

172/2017

AMMINISTRATIVO

15/04/17



COMUNE DI BARLETTA

Medaglia d'oro al merito civile e militare
Città della Disfida

AMPLIAMENTO DELLA CAPIENZA DELL'IMPIANTO SPORTIVO MANZI-CHIAPULIN VIA DEI MANDORLI - ZONA "PARCO DEGLI ULIVI"

Fabbricato servizi igienici settore ospiti

PROGETTO ESECUTIVO

INDAGINI GEOGNOSTICHE

Pietro Salvatore CAPOZZA geologo
Barletta - vico San Pietro, 9



PROGETTISTA INCARICATO

Antonio SASSO Ingegnere
Bisceglie - via C. de Trizio (già via Milano), 28

collaborazione

Mariagrazia RICCHIUTI Ingegnere
Bisceglie - via C. de Trizio (già via Milano), 28



RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Vito VACCA Ingegnere
Comune di Barletta - Funzionario Tecnico Settore Manutenzioni

Barletta - viale Marconi, 31
SETTORE MANUTENZIONI
Ing. Vito Vacca

COMMITTENTE

Donato LAMACCHIA architetto
Comune di Barletta - Dirigente Settore Manutenzioni
Barletta - viale Marconi, 31

IL DIRIGENTE
Arch. Donato LAMACCHIA

TAV	R. St.3	Relazione geologica
------------	--------------------	---------------------

progetto delle opere strutturali

INDICE

PREMESSA.....	pag.3
LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI DEL TERRITORIO.....	pag.7
GEOLOGIA DEL TERRITORIO.....	pag.9
IDROGEOLOGIA.....	pag.13
LITOSTRATIGRAFIA DELL'AREA IN ESAME.....	pag.17
COMPATIBILITA' DELLE PREVISIONI PROGETTUALI CON IL P.A.I.....	pag. 19
GIUDIZIO SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	pag. 21
SISMICITA'.....	pag. 23
RELAZIONE DI CALCOLO PER LA PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (S.P.T.)	pag.24
INDAGINI GEOSIMICHE.....	pag.35
Sismica attraverso metodologia MASW (Software Easy MASW).....	pag.35
CRITERI DI PROGETTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE IN BASE AL D.M. 14 GENNAIO 2008.....	pag. 41
CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE ED ORIENTAMENTI PROGETTUALI PER LE FONDAZIONI.....	pag. 44

Premessa

A seguito della **determina dirigenziale n°888 del 26/06/2017** del Settore Manutenzioni del Comune di Barletta, allo scrivente Dott. Geol. Pietro Salvatore CAPOZZA, era conferito l'incarico di redigere una indagine geologica e geomorfologica per l'ampliamento della capienza dell'impianto sportivo Manzi - Chiapulin, sito in via Dei Mandorli "PARCO DEGLI ULIVI", del **Comune di Barletta**, ha eseguito una campagna di indagini e prove in situ, al fine di acclarare l'assetto morfologico e geolitologico dell'area prescelta, nonché per acquisire i parametri per la caratterizzazione geotecnica dei terreni dell'immediato sottosuolo.

In ottemperanza alla normativa vigente (**Legge N. 64 del 2 Febbraio 1974** (e successivi aggiornamenti, **artt. 1 e 13**; **D.M. del 11 Marzo 1988 n° 47** - regolamento ed istruzioni emanate dal **Ministero dei LL.PP.**, con circolare del **3 Giugno 1981, N. 21597**), sono stati effettuati rilievi diretti e riferimenti a situazioni similari.

Lo scrivente, per il progetto di che trattasi, nel far riferimento ai dati della cartografia geologica ufficiale ed alle note scientifiche pubblicate in letteratura specifica, relativamente alle formazioni affioranti nel territorio di **Barletta**, ha ritenuto opportuno avvalersi, anche, delle relazioni geologico - tecniche già eseguite per studi di piani territoriali o per per la costruzione di edifici pubblici o privati, che hanno interessato la zona di studio, quali utili strumenti di orientamento e correlazione nella risoluzione delle problematiche specifiche connesse alla realizzazione della costruzione di cui all'oggetto.

I risultati delle indagini, degli studi e dei calcoli geotecnici completano lo studio geologico e ne costituiscono parte integrante e comprende i seguenti elaborati tecnici:

- relazione geologico-tecnica;
- stralcio planimetrico geomorfologico;
- successione litostratigrafica;
- istogrammi delle prove penetrometriche in situ;
- prospezione geosismica con metodologia MASW (Vs30 in base al D.M. 14.01.2008 (Nuove Tecniche per le Costruzioni));

Con l'indagine in oggetto si sono potuti fornire ai progettisti i dati conoscitivi di base a carattere geologico e geotecnico al fine di una corretta progettazione delle strutture di fondazione relative allo edificio a realizzarsi e per definire la fattibilità geomorfologica e geotecnica dell'area.

Lo studio geomorfologico e la caratterizzazione geotecnica é stato perciò articolato seguendo lo schema consigliato dalle normative vigenti, con riferimento alle norme ed alle istruzioni del:

D.M. 21.3.1988 n° 47;

