

INDICE

1. PREMESSA	1
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	2
3. INQUADRAMENTO SISMO-TETTONICO DELL'AREA	4
4. IDROGEOLOGIA DELL'AREA.....	5
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE	6
5.1 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA.....	6
5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	7
6. INDAGINI SISMICHE	14
6.1 ANALISI RE.MI.	15
7. CARATTERIZZAZIONE SISMICA	16
7.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	16
7.2 ELABORAZIONE DELL'AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE	18
7.3 ELABORAZIONE DEL MODELLO DEL SOTTOSUOLO	18
7.4 RISULTATI DELLA VERIFICA.....	20
8. RISPOSTA SISMICA LOCALE SECONDO LE N.T.C. (D.M. 14-1-2008).....	23
9. VERIFICHE DI STABILITA' TERRENO FONDAZIONE AGLI STATI LIMITI (SLV)....	26
10. STIMA DEI CEDIMENTI (Verifica agli SLE)	27
11. RICERCA DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO K.....	29
12. STIMA DELLA PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE	30
13. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	31

APPENDICE

- TABULATI DEI CALCOLI GEOTECNICI

ALLEGATI

ALLEGATO 1 –INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INTERESSE

- FIGURA 1 – FOGLIO CATASTALE IN SCALA 1:4.000
- FIGURA 2 – PLANIMETRIA DELL'AREA IN SCALA 1:2.000
- FIGURA 3 – STRALCIO DEL P.A.I.
- FIGURA 4 – STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA (PROGETTO CARG)

ALLEGATO 2– INDAGINI GEOGNOSTICHE

- IMMAGINE SATELLITARE CON UBICAZIONE DEI LOTTI E DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI
- SCHEDA DEL SONDAGGIO REALIZZATI
- DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

ALLEGATO 3 – INDAGINI GEOFISICHE

- FIGURA 1 - UBICAZIONE AREA DI INDAGINE (DA CTR)
- FIGURA 2 - UBICAZIONE SONDAGGIO MECCANICO E PROFILO SISMICO (SCALA 1:500)
- FIGURA 3 - DROMOCRONE PROFILO SISMICO
- FIGURA 4 - SEZIONE SISMICA
- FIGURA 5 – PROFILO SISMICO (ANALISI RE.MI.)
- DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

ALLEGATO 4– PROVE DI LABORATORIO

- CERTIFICATI DELLE PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

STUDIO GEOLOGICO-GEOTECNICO DEI TERRENI DI FONDAZIONE DEGLI EDIFICI DA REALIZZARE A FOGGIA IN ZONA 167 - EDIFICIO B -

1. PREMESSA

L'Istituto Autonomo Case Popolari, in attuazione del Piano Nazionale di Edilizia Abitativa (DPCM 16/7/2009), intende realizzare n.2 edifici per civile abitazione nell'area ubicata alla periferia S.E. del centro abitato di Foggia, in zona 167 (v. Allegato 1 – Fig.1- Planimetria Generale scala 1:4.000).

La presente relazione, che si riferisce all'edificio B (Foglio catastale n°146, particella 1016 - Allegato 1 - Planimetria scala 1:2.000), ha lo scopo di accertare l'idoneità geologico - tecnica del sito e di determinare i parametri geotecnici necessari per definire il modello geologico e geotecnico del sottosuolo. Inoltre tramite l'indagine sismica sono stati definiti i parametri dinamici dei terreni, l'amplificazione sismica locale e la categoria del terreno di fondazione. Tale elaborato ha lo scopo di orientare le scelte progettuali e determinare gli SLU e le tensioni massime ammissibili al contatto terreno-fondazione.

Lo studio è stato condotto in ottemperanza alle seguenti disposizioni legislative:

Legge 2 febbraio 1974, n. 64

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D.M. LL. PP. 11 Marzo 1988 (G.U. 1-6-1988, n. 127 suppl.)

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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione

CIRC. LL.PP. 24-09-1988-Circolare Ministero Lavori Pubblici, 24 settembre 1988, n. 30483

D.M. 16 Gennaio 1996 (G.U. 5-2-1996, N. 29) *Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche.*

Circolare 10 Aprile 1997, n. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni in zone sismiche " di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

Ordinanza P.C.M. n.3274 del 20/3/2003 – *Criteri generali per la classificazione sismica e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.*

D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. 4-2-2008, N. 30) *Nuove norme Tecniche per le Costruzioni*

Per l'espletamento dell'incarico ricevuto si è provveduto ad effettuare il sopralluogo iniziale e, successivamente, il rilievo geologico per la definizione delle problematiche tecniche e geomorfologiche dell'intero areale.

Dalla consultazione della cartografia P.A.I. (Piano Assetto Idrogeologico) l'area non risulta soggetta a pericolosità idraulica né geomorfologica (V. Allegato 1 – Fig.3).

Lo studio si è articolato attraverso le seguenti fasi:

- sopralluogo nell'area da indagare;
- rilevamento geologico, geomorfologico ed idrogeologico;
- esecuzione delle indagini geognostiche, geotecniche e geofisiche;
- esecuzione delle opportune prove geotecniche di laboratorio;
- elaborazione dei dati raccolti con stesura della cartografia e della relazione conclusiva.

Le indagini in sito sono consistite in:

- n. 1 perforazione ad andamento verticale (denominata S2 ed ubicata nell'area dell'edificio B) eseguita a carotaggio continuo, con diametro 101 mm e rivestimento con diametro 127 mm, spinta fino alla profondità di 15 m da p.c. (ubicata come in Allegato 2);
- prelievo di n.3 campioni indisturbati, in fase di perforazione, utilizzando campionatori Shelby;
- esecuzione di n.3 prove S.P.T. in fase di avanzamento della perforazione;
- Indagine geofisica di superficie consistita nell'esecuzione di un profilo sismico a rifrazione eseguito con onde longitudinali (onde P) e con la metodologia Re.Mi.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

Il sito investigato, avente la quota media di circa 67 m s.l.m., è ubicato nella zona periferica dell'abitato di Foggia e rientra nel F° 164 "Foggia", III NE della Carta d'Italia (I.G.M.) scala 1 : 25.000. (V. Allegato 1– Fig. 1 e Fig. 2).

L'area ricade nel settore centrale dell'estesa piana del Tavoliere, caratterizzata da affioramenti di depositi continentali terrazzati, presenti alla quota di pochi metri al di sopra di quella degli alvei attuali e poggianti sulle formazioni argillose marine Plio-Pleistoceniche. La formazione dei depositi continentali è legata all'ultima fase dell'evoluzione geodinamica della regione, caratterizzata dal progressivo sollevamento ed emersione di tutta l'area avvenuta a partire dal Pleistocene medio e tuttora in atto. Durante tale processo l'azione degli agenti esogeni, esercitata sulle terre già emerse, causava erosione con trasporto verso il mare in regressione dei prodotti erosi. Le concomitanti oscillazioni glacio-eustatiche del livello del mare hanno favorito la formazione dei depositi terrazzati.

I terreni alluvionali sono costituiti da limi sabbiosi talora argillosi con ghiaie e ciottoli poligenici ed eterometrici, talora addensati e debolmente cementati, in matrice sabbioso-limosa di colore avana. Tali depositi contengono intercalazioni lentiformi di limi sabbiosi più o meno argillosi. Nella parte superficiale si rinvencono talvolta croste biancastre a lamine

orizzontali, costituiti da limi sabbiosi di natura carbonatica contenenti talora elementi di ghiaia. La natura continentale del deposito alluvionale è evidenziata dalla morfologia dei ciottoli che si presentano generalmente sub-arrotondati, anche se non mancano talora quelli appiattiti ad indicare un parziale rimaneggiamento ad opera del moto ondoso del mare in regressione.

Questi depositi alluvionali, che nel foglio n° 408 "Foggia" della Carta Geologica d'Italia alla scala 1:50.000 (Servizio Geologico d'Italia e Progetto CARG) vengono attribuiti al "Sistema di Foggia", sono datati al Pleistocene superiore ed hanno uno spessore che varia da 10 -15 m a 40 m circa. (V. Allegato 1 – Fig. 4 – Carta geologica). Tale spessore è legato all'andamento del substrato sul quale si sono depositi ed all'azione erosiva superficiale.

Il substrato dei depositi continentali è rappresentato, in tutta la pianura della Capitanata, dalla formazione argilloso-marnosa sovraconsolidata, costituita dalle "argille grigio-azzurre subappennine" del Pleistocene inf. e dalle sottostanti argille Plioceniche, la cui potenza è dell'ordine di centinaia di metri. Il tetto di questa formazione argillosa affiora ad Ovest della Capitanata, in corrispondenza della fascia pedemontana del subappennino Dauno e si approfondisce progressivamente verso Est, al di sotto della copertura alluvionale. Questa formazione coesiva poggia sui calcari della piattaforma carbonatica Apula del Giurassico-Cretaceo che costituiscono la struttura di base del territorio pugliese e formano il rilievo del Gargano, quello delle Murge e della penisola salentina.

Il passaggio fra i depositi alluvionali e la formazione argillosa plio-pleistocenica avviene gradatamente ed è segnato dalla presenza di sabbie limo-argillose giallastre marine di età post-calabrianica, affioranti in aree abbastanza estese a N-E e a S-E di Foggia.

La morfologia tabulare dell'area è quella tipica di tutto il Tavoliere; essa assume pertanto l'aspetto di una superficie sub-pianeggiante, con una debole pendenza verso Est.

Questo assetto riflette quello assunto dall'originaria inclinazione della superficie di regressione del mare pleistocenico durante la fase di sollevamento regionale.

L'andamento della superficie topografica è interrotto solo dalle incisioni, allungate in direzione SW-NE, che solcano la pianura e drenano le acque superficiali provenienti dal Subappennino. L'idrografia rivela nel complesso sostanzialmente una fase di maturità; i corsi d'acqua, infatti, assumono sovente un andamento meandriforme con presenza talora di alvei abbandonati (antico Cervaro); tali corsi d'acqua hanno carattere torrentizio e le portate assumono un valore significativo solo a seguito di precipitazioni particolarmente abbondanti e prolungate nel tempo.

La morfologia pianeggiante dell'area, unitamente alle modeste precipitazioni meteoriche di questo settore della pianura, rende i processi erosivi superficiali molto limitati

e lenti, essenzialmente localizzati lungo i corsi d'acqua, per cui nell'area d'interesse sono da escludere fenomeni d'instabilità in atto o potenziali sia superficiali che profondi.

3. INQUADRAMENTO SISMO-TETTONICO DELL'AREA

L'area del Tavoliere foggiano è stata colpita in tempi storici da due importanti eventi sismici distruttivi: il terremoto di Ascoli Satriano del 27-12-1361 e quello di Foggia del 20-3-1731. Il Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani attribuisce valori di magnitudo (Ma) pari rispettivamente a 6.06 e 6.34. Alcuni studiosi, partendo dal presupposto che terremoti di tale intensità possono produrre in superficie segni di fagliazione, hanno effettuato un attento esame delle strutture del sottosuolo finalizzato al riconoscimento e delimitazione di possibili faglie sismogenetiche.

Tra le strutture tettoniche presenti in tutta la zona, è stata studiata una faglia diretta, che interessa marginalmente anche il sottosuolo dell'area di studio, con direzione N130 ed immersione verso SO, a qualche chilometro dalla città di Foggia, che interessa i termini regressivi della successione pleistocenica. E' stato individuato anche un altro segmento di faglia attiva a qualche chilometro da Cerignola, orientato N130 che sembrerebbe la prosecuzione meridionale della faglia di Foggia. Il terremoto del 1731 sembra pertanto che sia stato originato da due distinti eventi di rottura in corrispondenza di questi due segmenti di faglia, ciascuno non superiore ad una ventina di chilometri, identificati come attivi in tempi recenti e pertanto potenzialmente in grado di riattivarsi

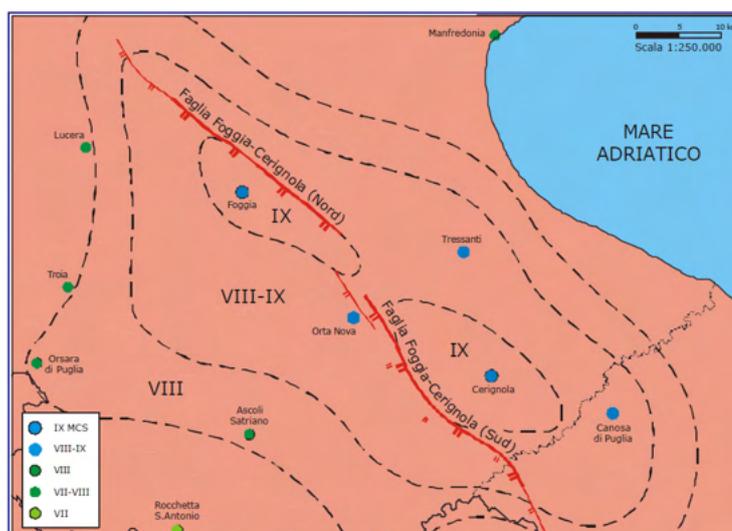


Figura 1– Campo macrosismico del terremoto del 20-03-1731 (tentativi isosisme)

Si deve inoltre aggiungere che tutta la Capitanata risente delle perturbazioni dinamiche delle strutture sismogenetiche del vicino Gargano e dell'Appennino meridionale, per cui il comune di Foggia è stato classificato appartenente alla II categoria sismica con

coefficiente d'intensità $C=0.07$ (D.M. del 07.03.1981) e riclassificato Zona sismica 2 (O.P.C.M 3274 - 20 Marzo 2003) con valore massimo di $a_g = 0,136$ g su suolo rigido.

Le dislocazioni tettoniche che interessano più da vicino l'area sono: la faglia della Valle Carbonara che si sviluppa da S. Marco in Lamis a Mattinata con direzione E - W, con rigetto verticale di oltre 100 m e segni di trascorrenza per qualche chilometro; la faglia con andamento E- W individuabile tra Rignano Garganico e Manfredonia con rigetto di circa 200 m, ed una dislocazione tettonica con trend NE - SW, di entità modesta per estensione e rigetto rispetto alle precedenti, che interessa il tratto costiero sud-orientale del Gargano.

Per la valutazione della risposta sismica locale e per la definizione dei parametri dinamici del terreno, come detto in premessa, è stata effettuata una specifica indagine sismica, i cui risultati sono trattati nei paragrafi successivi.

4. IDROGEOLOGIA DELL'AREA

I depositi continentali affioranti sono caratterizzati da una permeabilità primaria per porosità, essa è in stretta dipendenza con la granulometria, il grado di classazione del deposito e la distribuzione verticale ed areale delle intercalazioni lentiformi prevalentemente limo-argillose. Per tali fattori la permeabilità dei litotipi investigati risulta molto variabile da punto a punto sia in senso orizzontale che verticale. Il coefficiente di permeabilità è compreso tra valori medi e bassi; i valori maggiori, stimati in $10^{-2} - 10^{-4}$ cm/s, sono attribuibili ai banchi sabbioso-ghiaioso-ciottolosi, mentre quelli inferiori stimati in $10^{-4} - 10^{-7}$ cm/s, si riferiscono agli intervalli limo- sabbioso-argillosi o a livelli di sabbie e ghiaie più cementate.

Nei depositi alluvionali di tutta la zona è presente un acquifero, che talora può essere in pressione in presenza delle citate intercalazioni limo-argillose che lo confinano superiormente. Questi depositi impermeabili a loro volta, se situati in continuità laterale, possono costituire il substrato impermeabile per livelli acquiferi superiori generalmente di scarsa potenzialità. Tale situazione ha consentito nel sottosuolo la formazione di un acquifero multifalda in cui si rinviene, talora, un acquifero artesiani sottoposto ad una falda freatica, ove lo strato di separazione lascia filtrare, anche se piuttosto lentamente, l'acqua della falda freatica verso la sottostante falda più profonda, costituendo così una falda unica.

La locale situazione idrogeologica dell'area interessata si può definire grazie alla presenza del piezometro installato all'interno del vicino perforo S1. Tale tubo piezometrico in PVC, adeguatamente fenestrato e completo di dreno, di diametro pari a 50 mm, ha permesso di accertare la presenza di acqua, il cui livello si è attestato alle profondità mostrate nella seguente tabella 1.

Data	Piezometro S1 (Prof. metri dal p.c.)
15/06/2011	5.12
29/06/2011	5.20

Tabella 1: misure freatiche

Dai dati desunti dal monitoraggio dei piezometri si ritiene che il livello statico della falda freatica che presenta escursioni periodiche in relazione agli afflussi idrometeorici è variata, come si nota dalle misure effettuate, dai 5.12 m ai 5.20 m di profondità dal piano campagna.

In considerazione di quanto esposto, tenendo presente la notevole permeabilità della maggior parte dei litotipi ivi esistenti, si deve ritenere che al sotto di tale profondità il sottosuolo debba ritenersi in falda fino alle argille marnose plio-pleistoceniche praticamente "impermeabili".

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE

Gli elementi necessari per la caratterizzazione litostratigrafia, geotecnica e sismica di dettaglio del sito in esame sono stati acquisiti, come accennato in premessa, mediante indagini geognostiche, indagini geofisiche, prove in sito e prove geotecniche di laboratorio.

5.1 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA

Nell'area in esame è stato effettuato, come già riferito, n. 1 sondaggio geognostico allo scopo di definire la litostratigrafia che caratterizza i terreni in esame. Il sondaggio meccanico, la cui ubicazione è riportata in Allegato 3 – Fig.2, è stato eseguito con l'utilizzo di una sonda idraulica MAIT TC 9P, a rotazione con carotaggio continuo a circolazione di acqua, utilizzando il carotiere di diametro Φ 101 mm, e rivestimento con diametro Φ 127 mm.

Le carote estratte in fase di perforazione sono state collocate in apposite cassette catalogatrici, debitamente quotate e fotografate.

E' stata, quindi, redatta la relativa scheda di sondaggio completa in ogni aspetto e riportata in Allegato 2.

Il sondaggio, ha individuato la seguente successione litostratigrafica:

- Terreno vegetale misto a riporto, rinvenuto fino alla profondità di 0,90 m;
- sabbia calcigna limosa con elementi di ghiaia eterometrica poligenica e rari ciottoli (con diametro massimo di 6 cm), rinvenuta fino alla profondità di circa 4.95 m e avente spessore di circa 4,05 m. Tale deposito contiene un livello di limo sabbioso-argilloso calcigno compreso nell'intervallo 2,30 - 3,0 m (crostone).
- sabbia fine limosa, talora argillosa di colore giallastro passante ad avana, contenente livelletti ossidati. Tale deposito si rinviene fino al termine della perforazione (15 m dal p.c.).

5.2 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Come già accennato in premessa, durante la perforazione sono stati prelevati n. 3 campioni (V. Tabella 2) sui quali sono state effettuate le opportune prove geotecniche di laboratorio.

SOND.	CAMP.	PROFONDITA' (m dal p.c.)	STATO DEL CAMPIONE	DESCRIZIONE LITOLOGICA
S2	1	5.50-6.00	Indisturbato	Sabbia fine con limo di colore giallastro
	2	8.00-8.50	Indisturbato	Sabbia fine con limo di colore giallastro
	3	11.5-12.0	Indisturbato	Sabbia fine con limo di colore avana

Tabella 2

Durante la perforazione sono state anche eseguite n. 3 prove penetrometriche S.P.T., i cui valori N_{spt} con le rispettive litologie sono riportati nella sottostante Tabella 3.

SOND.	PROFONDITA' (m dal pc.)	TIPO DI PUNTA	N. DI COLPI/15 cm	N_{SPT}	DESCRIZIONE LITOLOGICA
S1	2.55	aperta	4-7-10	17	Limo sabbioso-argilloso calcigno
	8.5	aperta	20-26-30	56	Sabbia fine con limo di colore giallastro
	12.0	aperta	22-26-32	58	Sabbia fine con limo di colore avana

Tabella 3: prove SPT in fase di perforazione

Dalle indagini in sito e dalle prove geotecniche di campo e di laboratorio, i cui certificati sono riportati in Allegato 4, si deduce che il sottosuolo nella porzione investigata

(escludendo il deposito superficiale) è schematizzabile in n. 2 unità litostatigrafiche con differenti caratteristiche geotecniche.

Di seguito vengono riportate le tabelle riassuntive dei valori ricavati.

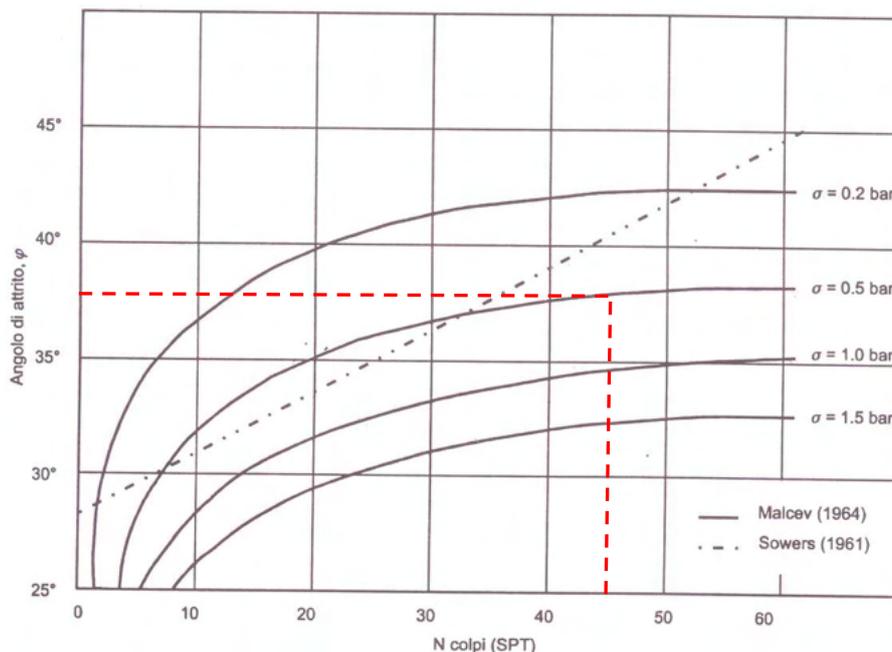
- ✓ **Unità 1** sabbia calcigna limosa con elementi di ghiaia eterometrica poligenica e rari ciottoli.

Per quanto riguarda questa unità, costituita da ghiaia eterometrica in matrice sabbiosa calcigna, la caratterizzazione geotecnica è stata effettuata sulla base della prova SPT a punta aperta in fase di perforazione.

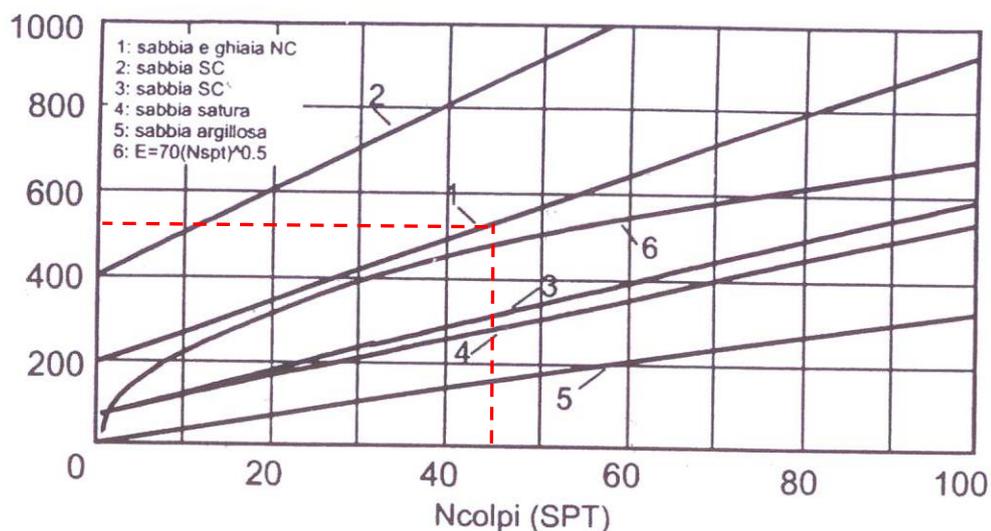
Considerando che la prova SPT, eseguita in questa unità, ricade all'interno dell'intervallo caratterizzato da limo sabbioso - calcigno compreso tra 2,30 - 3,00 m, la caratterizzazione dell'intera unità 1 è stata ricavata facendo anche riferimento alla prova SPT effettuata nella stessa unità rinvenuta nel vicino sondaggio S1, alla profondità di 3,0 m. I due valori N_{SPT} sono stati così elaborati tramite una media ponderata che tiene conto dei diversi spessori. Tale calcolo ha fornito un valore medio di $N_{SPT} = 45$.

