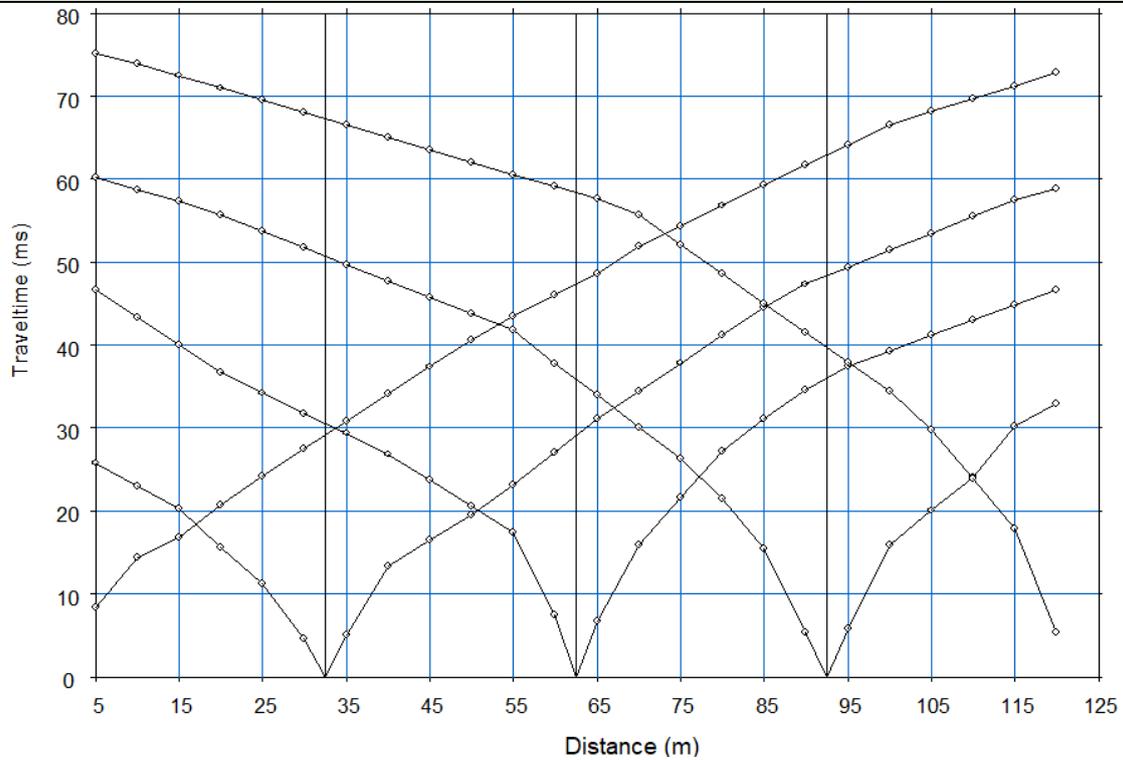


Sismogramma scoppio E

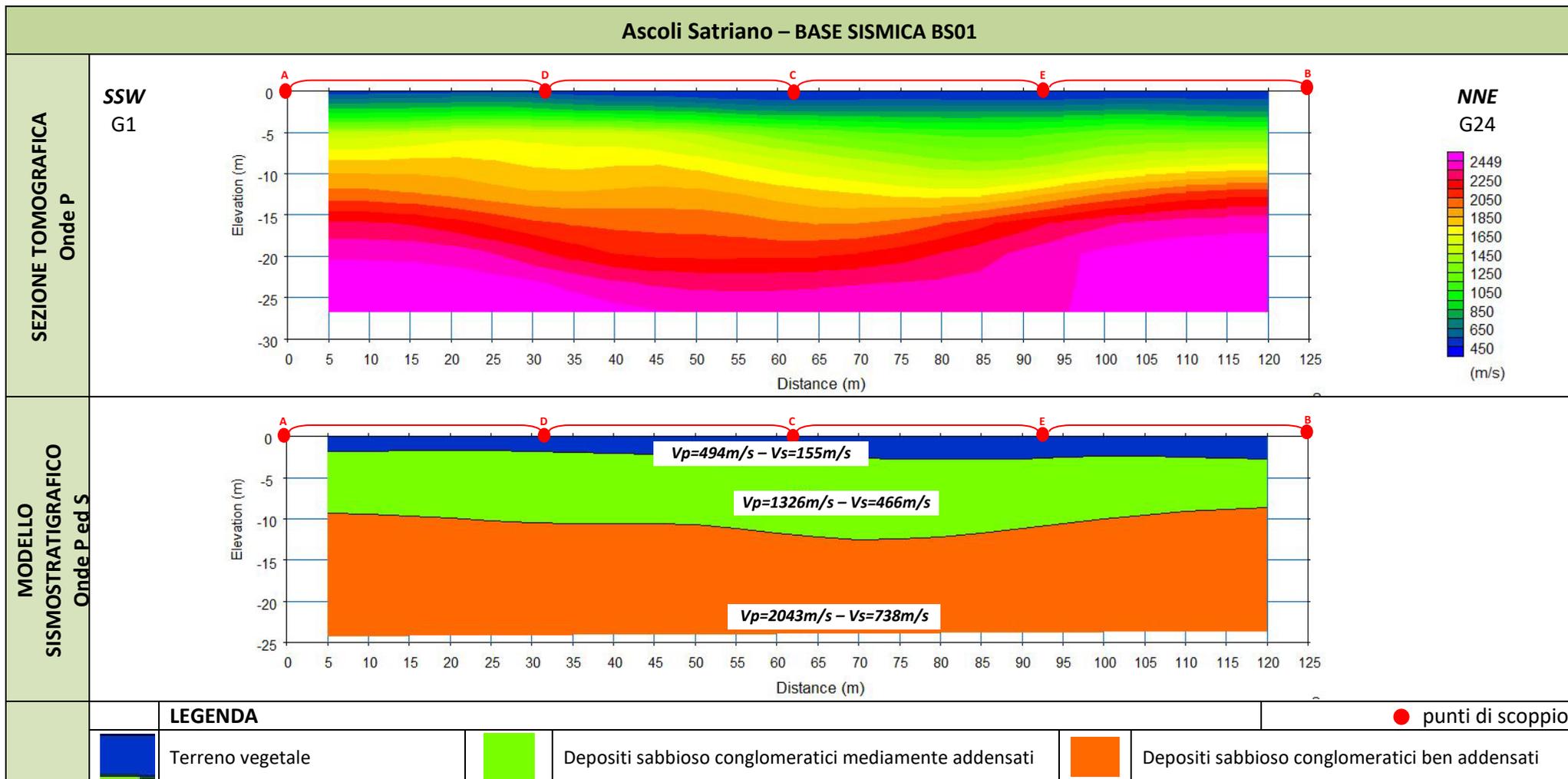


DROMOCRONE BS01

Località "Ascoli Satriano"