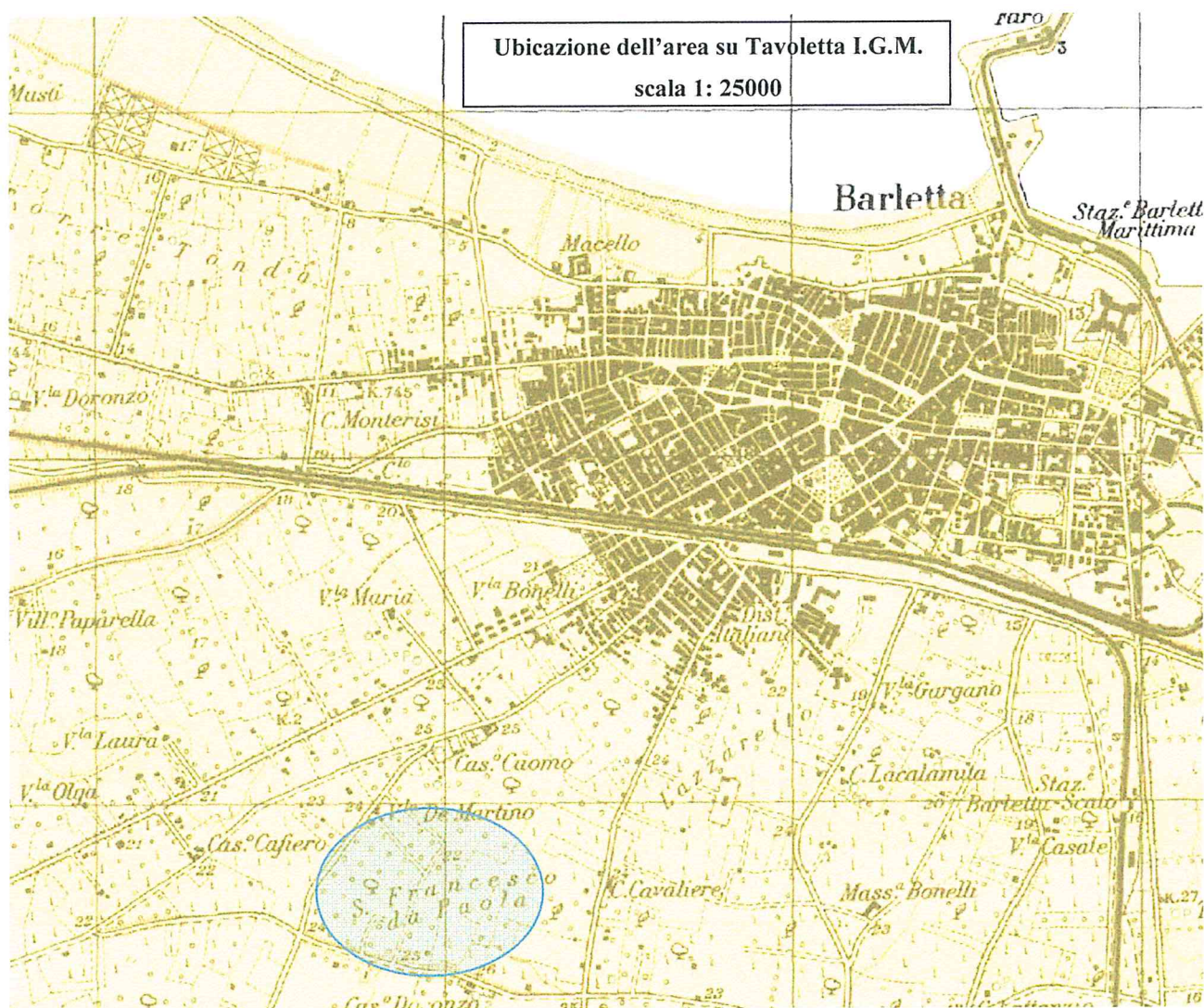
D.M. 20.3.03 n° 3274;

D.M. 14.01.2008 (Nuove Tecniche per le Costruzioni).

La conoscenza geologica e la caratterizzazione geotecnica del suolo e del sottosuolo, della zona interessata al progetto, sono state ottenute mediante rilievi, indagini geognostiche (scavi e saggi) e prove, basando la scelta dei coefficienti di sicurezza su fattori connessi sia alle proprietà dei terreni che alla ricorrenza probabilistica di eventi naturali.

- La caratterizzazione geotecnica é stata ottenuta con le indagini in situ (prove penetrometriche, indagini geosismiche, saggi), e risulta coerente con la ricostruzione geologica e litostratigrafica. I dati rilevati sono riportati nella apposita documentazione allegata.

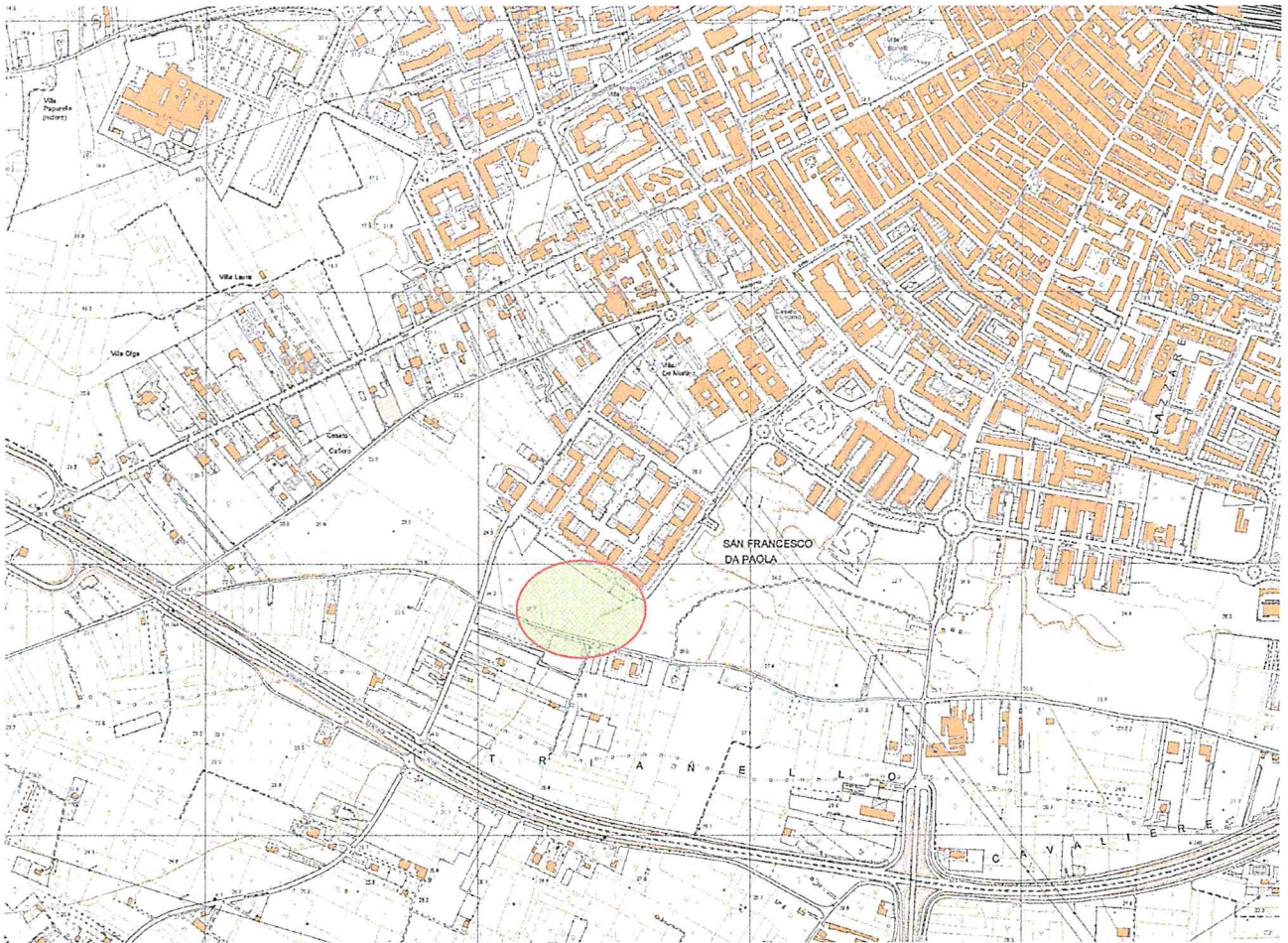
- L'ampiezza delle indagini é stata proporzionata alle dimensioni ed alle caratteristiche strutturali delle opere da realizzare, tenendo conto anche della personale conoscenza della zona.