I valori presunti del peso di volume γ e peso di volume saturo γ_{sat} di tale unità sono stati assunti rispettivamente pari a $20,01 \text{ KN/m}^3$ e a $20,10 \text{ KN/m}^3$.

Considerando l'unità a comportamento granulare, si ottiene l'angolo d'attrito (ϕ) utilizzando la correlazione proposta da Sowers e Malcev.



Il modulo di Young (E) è stato ricavato utilizzando invece la relazione di Denver:



Da tali elaborazioni si ottengono i risultati di seguito esposti (V. Tab.4):

Prova SPT	Prof. (m dal p.c.)	N_{SPT}	φ (°)	E (Kg/cm ²)	Unità
1	2,55	45	37	540	1

Tabella 4

✓ **Unità 2** sabbia fine limosa, talora argillosa di colore giallastro passante ad avana.

La caratterizzazione geotecnica di tale Unità è stata dedotta dalle prove di laboratorio effettuate sui tre campioni prelevati a diverse profondità e dalla elaborazione delle prove penetrometriche S.P.T. Nelle sottostanti tabelle sono riportati i valori relativi alle proprietà indici e granulometriche, ai parametri di resistenza al taglio in termini di tensione efficace e totale e quelli di compressibilità.

I campioni sottoposti all'analisi granulometrica hanno manifestato le seguenti percentuali:

Camp.	Prof. (m)	Argilla (%)	Limo (%)	Sabbia (%)	Ghiaia (%)
S2-1	5.50-6.00	4,40	37,00	58,60	-
S2-2	8.00-8.50	2,70	38,70	58,60	-
S2-3	11.5-12.0	4,40	40,80	54,80	-

Tabella 5. Percentuali granulometriche Unità 2

La lettura della tabella 5 mostra che i campioni esaminati evidenziano una frazione sabbiosa prevalente sul limo e sull'argilla.

Le proprietà indici di tale unità sono esposte in tabella 6, da cui si rileva la non plasticità dell'unità:

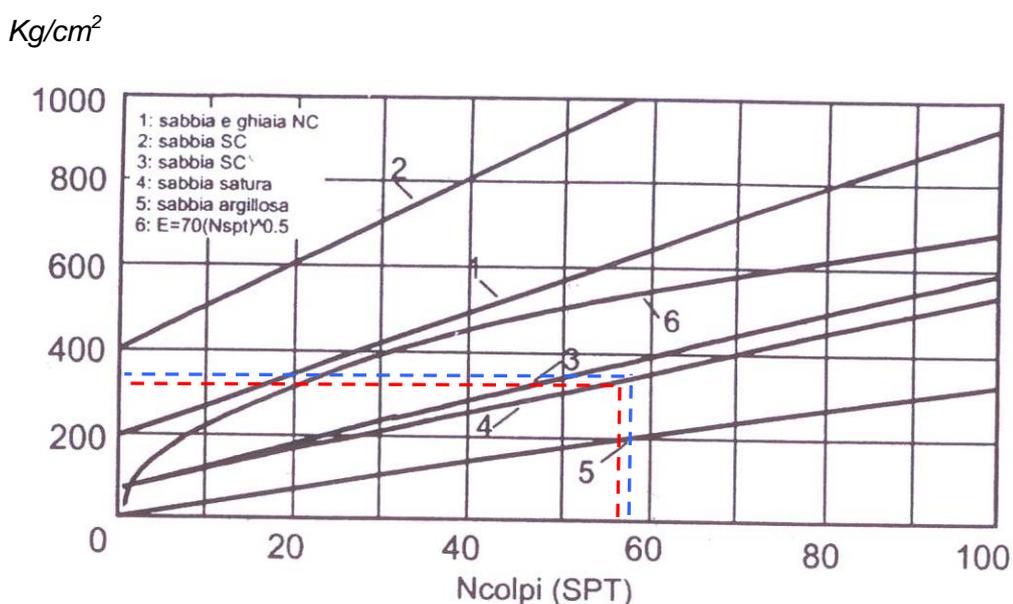
CAMP.	PROFONDITA'	G_s	γ	γ_{sat}	γ_d	W_n	e_0	S	LL	IP	IC
	(m dal p.c.)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(%)	-	%	(%)	(%)	(-)
S2-1	5.50-6.00	26,55	19,80	19,82	15,88	24,69	0,672	99,5	n.d.	n.d.	n.d.
S2-2	8.00-8.50	26,57	20,54	20,54	17,02	20,70	0,561	100	n.d.	n.d.	n.d.
S2-3	11.5-12.0	26,59	20,18	20,18	16,44	22,7	0,617	100	n.d.	n.d.	n.d.

Tabella 6. Proprietà indici dell' Unità 2

dove:

G_s	peso specifico grani	(KN/m ³)
γ	peso unit. volume natur.	(KN/m ³)
γ_{sat}	peso volume saturo	(KN/m ³)
γ_d	peso volume secco	(KN/m ³)
W_n	contenuto naturale acqua	(%)
e_0	indice vuoti iniziale	(-)
S	grado di saturazione	(%)
LL	limite liquido	(%)
IP	indice plastico	(%)
IC	indice di consistenza	(-)

Dalle elaborazioni delle prove S.P.T. effettuate con la punta aperta a diverse profondità è stato possibile determinare il modulo di Young (E), utilizzando la già citata relazione di Denver:



I valori sono esposti nella sottostante Tabella 7.

Prova SPT	Prof. (m dal p.c.)	n. colpi/15 cm	N_{SPT}	E (Kg/cm ²)	Unità
2	8,50	20-26-30	56	320	2
3	12,0	22-26-32	58	340	

Tabella 7

Alla prova di taglio diretto C.D. alla scatola di Casagrande i campioni hanno manifestato una scarsa coesione e un discreto angolo di attrito (Tabella 8):

Campione	Profondità (m dal p.c.)	Parametri geotecnici in condizioni drenate	
		c' (Kpa)	ϕ' (°)
S2-1	5,50-6,00	6,30	27,2
S2-2	8,00-8,50	2,42	27,6
S2-3	11,5-12,0	3,34	28,3

Tabella 8

Alla prove di compressione edometrica i campioni hanno evidenziato moduli discreti. Nella sottostante tabella 9 si riportano i moduli relativi al seguente intervallo di carico (p): 98.07 KPa <p<196.13 KPa.

Campione	Profondità (m dal p.c.)	Modulo di deformazione edometrico
		E_{ed} (MPa)
S2-1	5,50-6,00	7,63
S2-2	8,00-8,50	6,23
S2-3	11,5-12,0	12,34

Tabella 9

Tutti i dati geotecnici ricavati, riferiti alle due unità litostratigrafiche, sono stati elaborati come indicato nell'Ordinanza P.C.M. n.3274/2003 e nelle successive Norme Tecniche del 14-01-2008, allo scopo di ottenere i valori caratteristici, con associata probabilità di non superamento del 5%.

Le norme citate precisano anche che “per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro nello stato limite considerato”.

La formula correttiva impiegata è la seguente:

$$a_k = a_m (1 - 1,645 CV_a)$$

dove:

a_k è il valore caratteristico del parametro geotecnico esaminato;

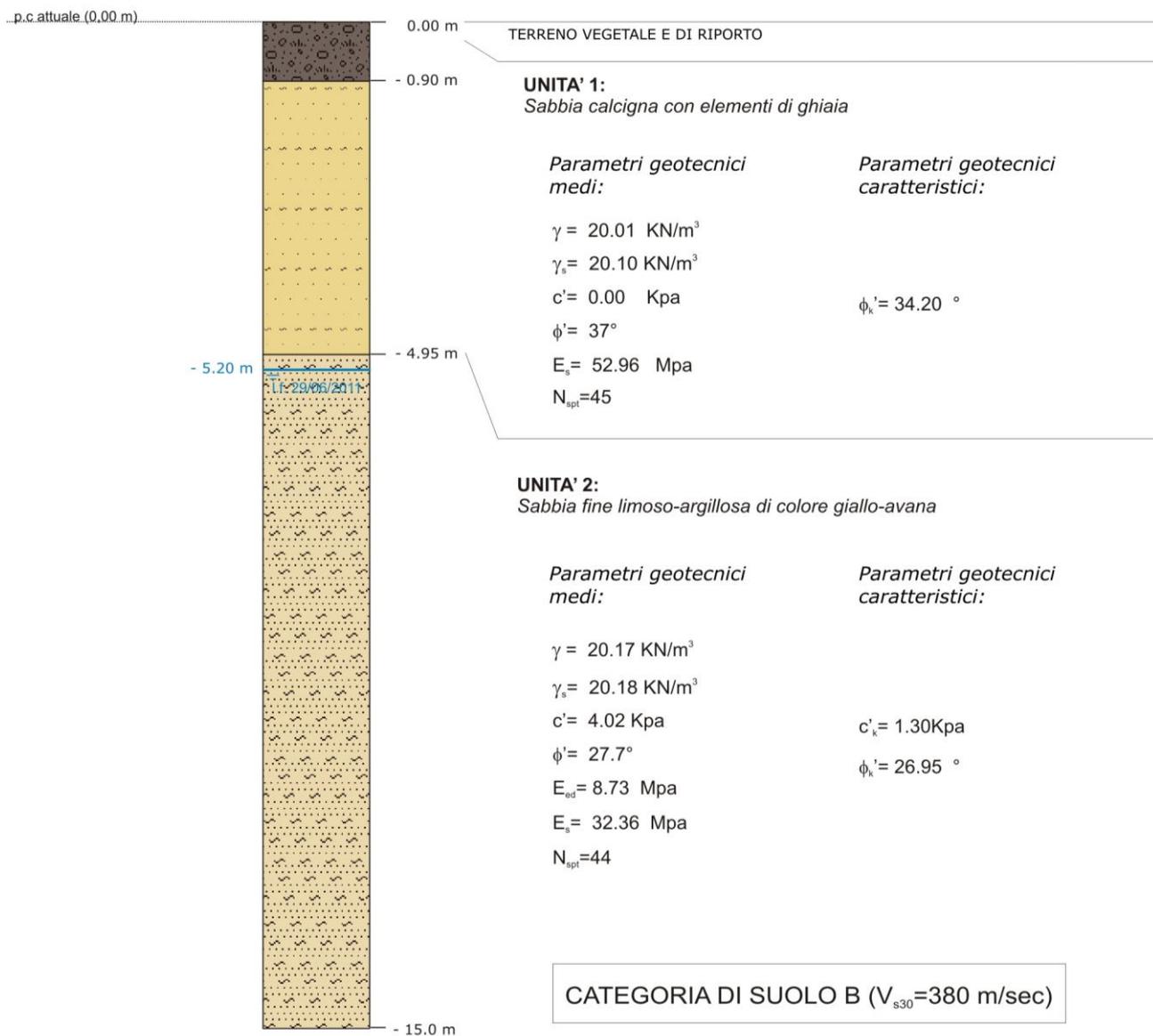
a_m è il valore medio del parametro;

CV_a è il coefficiente di variazione espresso in forma decimale ottenuto dal rapporto tra lo scarto quadratico medio σ (deviazione standard) e il valore medio del parametro geotecnico, per cui $CV_a = \sigma/a_m$. Tale espressione è utilizzata in presenza di un numero significativo di dati sperimentali ed in assenza di outliers. In alternativa si può utilizzare l'espressione di Schneider (1998) e Cherubini and Orr (1999):

$$a_k = a_m \cdot \left(1 - \frac{CV_a}{2}\right)$$

I valori dei parametri geotecnici così ottenuti sono riportati nel modello di Fig. 2.

Figura 2: modello geologico e geotecnico



6. INDAGINI SISMICHE

L'indagine sismica è consistita nell'esecuzione di un profilo sismico a rifrazione eseguito con onde longitudinali (onde P) e con la metodologia Re.Mi.

Il profilo ha lunghezza di 60 metri ed è stato eseguito con 12 geofoni e distanze intergeofoniche di 5 metri. In Allegato 3 – fig. 2 è mostrata l'ubicazione del profilo sismico. È stato utilizzato un sismografo OYO a 48 canali (mod. MC SEIS–SX 48), con acquisizione computerizzata dei dati.

Per generare le onde sismiche longitudinali è stata utilizzata una sorgente del tipo "mazza battente" su piastra. Come rilevatori sono stati adoperati geofoni verticali a 14 Hz.

I tempi di arrivo delle onde, letti sui sismogrammi sperimentali, sono riportati nei diagrammi tempo-distanza "dromocrone" (Allegato 3 – fig. 3).

L'interpretazione delle dromocrone è stata effettuata sia con il Metodo Reciproco Generalizzato (G.R.M) e sia con l'ausilio di un software, il "Rayfract" della Intelligent Resources Inc., che, utilizzando i tempi d'arrivo delle onde lette sui sismogrammi sperimentali, permette di eseguire ottimizzazioni del modello di velocità. Tali interpretazioni danno modo di rappresentare le velocità sismiche sia secondo sismostrati e sia secondo un'imaging bidimensionale a colori.

L'analisi della sezione sismica, mostrata in Allegato 3 – fig.4, individua la presenza di due sismostrati così caratterizzati:

- Il primo sismostrato (con profondità di 1 metro circa dal p.c. e presente nella parte centrale del profilo) ha velocità V_p di 450 e V_s di 140 m/sec;
- Il substrato rifratore ha velocità V_p compresa di 1250 m/sec e V_s di 320 m/sec.

Per ciò che concerne la correlazione delle caratteristiche fisico-dinamiche con quelle geologico-tecniche del sottosuolo esplorato, si può ritenere che:

- Il primo sismostrato è associabile a terreno vegetale e di riporto;
- Il substrato rifratore è associabile a sabbia con ghiaia.

Il profilo sismico non supera i 6 metri di profondità d'indagine a causa di una probabile inversione di velocità con la profondità ad opera delle sabbie con ghiaia (più veloci) al di sopra del limo argilloso sabbioso (meno veloce), così come è emerso dalle stratigrafie eseguite nell'area.

Infatti, è noto che le inversioni di velocità con la profondità costituiscono un limite d'indagine invalicabile per la metodologia di sismica a rifrazione.

Nella tabella che segue sono mostrati tutti i valori delle velocità sismiche, il coefficiente di Poisson ed i valori dei moduli dinamici E (di Young), G (di taglio) e K (di incompressibilità), espressi in Kg/cm².

V_p	V_s	P	γ	E	G	K
450	150	0.44	1.9	1254	436	3344
1250	320	0.46	2	6123	2090	29101

<p>V_{s30} = 380 m/sec Classe "B"</p>
--

V_p = velocità onde longitudinali in m/sec

V_s = velocità onde trasversali in m/sec

P = coefficiente di Poisson

γ = peso di volume in g/cm³

E = modulo dinamico di Young in Kg/cm²

G = modulo dinamico di taglio in Kg/cm²

K = modulo dinamico di incompressibilità in Kg/cm²

6.1 ANALISI RE.MI.

Il metodo Re.Mi. (refraction microtremor), mediante lo studio della dispersione delle onde di superficie (onde di Rayleigh e di Love), consente di ricavare un profilo verticale di velocità (V_s) delle onde trasversali.

Le onde di Rayleigh e di Love si trasmettono sulla superficie libera di un mezzo omogeneo e isotropo e derivano dall'interferenza tra onde longitudinali (P) e onde trasversali (S_v). In un mezzo stratificato queste onde sono di tipo guidato e dispersivo; ovvero la velocità di propagazione cambia con la frequenza e le componenti a frequenza minore penetrano più in profondità e, generalmente, hanno velocità di fase maggiore.

Tramite la registrazione di microtremori, usando uno stendimento con almeno 12 geofoni a bassa frequenza, il metodo Re.Mi. permette un'acquisizione veloce senza sorgenti attive. Tale metodo risulta particolarmente idoneo ed efficace proprio in ambito urbano, laddove risulta abbastanza problematico l'utilizzo di tecniche a rifrazione per indagini fino a 30 m di profondità. Infatti, in ambito urbano l'abbondanza di rumore artificiale pluridirezionale e casuale, rappresenta un'abbondante ed efficiente sorgente di onde superficiali.

Nel nostro caso, è stato usato lo stesso sismografo adoperato per la prospezione sismica a rifrazione e geofoni da 4,5 Hz. Per ogni profilo sono state acquisite sei registrazioni di 16 secondi e frequenza di campionamento di 500 Hz.

I sismogrammi ottenuti sono stati elaborati con una trasformazione bidimensionale dal dominio tempo-distanza (t-x), al dominio velocità di fase-frequenza (p-f). E' stato così

possibile analizzare l'energia di propagazione del rumore lungo tutte le direzioni della linea sismica e riconoscere le onde superficiali con carattere dispersivo.

I sei spettri di potenza p-f ottenuti per ogni profilo sono stati sommati e sullo spettro risultante sono stati individuati una serie di punti sul confine inferiore dell'area ad alta energia. Tali valori sono stati riportati su un grafico periodo-velocità di fase ed è stata analizzata la relativa curva di dispersione. E' stato poi calcolato un modello ottimale di velocità di onde trasversali che giustifichi la curva di dispersione.

Nella figura 5 dell'Allegato 3 "Analisi Re.Mi." sono riportati l'immagine p-f, il grafico periodo-velocità e il modello di velocità relativo al profilo eseguito.

Il modello di V_s con la profondità ha rilevato intorno a 16-17 metri di profondità un consistente aumento delle V_s (circa 520 m/s), probabilmente associabile ad un cambio litologico.

Sulla base del valore equivalente di V_{s30} di 380 m/sec è possibile classificare il sottosuolo di fondazione in categoria B (vedi tabella seguente), come prescritto dalle NTC (D.M. 14/01/2008).

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

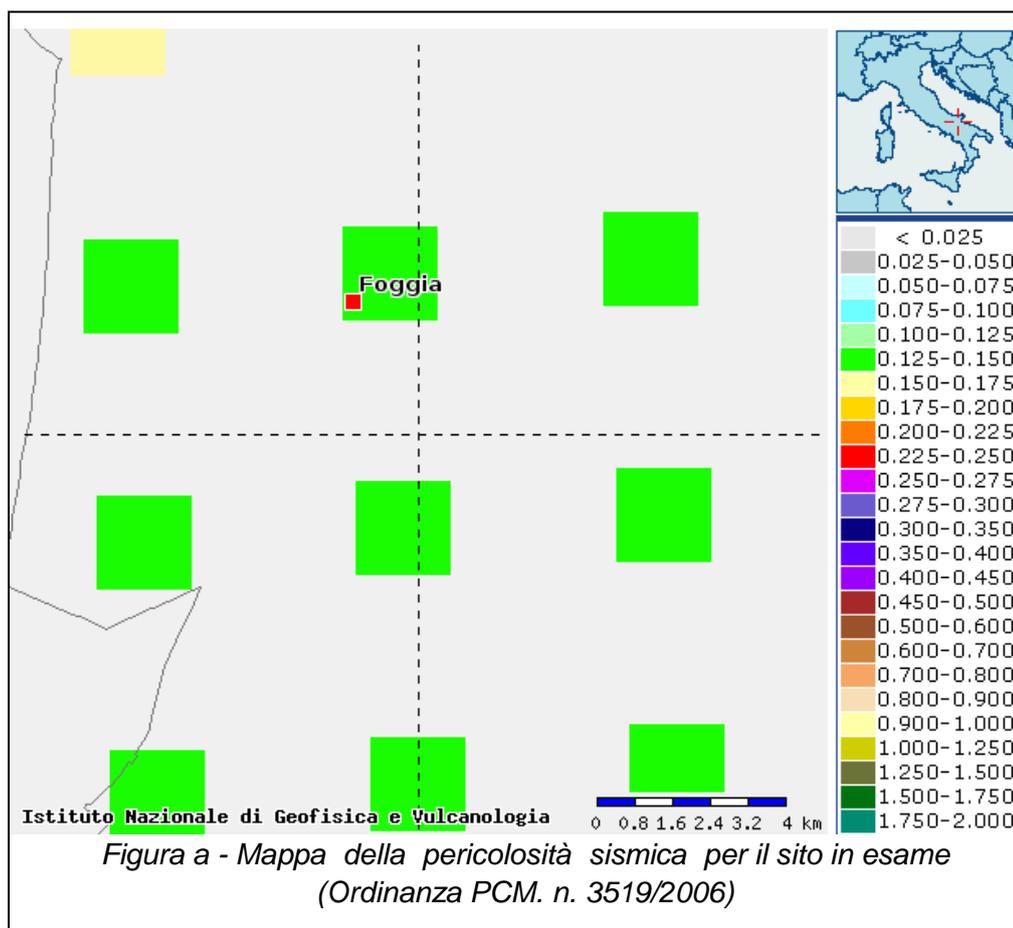
7. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

7.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le recenti Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) 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 0.125 - 0.150 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, $V_{s30} > 800$ m/sec).



Inoltre, dal sito <http://esse1.mi.ingv.it/>, è stata effettuata un'analisi di “disaggregazione della pericolosità sismica” che consente di valutare, per il periodo di ritorno di 475 anni, il terremoto che domina lo scenario di pericolosità (terremoto di scenario) inteso come l'evento di magnitudo M a distanza D dal sito oggetto di studio che contribuisce maggiormente alla pericolosità sismica del sito stesso.

Tale terremoto, utile per la selezione dell'input sismico da utilizzare nell'analisi di amplificazione sismica, ha una magnitudo $M = 6.05$ ed una distanza epicentrale $D = 32.10$ Km.

7.2 ELABORAZIONE DELL'AMPLIFICAZIONE SISMICA LOCALE

La verifica monodimensionale dell'amplificazione sismica locale è stata eseguita utilizzando il codice di simulazione numerica monodimensionale "SHAKE2000", che permette di valutare le condizioni locali di sito, in riferimento alla risposta del terreno durante i sismi, assumendo che le risposte principali nei depositi incoerenti sono causate dalla propagazione verso l'alto delle onde di taglio dal sottostante bedrock o bedrock-like (strato assimilabile al bedrock).

La teoria su cui si basa tale software considera le risposte associate alla propagazione verticale delle onde di taglio attraverso un sistema visco-elastico lineare. Tale sistema è costituito da un numero n di strati orizzontali che si estendono indefinitamente in direzione orizzontale ed ha come semispazio lo strato superiore. Ogni strato è omogeneo ed isotropo ed è caratterizzato da uno spessore h , peso di volume γ , modulo di taglio G e fattore di smorzamento δ .

La verifica monodimensionale dell'amplificazione sismica locale, tramite l'utilizzo di Shake 2000, si compone di due fasi: elaborazione del modello e simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto.

7.3 ELABORAZIONE DEL MODELLO DEL SOTTOSUOLO

La prima fase consiste nel costruire il modello numerico di riferimento derivato dagli esiti delle prove geotecniche di laboratorio e dalle indagini geofisiche eseguite.

Il modello numerico di risposta sismica locale, è stato riferito a suoli di fondazione di categoria "B", impostando 5 differenti strati, di cui l'ultimo (circa 20 metri) corrisponderebbe al bedrock sismico:

- da 0 a 1 metri, terreno vegetale e di riporto con $\gamma = 1,9 \text{ g/cm}^3$
- da 1 a 5,0 metri sabbia con ghiaia con $\gamma = 2 \text{ g/cm}^3$;
- da 5.0 a 15 metri, limo argilloso sabbioso $\gamma = 2 \text{ g/cm}^3$;
- da 15 a 20 argille limose $\gamma = 2 \text{ g/cm}^3$;
- da 20 metri in poi, argille con $\gamma = 2,1 \text{ g/cm}^3$.

Per l'attribuzione della velocità delle onde sismiche di taglio V_s , relativa ai differenti layer della colonna sismica, si è tenuto conto degli esiti dell'analisi Re.Mi.