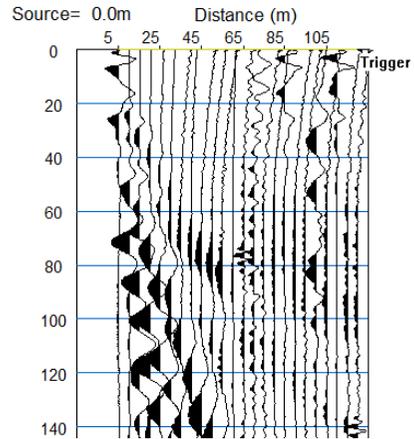


BS01 – ONDE P

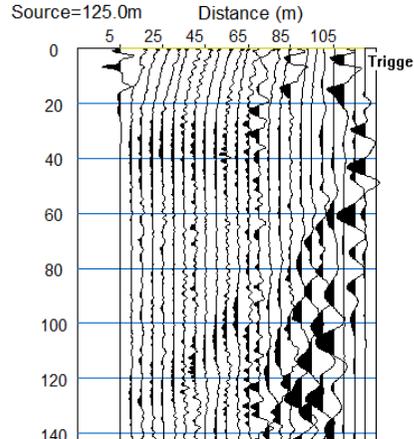


Località "Ascoli Satriano" - BASE SISMICA BS2 - ONDE P

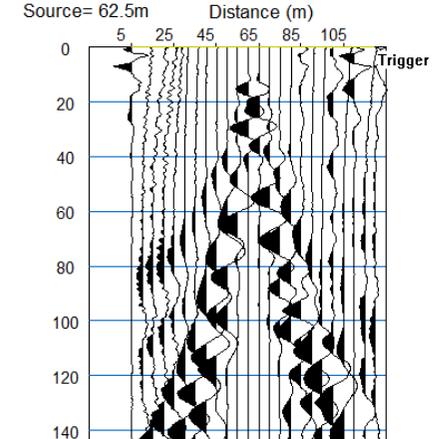
Sismogramma scoppio A



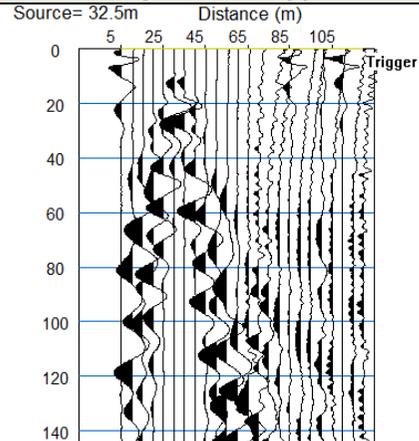
Sismogramma scoppio B



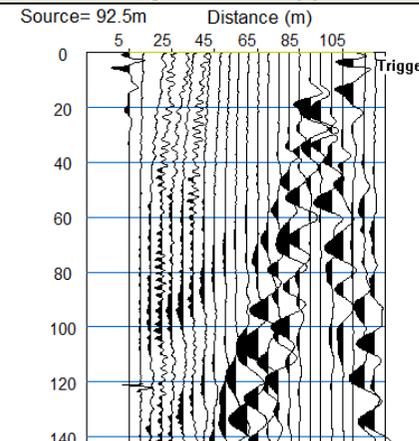
Sismogramma scoppio C