STALCIO CARTA TECNICA REGIONALE

REGIONE PUGLIA

BARLETTA - N.423083



UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE



MASW=PROSPEZIONE GEOSISMICA ATTRAVERSO METODOLOGIA MASW

PI=PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (SPT)

LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI DEL TERRITORIO

I lineamenti geomorfologici di seguito riportati riguardano l'intero territorio del **Comune di Barletta**, compreso interamente nel **Foglio n. 176 "Barletta"** della Carta Geologica d'Italia, in scala **1:100.000**.

Le coordinate geografiche risultano comprese tra 41° 18' 19" di latitudine nord e 16° 15' 45" di longitudine est con una quota media di circa 25.0 mt s.l.m.m.

L'aspetto topografico dominante è quello caratteristico dei terrazzi marini, dolcemente degradanti verso la linea di costa.

Il territorio, verso mare, è caratterizzato da numerose zone pianeggianti, talvolta di notevoli estensioni, che costituiscono gli ultimi lembi residui dell'azione marina in fase di colmamento (regressione).

Tali pianori possono essere talvolta fittamente incisi da solchi erosivi non sempre perpendicolari alla linea di costa.

Verso monte l'agro del **Comune di Barletta** è caratterizzato da rilievi collinari, con altezza media di **40 - 50 m s. l. m.**, con morfologia mammellonata, solcati da incisioni paleotorrentizie (lame) orientate verso nord-ovest, con tendenza verso il fiume **Ofanto**, o in direzione nord-est, cioè verso la linea di costa.

I rilievi degradano verso il mare, raccordandosi alle spiagge attuali a mezzo di piani, dati da vecchi terrazzi marini che assumono un orientamento **SE-NW**, ossia parallelo alla linea di costa, mentre il raccordo fra le strutture morfologiche dei pianori e delle spiagge attuali, avviene con un cambio repentino di pendenza e con salti di pochi metri.

Il dato più importante, che si rileva dall'analisi del territorio posto a sud-est dell'area di studio è l'esistenza di estesi pianori che risultano contornati da orli di terrazzo, per caduta di pendio, ed abbracciano una zona, morfologicamente depressa, che si orienta verso il vallone "**Camaggi**", ossia verso la ferrovia **Bari-Nord** e la **S.S. 170** per **Andria**.

I lineamenti topografici del territorio sono condizionati in maniera determinante dalla natura delle rocce clastiche e l'acclività, più o meno accentuata, risulta strettamente legata allo stato di aggregazione ed all'assetto dei litotipi affioranti.

I materiali presenti sono, in generale, facile preda degli agenti erosivi e pertanto le forme del territorio sono in continua evoluzione.

Tale caratteristica accentua l'intensità di alcune zone in pendio, specie di quelle in cui compaiono litotipi scarsamente cementati a grana fine.

In particolare l'area in esame si colloca su isoipse **24-25** metri sul livello mare.

GEOLOGIA DEL TERRITORIO

Indagini geognostiche.

A) Mezzi d'indagine.

- Rilevamento geologico della zona.
- Scavi con mezzi meccanici.
- Sondaggi geognostici.
- Prospezione geosismica con metodologia MASW (Vs30 in base al D.M. 14.01.2008 (Nuove Tecniche per le Costruzioni));

B) Descrizione.

Per la realizzazione della carta della geologia del territorio, su cui ricade l'area oggetto di studio, è stato necessario esaminare non solo la natura litologica dei terreni affioranti, ma anche le loro caratteristiche fisiche macroscopiche, quali la granulometria e lo stato di addensamento (compattezza).

Il territorio, dal punto di vista geologico, è costituito prevalentemente da una successione di depositi marini, riferibili al **Plio-Pleistocene**, ed alluvionali, riferibili all'**Olocene**.

I depositi marini del **Plio-Pleistocene** si presentano con giacitura sub-orizzontale, con lieve inclinazione, generalmente inferiore a **10°**, data dal normale degrado verso la linea di costa, posta a **nord**.