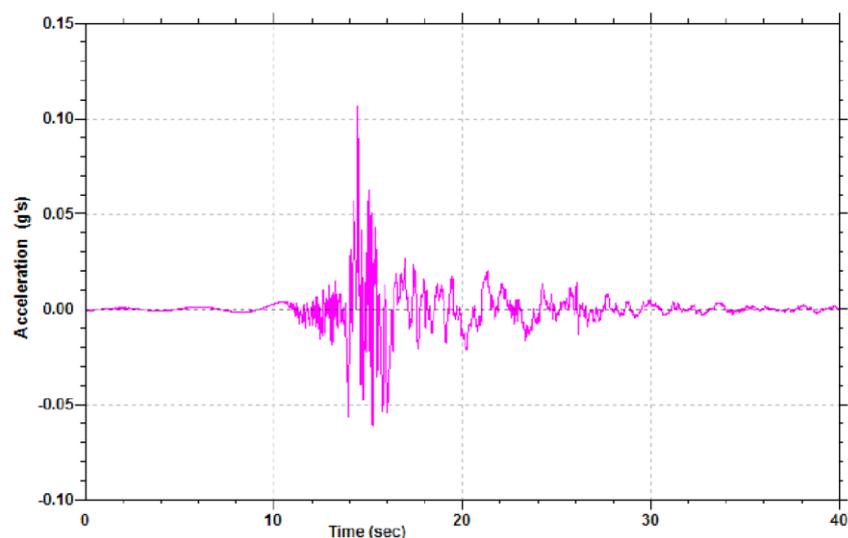
Per l'elaborazione della simulazione numerica occorre l'inserimento di un input sismico (accelerogramma) compatibile con lo spettro di risposta elastico per suolo di riferimento di categoria "A". E' stato considerato un periodo di ritorno di 475 anni per un coefficiente di smorzamento del 5%. In particolare ci si riferisce allo stato limite SLV (Salvaguardia della vita) ad una vita nominale $V_N = 50$ anni e ad un coefficiente d'uso $C_U = 1$ (strutture ordinarie), parametri legati tra loro dalla seguente formula $TR = -VR / \lg(1 - PVR)$.

Valori dei parametri per la definizione del periodo di ritorno

P_{V_r} (Stato Limite)	C_U	V_N [anni]
81% Operatività (SLO)	0.7 (I. Strutture secondarie)	≤ 10 (Opere provvisorie)
63% Danno (SLD)	1.0 (II. Strutture ordinarie)	≥ 50 (Opere ordinarie)
10% Salvaguardia della vita (SLV)	1.5 (III. Strutture importanti)	≥ 100 (Grandi opere)
5% Prevenzione del Collasso (SLC)	2.0 (IV. Strutture strategiche)	

Gli input sismici sono stati selezionati dalla banca dati accelerometrica "European Strong Motion database" mediante il software REXEL v 3.2 beta (Iervolino, I., Galasso, C., Cosenza, E. (2009). REXEL: computer aided record selection for code-based seismic structural analysis) che consente una selezione assistita dell'input sismico sulla base della pericolosità sismica del sito e delle caratteristiche del terremoto di scenario.

In particolare, per questo lavoro, sono stati selezionati tre input sismici su cui si è basata l'analisi e, successivamente, è stato preso in considerazione l'accelerogramma che ha generato i risultati più sfavorevoli (figura b).



Waveform ID	6342
Earthquake ID	2142
Station ID	ST2556
Earthquake Name	South Iceland (aftershock)
Date	21/06/2000
Mw	6.4
Fault Mechanism	strike slip
Epicentral Distance [km]	21
EC8 Site class	A

Fig b - Accelerogramma riferito alla componente orizzontale dell'input sismico utilizzato e relative specifiche.

7.4 RISULTATI DELLA VERIFICA

La seconda fase di elaborazione permette di ottenere lo "spettro di risposta", per la componente orizzontale, che descrive il comportamento in superficie rispetto all'input sismico utilizzato.

Dall'implementazione del modello all'interno del codice di calcolo, si ottengono diverse informazioni relative ad alcuni parametri fondamentali quali: pseudoaccelerazione spettrale (PSA) e periodi di vibrazione del sito.

- Il primo spettro ottenuto riguarda la PSA. Nella figura c, viene mostrato l'andamento dell'accelerazione spettrale, tra superficie e bedrock, per diversi valori di periodo, da 0 a 3 secondi (valori equiparabili ad edifici di varia altezza da un piano a torri molto alte).

L'andamento dell'accelerazione è stato confrontato con lo spettro di risposta, fornito dalla normativa, relativo alla componente orizzontale per la categoria di sottosuolo "B", tempo di ritorno $T_r=475$ anni e fattore di smorzamento $\xi=5\%$

- Il secondo spettro ottenuto riguarda la funzione del rapporto di amplificazione (figura d) è utile per stimare le frequenze di vibrazione naturali del sito. Per rapporto di amplificazione si intende il rapporto tra l'ampiezza dello spettro di Fourier su affioramento rigido e l'ampiezza dello spettro di Fourier in superficie del deposito al variare della frequenza. L'amplificazione dipende dalla frequenza di eccitazione armonica, dal fattore di smorzamento D e dal rapporto dell'impedenza sismica (densità*velocità) tra bedrock e deposito.

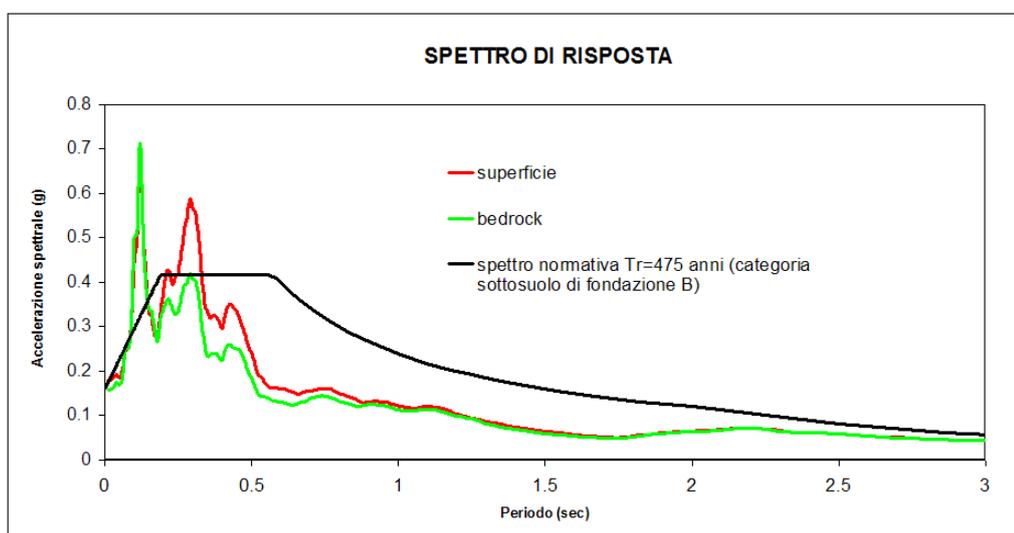


Fig. c - spettro di risposta relativo alla PSA confrontato con lo spettro di normativa

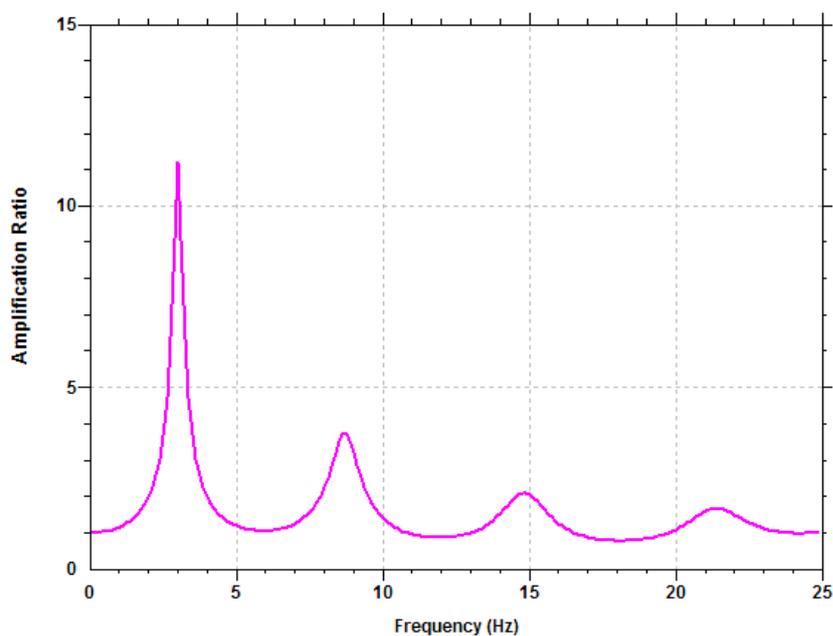


Fig. d - spettro di amplificazione del sisma lungo tutta la colonna litologica

Il moto sismico può essere amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali f_n di vibrazione del deposito e, molto importante risulta la prima frequenza naturale di vibrazione f_1 denominata frequenza fondamentale, in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione assume un valore massimo.

Nelle tabelle sono visualizzate le prime tre frequenze di vibrazione del sito e i relativi periodi per i quali le strutture potrebbero entrare in risonanza.

Frequenze [Hz]	Periodi [secondi]
$F_1 = 3$	0.333
$F_2 = 8.75$	0.114
$F_3 = 14.9$	0.067

8. RISPOSTA SISMICA LOCALE SECONDO LE N.T.C. (D.M. 14-1-2008)

I risultati dell'indagine sismica effettuata nel sito d'interesse sono stati confrontati con gli spettri di Normativa, nel caso dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), tenendo presente che:

- l'area rientra in zona sismica 2;
- il sottosuolo dell'area oggetto d'indagine appartiene alla Categoria B;
- il sito è ubicato nella immediata periferia di Foggia, si presenta pianeggiante ed ha le seguenti coordinate geografiche WGS84:
 latitudine : N 41,43521
 longitudine: E 15,56313
- I dati relativi all'opera sono:

Vita nominale dell'opera	Vn = 50 anni
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso	Cu = 1.0
Periodo di riferimento per le azioni sismiche strutturali	Vr = Vn . Cu = 50
Topografia	T1
Coefficiente topografico	S _T = 1.0
Categoria suolo	B

Tabella 10- Parametri relativi al sito

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni (N.T.C. 2008):

$$S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad T_B \leq T < T_C$$

$$S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D$$

$$S_e = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T$$

Dove:

$S_e(T)$ (ordinata dello spettro)
 S (coefficiente che tiene conto della categoria di suolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione):

$$S = S_s \cdot S_T$$

S_s coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T coefficiente di amplificazione topografica

a_g accelerazione massima su suolo di categoria A in g
 T periodo oscillazione strutturale, che è valido fino a 4 sec

η fattore di correzione del coeff. di smorzamento viscoso dovuto ai materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione). Esso assume valore unitario per smorzamento ξ pari al 5% e si valuta tramite la relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55$$

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

T_C spettro periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla espressione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

$T_B = \frac{T_C}{3}$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$ è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

Pertanto per il sito oggetto di studio i parametri degli spettri di risposta elastica in accelerazione delle componenti orizzontali, riferiti a suolo pianeggiante di categoria B, per lo stato limite considerato (SLV), assumono i seguenti valori (v.Tab.11):

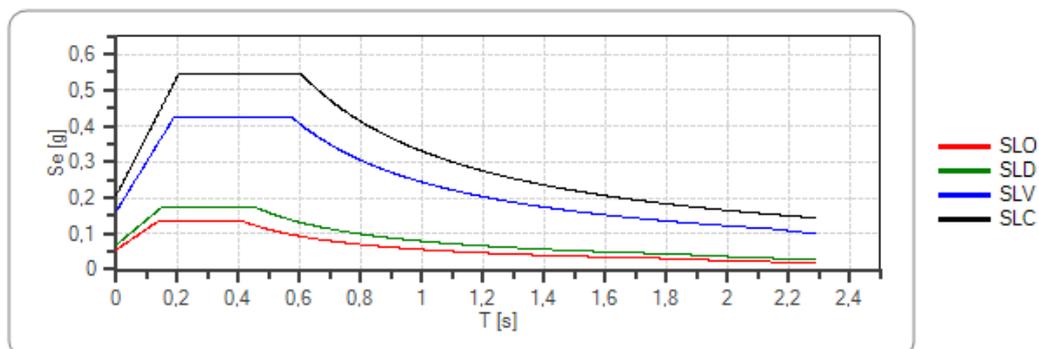
Stato Limite considerato	a_g (g)	A_{max} (m/s^2)	S_s	S_T	F_0	T_C^*	C_C	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
SLV	0,136	1,6	1.20	1.0	2.614	0.440 s	1.30	0.191	0.572	2.144

Tabella 11- Parametri dello spettro di risposta orizzontale

Si precisa che il valore di a_g riportato in Tabella 11 si riferisce alla componente orizzontale dell'accelerazione su suolo di categoria A.

Il grafico degli spettri di Normativa, riferito a tutti gli stati limite, per suolo di categoria B è riportato nella Fig. 3.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali



	cu	ag [g]	Fo	Tc* [s]	Ss	Cc	St	S	η	TB [s]	TC [s]	TD [s]
SLO	1	0,046	2,444	0,295	1,200	1,400	1,000	1,200	1,000	0,138	0,413	1,785
SLD	1	0,058	2,540	0,330	1,200	1,370	1,000	1,200	1,000	0,151	0,452	1,830
SLV	1	0,136	2,614	0,440	1,200	1,300	1,000	1,200	1,000	0,191	0,572	2,144
SLC	1	0,173	2,620	0,475	1,200	1,280	1,000	1,200	1,000	0,203	0,608	2,290

Figura 3

Alla luce del confronto tra lo spettro di Normativa di fig.c, nel caso dello stato di salvaguardia della vita, e lo spettro relativo al sito d'interesse calcolato mediante lo studio di risposta sismica locale, si nota che lo spettro di Normativa non risulta cautelativo nel primo e nel secondo segmento in cui si può suddividere lo spettro.

Pertanto sulla base di quanto illustrato è possibile fare le seguenti considerazioni:

- E' opportuno che per la progettazione spettrale dell'edificio in progetto, che l'Istituto Autonomo Case Popolari dovrà costruire nel sito in studio, si adottino gli spettri derivati dallo studio di risposta sismica locale, dedotti dalle indagini sismiche.
- Non avendo a disposizione i periodi propri della struttura da realizzare, frutto di una analisi dinamica della stessa, si può fare riferimento all'espressione semplificata, suggerita dalle NTC 2008:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

dove:

- H è l'altezza della costruzione (in metri) dal piano di fondazione
C₁ vale 0.085 per costruzioni con strutture a telaio in acciaio
C₁ = 0.075 per costruzioni con strutture a telaio in c.a.
C₁ = 0.050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

9. VERIFICHE DI STABILITA' TERRENO FONDAZIONE AGLI STATI LIMITI (SLV)

La conoscenza della sequenza litostratigrafica, dei risultati delle prove in sito e delle prove geotecniche di laboratorio integrate e completate dalle indagini geosismiche hanno permesso di elaborare il modello litostratigrafico e geotecnico con i valori caratteristici, riportato in Fig. 2.

Data la tipologia della costruzione da realizzare che consiste in un edificio da destinare ad uso abitativo di dimensioni 14,0 m x 40,0 m circa, considerate le caratteristiche litotecniche e le risposte sismiche del sottosuolo, si ritiene idonea la scelta di una tipologia di fondazione diretta. Nell'ambito di tale tipologia l'ingegnere strutturista potrà adottare quella che ritiene più opportuna.

A scopo orientativo è stata eseguita una verifica di portanza, prendendo in esame una fondazione nastriforme costituita da un reticolo chiuso di travi rovesce a T in c.a., con i seguenti parametri di progetto:

B = 1.20 m	(larghezza fondazione)
D = 4.20 m	(profondità piano posa fondaz. dal p.c.)
d = 1.20 m	(altezza di incastro, profondità del piano di posa rispetto al piano calpestio del cantinato)
L = 11.0 m	(lunghezza trave fondazione)
t = 4.50 m	(interasse tra i pilastri)
p = 150 KPa	(pressione assunta in fondazione)
l.f. = 5,20 m	(profondità della falda)

Per le verifiche di stabilità terreno-fondazione è stato preso in esame lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), utilizzando l'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2).

I valori dei coefficienti parziali dei parametri del terreno assunti nei calcoli sono quelli della Tab. 12:

Parametri	Coeff. parziale M1	Coeff. parziale M2
Angolo di resistenza al taglio ($\text{tg } \varphi'$)	1.00	1.25
Coesione efficace c'	1.00	1.25
Resistenza non drenata c_u	1.00	1.40
Peso di volume γ	1.00	1.00

Tabella 12 - coefficienti parziali dei parametri geotecnici del terreno

Nei calcoli della capacità portante, i cui tabulati sono riportati in **Appendice**, si è fatto uso delle relazioni di Hansen (1970), Terzaghi (1955), Meyerhof (1963), Vesic (1975) e Brinch-Hansen.

I risultati delle verifiche sono esposti nella Tabella 13, dalla quale risulta che, allo stato limite di salvaguardia della vita, il valore della resistenza di progetto R_d è maggiore del valore dell'effetto delle azioni di progetto E_d (assunto per ipotesi pari a 150 KPa):

$$R_d > E_d$$

Stato Limite considerato	Approccio	Combinazione	R_d (resistenza di progetto) KN/m^2				
			Hansen	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Brinch - Hansen
SLV	1	A2+M2+R2	271,67	242,17	315,33	289,02	270,74

Tabella 13 – Valori della resistenza di progetto del terreno

10. STIMA DEI CEDIMENTI (Verifica agli SLE)

Poiché l'entità delle deformazioni verticali e delle distorsioni indotte dal carico condizionano la scelta progettuale riguardante il dimensionamento delle fondazioni, è opportuno effettuare la stima dei cedimenti.

Tale stima, eseguita in condizione di carico statico, presuppone l'assunzione delle seguenti ipotesi teoriche:

- il terreno di fondazione sia omogeneo, isotropo ed elastico (sottosuolo alla Boussinesque);
- la fondazione flessibile e il carico uniformemente distribuito.

Come si è visto i carichi interessano litotipi a differente granulometria, in quanto il terreno di sedime è costituito da un deposito a granulometria grossolana poggiante su sabbie limose, talora argillose.

La stima del cedimento totale è data dalla somma del cedimento "immediato" (di assestamento), dovuto ai depositi granulari costituenti l'unità 1, e del cedimento per consolidazione relativo all'unità 2.

E' stata presa in esame una trave-tipo, supposta per ipotesi flessibile, (con larghezza 1.20 m, lunghezza 11.0 m, piano di posa a 4.20 m dal p.c. e profondità di incastro 1,20 m riferito al piano calpestio del cantinato) che trasferisce nel terreno di fondazione la pressione di 150 KPa assunta per ipotesi uniformemente distribuita. I valori dei parametri di compressibilità adottati, relativi alle due unità litostratigrafiche, sono:

UNITÀ LITOSTRATIGRAFICA	E_s (MPa)	E_{ED} (MPa)
1	52,960	-
2	32,360	8,73

Il cedimento totale W_t al centro della trave, somma del "cedimento immediato" e per consolidazione ("lungo termine") risulta pari a 1.68 cm e allo spigolo è 0.71 cm (V.calcoli in **Appendice** e tab.14).

Pressione nel terreno (KPa)	Posizione	Cedimento "immediato" (W_i) (cm)	Cedimento per consolidazione (W_c) (cm)	Cedimento totale (W_t) (cm)
150.0	Centro (W_c)	0.80	0.88	1.68
	Bordo (W_L)	0.22	0.49	0.71

Tabella 14 – Valori dei cedimenti

Come già riferito, alla base della stima dei cedimenti vi è l'ipotesi teorica che i carichi della struttura vengano trasferiti nel terreno in modo uniforme, tramite una fondazione flessibile. Tale assunzione, come si nota dall'esame della tab.14, comporterebbe un cedimento differenziale trascurabile (0.97 cm).

E' opportuno ricordare però che nel caso reale, come quello in esame, di fondazione nastriforme con carichi che vengono trasferiti in fondazione tramite i pilastri in determinate aree, nell'ipotesi di fondazioni flessibili, si avrebbero cedimenti differenziali eccessivi fra le

aree meno sollecitate e quelle di scarico dei pilastri. Pertanto le travi di fondazione dovranno essere sufficientemente rigide, in tal modo il carico si può ritenere, con buona approssimazione, uniformemente distribuito e pertanto il cedimento uniforme W_r che può essere approssimativamente stimato con la relazione di *Poulos e Davis (1974)*:

$$W_r = \frac{1}{2} (1.68 + 0.71) = 1.20 \text{ cm}$$

Tale valore si può ritenere accettabile.

11. RICERCA DEL COEFFICIENTE DI SOTTOFONDO K

Nell'ipotesi che il terreno abbia comportamento alla Winkler (proporzionalità lineare tra pressione e corrispondente cedimento), è stato stimato il coefficiente di reazione di sottofondo K in funzione della larghezza della fondazione utilizzando le seguenti relazioni:

Metodo di Vesic (semplificato)

$$K = \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)} \quad (\text{Kg/cm}^3)$$

Il valore di K risulta pari a 1.52 (Kg/cm³)

Con:

E = 145 Kg/cm² (media ponderata del modulo di deformazione del terreno)

ν = 0.45 (coefficiente di Poisson)

B = 120 cm (larghezza trave di fondazione)

Metodo di Bowles (1982)

$$K = 40 \cdot 10^{-4} Q_{ult} \quad ((\text{Kg/cm}^3))$$

dove $Q_{ult} = 435,9 \text{ KPa}$ (carico limite, espresso in KPa, ricavato dalle verifiche di stabilità)

Il valore di K è pari a 1.77 Kg/cm³

12. STIMA DELLA PROBABILITA' DI LIQUEFAZIONE

Il sottosuolo dell'area di studio, come già riferito, è caratterizzato dalla presenza di un deposito sabbioso sede di una falda freatica che nel periodo di studio, si attestava alla quota di 5,20 m s.l.m.. Pertanto, considerando le caratteristiche litostratigrafiche, idrogeologiche sismiche del sito si è ritenuto necessario stimare la probabilità di accadimento del fenomeno della liquefazione.

Infatti, il fenomeno della liquefazione è causato da sollecitazioni sismiche ed interessa terreni prevalentemente sabbiosi con la falda acquifera alla profondità inferiore a 15 m dal piano di campagna.

È evidente che un deposito prevalentemente sabbioso, mediamente addensato, soggetto a vibrazioni subisce una diminuzione di volume ed un conseguente costipamento. A questo fenomeno si può aggiungere quello della liquefazione che si può verificare quando gli sforzi causati dallo scuotimento sismico superano la resistenza al taglio del terreno, generando deformazioni permanenti significative.

La resistenza dipende dal grado di addensamento del terreno, dalla granulometria e dalla pressione efficace di confinamento. I criteri per valutare la potenzialità di liquefazione sono diversi e non ancora unificati. I metodi proposti dagli studiosi si basano sostanzialmente sulla situazione litostratigrafica, sulla densità relativa ($D_r\%$), sulla distribuzione granulometrica dei grani e sulla resistenza alla penetrazione, valutata dalle prove S.P.T. e C.P.T.. Nel caso in esame, la resistenza alla liquefazione (CRR) è stata stimata per tre livelli: alla profondità di 5.20 m, 8.50 m e 11.50 m, adottando le procedure basate sui dati ricavati dalle prove SPT.

I valori di CRR così ottenuti sono stati corretti per un terremoto di magnitudo $M=6.05$, attesa nel sito, e per la pertinente pressione litostatica efficace di confinamento.