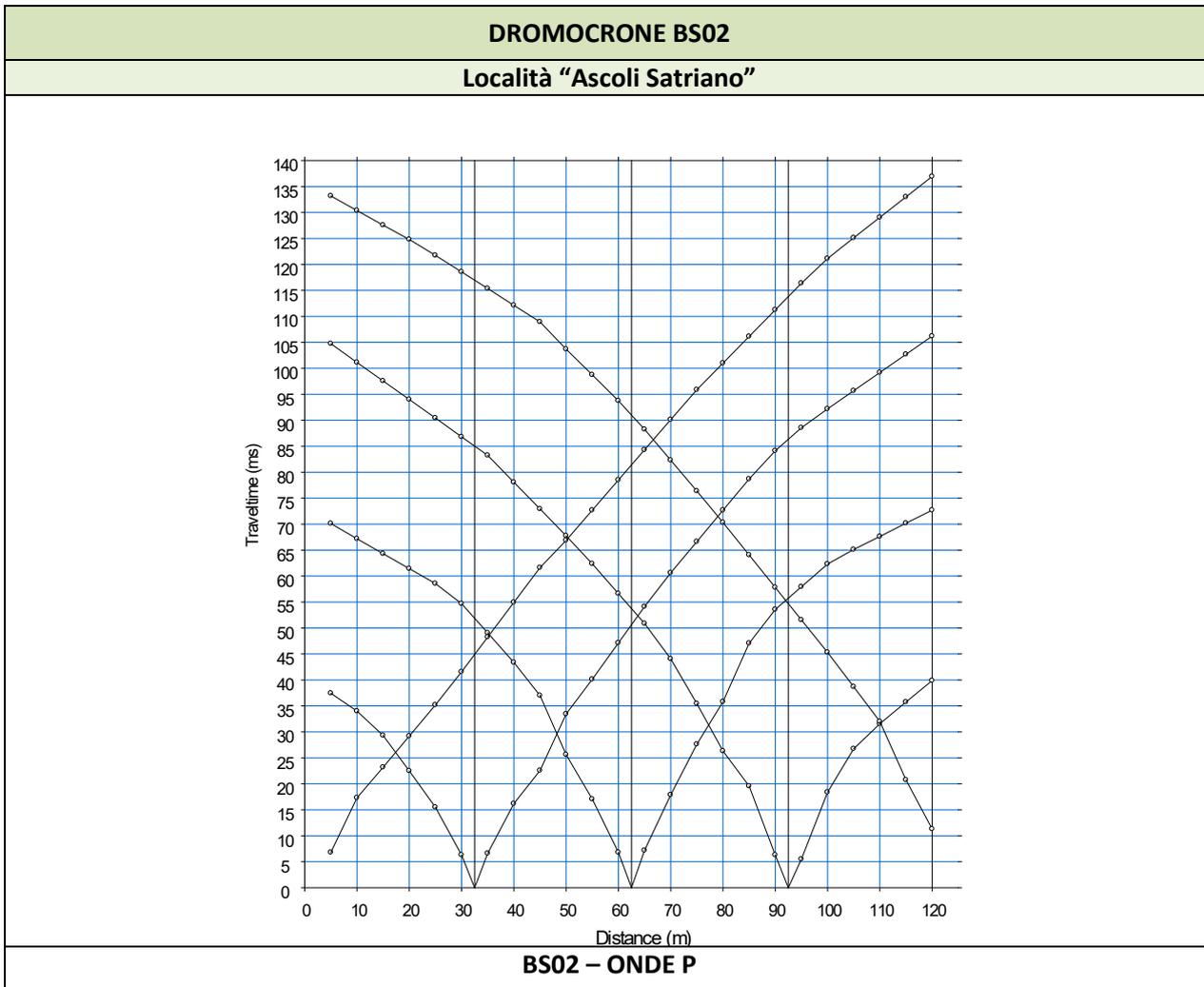


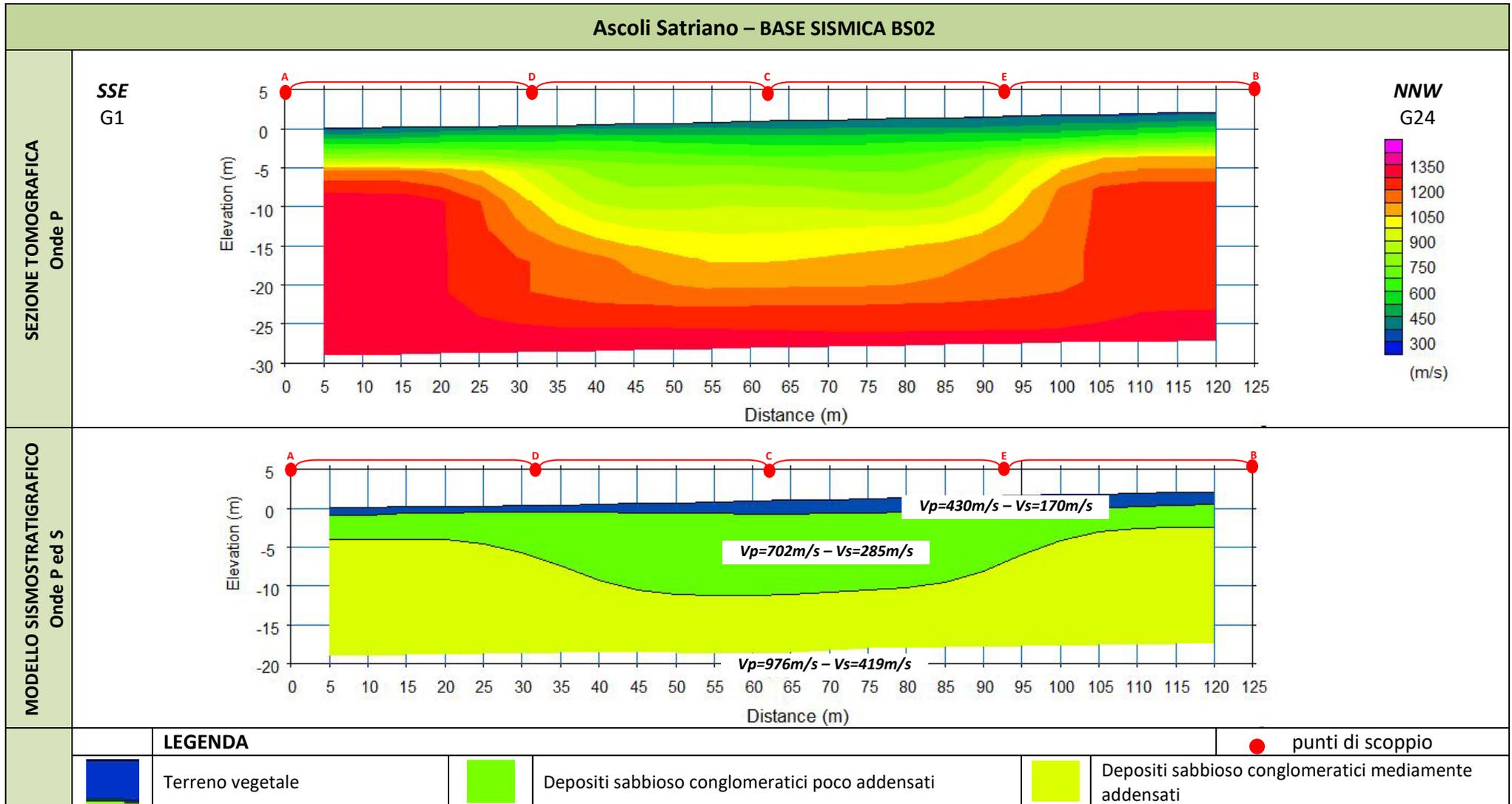
Sismogramma scoppio D



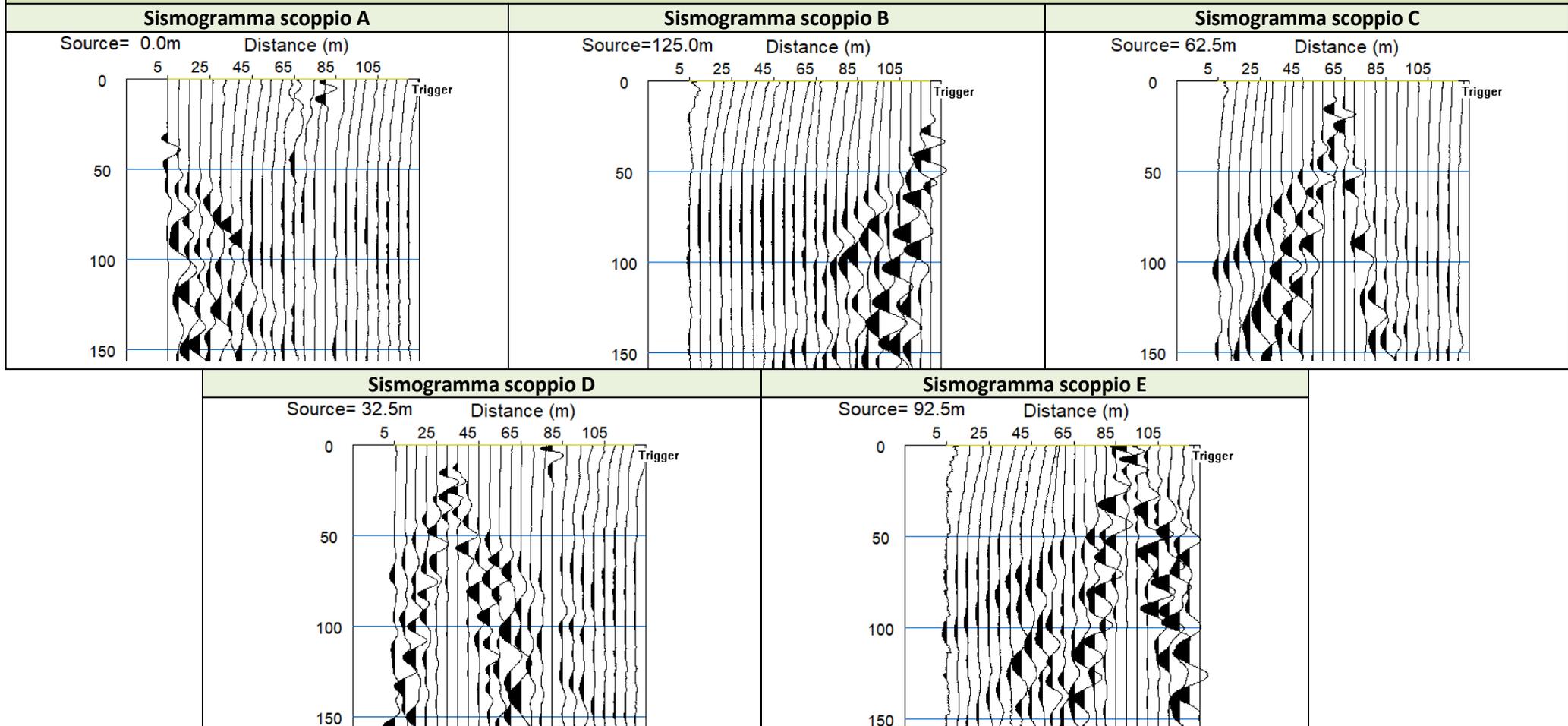
Sismogramma scoppio E

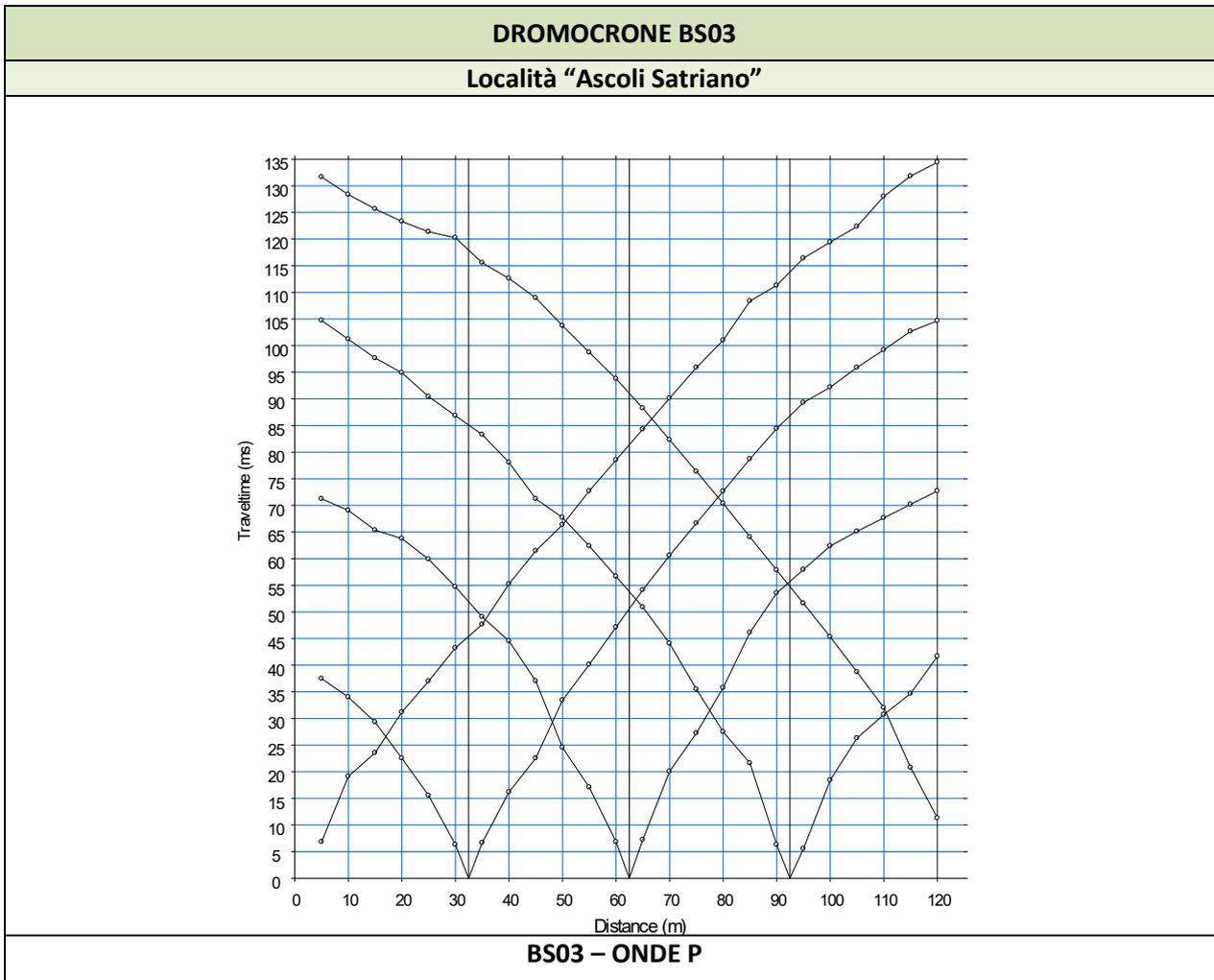


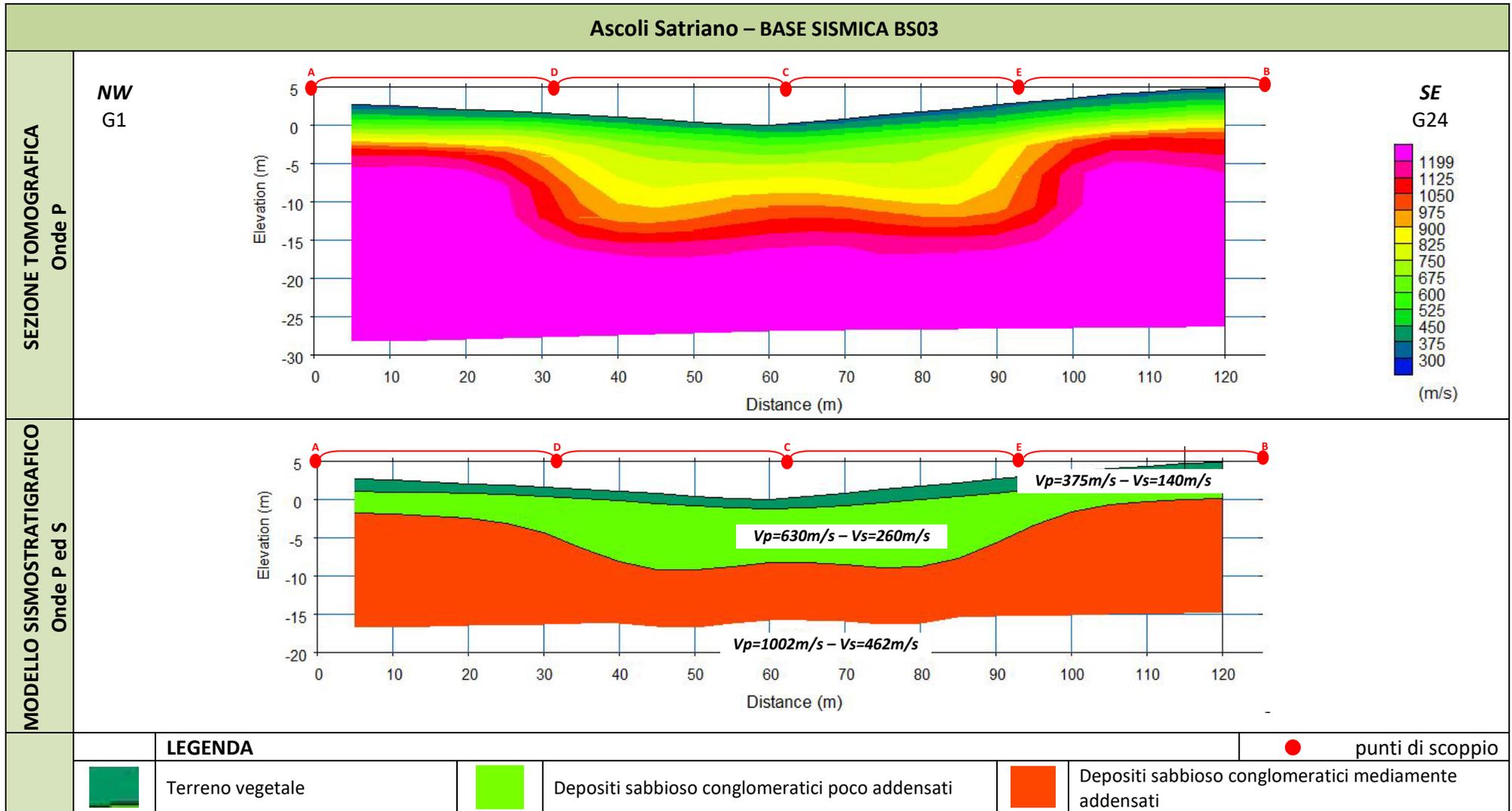




Località "Ascoli Satriano" - BASE SISMICA BS3 - ONDE P







ALLEGATO 03B – PROSPEZIONI SISMICHE PER LA STIMA DEL $V_{s,eq}$