Nella carta geologica ufficiale l'insieme di tali depositi di età pleistocenica e olocenica vengono individuati con la simboleggiatura **Q_m** e **a1**.

Per quest'ultimi (**a1**) precedenti studi a carattere litostratigrafico e morfologico condotti sui depositi quaternari, affioranti nella **Tavoleta F.176 1° N-O Barletta** e quindi anche nella zona in studio, consentono di ritenere i terreni in esame come sedimenti marini di paleolaguna o comunque di bacini chiusi in parte sovrapposti, giustapposti o sottostanti a depositi di facies prevalentemente terrigena eluviale ed alluvionale.

Questa semplice schematizzazione non soddisfa, comunque, da un punto di vista tecnico applicativo, in quanto non discrimina, all'interno dell'unica formazione, le differenti litofacies.

Le eterogeneità delle singole unità del deposito, infatti, comportano una diversa risposta geomeccanica del sedimento e quindi un differente approccio conoscitivo.

Morfologicamente la zona studiata, compresa tra il **IV°** ed il **V°** ordine di terrazzo, si configura con una tipica depressione strutturale del substrato, in gran parte ricolmata dai depositi post-pleistocenici ed olocenici.

Non sono evidenziabili riprese dei fenomeni dislocativi in epoca recente ma é tuttavia da presumere una lenta azione di sollevamento, accompagnata da una maggiore attività erosiva e dal graduale spostamento del paleo-alveo verso sud.

Questa formazione di depositi continentali sono cartografati nella parte sud-orientale della carta geolitologica allegata alla presente, da cui si evince che non interessano l'area d'intervento.

Questi depositi alluvionali (**Olocene, a1**) sono di costituzione recente e sono dati da detriti sciolti di ciottolame calcareo inglobati in matrice sabbiosa e/o argillosa, derivanti dalle sedimentazioni fluvio-lacustri e dallo smantellamento del "pacchetto" plio- pleistocenico.

Hanno una potenza variabile, a seconda della giacitura ed inclinazione del substrato, ma in generale crescente da **ovest** verso **est**.

I ciottoli risultano poco arrotondati e poco appiattiti, con dimensioni via via decrescenti dall'alto verso il basso; si hanno intervallati frequenti lenti sabbiose e rare lenti argillose; la stratificazione è irregolare e poco inclinata; la composizione si presenta eterogenea ed il colore è spesso ocreo o rossastro.

Mentre la morfologia del "pacchetto" pleistocenico, é quella tipica dei terrazzi marini costieri, ossia bassi ripiani con andamento parallelo alla linea di costa, che si raccordano alle spiagge attuali a mezzo di gradini o scarpate, di altezza non superiore ai **3-4 mt.**

La caratterizzazione geologica più importante del territorio è data da questa successione stratigrafica di terreni del ciclo sedimentario regressivo plio-pleistocenico, che si evidenziano, dall'affioramento di strati di sabbie limose, intercalate da livelli di argille ossidate grigio-verdi, a volte tendenti al marrone, e livelli di calcarenite grossolana poco cementata.

Tale formazione, prevalentemente siltosa, ha spesso come copertura una crosta calcarea molto fratturata, di spessore variabile tra i **30** ed i **50** centimetri. Il livello superficiale, prettamente sabbioso, di questa formazione presenta uno spessore complessivo tra i **3.00** ed i **4.00** metri.

Questo strato é costituito da sabbie quarzose e calcaree, spesso cementate, di colore giallastro e di spessore variabile; si trovano in posizione sottostante la crosta calcarea di cui sopra, mentre giacciono a mo' di copertura sui limi sabbiosi, sulle argille sabbiose ed argille sottostanti.

Difficile risulta stabilire il passaggio esatto tra le sabbie e le argille, verso il basso, e tra le sabbie e la crosta calcarea, verso l'alto. A tal uopo si sono prodotte indagini in sito (rilevamento geologico, sondaggi geognostici e indagini geofisiche), oltre ad avvalersi della conoscenza della stratigrafia di pozzi, per l'utilizzo dell'acqua di falda.

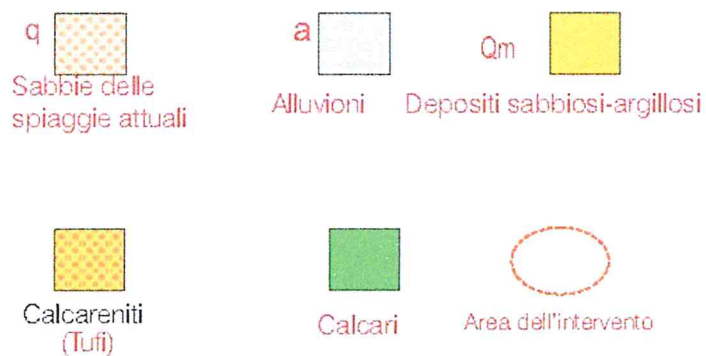
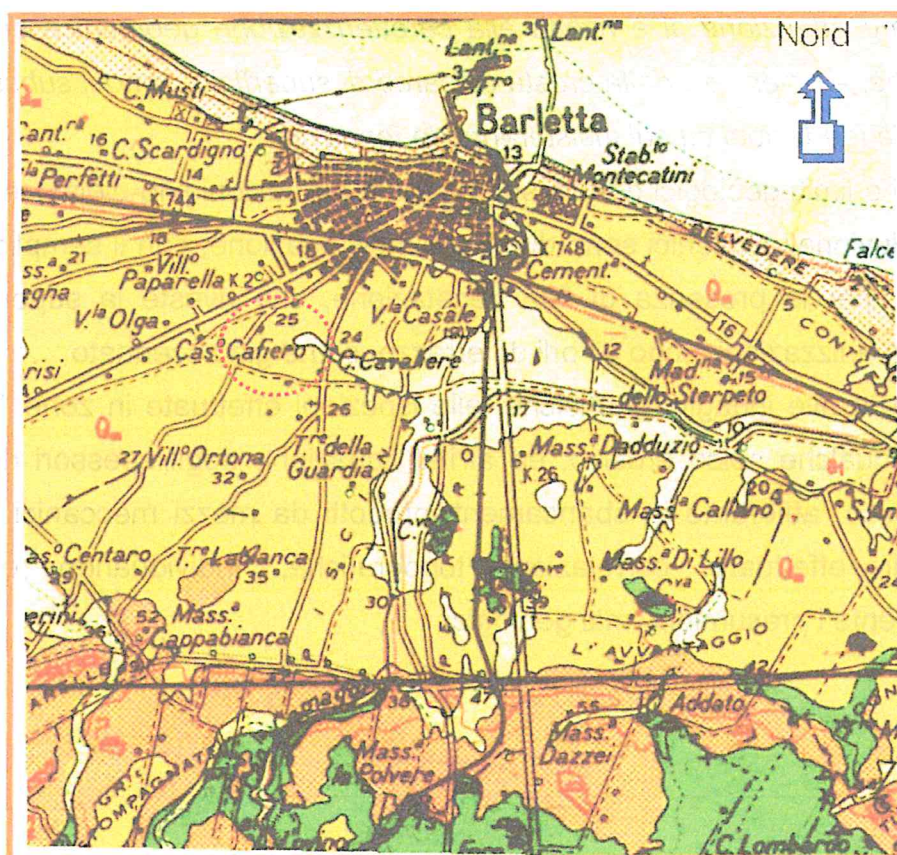
Le sabbie di questo orizzonte contengono livelli arenacei molto diagenizzati, concrezioni calcaree nodulari, e limo calcareo polverulento; verso il basso le sabbie assumono una componente limo-argillosa e presentano concrezioni gessose, grigio-biancastre.