Il valore del coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione, alla generica profondità z , è espresso dal rapporto seguente (*Linee guida AGI 2005*):

$$FS = (CRR_{7.5}/CSR) \cdot MSF \cdot K_{\sigma}$$

dove:

$CRR_{7.5}$ = capacità di resistenza ciclica nel caso di terremoti di magnitudo $M=7.5$;

CSR = domanda di resistenza ciclica alla liquefazione generata dal terremoto di progetto;

MSF = coefficiente correttivo per magnitudo (M) diversa da 7.5

$$MSF = 10^{2.24/M - 2.56} \text{ per } M > 7.5 \quad \text{Idriss (1990)}$$

$$MSF = 10^{2.84/M - 3.24} \text{ per } M < 7.5 \quad \text{Youd et al. (2001)}$$

K_{σ} = coefficiente correttivo funzione della pressione di confinamento

$$\begin{aligned} \text{per } \sigma'_{vo}/P_a \leq 1 & \quad K_\sigma = 1 \\ \text{per } \sigma'_{vo}/P_a > 1 & \quad K_\sigma = (\sigma'_{vo}/P_a)^{-0.25} \end{aligned}$$

σ'_{vo} = pressione litostatica verticale efficace
 P_a = pressione di riferimento (1 kg/cm²)

Il CSR dipende dallo sforzo totale ed efficace del sovraccarico dovuto al terreno ed è corretto da un fattore di riduzione della sollecitazione (r_d) che diminuisce all'aumentare della profondità.

La formula utilizzata per il calcolo di tale parametro è quella proposta da *Seed e Idriss (1971)*:

$$CSR = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \cdot r_d$$

Dove:

a_{\max} = l'accelerazione massima alla superficie del suolo (0.16 g)
 g = accelerazione di gravità (9.80 m/sec²)
 σ_{vo} = pressione litostatica verticale totale
 σ'_{vo} = pressione litostatica verticale efficace
 r_d = fattore di riduzione delle tensioni alla profondità interessata

Conoscendo, pertanto, i valori di CRR corretto (CRR_{eq}) e CSR è stato calcolato il fattore di sicurezza (FS_L) e la probabilità di liquefazione (P_L) dalle seguenti formule:

$$FS_L = \frac{CRR_{eq}}{CSR} \quad P_L = \frac{1}{1 + (FS_L / 0.77)^{3.4}}$$

Dai calcoli effettuati si è ottenuto un valore $FS_L > 1$ e di $PL < 0.15$; si deduce, pertanto che i livelli considerati, alla profondità di 5.20 m, 8.50 m e 11.5 m, per terremoti di magnitudo inferiore a 7.5 non sono suscettibili alla liquefazione per cui il potenziale di liquefazione risulta molto basso.

13. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dallo studio geologico, geotecnico e sismico del sito esaminato si deduce che il sottosuolo è costituito da terreni di origine alluvionale.

Dopo i primi 90 cm di terreno di riporto e organico, nel sottosuolo è presente un deposito costituito da sabbia limosa calcigna con ghiaia poligenica eterometrica, talora con ciottoli, che raggiunge la profondità di 4.95 m. Inferiormente il sondaggio geognostico ha evidenziato la presenza di sabbia fine limoso-argillosa di colore giallo-avana contenente livelletti ossidati. Durante la perforazione eseguita con poco uso di acqua è stata notata la

presenza della falda freatica alla profondità di 5.20 m circa dal p.c., come è stato possibile rilevare tramite il piezometro installato nel sondaggio effettuato a poca distanza nell'area dell'edificio A.

La prospezione geofisica eseguita con la sismica a rifrazione con onde longitudinali (onde P) ha individuato il deposito sabbioso-ghiaioso presente nei primi 5 m circa ($V_p = 1250$ m/s e $V_s = 320$ m/s).

Il sismostrato più profondo è stato investigato fino a 30 m circa tramite il metodo Re.Mi. che ha individuato, al di sotto di 16-17 m di profondità, la presenza di un consistente aumento delle V_s pari a circa 520 m/s, associabile ad un aumento della densità per cambio litologico. Sulla base del valore di V_{s30} di 380 m/s è possibile classificare il sottosuolo di fondazione in categoria B ($360 < V_{s30} < 800$ m/sec - Ordinanza P.C.M. n.3274 e N.T.C. del 2008).

L'insieme dei dati ricavati dallo studio consentono di trarre le seguenti conclusioni:

- L'opera progettata, consistente in un edificio per civile abitazione di forma rettangolare con dimensioni 14 m x 40 m circa è fattibile nel sito esaminato;
- Il sottosuolo consente l'adozione di fondazioni dirette nastriformi che potrebbero essere costituite da un reticolo chiuso di travi rovesce a T in c.a.
- I calcoli di verifica della capacità portante e dei cedimenti sono stati eseguiti assumendo per la trave-tipo larghezza 1,20 m, lunghezza 11,00 m e profondità d'incastro 1,20 m. Nei calcoli si è fatta l'ipotesi di pressioni trasferite in fondazione (compressive dei sovraccarichi), in condizioni statiche pari a 150 KPa. In tali condizioni di carico le verifiche agli stati limiti di salvaguardia della vita (SLV) con l'approccio 1-combinazioni 2 (coefficienti parziali M2), risultano positive: $R_d > E_d$. Il coefficiente di sicurezza nel caso più cautelativo (Terzaghi), considerato come rapporto fra carico limite (435,91 KPa) e azioni di progetto (150 KPa) è pari a 2.91; mentre il rapporto fra resistenza di progetto R_d (242,17 KPa) e azioni di progetto E_d risulta 1.61.
- L'ingegnere strutturista, dopo una attenta valutazione dei carichi, avrà la possibilità di definire con precisione il dimensionamento delle fondazioni, facendo riferimento ai valori efficaci dei parametri geotecnici che sono riassunti nel modello geologico e geotecnico riportato in Fig.2.
- Le variazioni del livello di falda e le possibili risalite dello stesso al di sopra della quota fondazione e in ogni caso, per la protezione dalla risalita capillare, consigliano di prendere adeguati provvedimenti al fine di proteggere il piano cantinato.
- Per quanto riguarda i problemi di liquefazione del sottosuolo a seguito di eventi sismici, le verifiche effettuate sulla base dei valori di N_{SPT} fanno ritenere improbabile il verificarsi di tali fenomeni (CNR – GNDT da Seed e Idriss).

- E' necessario che le fondazioni siano adeguatamente rigide, in quanto il sottosuolo indagato è di natura alluvionale e presenta pertanto una certa eterogeneità che può dar luogo a reazioni disuniformi sia in condizioni statiche che dinamiche.
- Infine, in fase esecutiva, occorre verificare l'uniformità del terreno sul piano di fondazione ed eventualmente eseguire lavori di bonifica.
- E' opportuno ricordare inoltre che gli scavi non dovranno rimanere aperti per lungo tempo.

Foggia, Settembre 2011

Il geologo

Dott. Isidoro Sorbello

con la collaborazione del geologo Dott. Giancarlo Nigro



A circular professional stamp in blue ink. The outer ring contains the text "ORDINE DEI GEOLOGI" at the top and "PUGLIA" at the bottom. Inside the ring, the text reads "Dott. Sorbello", "SORBELLO", "ISIDORO", and "N. 44". A handwritten signature in blue ink is written over the stamp.

APPENDICE

TABULATI DEI CALCOLI GEOTECNICI

DATI GENERALI

Azione sismica	NTC 2008
Lat./ Long. [WGS84]	41,436187/15,56394
Larghezza fondazione	1,2 m
Lunghezza fondazione	11,0 m
Profondità piano di posa	4,2 m
Altezza di incastro	1,2 m
Profondità falda	5,2

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,163
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di struttura [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25
Coefficiente intensità sismico terreno [Khk]	0,0391
Coefficiente intensità sismico struttura [Khi]	0,1416

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	0,45	2,44	0,3
S.L.D.	50,0	0,57	2,54	0,33
S.L.V.	475,0	1,33	2,61	0,44
S.L.C.	975,0	1,7	2,62	0,48

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,54	0,2	0,011	0,0055
S.L.D.	0,684	0,2	0,014	0,007
S.L.V.	1,596	0,24	0,0391	0,0195
S.L.C.	2,04	0,24	0,0499	0,025

STRATIGRAFIA TERRENO

Corr: Parametri con fattore di correzione (TERZAGHI)

DH: Spessore dello strato; Gam: Peso unità di volume; Gams: Peso unità di volume saturo; Fi: Angolo di attrito; Ficorr: Angolo

di attrito corretto secondo Terzaghi; c: Coesione; c Corr: Coesione corretta secondo Terzaghi; Ey: Modulo Elastico; Ed: Modulo Edometrico; Ni: Poisson; Cv: Coeff. consolidaz. primaria; Cs: Coeff. consolidazione secondaria; cu: Coesione non drenata

DH [m]	Gam [kN/m ³]	Gams [kN/m ³]	Fi [°]	Fi Corr. [°]	c [kN/m ²]	c Corr. [kN/m ²]	cu [kN/m ²]	Ey [kN/m ²]	Ed [kN/m ²]	Ni	Cv [cmq/s]	Cs
0,9	19,98	21,0	15,0	15	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
4,05	20,01	20,1	34,2	34,2	0,0	0,0	0,0	52960,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10,05	20,17	20,17	26,95	26,95	0,0	0,0	0,0	32360,0	8730,0	0,0	0,0	0,0

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazioni e	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R1	150,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	A2+M2+R2	150,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	150,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	150,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Ca pacità portante orizzontale
1	Si	1	1	1	1	1	1	1
2	Si	1,25	1,25	1,4	1	1	1,8	1,1
3	Si	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A2+M2+R2

Autore: TERZAGHI (1955)

Carico limite [Qult]	435,91 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	242,17 kN/m ²
Tensione [Ed]	150,0 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	2,91
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 17436,53 kN/m³

A1+M1+R1

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,5
Fattore [Nc]	34,75
Fattore [Ng]	19,96
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,07
Fattore profondità [Dq]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,96

Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,58
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	915,48 kN/m ²
Resistenza di progetto	915,48 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	27,66
Fattore [Nc]	43,09
Fattore [Ng]	26,43
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,58
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	846,26 kN/m ²
Resistenza di progetto	846,26 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,5
Fattore [Nc]	34,75
Fattore [Ng]	21,09
Fattore forma [Sc]	1,07
Fattore profondità [Dc]	2,26
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,04
Fattore profondità [Dq]	1,63
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,04
Fattore profondità [Dg]	1,63
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,58
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	1155,64 kN/m ²
Resistenza di progetto	1155,64 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,5
Fattore [Nc]	34,75
Fattore [Ng]	29,09

Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,07
Fattore profondità [Dq]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,96
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,58
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	975,63 kN/m ²
Resistenza di progetto	975,63 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	22,5
Fattore [Nc]	34,75
Fattore [Ng]	19,96
Fattore forma [Sc]	1,06
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,06
Fattore profondità [Dq]	1,36
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,58
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	909,56 kN/m ²
Resistenza di progetto	909,56 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

A2+M2+R2

Autore: HANSEN (1970) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,29
--------------	-------

Fattore [Nc]	22,8
Fattore [Ng]	8,38
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,96
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,57
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	489,01 kN/m ²
Resistenza di progetto	271,67 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	14,75
Fattore [Nc]	27,79
Fattore [Ng]	11,94
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,57
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	435,91 kN/m ²
Resistenza di progetto	242,17 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,29
Fattore [Nc]	22,8
Fattore [Ng]	8,47
Fattore forma [Sc]	1,06
Fattore profondità [Dc]	2,13
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,03
Fattore profondità [Dq]	1,56
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,03
Fattore profondità [Dg]	1,56
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,57

Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	567,59 kN/m ²
Resistenza di progetto	315,33 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: VESIC (1975) (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,29
Fattore [Nc]	22,8
Fattore [Ng]	13,16
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,96
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,57
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	520,23 kN/m ²
Resistenza di progetto	289,02 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione drenata)

Fattore [Nq]	12,29
Fattore [Nc]	22,8
Fattore [Ng]	8,38
Fattore forma [Sc]	1,05
Fattore profondità [Dc]	1,52
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,05
Fattore profondità [Dq]	1,4
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gq]	1,0
Fattore inclinazione base [Bq]	1,0
Fattore forma [Sg]	0,97
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ig]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gg]	1,0
Fattore inclinazione base [Bg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	0,57

Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
=====	
Carico limite	487,32 kN/m ²
Resistenza di progetto	270,74 kN/m ²
=====	
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	150,0 kN/m ²
Cedimento totale	0,88 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento di consolidazione; Ws: Cedimento allo spigolo; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4,58	0	0	Schmertmann	0,01	0,01	0,01
3	9,975	153,548	7,54	Edometrico	0,87	0,48	0,87
Cedimenti totali						0,49	0,88

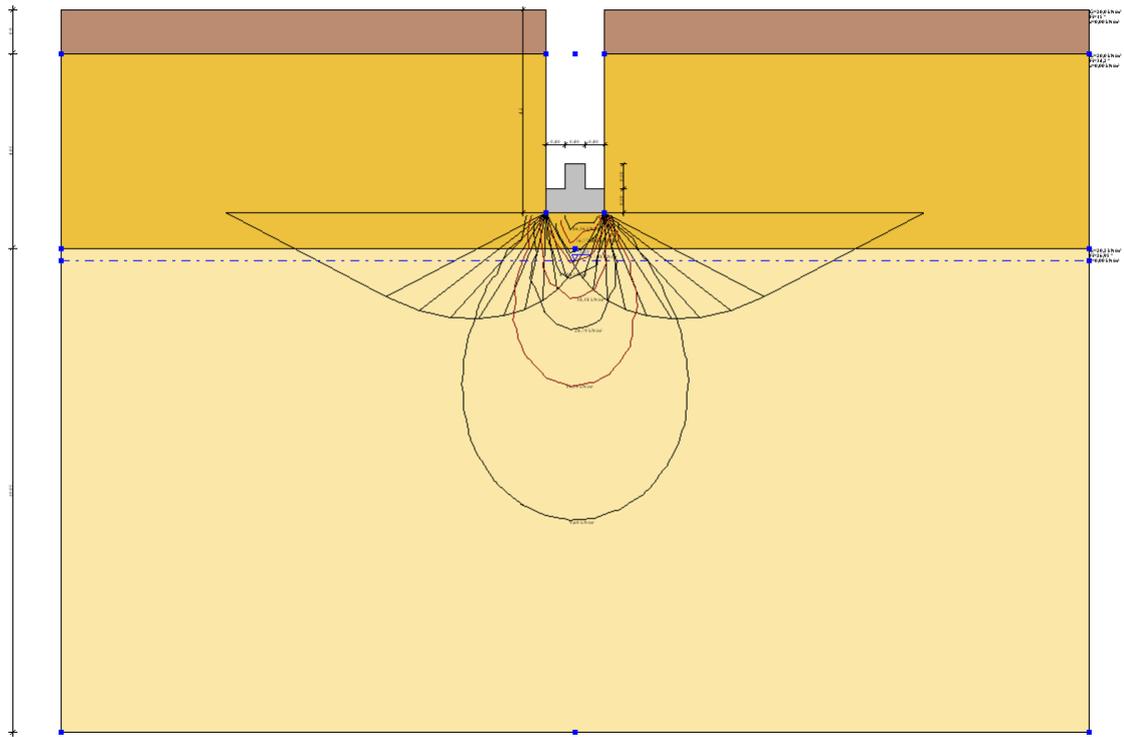
CEDIMENTI ELASTIC I

Pressione normale di progetto	150,0 kN/m ²
Spessore dello strato	2,0 m
Profondità substrato roccioso	10,0 m
Modulo Elastico	45993,89 kN/m ²
Coefficiente di Poisson	0,45
=====	

Coefficiente di influenza I1	0,41
Coefficiente di influenza I2	0,15
Coefficiente di influenza Is	0,43
=====	

Cedimento al centro della fondazione	0,8 mm
=====	

Coefficiente di influenza I1	0,21
Coefficiente di influenza I2	0,14
Coefficiente di influenza Is	0,24
Cedimento al bordo	0,22 mm
=====	



ALLEGATO 1 – INQUADRAMENTO DELL'AREA D'INTERESSE

FIGURA 1 – FOGLIO CATASTALE IN SCALA 1:4.000

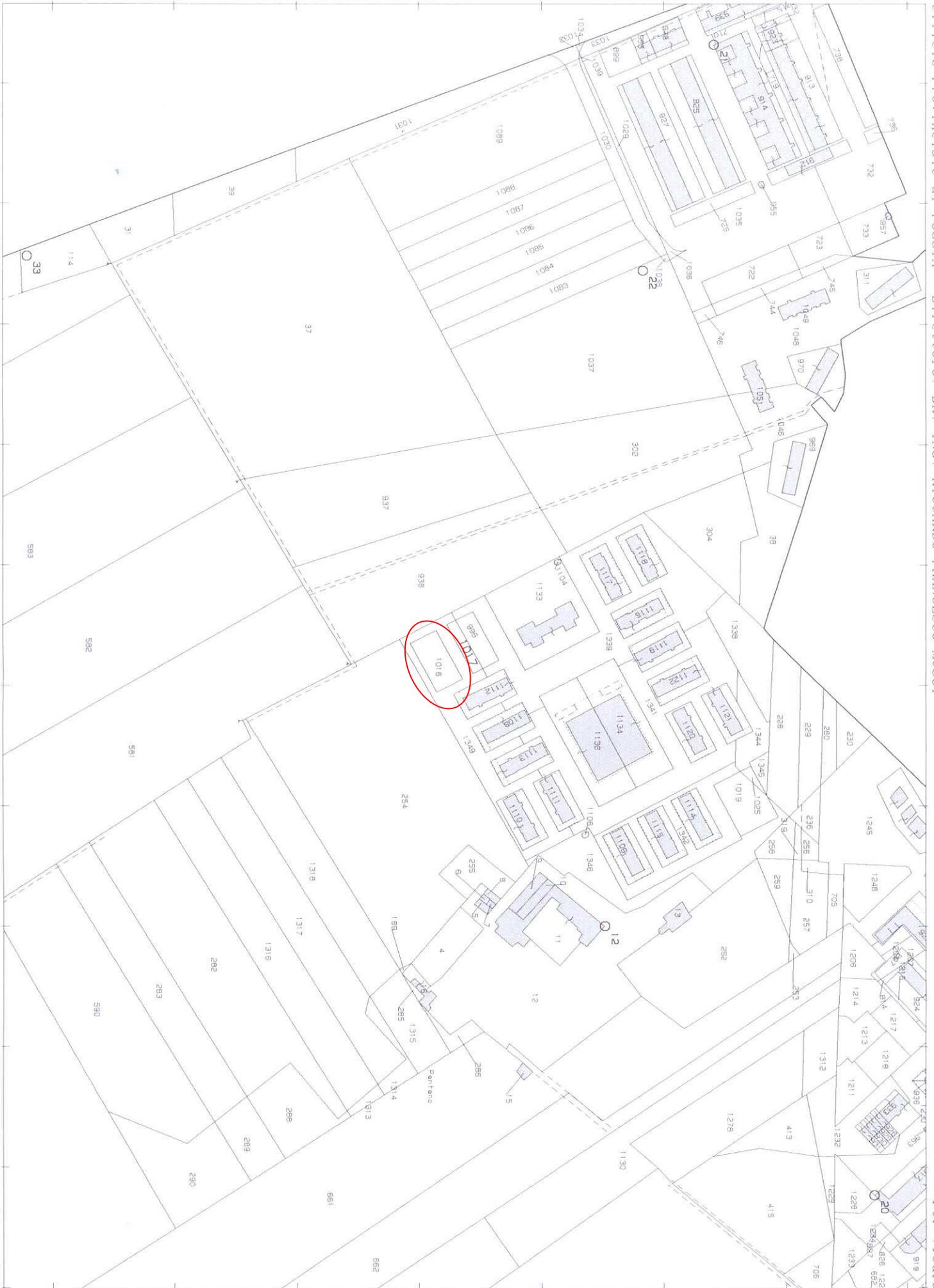
FIGURA 2 – PLANIMETRIA DELL'AREA IN SCALA 1:2.000

FIGURA 3 – STRALCIO DEL P.A.I.

FIGURA 4 – STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA (PROGETTO CARG)

N=3500

E=1000



Particella: 1017

PLANIMETRIA DELL'AREA IN SCALA 1:2.000



 EDIFICI DA REALIZZARE



PAI

Peric. Geomorf.

- media e moderata (PG1)
- elevata (PG3)

- elevata (PG2)

Peric. Idraulica

- bassa (BP)
- alta (AP)

- media (MP)

Rischio

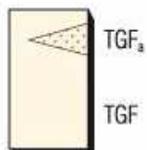
- R1
- R3

- R2
- R4



Stralcio del foglio n° 408 “Foggia”
 della Carta Geologica d’Italia alla
 scala 1:50.000
 (Servizio Geol. d’Italia e Progetto CARG)

SINTEMA DI FOGGIA



Depositi alluvionali terrazzati del V ordine costituiti da silt argillosi sottilmente laminati con intercalazioni di sabbie silteose gradate e laminate (depositi di piana di inondazione). Nel sottosuolo a diverse profondità si rinvencono conglomerati poligenici ed eterometrici in corpi di spessore variabile da circa un metro a circa 5-6 m intercalati a silt argillosi nerastri laminati che contengono a luoghi ciottoli isolati e gasteropodi continentali (TGF).

In corrispondenza dell'abitato di Foggia i conglomerati affiorano in una estesa area (TGF_a) Depositi di tracimazione e/o di piena calante e piane di esondazione. Poggia in erosione sulle argille subappennine e sui sintemi più antichi. Lo spessore complessivo dell'unità, ricavato dall'analisi di numerosi pozzi per la ricerca di acqua, varia da 10-15 m a 40 m.