- ELABORATI INDAGINI MASW
- SISMOGRAMMI MEDI
- SPETTRI DELLE FREQUENZE
- CURVE DI DISPERSIONE
- PROFILI VS
- TABELLA VALORI VS

ELABORATI INDAGINI MASW.: MASW 01, MASW02 E MASW 03

Località "Ascoli Satriano:" – MASW 01

SISMOGRAMMA MEDIO – MASW 01

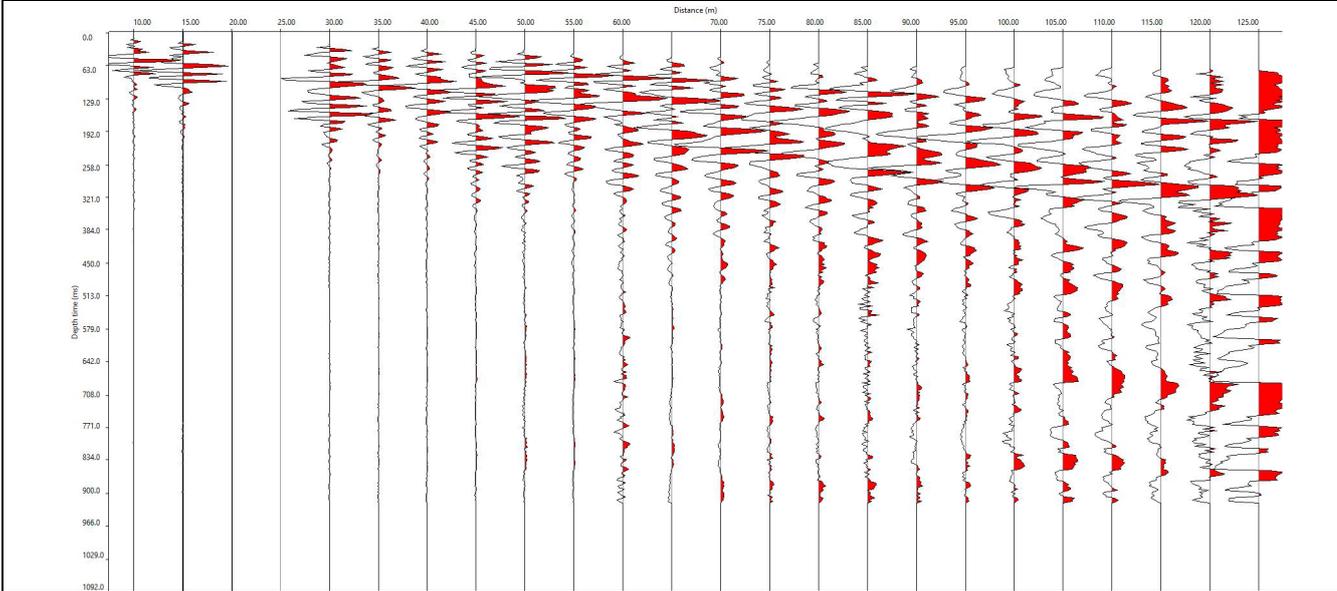
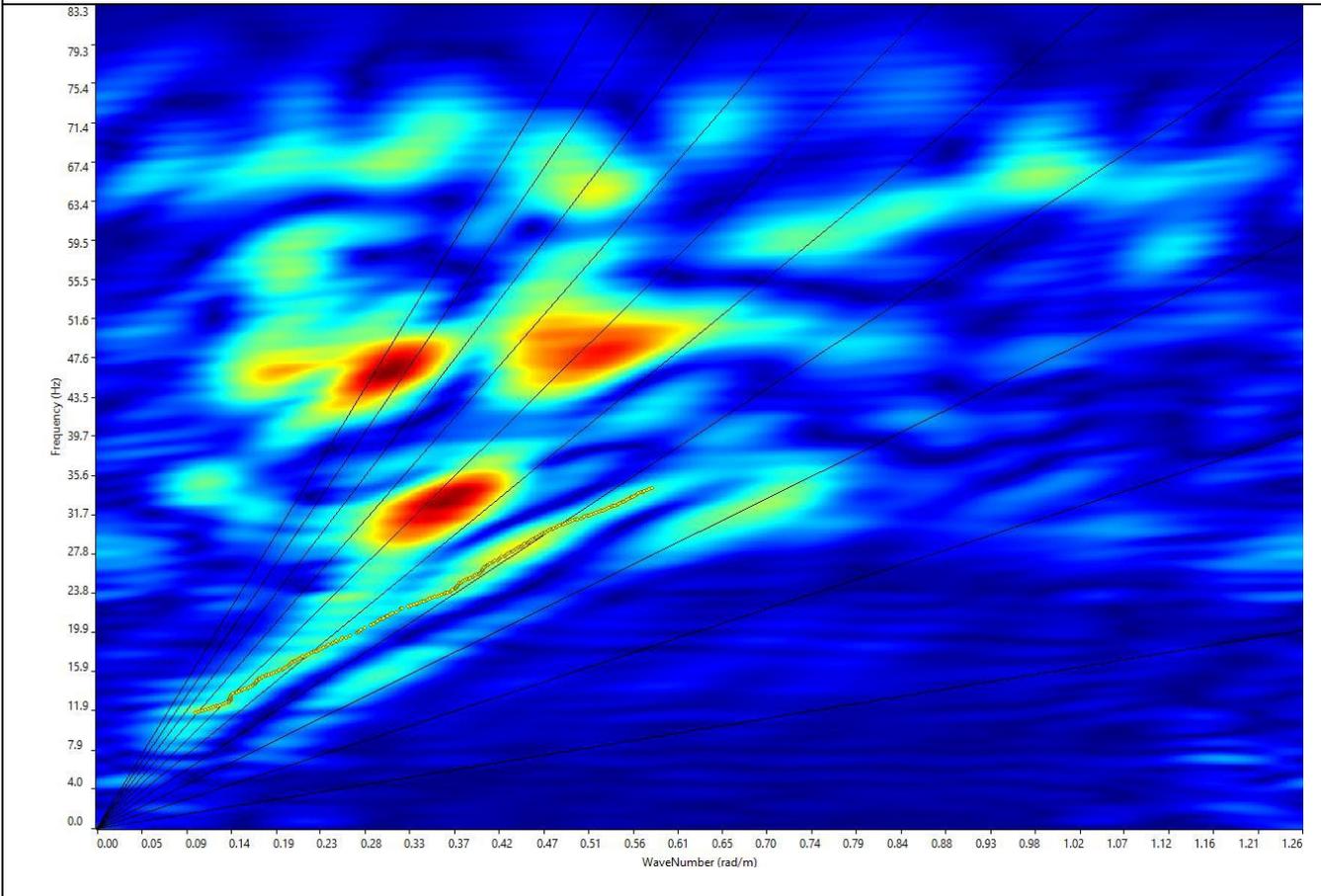
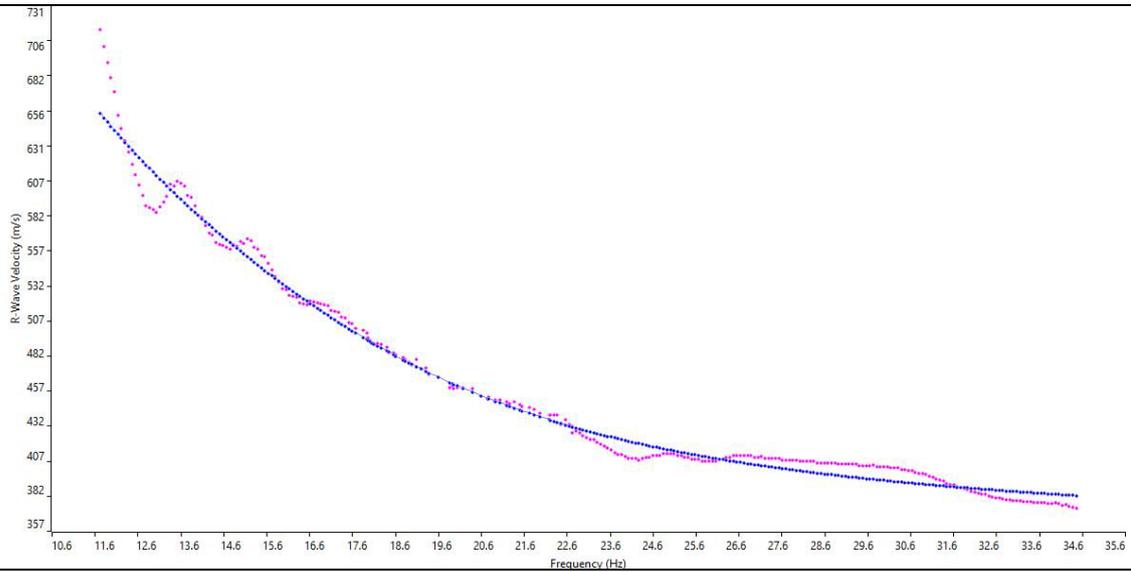