Particolare attenzione si è rivolta alla caratterizzazione geotecnica di questi terreni sabbiosi poiché, a differenza della crosta calcarea di superficie, sono il substrato del piano di sedime delle fondazioni su cui insisteranno le fondazioni.

I contatti o limiti geologici del passaggio fra le formazioni plio-pleistoceniche (sabbie) e i depositi alluvionali olocenici sono di difficile individuazione, con il semplice rilevamento di campagna, per la presenza di fitta vegetazione, che riveste la superficie di questi terreni, e di urbanizzazioni lungo gli orli di terrazzo, come già accennato.

Solo grazie alle indagini geofisiche, alle ispezioni effettuate in zone "pulite" lungo i paleoalvei di qualche solco erosivo, ed all'individuazione degli spessori del "pacchetto" plio-pleistocenico, affiorante in sbancamenti prodotti da mezzi meccanici, si è avuta la possibilità di effettuare correlazioni topografiche, individuando e trasferendo cartograficamente i presumibili limiti geologici.

CARTA GEOLITOLOGICA (scala 1: 50.000) da Carta Geologica d'Italia F. 176



IDROGEOLOGIA

Nel comprensorio comunale (Cotecchia 1995) di Barletta si riconoscono due falde idriche sotterranee, nettamente separate tra loro e distinte per tipologia, ubicazione e geometria degli acquiferi che le contengono.

La prima è parte integrante della ben nota *falda idrica profonda pugliese*: la seconda, dalle portate invero esigue (se raffrontata alla precedente) e qui definita *falda idrica superficiale*.

La *falda idrica profonda pugliese*, nota pure con il termine di falda carsica, ha l'acquifero che coincide con i tipi calcareo-dolomitici del basamento appulo p.p. e le sue principali caratteristiche idrodinamiche dipendono dal grado di fessurazione e carsismo di quest'ultimo ma, soprattutto, dalle strutture plicative e disgiuntive (faglie), pre-plioceniche e neotettoniche, affioranti o sepolte di piattaforma.

In posizione superiore alla *falda idrica profonda pugliese*, e da quest'ultima separata tramite l'interposizione della successione tipo di avanfossa, la *falda idrica superficiale* è ubicata nelle litofacies marine terrazzate ed in quelle fluvio-lacustri ed alluvionali. La peculiarità saliente di detta falda deriva dal suo acquifero che in dipendenza delle eteropie di facies individuate [1: 2] tra tipi clastici caratterizzati da classi notevolmente differenti di permeabilità primaria, può dirsi semi-confinato.

Trattasi quindi di un sistema idrogeologico la cui ricarica è essenzialmente stagionale ed in cui la superficie piezometrica può rinvenirsi ora a pelo libero ora in pressione, in funzione naturalmente delle quantità di acque di infiltrazione efficace.

La situazione testé descritta si evince chiaramente dalla figura 2, dove sono illustrati i dati relativi ai pozzi idrologici (PI e P3) ed a un sondaggio terebrato nell'abitato; si noti che i livelli idrici colà rinvenuti nella copertura quaternaria sono diversi da loro a foro, sia per le differenti profondità di rinvenimento che per le risalite piezometriche misurate.