PLEISTOCENE MEDIO? - PLEISTOCENE SUPERIORE

 Area di studio

ALLEGATO 2 – INDAGINI GEOGNOSTICHE

- IMMAGINE SATELLITARE CON UBICAZIONE DEI LOTTI E DEI SONDAGGI GEOGNOSTICI
- SCHEDA DEL SONDAGGIO REALIZZATI
- DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Edificio A

Edificio B

S1

S2

● Punti di sondaggio



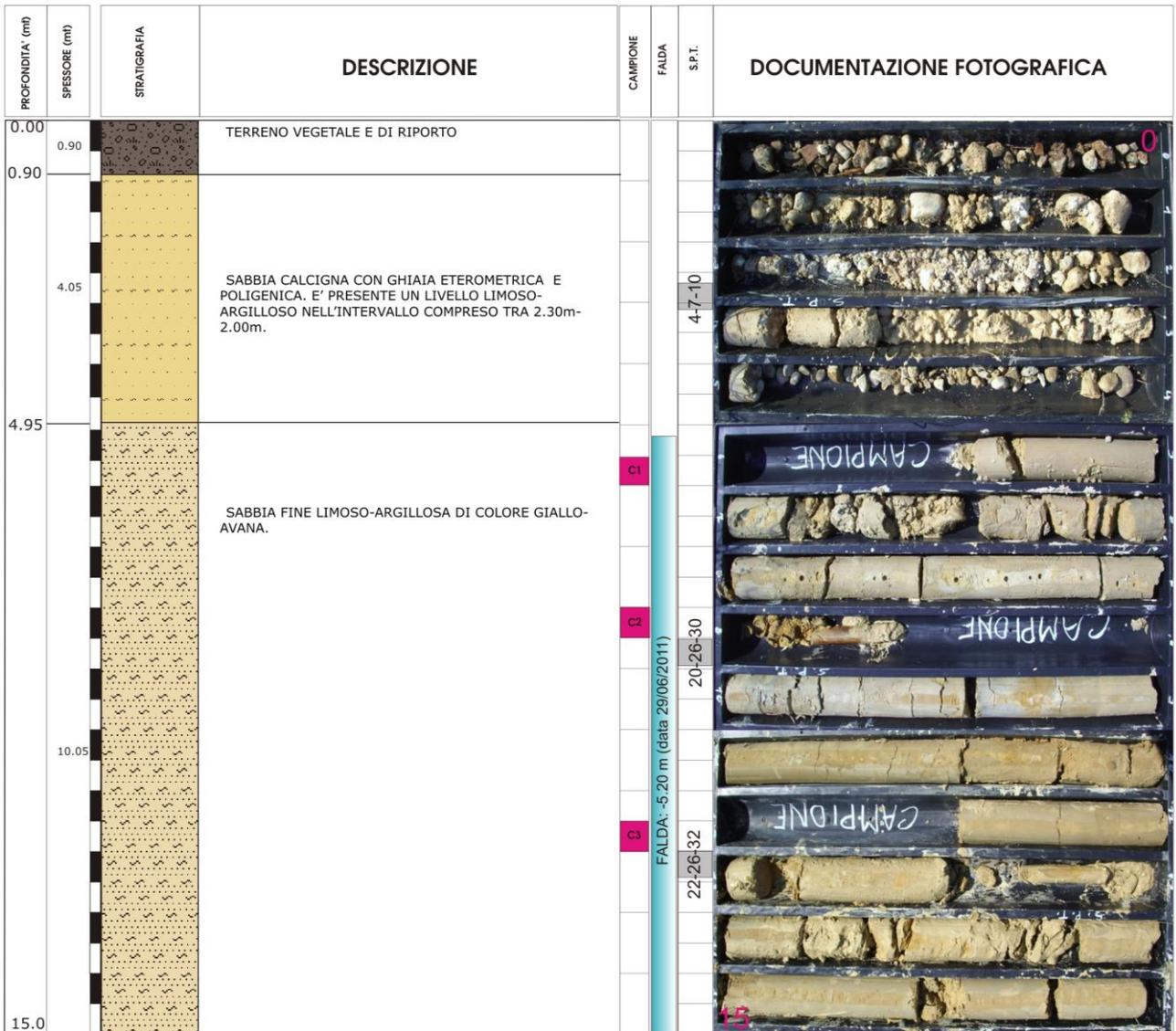
SCHEDA DI SONDAGGIO

S2

Profondità: **mt 15,0**
Data esecuzione: **15/06/2011**

Committente: IACP FOGGIA	Cantiere: PIANO NAZIONALE EDILIZIA ABITATIVA	Località: FOGGIA ZONA 167	Lavoro: Sondaggi geognostici e prove S.P.T.	Geologo: dott. Isidoro Sorbello
------------------------------------	--	-------------------------------------	---	---

Tipo di sonda perforatrice: MAIT TC-9P	Operatore: Iorio, Signoriello	Metodo di perforazione: Carotaggio continuo	Fluido di perforazione: Acqua	Campionatore: Carotiere semplice Ø mm 101
Strumentazione installata: -		Prove in foro: Prove S.P.T.	Pozzetto: -	Campioni (Sh:Shelby; Mz:Mazier; Os:Osterberg; Ds:Disturbato): C1 - C2-C3 (Sh)



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



ALLEGATO 3 – INDAGINI GEOFISICHE

FIGURA 1 - UBICAZIONE AREA DI INDAGINE (DA CTR)

FIGURA 2 - UBICAZIONE SONDAGGIO MECCANICO E PROFILO SISMICO (SCALA 1:500)

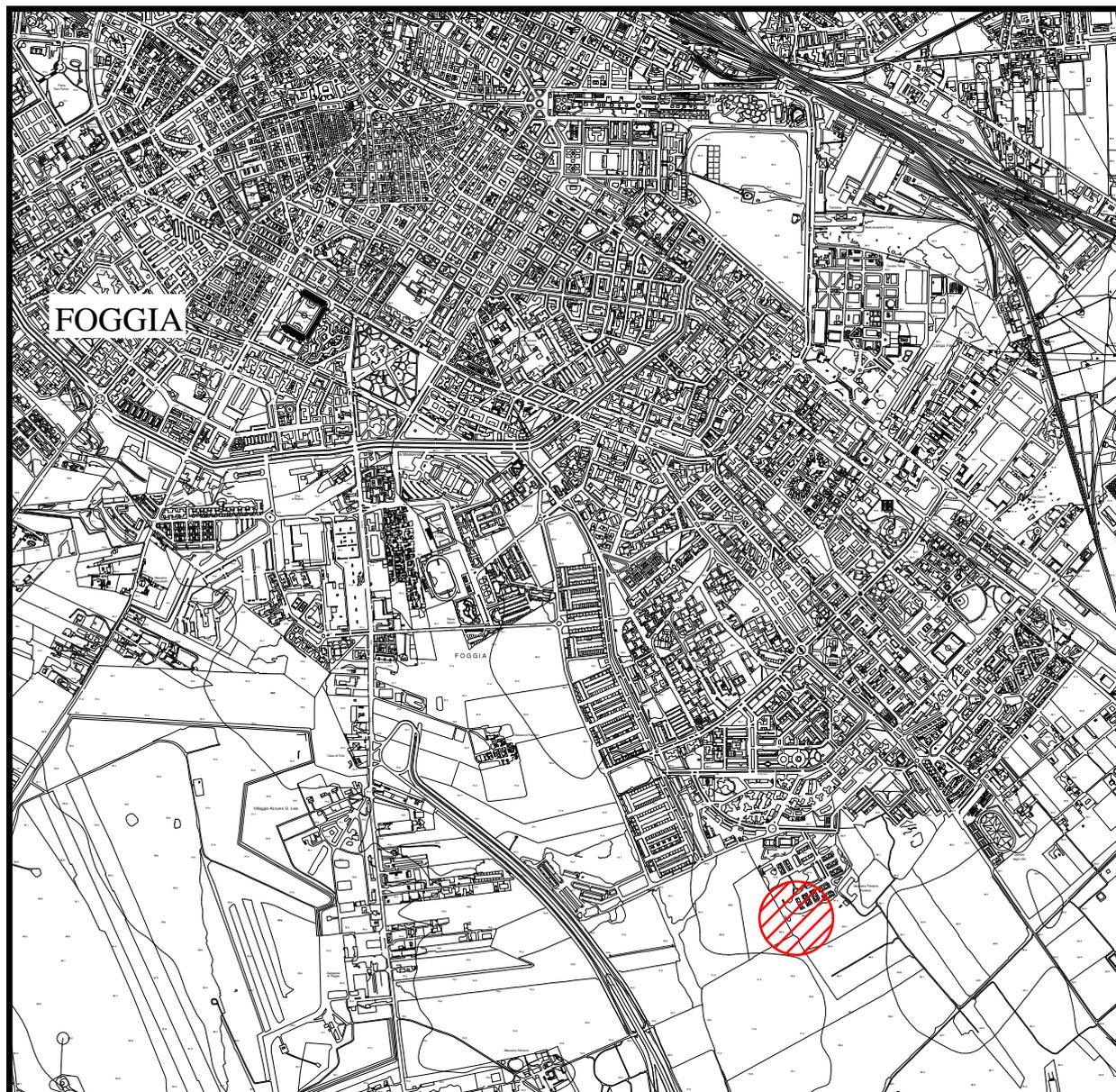
FIGURA 3 - DROMOCRONE PROFILO SISMICO

FIGURA 4 - SEZIONE SISMICA

FIGURA 5 – PROFILO SISMICO (ANALISI RE.MI.)

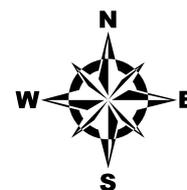
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Figura 1 Ubicazione area d'indagine (da CTR)



LEGENDA

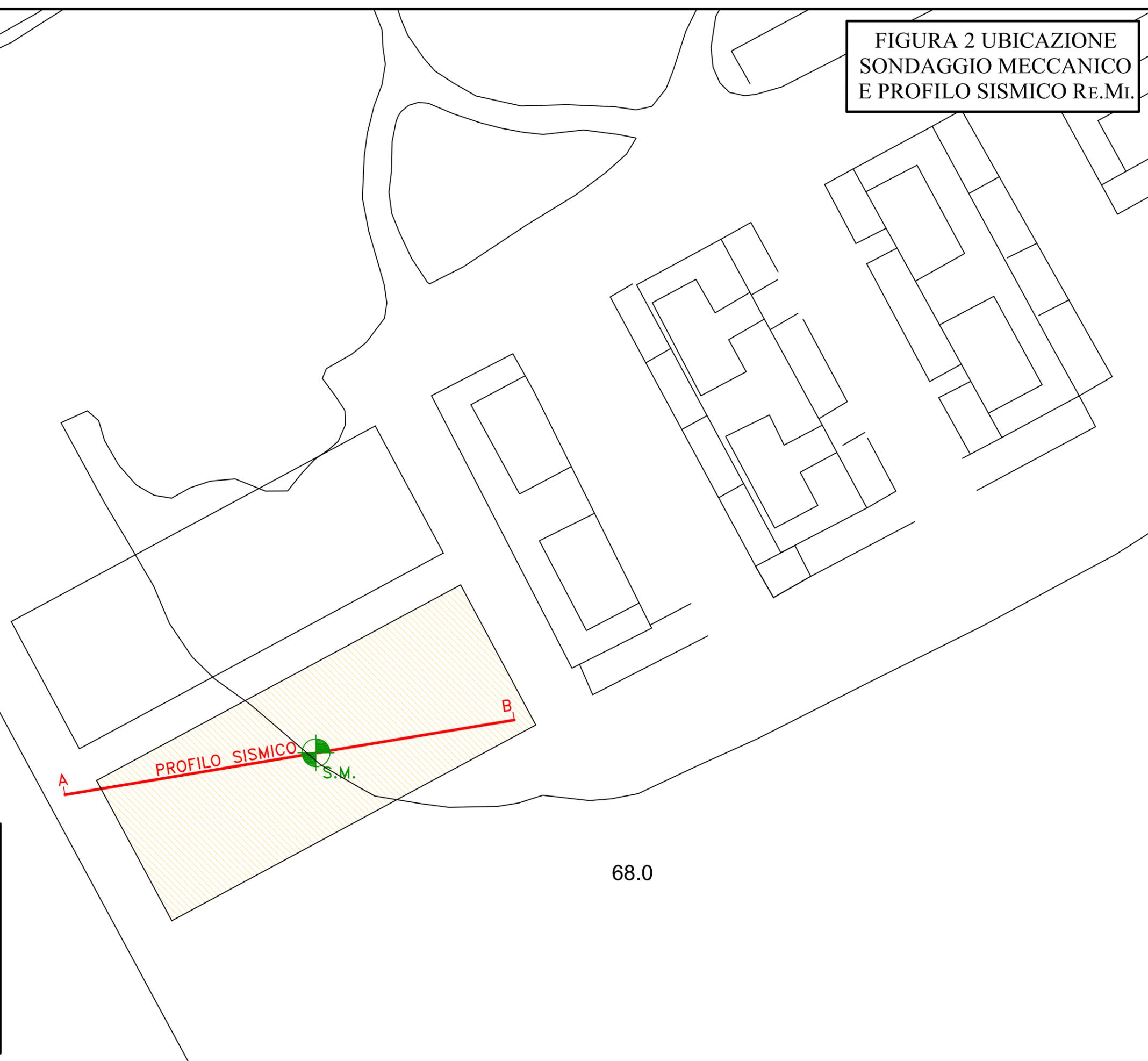
 Area di progetto



0 0.25 0.5 1 Km

Scala 1: 25.000

FIGURA 2 UBICAZIONE
SONDAGGIO MECCANICO
E PROFILO SISMICO RE.MI.



LEGENDA

-  SONDAGGIO MECCANICO
-  PROFILO SISMICO

0  25m
scala 1:500

FIG.3 - Dromocrone profilo sismico

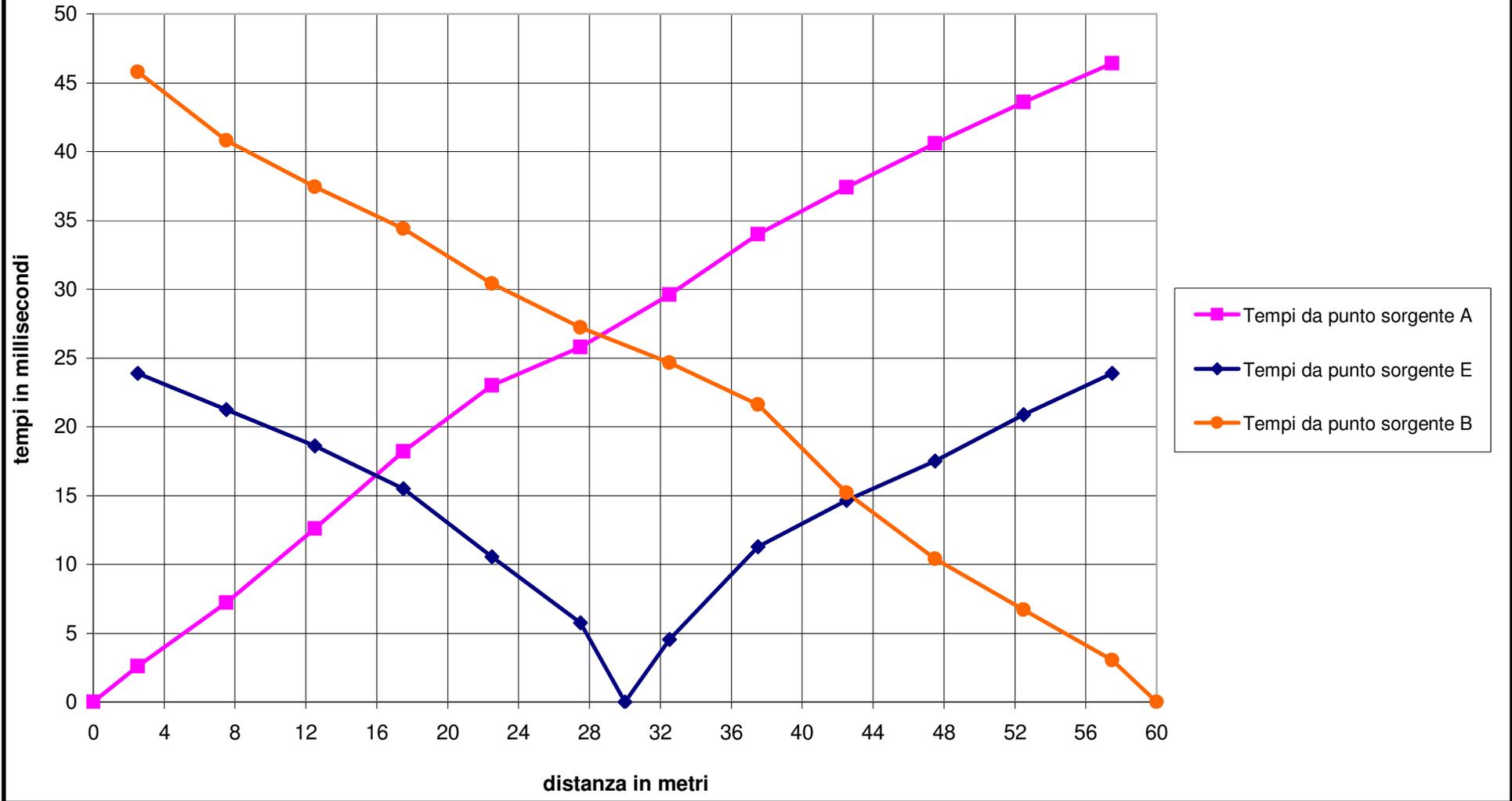


Fig.4 Sezione sismica

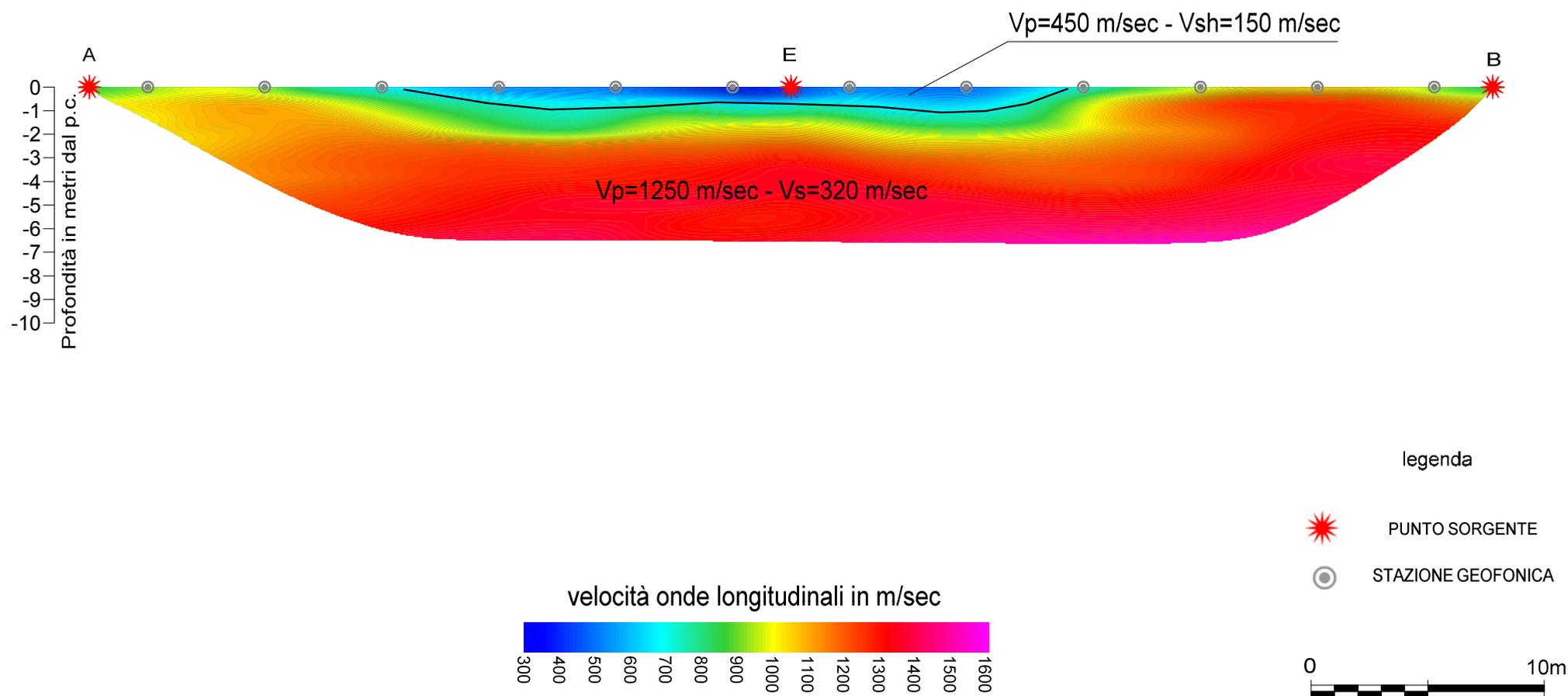


Fig.5 - Profilo sismico (Analisi Re.Mi.)

Immagine p-f

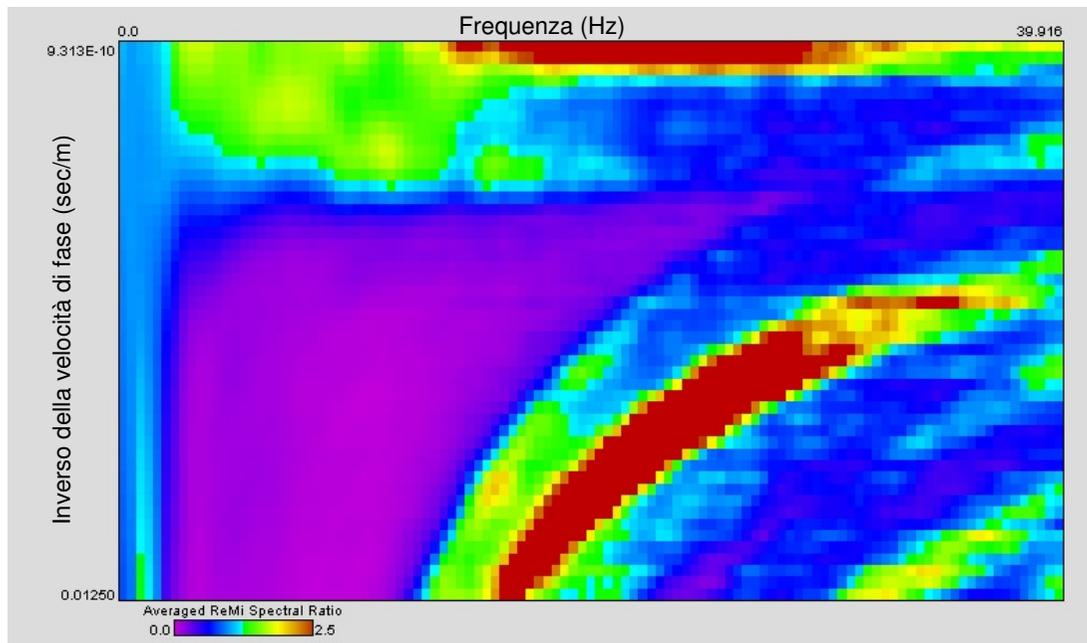


Grafico del modello di velocità
Delle onde trasversali

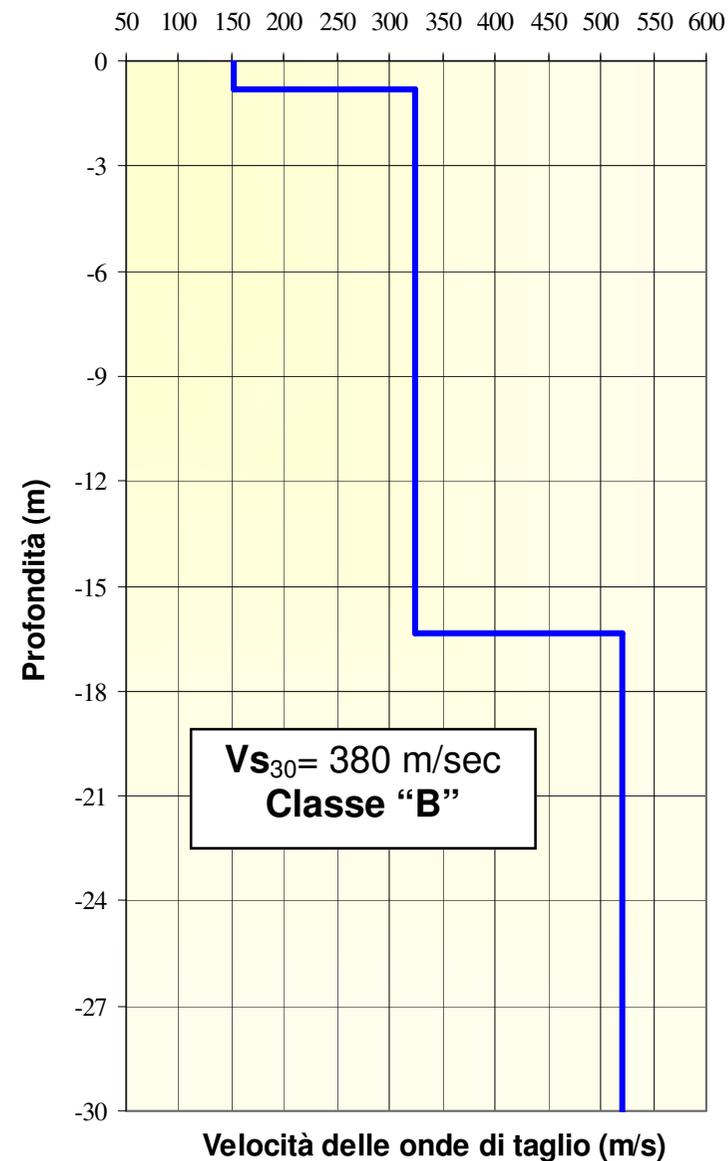
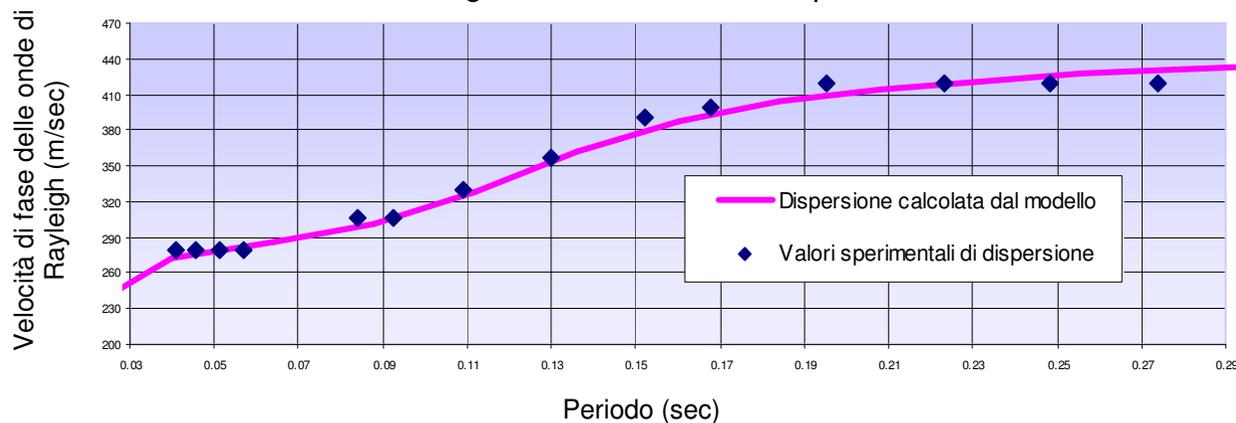