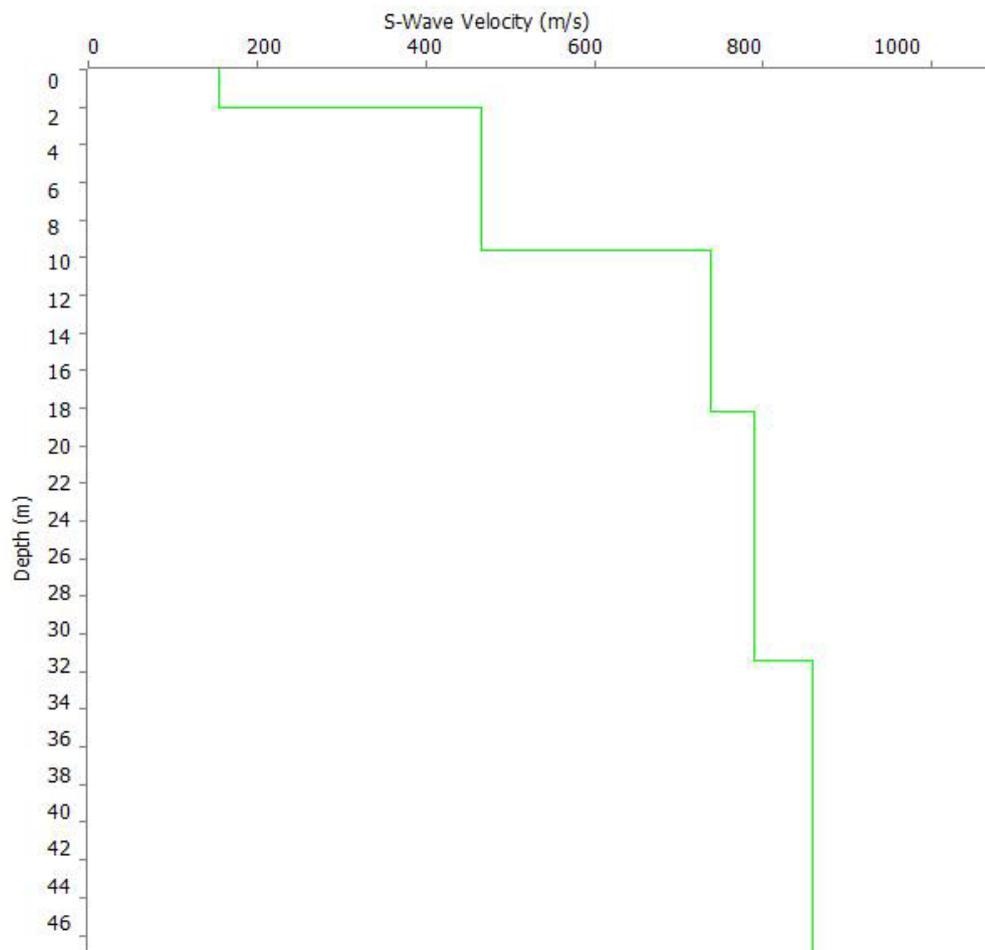
GRAFICO F - K CON L'INDIVIDUAZIONE DEI PUNTI DELLA CURVA DI DISPERSIONE – MASW 01



CURVA DI DISPERSIONE – MASW 01



PROFILO VS – MASW 01



Categoria "B" – $V_{s,eq} = V_{s,30} = 538 \text{ m/s}$, calcolato dal p.c.