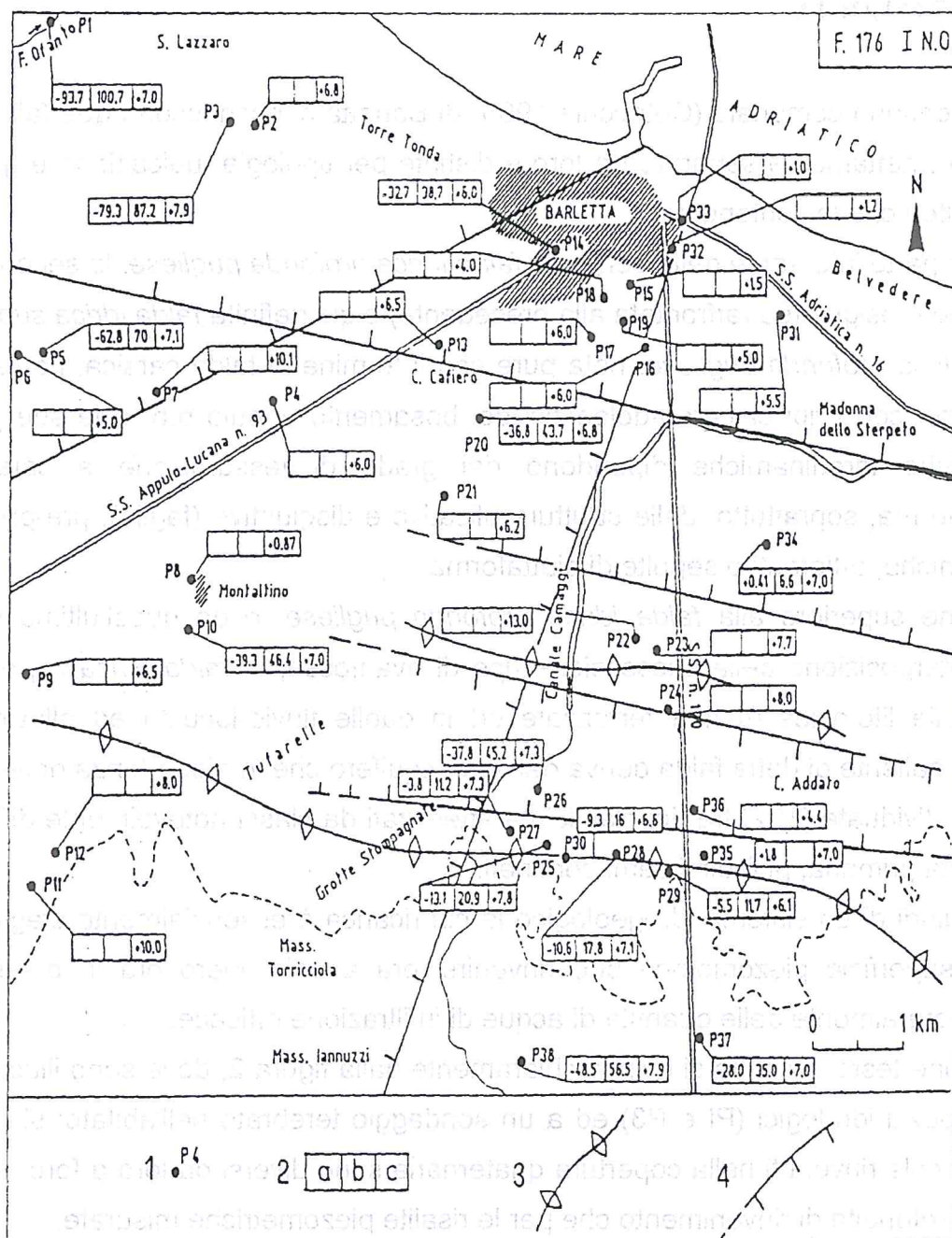


Fig. 1 (Cotecchia 1995) - Pozzi idrologici e strutture tettoniche nella tavoletta Barletta. 1) pozzi; 2a) quota del rinvenimento della falda idrica profonda pugliese (m s.l.m.); 2b) risalita del rinvenimento idrico (m); 2c) livello statico (m s.l.m.); 3) assi di anticlinali; 4) faglie e loro probabili prolungamenti.

Il limite inferiore della *falda idrica superficiale* coincide con gli strati più profondi e praticamente impermeabili delle argille grigio-verdastre (*argille a quadretti*) che, essendo parte integrante dei terreni ascriviti alle coperture pleistocenico-oloceniche nonne possono superare lo spessore massimo ricostruito ($H=25$ m). Ciò implica che il rinvenimento della falda, debba variare entro il succitato valore: nell'abitato esso avviene mediamente intorno

ai 5-6 m dal piano campagna, ovvero nell'ambito dello stesso ordine di grandezza delle profondità alle quali oggi vengono attestate le strutture di fondazione.

La determinazione sperimentale della Conducibilità Idraulica dei suoli è stata sempre estremamente complessa, il valore di **K** (Coefficiente di Permeabilità), è risultato affetto da errori di alcuni ordini di grandezza, imputabili alla disomogeneità stratigrafica e granulometrica dei litotipi.

Sulla base del modello geologico-stratigrafico risultano caratterizzate in forma esclusiva da depositi di rocce di origine sabbiosa e sabbia limosa, possono ragionevolmente assumersi valori del coefficiente di permeabilità mediamente prossimi da 10^{-4} m/s a 10^{-5} m/s.

Nell'area di interesse, attualmente, la superficie piezometrica della falda acquifera, in stato di quiete, risulta attestata tra **m 24,00 e m 25,00** dal p.c.