Diagramma velocità di fase-periodo



DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Acquisizione dati profilo sismico



Energizzazione onde longitudinali (Onde P)



Energizzazione onde trasversali (Onde Sh)

ALLEGATO 4– PROVE DI LABORATORIO

- CERTIFICATI DELLE PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

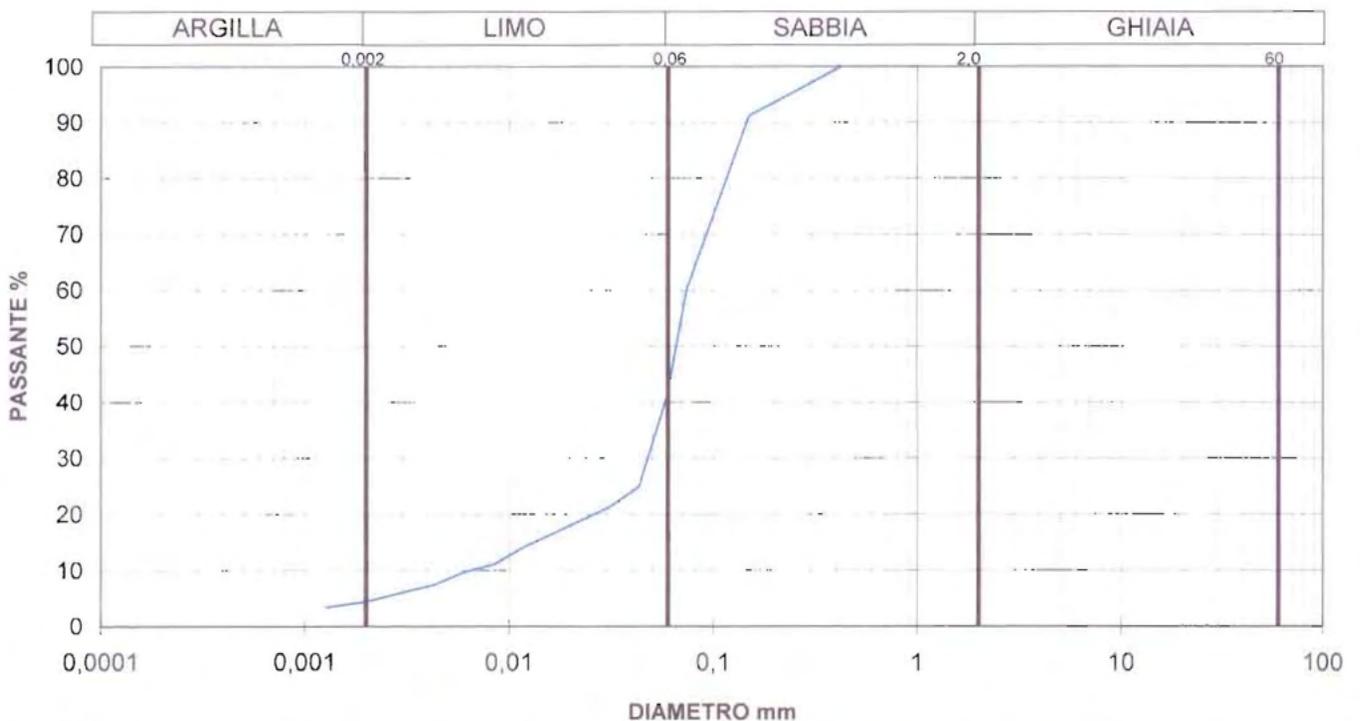


GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

CARATTERISTICHE GENERALI
LIMITI DI CONSISTENZA
ASTM D 4318

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	1	Profondità	5,50-6,00 m
Descrizione	Sabbia fine con limo di colore giallastra				N° Certificato 11058/1
	Il terreno si presenta nello stato di consistenza solido-plastica				Data emissione 20/07/11

GRANULOMETRIA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE



CLASSIFICAZIONE A.G.I.

GHIAIA	0,00	%
SABBIA	58,60	%
LIMO	37,00	%
ARGILLA	4,40	%

INDICI DELLA CURVA GRANULOMETRICA

Diametri equivalenti delle particelle	D ₁₀	0,0058
	D ₃₀	0,0476
	D ₆₀	0,0760
Coefficiente di curvatura	C _c	5,13
Grado di uniformità		-

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



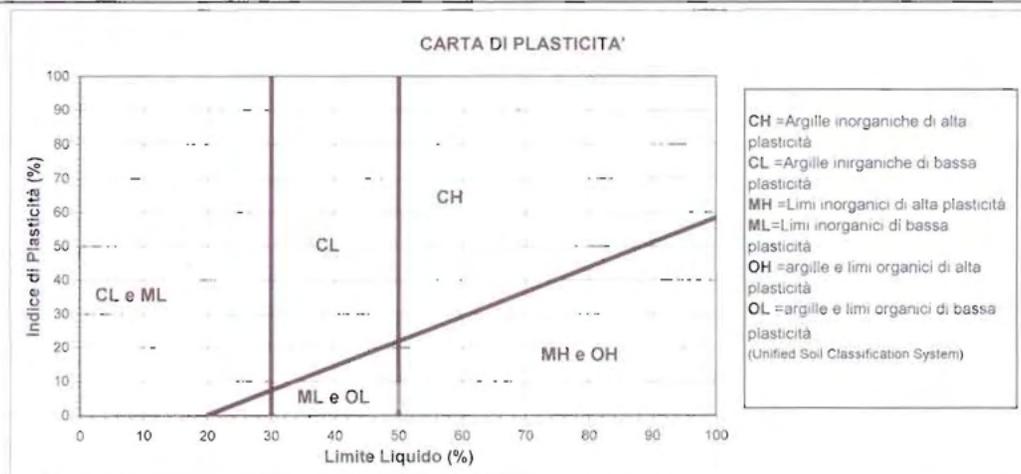
GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

CARATTERISTICHE GENERALI
LIMITI DI CONSISTENZA
ASTM D 4318

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	1	Profondità	5,50-6,00 m
Descrizione	Sabbia fine con limo di colore giallastra			N° Certificato	11058/2
	Il terreno si presenta nello stato di consistenza solido-plastica			Data emissione	20/07/11

CARATTERISTICHE GENERALI			
Peso specifico reale	Gs	KN/m ³	26,55
Peso di volume	γ	KN/m ³	19,80
Peso di volume saturo	γ_{sat}	KN/m ³	19,82
Peso di volume del secco	γ_d	KN/m ³	15,88
Contenuto d'acqua naturale	W	%	24,69
Contenuto d'acqua a saturazione	W_{sat}	%	24,82
Indice dei vuoti	e	-	0,672
Porosità	n	%	40,19
Grado di saturazione	S_r	%	99,5
Carbonati	-	%	-

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	%	N.D.
Limite plastico	LP	%	N.D.
Limite di ritiro	LR	%	-
Indice di plasticità	IP	%	N.P.
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di liquidità	IL	-	-
Consistenza			
Indice di attività	A		-
Frazione argillosa	CF	%	4,40



Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)

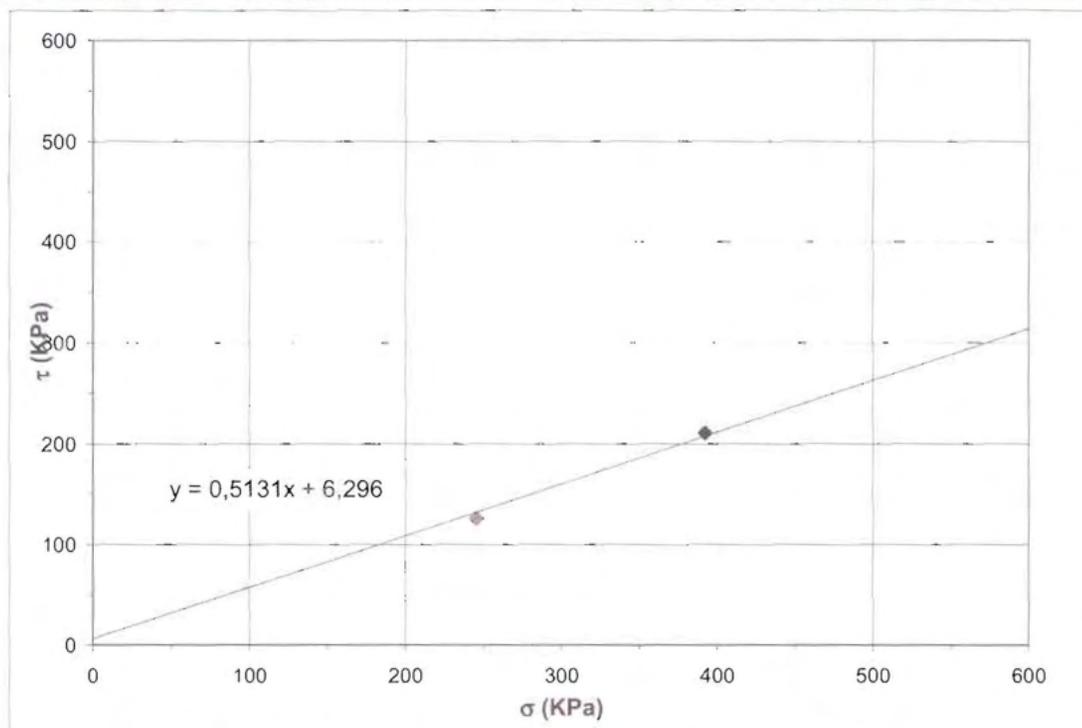


GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D3080

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello					
Località	Foggia zona 167					
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)					
Sondaggio	S2	Campione	1	Profondità	5,50-6,00 m	
Descrizione	Sabbia fine con limo di colore giallastra				N° Certificato	11058/3
					Data emissione	20/7/2011

Tipo prova:		CONSOLIDATA DRENATA					
dimensioni provini	lato	altezza	area	volume	PROVINO		
	60 mm	20 mm	36 cm ²	72 cm ³	1	2	3
caratteristiche iniziali	peso di volume (γ)			KN/m ³	19,75	19,79	19,80
	indice dei vuoti (e)			-	0,678	0,674	0,671
	contenuto naturale in acqua (W _n)			%	24,80	24,75	24,66
consolidazione	pressione verticale (σ)			KPa	98	245	392
	tempo di consolidazione (t)			h	24	48	72
	altezza finale (h _f)			mm	19,58	19,27	19,15
	cedimento finale (δ_v)			mm	0,42	0,73	0,85
rottura	sollecitazione tangenziale (τ)			KPa	60	126	211
	deformazione trasversale (δ_t)			mm	4,38	5,50	4,82
	deformazione normale (δ_n)			mm	0,26	0,39	0,42
resistenza	coesione (c')			KPa	6,30	Velocità prova	
	angolo di attrito (ϕ')			gradi	27,2	0,0240	mm/min



Lo Sperimentatore

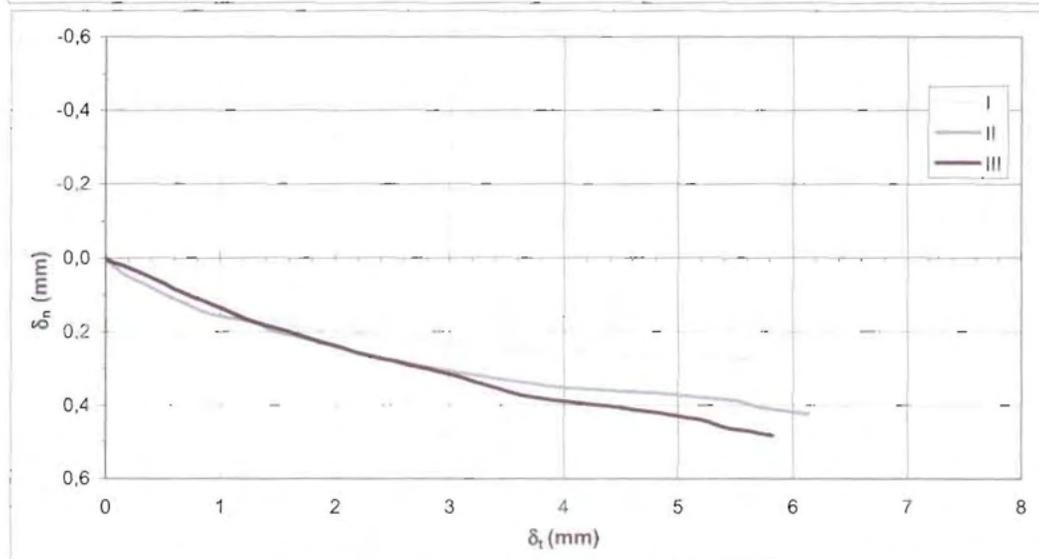
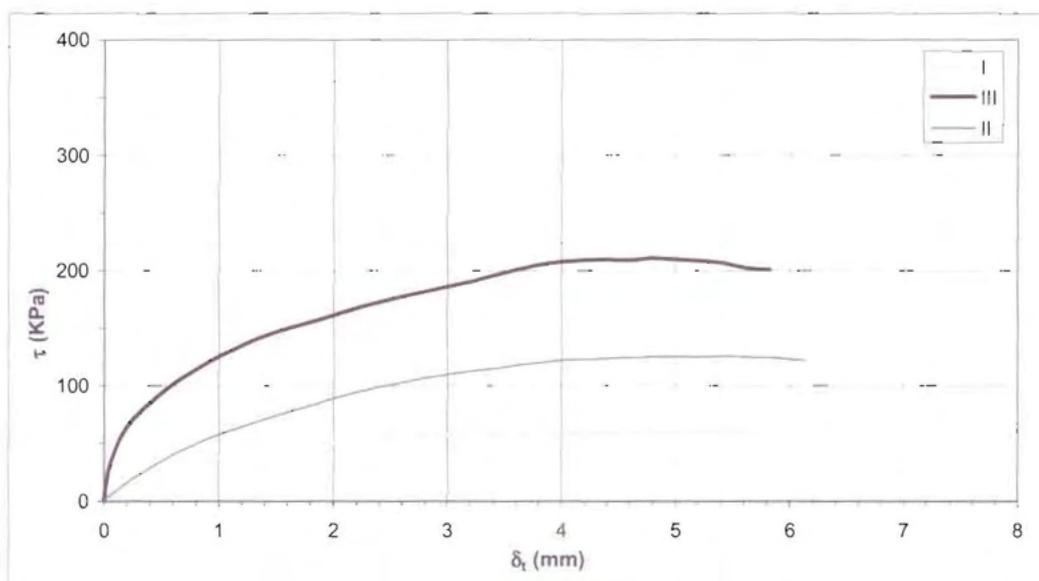
Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D3080

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello					
Località	Foggia zona 167					
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)					
Sondaggio	S2	Campione	1	Profondità	5,50-6,00 m	
Descrizione	Sabbia fine con limo di colore giallastra				N° Certificato	11058/4
					Data emissione	20/7/2011



Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA EDOMETRICA
ASTM D2435

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	1	Profondità	5,50-6,00 m
Descrizione	Sabbia fine con limo di colore giallastra			N° Certificato	11058/5
				Data emissione	20/07/11

Caratteristiche iniziali del provino			
diametro	d	mm	71,36
altezza	h	mm	20,00
area di base	A	cm ²	39,99
volume	V	cm ³	79,99
peso di volume	γ	KN/m ³	19,80
peso spec. grani	G	KN/m ³	26,55
indice dei vuoti	e	-	0,674
contenuto in acqua	W	%	24,90
grado di saturazione	S	%	100,0

p	δH	ϵ	e	Eed	Cc
Kpa	mm	%	-	Mpa	-
9,81	0,046	0,002	0,670	-	-
19,61	0,132	0,007	0,663	2,28	0,02
49,03	0,366	0,018	0,643	2,51	0,05
98,07	0,579	0,029	0,626	4,60	0,06
196,13	0,836	0,042	0,604	7,63	0,07
392,27	1,141	0,057	0,579	12,86	0,08
784,53	1,498	0,075	0,549	21,98	0,10
1569,06	1,887	0,094	0,516	40,34	0,11
2942,00	2,326	0,116	0,479	62,55	0,13
784,53	2,228	0,111	0,488		
196,13	2,114	0,106	0,497		
49,03	1,970	0,099	0,509		
9,81	1,778	0,089	0,525		

NOTE:

Lo Sperimentatore

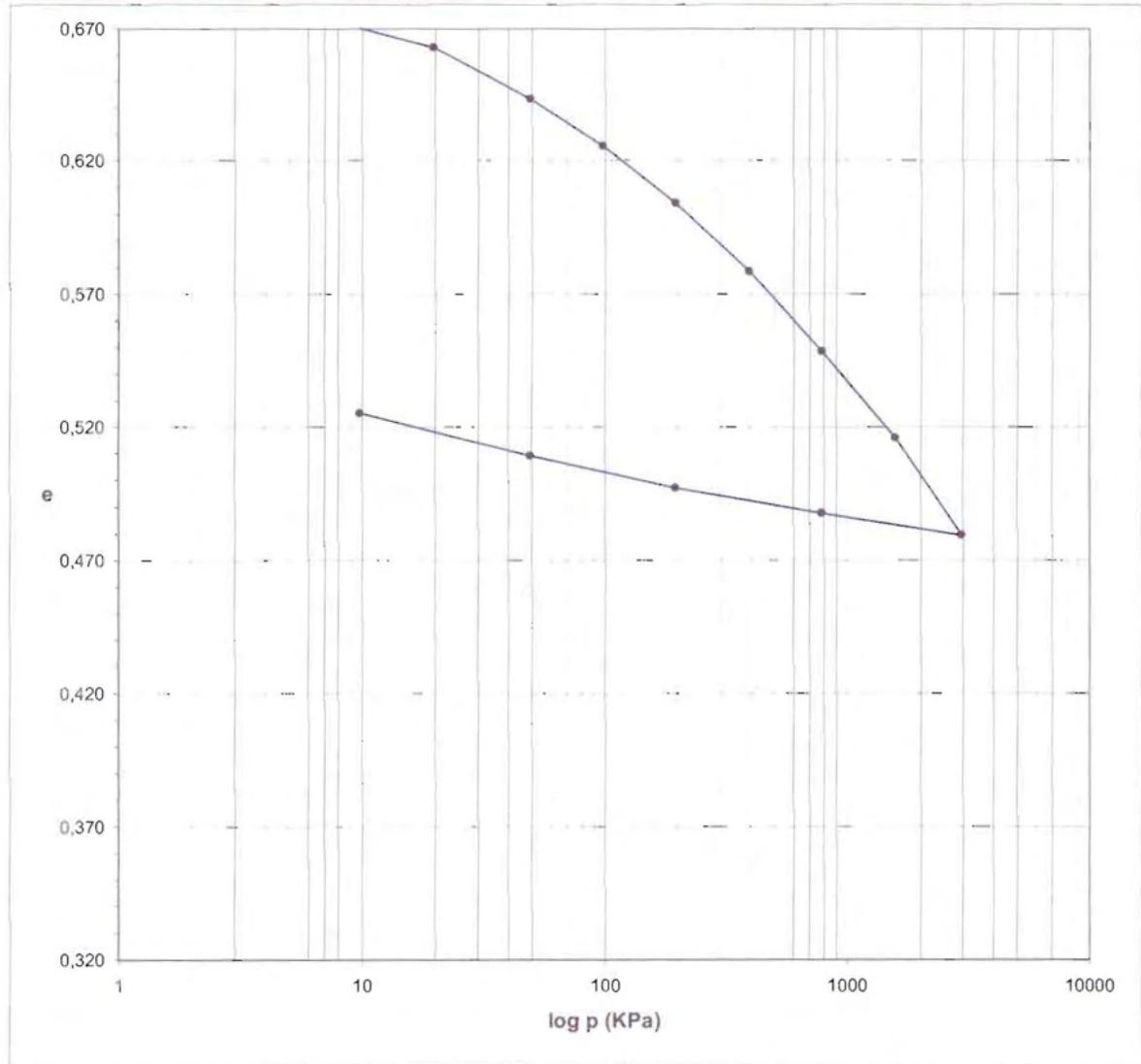
Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA EDOMETRICA
ASTM D2435

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello			
Località	Foggia zona 167			
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)			
Sondaggio	S2	Campione	1	
		Profondità	5,50-6,00 m	
Descrizione	Sabbia fine con limo di colore giallastra		N° Certificato	11058/6
			Data emissione	20/07/11



Lo Sperimentatore

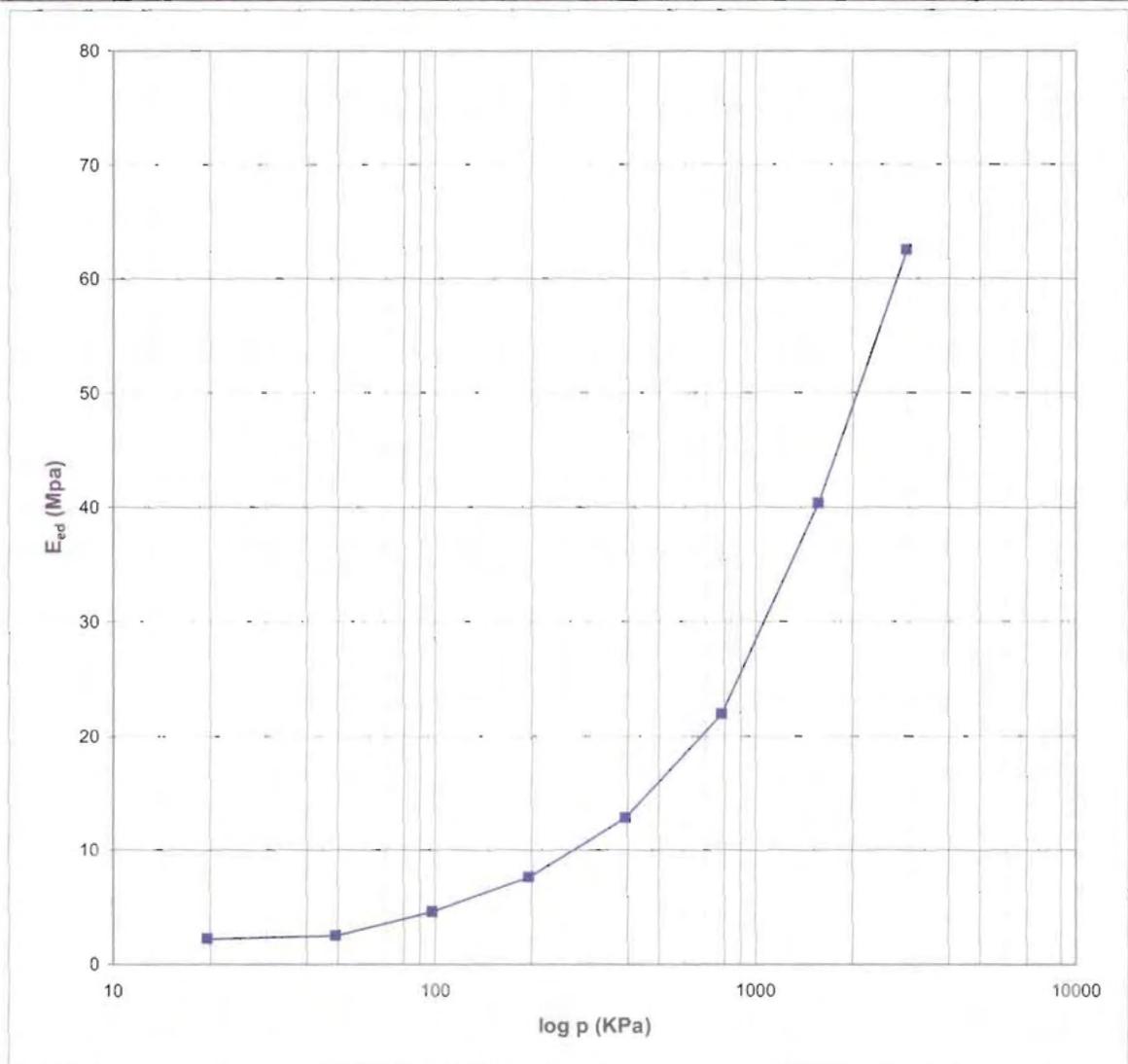
Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA EDOMETRICA
ASTM D2435