N. SISMOSTRATI – SPESSORI - PROFONDITA' - VELOCITA' ONDE S

		Thickness	Depth		Vs
Layer 1	<input type="checkbox"/>	2.00	0.00	<input type="checkbox"/>	155
Layer 2	<input type="checkbox"/>	7.60	2.00	<input type="checkbox"/>	466
Layer 3	<input type="checkbox"/>	8.60	9.60	<input type="checkbox"/>	738
Layer 4	<input type="checkbox"/>	13.20	18.20	<input type="checkbox"/>	790
Layer 5	<input type="checkbox"/>	INF	31.40	<input type="checkbox"/>	858

Località "Ascoli Satriano:" – MASW 02

SISMOGRAMMA MEDIO – MASW 02

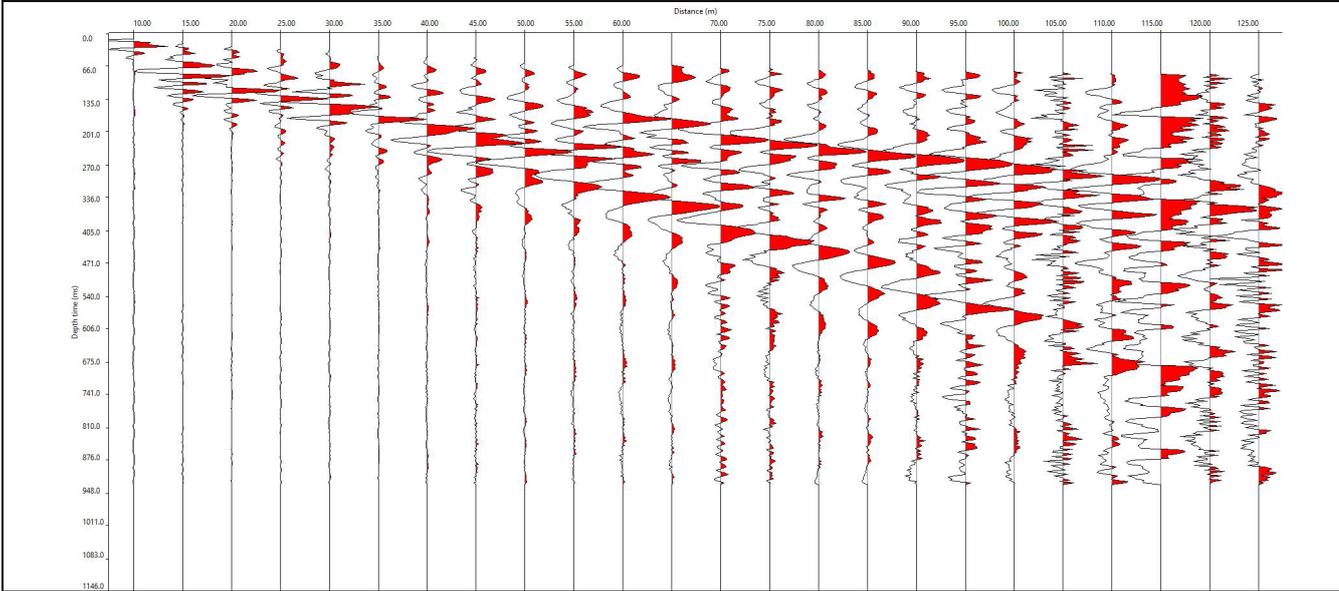
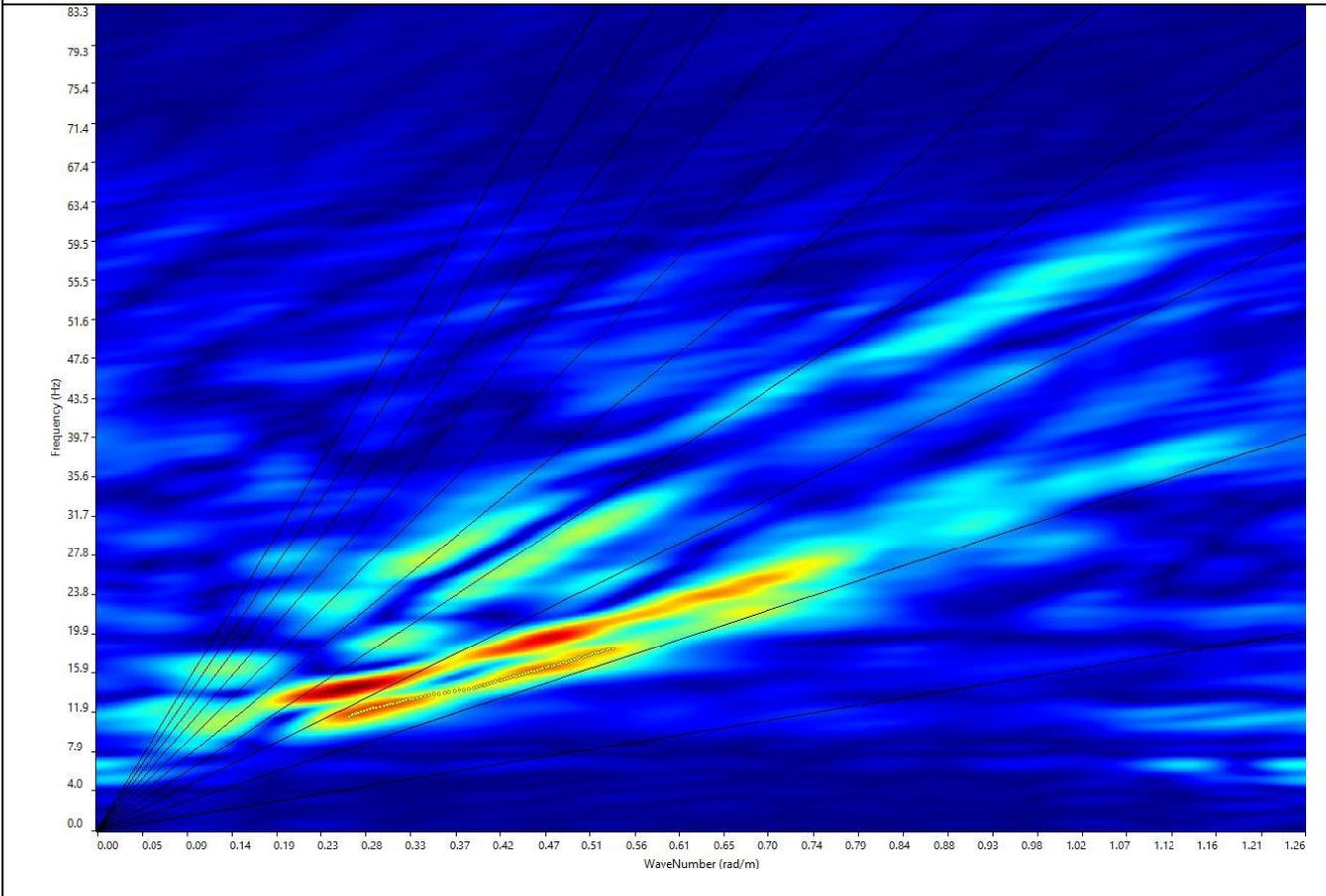
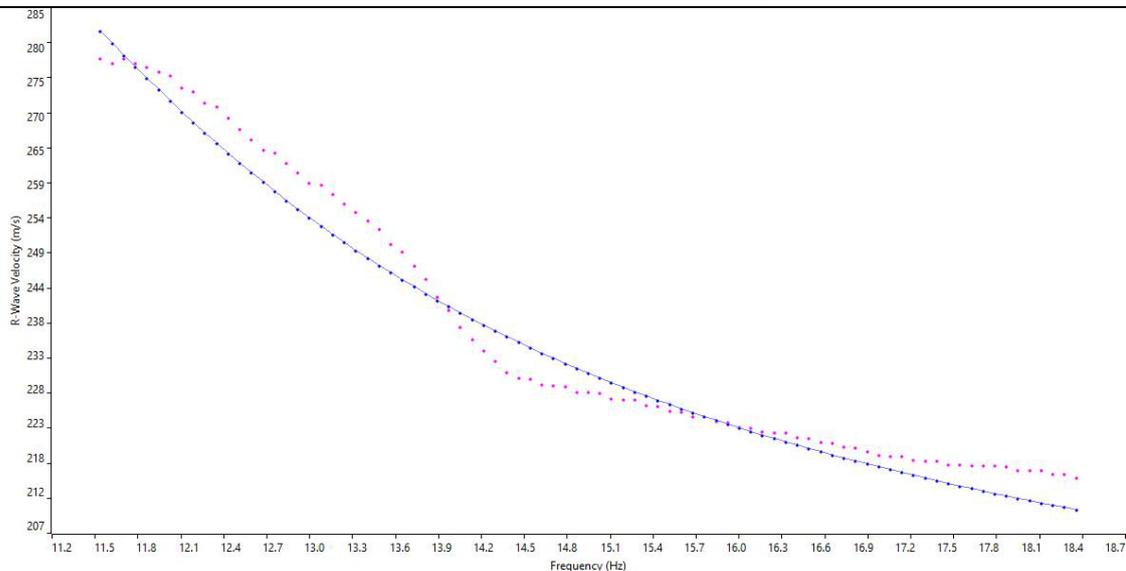