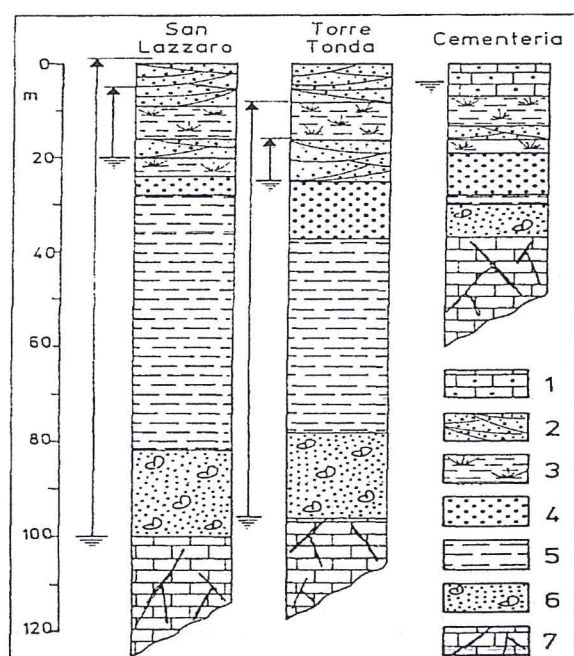
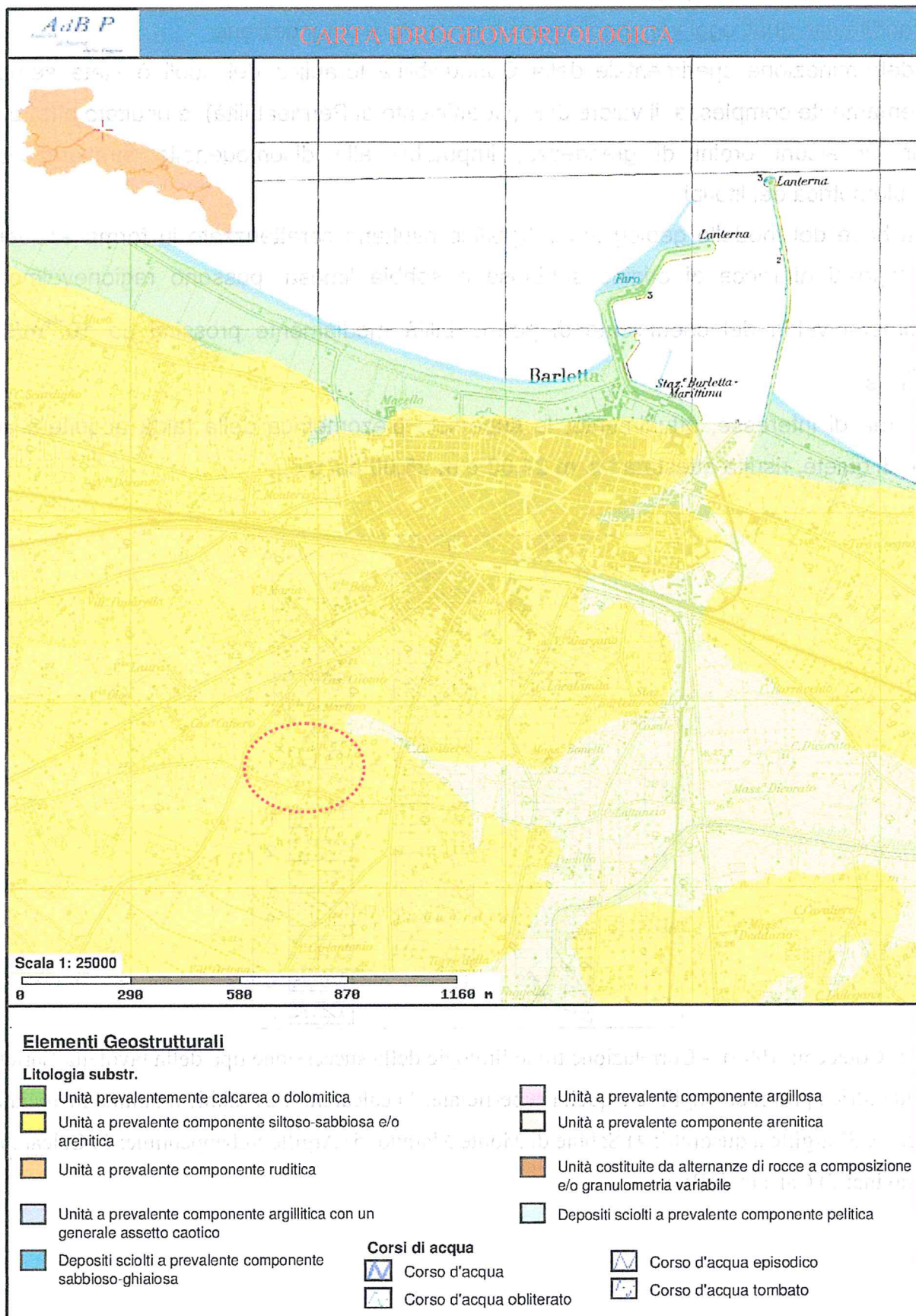


Fig. 2 (Cotecchia 1995) - Correlazione tra le litologie della successione tipo della tavoletta Barletta, la falda idrica profonda pugliese e quella superficiale. 1) calcareniti; 2) sabbie a lamine incrociate e parallele; 3) argille a quadretti; 4) Sabbie di Monte Marano; 5) Argille Subappennine; 6) Calcarenite di Gravina; 7) Calcare di Bari.



LITOSTRATIGRAFIA DELL'AREA IN ESAME

I depositi in precedenza descritti rappresentano i sedimenti sui quali è sorta e poggia l'abitato di Barletta, in particolare l'area nella quale dovranno sorgere i manufatti. Essi sono ubicati alla quota media di **+ 25,00** metri sul livello del mare ad assetto orizzontale.

La situazione stratigrafica e sedimentologica, deriva dall'aver analizzato ed interpretati sondaggi geognostici e scavi d'assaggio eseguiti dagli scriventi in zone prossime al perimetro delle erigende strutture e in ogni caso poste a distanza geologicamente significativa dai luoghi in oggetto, la cui ubicazione è riportata in allegato.

In particolare essi hanno evidenziato la seguente successione stratigrafica media:

da 0,00 m* a - 0,70 m Terreno di riporto;

da -0.70 m a -1,20 m Crosta;

da -1,20 m a -9,00 m Sabbia densa;

da - 9,00 m a -14,0 m Sabbia limosa;

da - 14,0 m a -20,0 m Argilla;

da -20,0 m a -30,0 m Calcare.

Nell'area di interesse, attualmente, la superficie piezometrica della falda acquifera, in stato di quiete, risulta attestata tra **24,00 - 25,00 m** dal p.c.