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello					
Località	Foggia zona 167					
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)					
Sondaggio	S2	Campione	1	Profondità	5,50-6,00 m	
Descrizione	Sabbia fine con limo di colore giallastra				N° Certificato	11058/7
					Data emissione	20/07/11



Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)

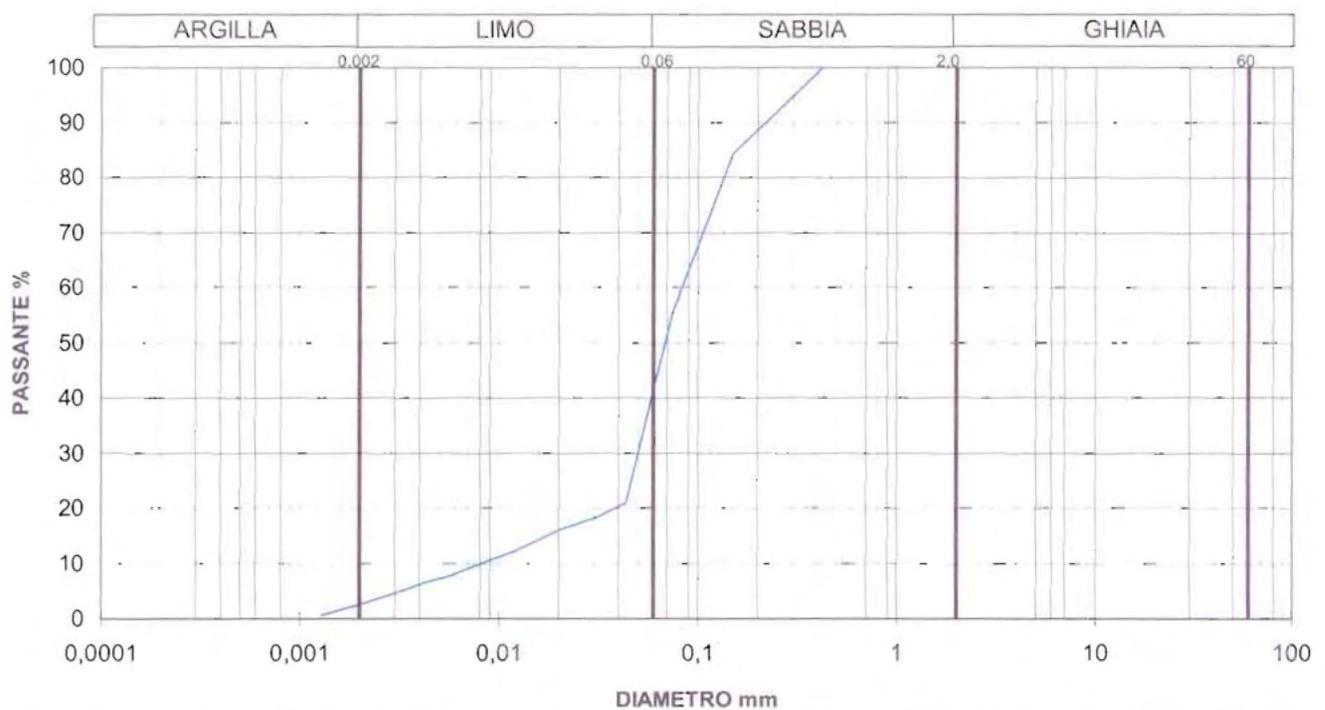


GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

CARATTERISTICHE GENERALI
LIMITI DI CONSISTENZA
ASTM D 4318

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	2	Profondità	8,00-8,50 m
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra		N° Certificato	11059/1	
	Il terreno si presenta nello stato di consistenza		solido-plastica	Data emissione	20/07/11

GRANULOMETRIA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE



CLASSIFICAZIONE A.G.I.		
GHIAIA	0,00	%
SABBIA	58,60	%
LIMO	38,70	%
ARGILLA	2,70	%

INDICI DELLA CURVA GRANULOMETRICA		
Diametri equivalenti delle particelle	D ₁₀	0,0077
	D ₃₀	0,0497
	D ₆₀	0,0826
Coefficiente di curvatura Grado di uniformità	C _c	3,89
		-

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



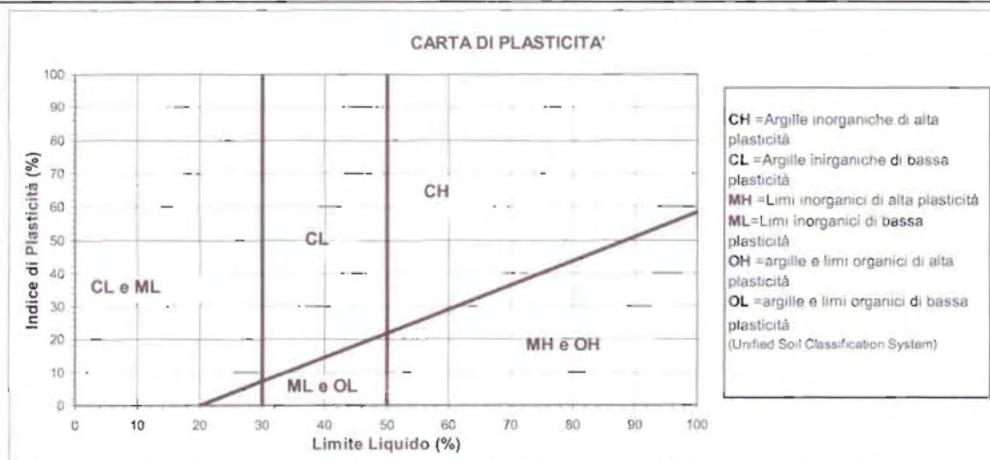
GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

CARATTERISTICHE GENERALI
LIMITI DI CONSISTENZA
ASTM D 4318

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	2	Profondità	8,00-8,50 m
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra			N° Certificato	11059/2
	Il terreno si presenta nello stato di consistenza solido-plastica			Data emissione	20/07/11

CARATTERISTICHE GENERALI			
Peso specifico reale	Gs	KN/m ³	26,57
Peso di volume	γ	KN/m ³	20,54
Peso di volume saturo	γ_{sat}	KN/m ³	20,54
Peso di volume del secco	γ_d	KN/m ³	17,02
Contenuto d'acqua naturale	W	%	20,70
Contenuto d'acqua a saturazione	W _{sat}	%	20,70
Indice dei vuoti	e	-	0,561
Porosità	n	%	35,93
Grado di saturazione	S _r	%	100,00
Carbonati	-	%	-

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	%	N.D.
Limite plastico	LP	%	N.D.
Limite di ritiro	LR	%	-
Indice di plasticità	IP	%	N.P.
Indice di consistenza	IC	-	-
Indice di liquidità	IL	-	-
Consistenza			
Indice di attività	A		-
Frazione argillosa	CF	%	2,70



Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)

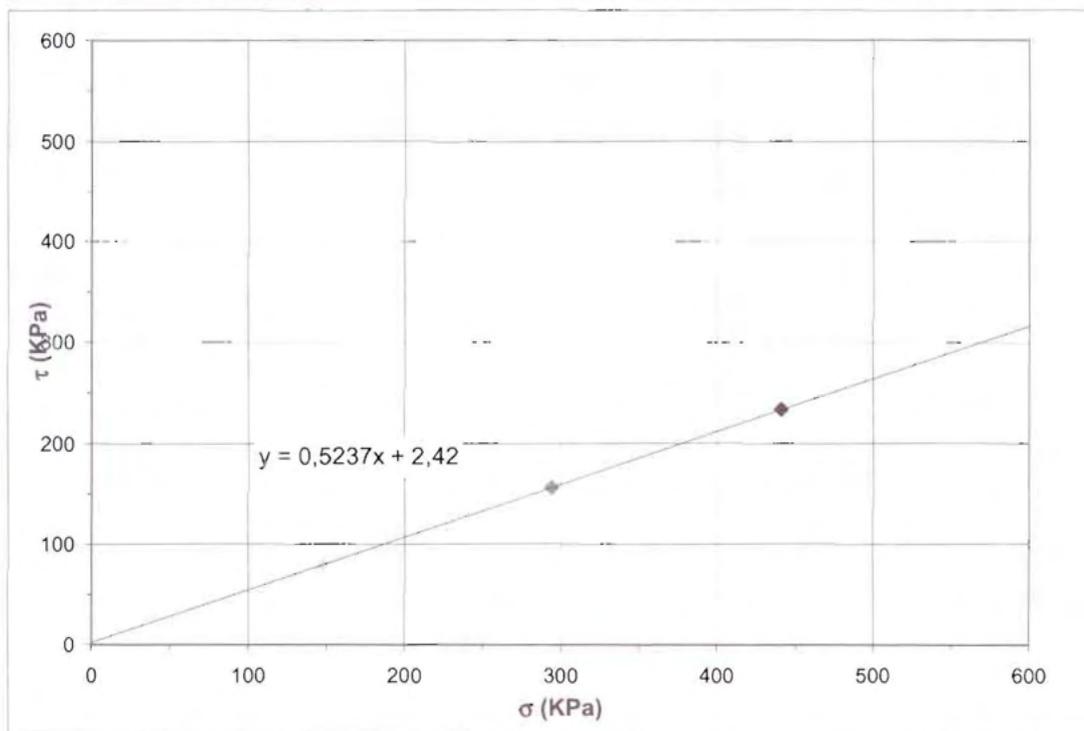


GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D3080

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello					
Località	Foggia zona 167					
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)					
Sondaggio	S2	Campione	2	Profondità	8,00-8,50 m	
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastro				N° Certificato	11059/3
					Data emissione	20/7/2011

Tipo prova:		CONSOLIDATA DRENATA					
dimensioni provini	lato	altezza	area	volume	PROVINO		
	60 mm	20 mm	36 cm ²	72 cm ³	1	2	3
caratteristiche iniziali	peso di volume (γ)			KN/m^3	20,50	20,50	20,50
	indice dei vuoti (e)			-	0,564	0,564	0,564
	contenuto naturale in acqua (W_n)			%	20,83	20,78	20,75
consolidazione	pressione verticale (σ)			KPa	147	294	441
	tempo di consolidazione (t)			<i>h</i>	24	48	72
	altezza finale (h_f)			<i>mm</i>	19,12	18,84	18,52
	cedimento finale (δ_v)			<i>mm</i>	0,88	1,16	1,48
rottura	sollecitazione tangenziale (τ)			KPa	80	156	234
	deformazione trasversale (δ_t)			<i>mm</i>	4,38	2,33	3,55
	deformazione normale (δ_n)			<i>mm</i>	0,26	0,09	0,16
resistenza	coesione (c')			KPa	2,42		
	angolo di attrito (ϕ')			<i>gradi</i>	27,6	0,0240	mm/min



Lo Sperimentatore

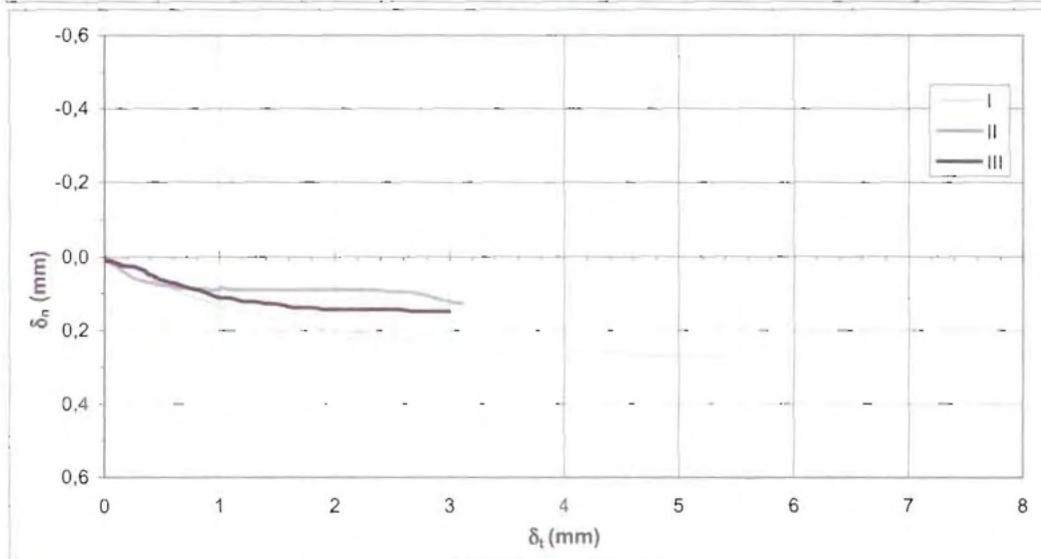
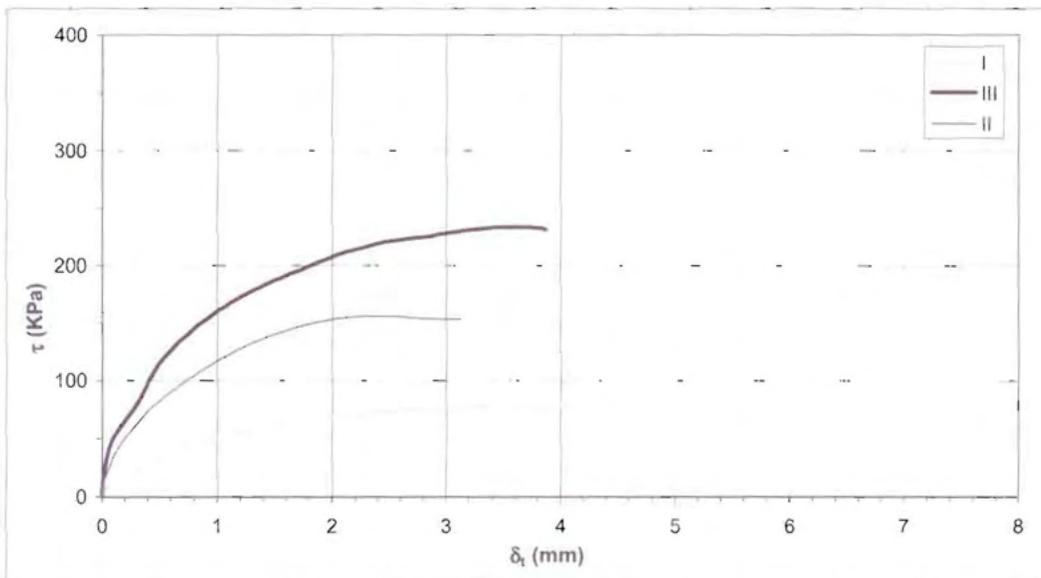
Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D3080

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	2	Profondità	8,00-8,50 m
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra			N° Certificato	11059/4
				Data emissione	20/7/2011



Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA EDOMETRICA
ASTM D2435

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello					
Località	Foggia zona 167					
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)					
Sondaggio	S2	Campione	2	Profondità	8,00-8,50 m	
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra				N° Certificato	11059/5
					Data emissione	20/07/11

Caratteristiche iniziali del provino			
diametro	d	mm	71,36
altezza	h	mm	20,00
area di base	A	cm ²	39,99
volume	V	cm ³	79,99
peso di volume	γ	KN/m ³	20,55
peso spec. grani	G	KN/m ³	26,57
indice dei vuoti	e	-	0,560
contenuto in acqua	W	%	20,68
grado di saturazione	S	%	100

p	δH	e	e	Eed	Cc
Kpa	mm	%	-	Mpa	-
9,81	0,068	0,003	0,555	-	-
19,61	0,121	0,006	0,551	3,70	0,01
49,03	0,307	0,015	0,536	3,16	0,04
98,07	0,489	0,024	0,522	5,39	0,05
196,13	0,804	0,040	0,497	6,23	0,08
392,27	1,126	0,056	0,472	12,18	0,08
784,53	1,506	0,075	0,443	20,65	0,10
1569,06	1,923	0,096	0,410	37,63	0,11
2942,00	2,362	0,118	0,376	62,55	0,13
784,53	2,188	0,109	0,389		
196,13	1,968	0,098	0,407		
49,03	1,739	0,087	0,424		
9,81	1,472	0,074	0,445		

NOTE:

Lo Sperimentatore

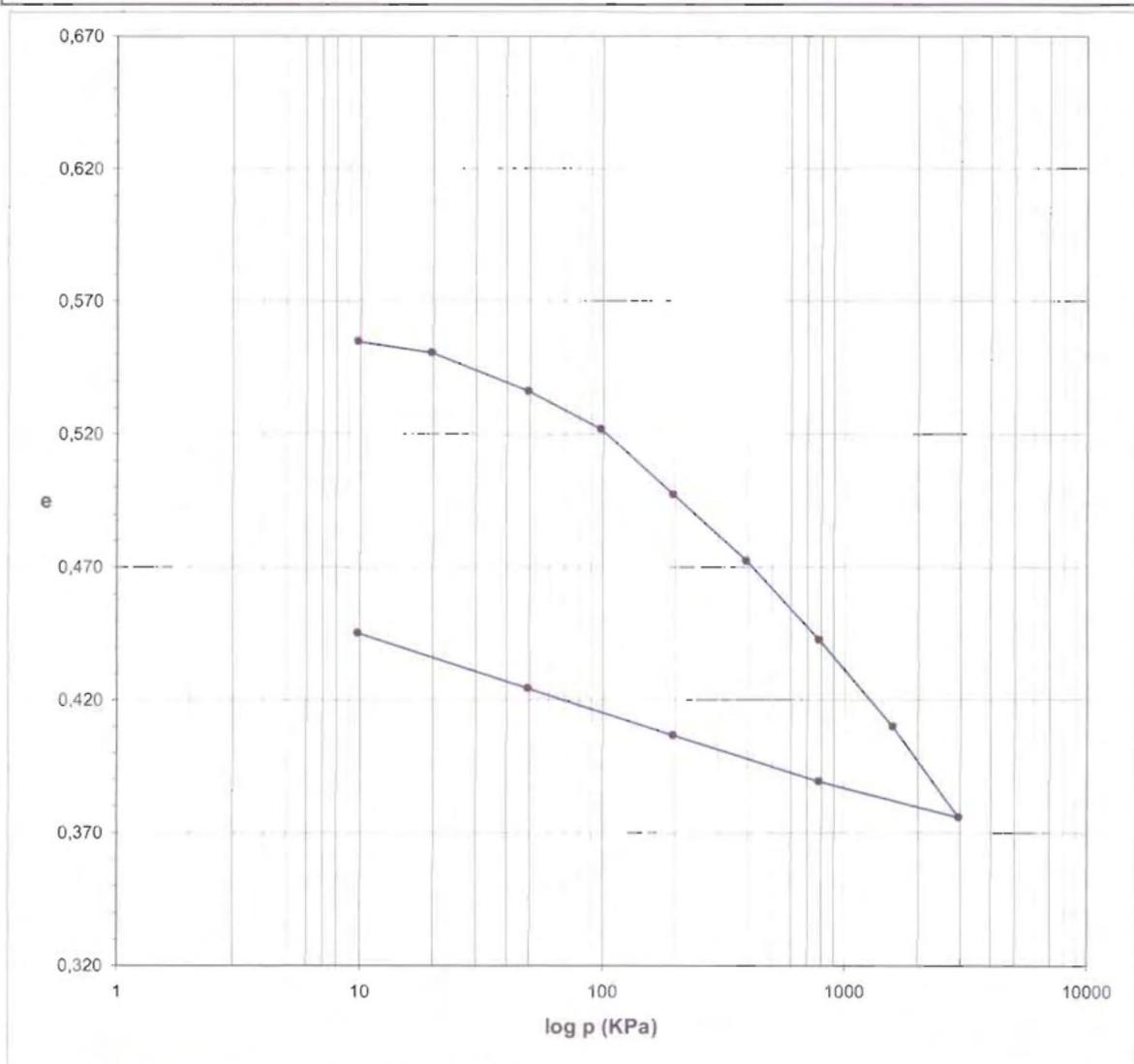
Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA EDOMETRICA
ASTM D2435

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello					
Località	Foggia zona 167					
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)					
Sondaggio	S2	Campione	2	Profondità	8,00-8,50 m	
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra				N° Certificato	11059/6
					Data emissione	20/07/11



Lo Sperimentatore

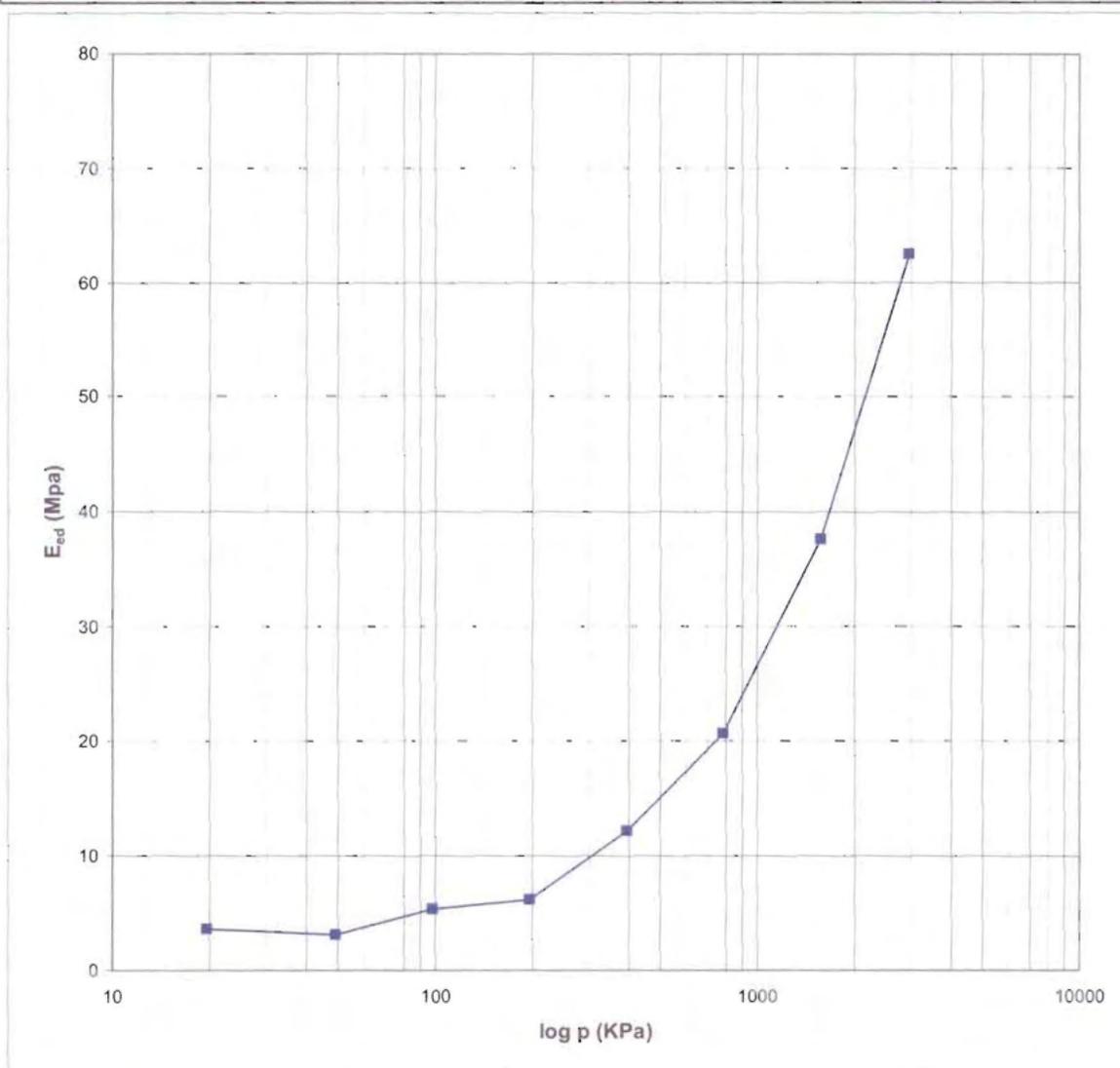
Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA EDOMETRICA
ASTM D2435