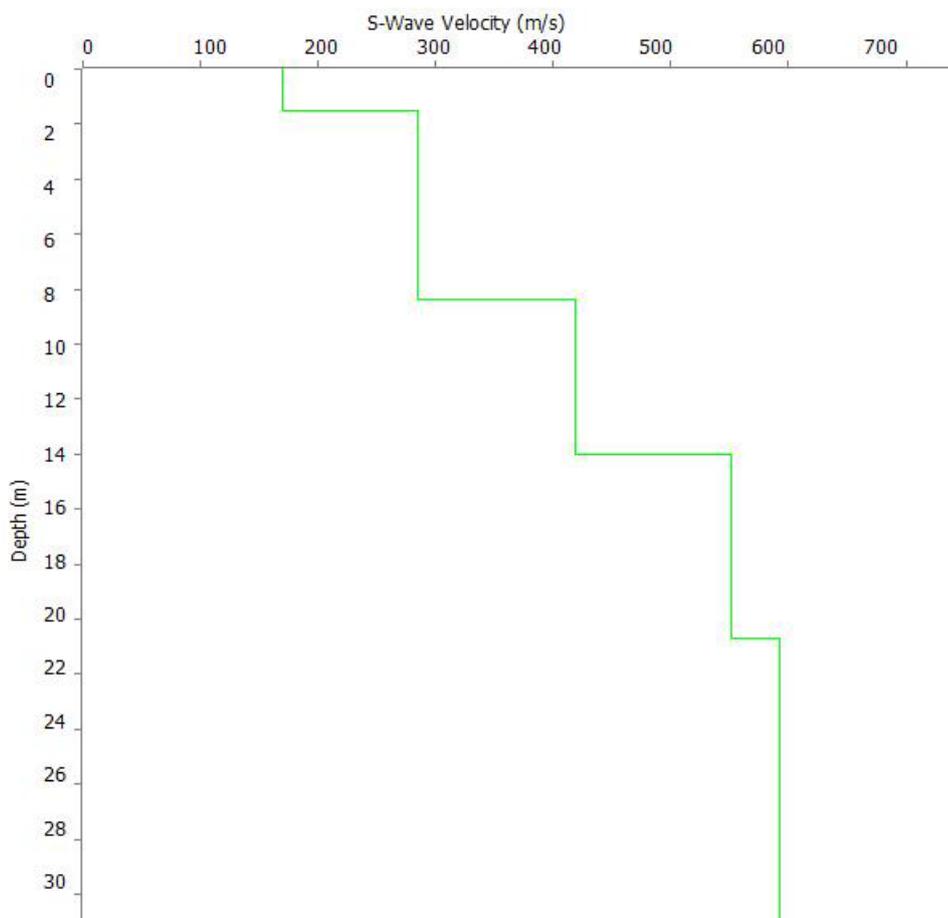
GRAFICO F - K CON L'INDIVIDUAZIONE DEI PUNTI DELLA CURVA DI DISPERSIONE – MASW 02



CURVA DI DISPERSIONE – MASW 02



PROFILO VS – MASW 02



Categoria "B" – $V_{s,eq} = V_{s,30} = 404 \text{ m/s}$, calcolato dal p.c.

N. SISMOSTRATI – SPESSORI - PROFONDITA' - VELOCITA' ONDE S

		Thickness		Depth		Vs
Layer 1	<input type="checkbox"/>	1.50		0.00	<input type="checkbox"/>	170
Layer 2	<input type="checkbox"/>	6.90		1.50	<input type="checkbox"/>	285
Layer 3	<input type="checkbox"/>	5.60		8.40	<input type="checkbox"/>	419
Layer 4	<input type="checkbox"/>	6.70		14.00	<input type="checkbox"/>	552
Layer 5	<input type="checkbox"/>	INF		20.70	<input type="checkbox"/>	592

Località "Ascoli Satriano" – MASW 03

SISMOGRAMMA MEDIO – MASW 03

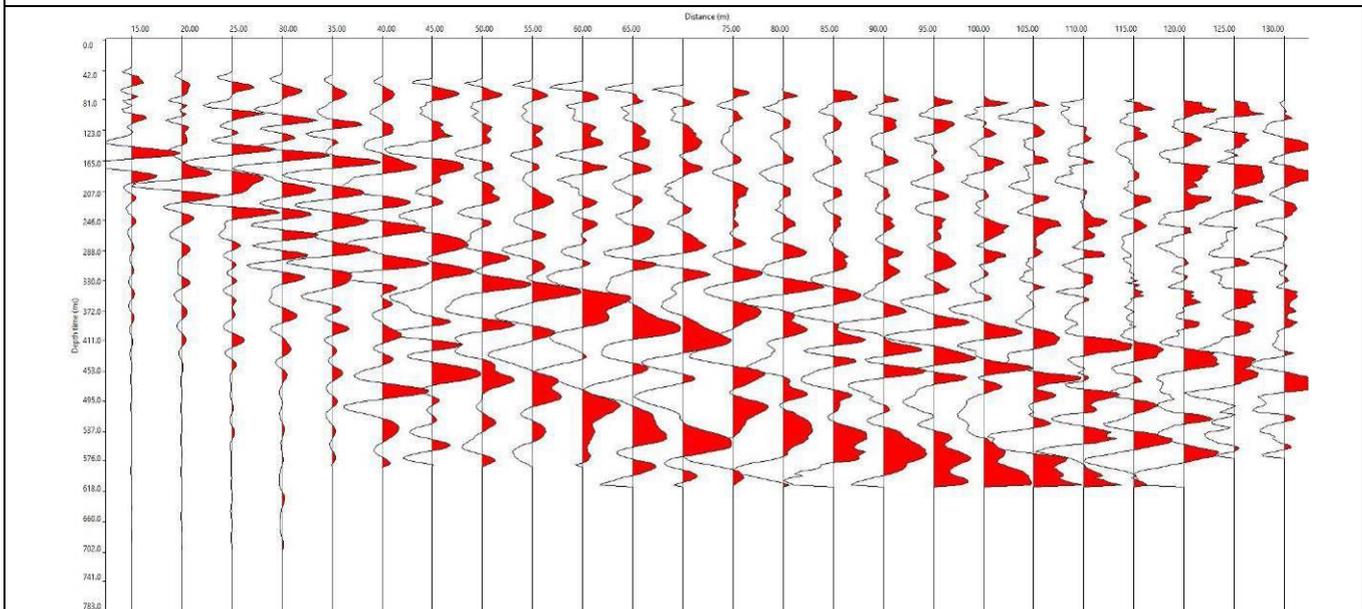
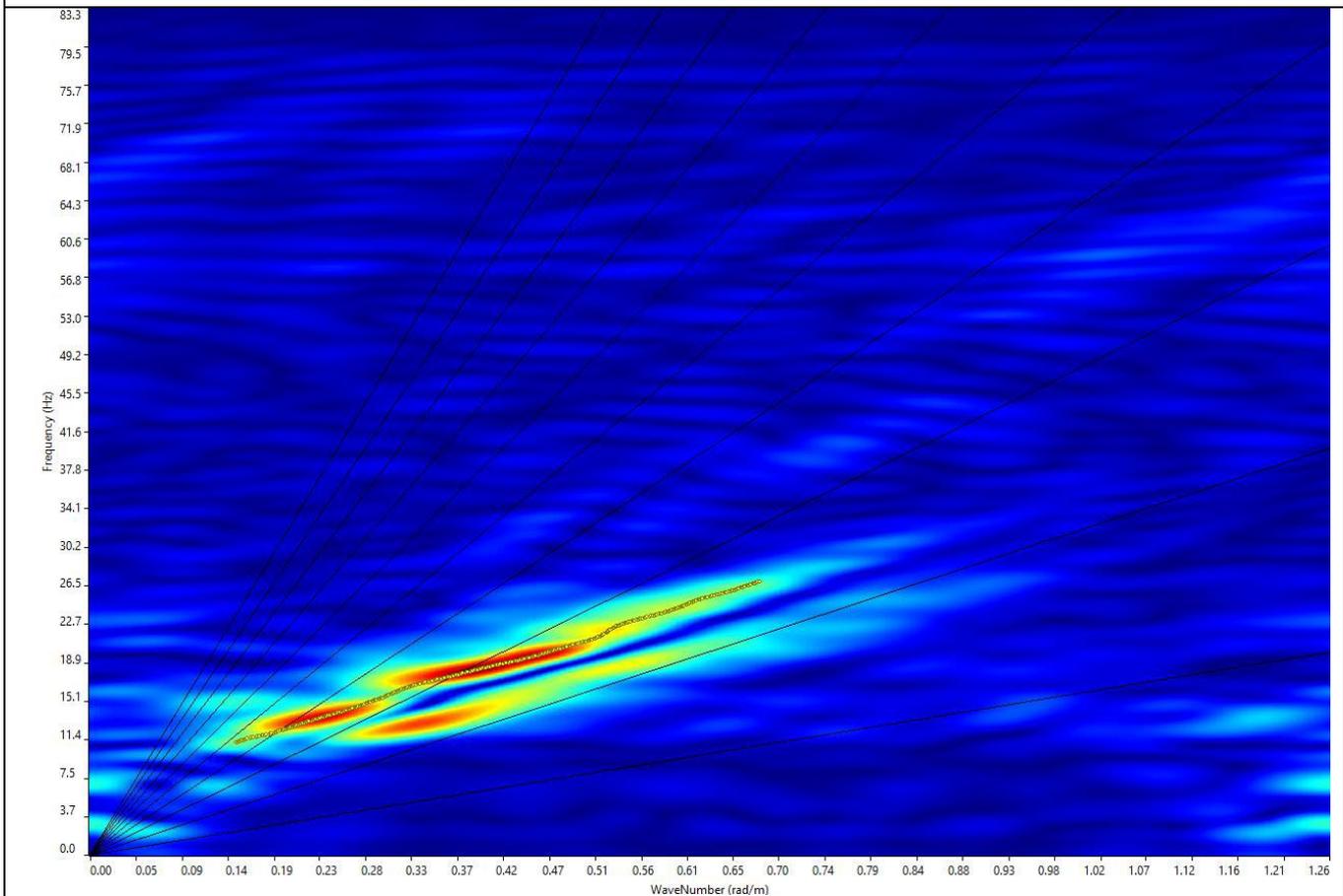
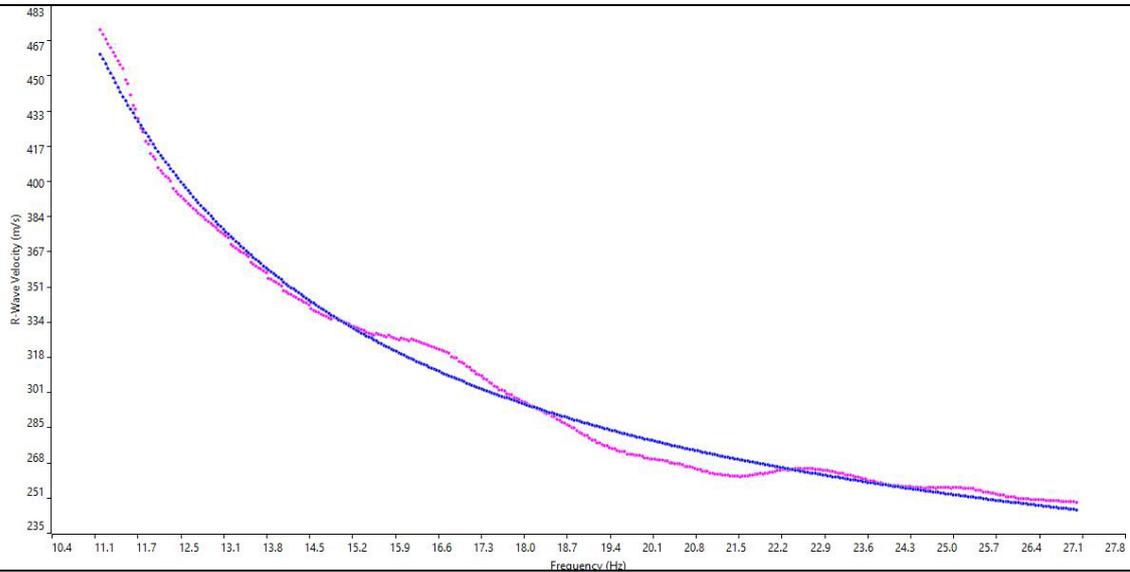


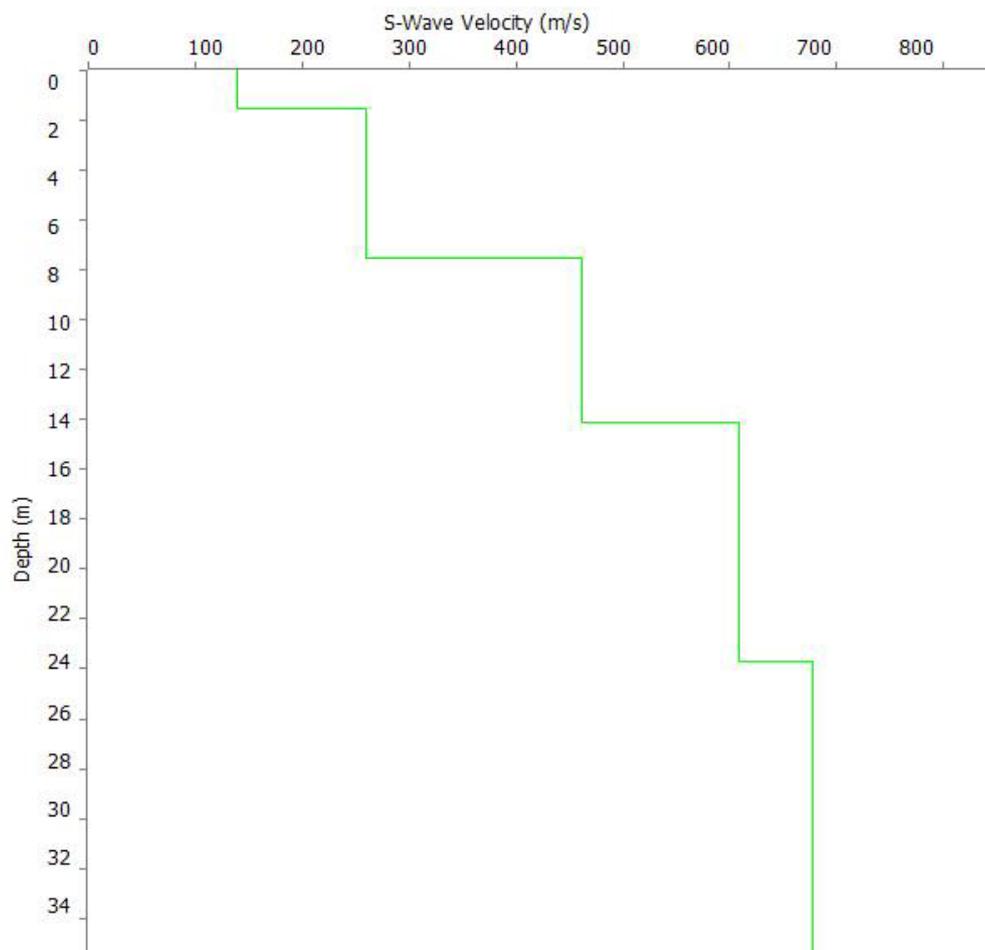
GRAFICO F - K CON L'INDIVIDUAZIONE DEI PUNTI DELLA CURVA DI DISPERSIONE – MASW 03



CURVA DI DISPERSIONE – MASW 03



PROFILO VS – MASW 03



Categoria "B" – $V_{s,eq} = V_{s,30} = 410 \text{ m/s}$, calcolato dal p.c.

N. SISMOSTRATI – SPESSORI - PROFONDITA' - VELOCITA' ONDE S

		Thickness	Depth	Vs
Layer 1	<input type="checkbox"/>	1.50	0.00 <input type="checkbox"/>	140
Layer 2	<input type="checkbox"/>	6.00	1.50 <input type="checkbox"/>	260
Layer 3	<input type="checkbox"/>	6.60	7.50 <input type="checkbox"/>	462
Layer 4	<input type="checkbox"/>	9.60	14.10 <input type="checkbox"/>	609
Layer 5	<input type="checkbox"/>	INF	23.70 <input type="checkbox"/>	677

ALLEGATO 04 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA SULLE INDAGINI

- PROSPEZIONE SISMICA A RIFRAZIONE DI SUPERFICIE – TOMOGRAFIA SISMICA
- PROSPEZIONE SISMICA PER LA STIMA DEL VS,EQ: INDAGINI MASW
- PROVE DPSH

PROVE PENETROMETRICHE DPSH: DPSH01, DPSH02 e DPSH03

Località "Ascoli Satriano (Fg)"

Ubicazione DPSH 01



Ubicazione DPSH 02



Ubicazione DPSH 03



Località "Ascoli Satriano: BS01 in onde P e MASW01

BS01 e MASW 01, con p.to di vista dal geofono G1



BS01 e MASW 01, con p.to di vista dal geofono G24



BS01 e MASW 01, particolare della strumentazione



Località "Ascoli Satriano: BS02 in onde P e MASW 02

BS02 e MASW 02, con p.to di vista dal geofono G1



BS02 e MASW 02, con p.to di vista dal geofono G24



BS02 e MASW 02, particolare della strumentazione



Località "Ascoli Satriano: BS03 in onde P e MASW 03

BS03 e MASW 03, con p.to di vista dal geofono G1



BS03 e MASW 03, con p.to di vista dal geofono G24



BS03 e MASW 03, particolare della strumentazione