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	2	Profondità	8,00-8,50 m
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra			N° Certificato	11059/7
				Data emissione	20/07/11



Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)

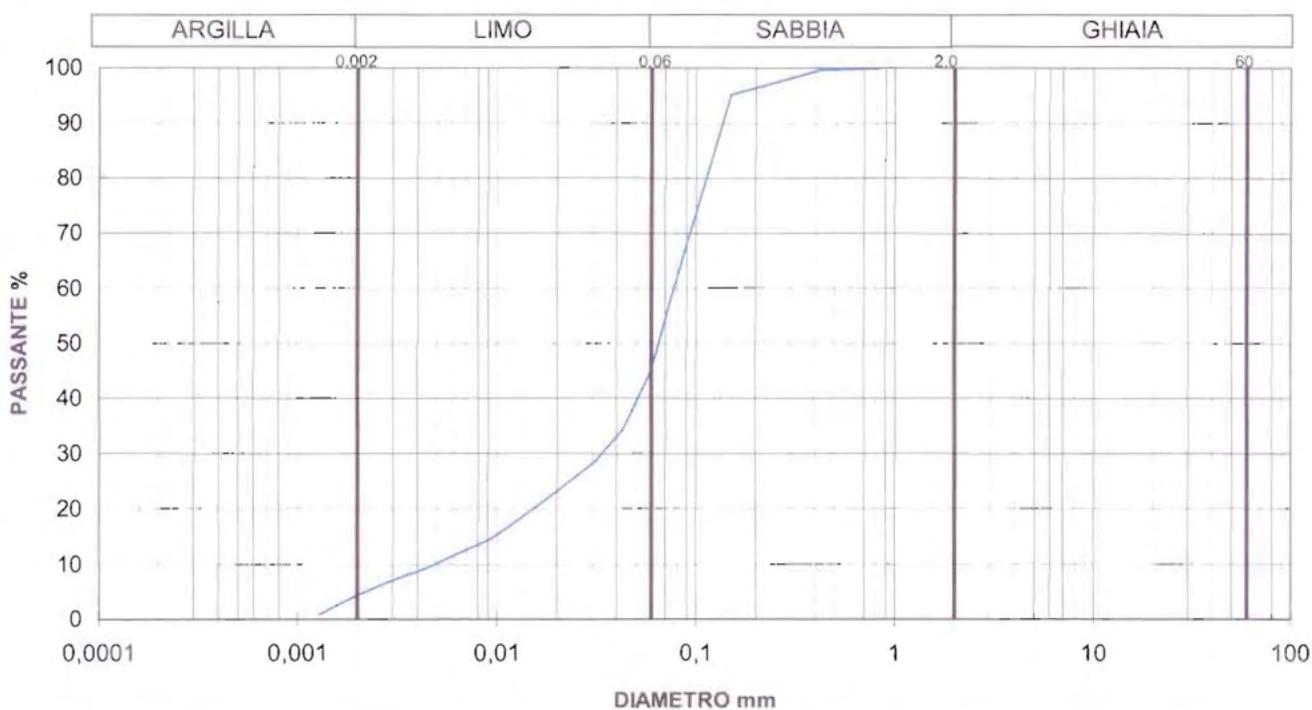


GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

CARATTERISTICHE GENERALI
LIMITI DI CONSISTENZA
ASTM D 4318

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	3	Profondità	11,50-12,00 m
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra		N°Certificato	11060/1	
	Il terreno si presenta nello stato di consistenza		solido-plastica	Data emissione	20/07/11

GRANULOMETRIA PER SETACCIATURA E SEDIMENTAZIONE



CLASSIFICAZIONE A.G.I.		
GHIAIA	0,00	%
SABBIA	54,80	%
LIMO	40,80	%
ARGILLA	4,40	%

INDICI DELLA CURVA GRANULOMETRICA		
D ₁₀	0,0049	
D ₃₀	0,0320	
D ₆₀	0,0771	
Coefficiente di curvatura C _c	2,72	
Grado di uniformità	BEN GRADUATO	

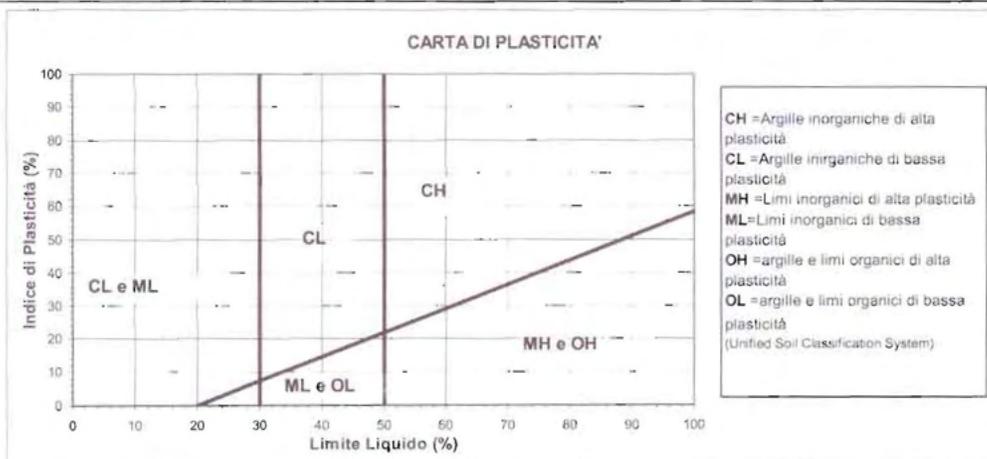
Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello		
Località	Foggia zona 167		
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)		
Sondaggio	S2	Campione	3
Profondità			11,50-12,00 m
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra		N° Certificato 11060/2
	Il terreno si presenta nello stato di consistenza solido-plastica		Data emissione 20/07/11

CARATTERISTICHE GENERALI			
Peso specifico reale	Gs	KN/m ³	26,59
Peso di volume	γ	KN/m ³	20,18
Peso di volume saturo	γ_{sat}	KN/m ³	20,18
Peso di volume del secco	γ_d	KN/m ³	16,44
Contenuto d'acqua naturale	W	%	22,77
Contenuto d'acqua a saturazione	W _{sat}	%	22,77
Indice dei vuoti	e	-	0,617
Porosità	n	%	38,17
Grado di saturazione	S _r	%	100,00
Carbonati	-	%	-

LIMITI DI CONSISTENZA			
Limite liquido	LL	%	N.D.
Limite plastico	LP	%	N.D.
Limite di ritiro	LR	%	-
Indice di plasticità	IP	%	N.P.
Indice di consistenza	IC	-	
Indice di liquidità	IL	-	
Consistenza			
Indice di attività	A		
Frazione argillosa	CF	%	4,40



Lo Sperimentatore



Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



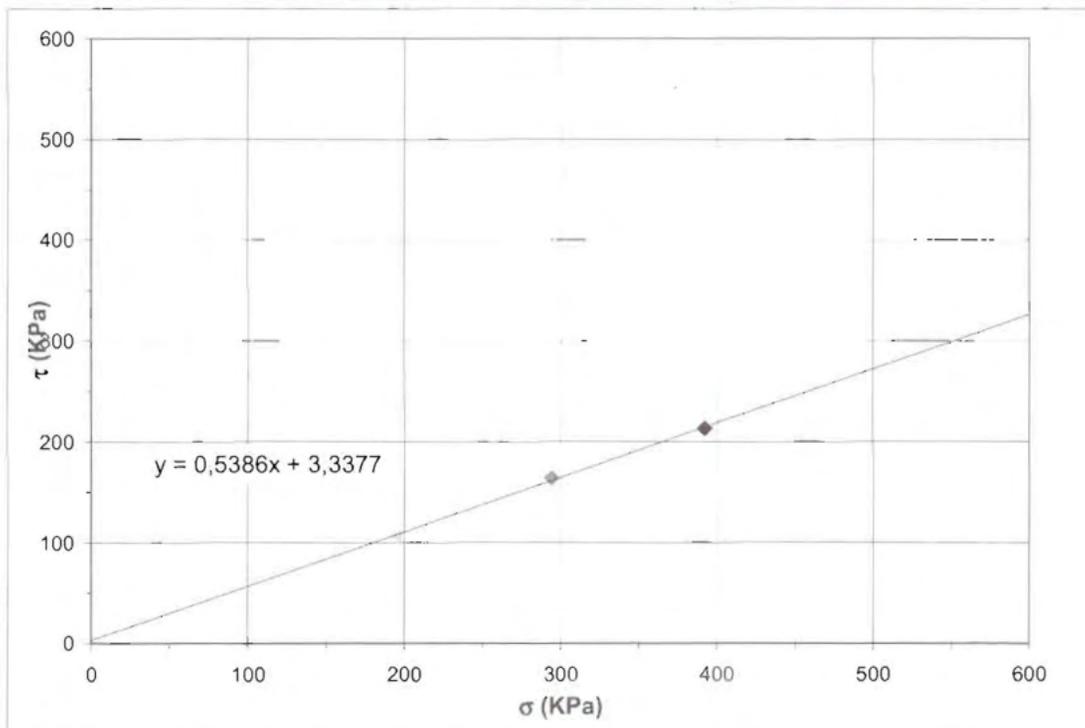


GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D3080

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello					
Località	Foggia zona 167					
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)					
Sondaggio	S2	Campione	3	Profondità	11,5-12,0 m	
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra				N° Certificato	11060/3
					Data emissione	20/7/2011

Tipo prova:		CONSOLIDATA DRENATA					
dimensioni provini	lato	altezza	area	volume	PROVINO		
	60 mm	20 mm	36 cm ²	72 cm ³	1	2	3
caratteristiche iniziali	peso di volume (γ)			KN/m ³	20,17	20,16	20,19
	indice dei vuoti (e)			-	0,619	0,618	0,615
	contenuto naturale in acqua (W_n)			%	22,82	22,75	22,69
consolidazione	pressione verticale (σ)			KPa	196	294	392
	tempo di consolidazione (t)			h	24	48	72
	altezza finale (h_f)			mm	17,78	18,27	19,08
	cedimento finale (δ_v)			mm	2,22	1,73	0,92
rottura	sollecitazione tangenziale (τ)			KPa	108	164	213
	deformazione trasversale (δ_t)			mm	6,14	4,29	4,94
	deformazione normale (δ_n)			mm	0,45	0,31	0,58
resistenza	coesione (c')			KPa	3,34	Velocità prova	
	angolo di attrito (ϕ')			gradi	28,3	0,0240	mm/min



Lo Sperimentatore

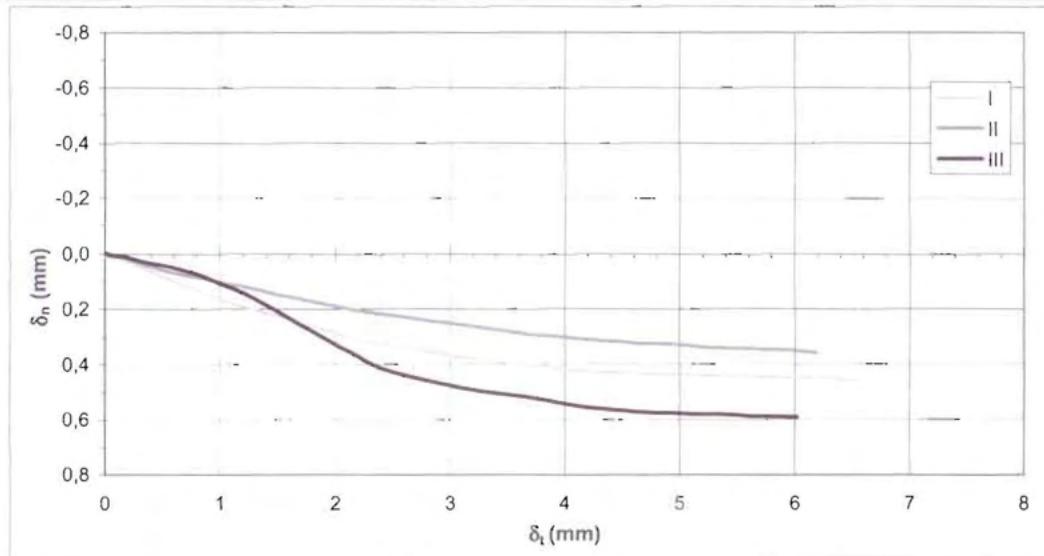
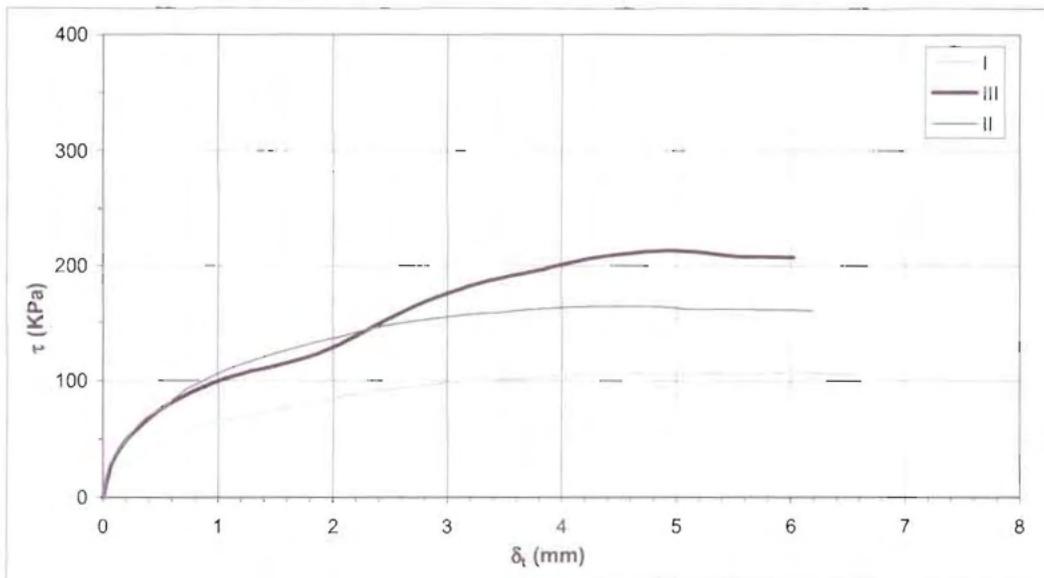
Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA DI TAGLIO DIRETTO
ASTM D3080

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	3	Profondità	11,5-12,0 m
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra			N° Certificato	11060/4
				Data emissione	20/7/2011



Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA EDOMETRICA
ASTM D2435

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	3	Profondità	11,5-12,0 m
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra				N° Certificato 11060/5
					Data emissione 20/07/11

Caratteristiche iniziali del provino			
diametro	d	mm	71,36
altezza	h	mm	20,00
area di base	A	cm ²	39,99
volume	V	cm ³	79,99
peso di volume	γ	KN/m ³	20,19
peso spec. grani	G	KN/m ³	26,59
indice dei vuoti	e	-	0,616
contenuto in acqua	W	%	22,70
grado di saturazione	S	%	100,0

p	δH	ϵ	e	Eed	Cc
Kpa	mm	%	-	Mpa	-
9,81	0,075	0,004	0,610	-	-
19,61	0,124	0,006	0,606	4,00	0,01
49,03	0,243	0,012	0,596	4,94	0,02
98,07	0,360	0,018	0,586	8,38	0,03
196,13	0,519	0,026	0,574	12,34	0,04
392,27	0,718	0,036	0,558	19,71	0,05
784,53	0,981	0,049	0,536	29,83	0,07
1569,06	1,359	0,068	0,506	41,51	0,10
2942,00	1,783	0,089	0,472	64,76	0,13
784,53	1,662	0,083	0,481		
196,13	1,544	0,077	0,491		
49,03	1,422	0,071	0,501		
9,81	1,298	0,065	0,511		

NOTE:

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)

Lo Sperimentatore

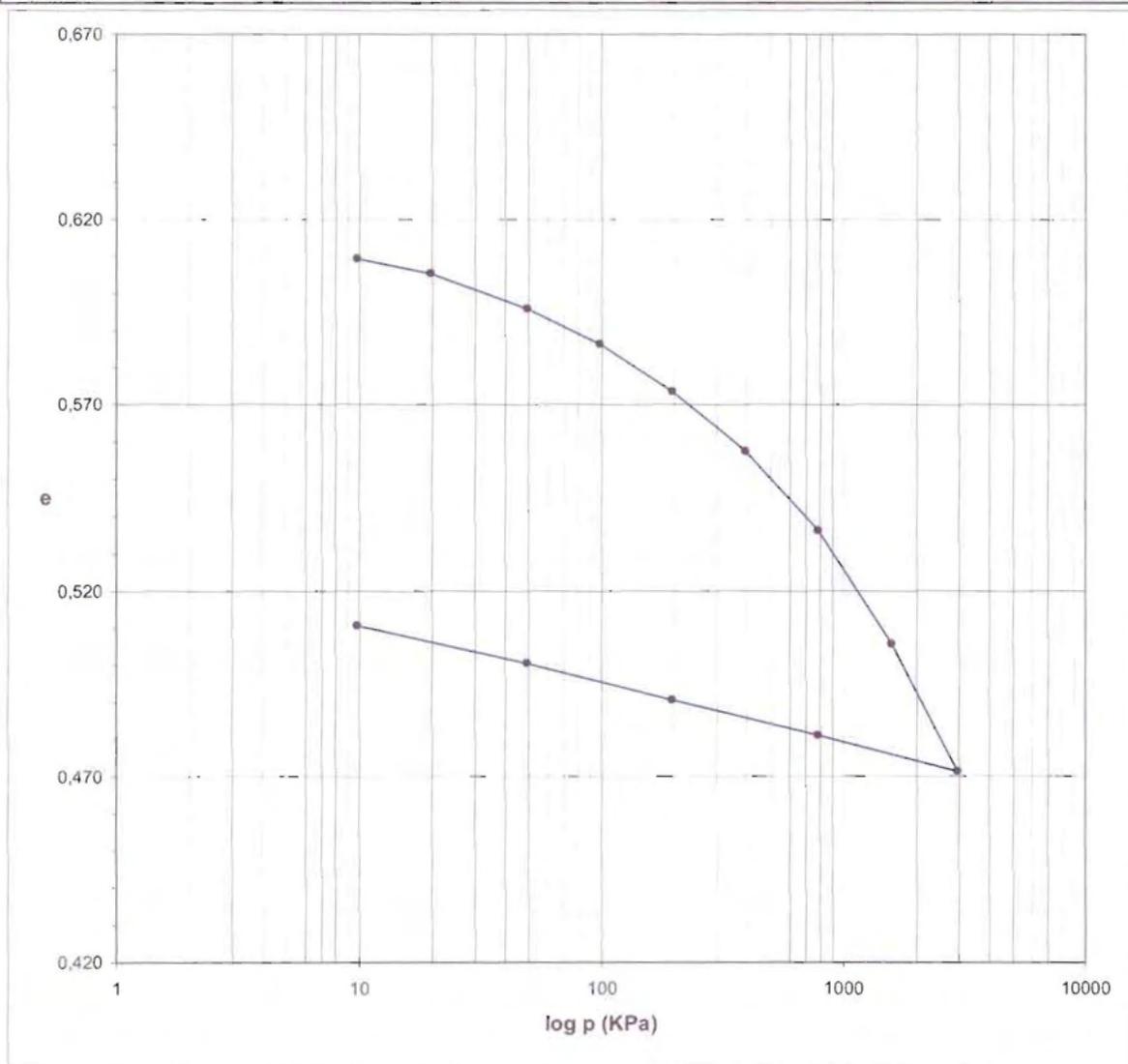
Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA EDOMETRICA
ASTM D2435

Committente	dott. geol. Isidoro Sorbello			
Località	Foggia zona 167			
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)			
Sondaggio	S2	Campione	3	
		Profondità	11,5-12,0 m	
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra		N° Certificato	11060/6
			Data emissione	20/07/11



Lo Sperimentatore

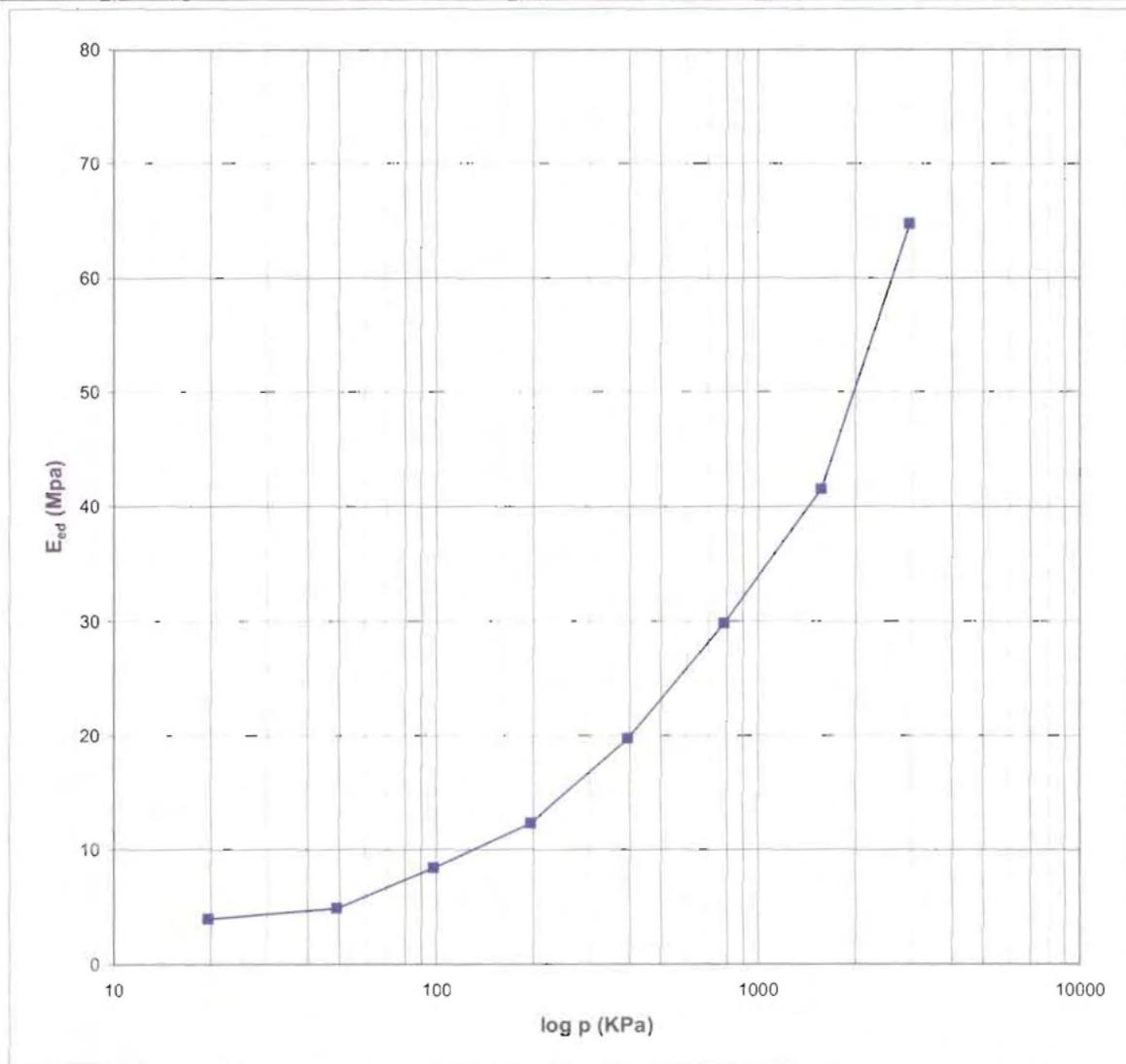
Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)



GEO CONSUL s.a.s.
LABORATORIO GEOTECNICO

PROVA EDOMETRICA
ASTM D2435

Committente	dott.geol. Isidoro Sorbello				
Località	Foggia zona 167				
Riferimento	Piano Nazionale Edilizia Abitativa (IACP)				
Sondaggio	S2	Campione	3	Profondità	11,5-12,0 m
Descrizione	Sabbia con limo di colore giallastra			N° Certificato	11060/7
				Data emissione	20/07/11



Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Dott. Geol. Isidoro Sorbello)