SONDAGGIO: 6		LUNGHEZZA (m): 30,0		LEGENDA							
DAMETRI: 0,0 A METRI: 30,0		Sonda tipo:									
Responsabile:		Operatore:		PROVE E P.T.: RA Punta aperta - RC Punta chiusa CAMPIONI: S Pareti sottili - O Osterberg - M Mazier R Rimaneggiato - RS Rimaneggiato da S.P.T. P PIZOMETRI: A Aperto - C Cassagrande - E Elettrico PERFORAZIONE: CS Carotiere semplice - CO Carotiere doppio - RD Elettrosonda STABILIZZAZIONE: RM Rivestimento metallico RB Panchi petrolifici R: CAROTAGGIO — R: Q.D. —							
COMMITTENTE: COMUNE DI BARLETTA											
CANTIERE:											
LOCALITÀ:											
DATA INIZIO: 1-1- DATA FINE: 1-1-											
QUOTA BOCCA FORO (m s.l.m.): 23											
S.P.T.	CAMPIONI	STRATIGRAFIA E DESCRIZIONE		Prof. (m)	Carot. R	P.T. VT.	FALDA	Piez.	Diam.	Metodo	Metodo
Prof. Tipo	Prof. Tipo				R2D R	(kg/cm²)	R S	metri	(mm)	Perf.	Stab.
1		TERRENO DI RIFORTO		0,7							
2		CROSTA CARBONATICA		1,2							
3		SABBA DENSA									
4											
5											
6											
7											
8											
9				9,0							
10		SABBA LIMOSA									
11											
12											
13											
14				14,0							
15		ARGILLA									
16											
17											
18											
19											
20				20,0							
21		CALCARE									
22											
23											
24											
25											
26											
27											
28											
29											
30				30,0							

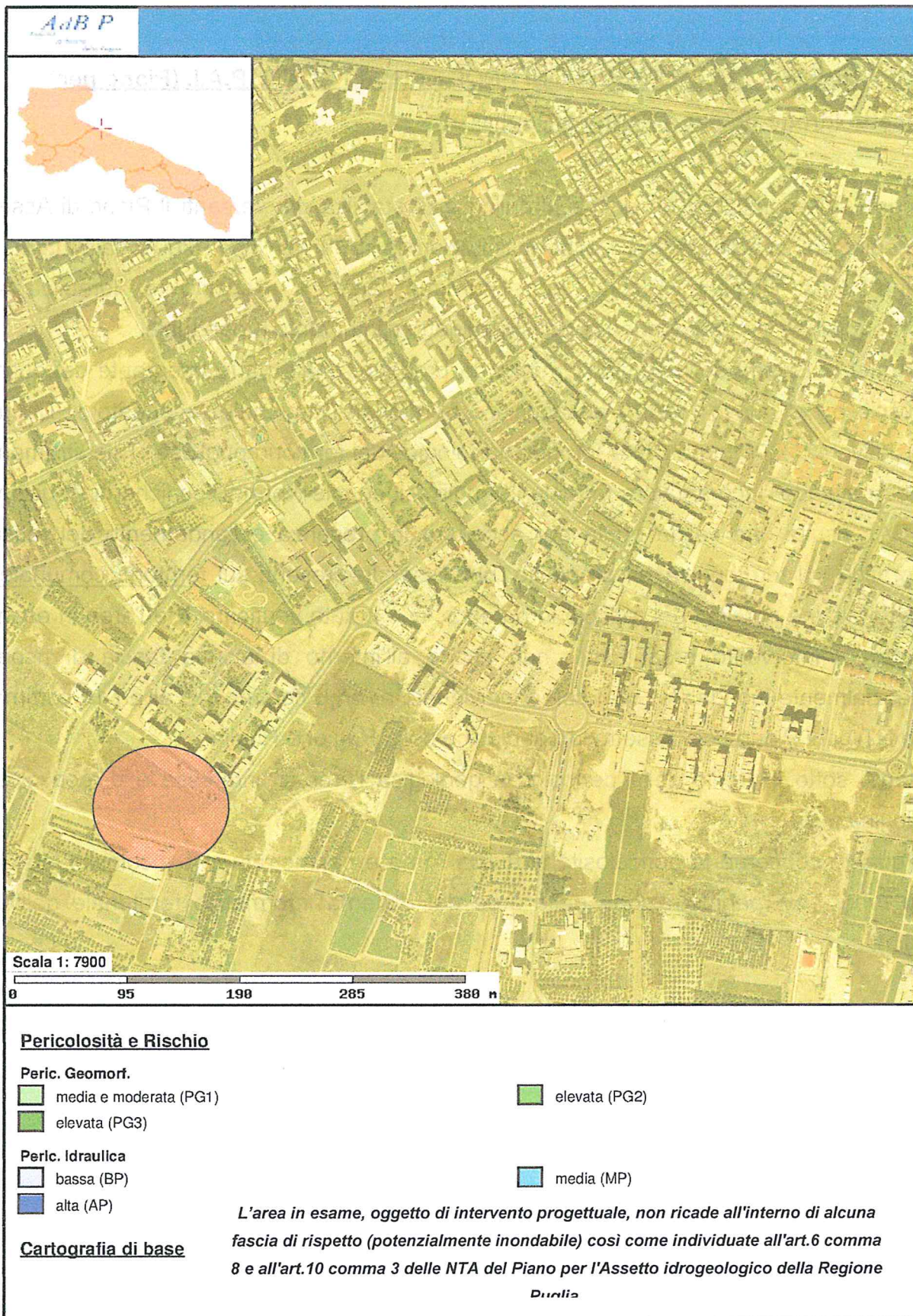
COMPATIBILITA' DELLE PREVISIONI PROGETTUALI CON IL P.A.I. (Piano per L'assetto Idrogeologico - Regione Puglia)

In merito alle condizioni di regime idraulico e di stabilità dei versanti il Piano di Assetto Idrogeologico, approvato con Delibera Istituzionale n°39 del 30/11/2005 dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia, non individua aree a Pericolosità Idraulica e/o Geomorfologica in corrispondenza del sito oggetto d'intervento progettuale.

L'Autorità di Bacino della Regione Puglia ha prodotto, quale parte integrante del quadro conoscitivo del nuovo Piano Paesaggistico Territoriale Regionale (adeguato al Decreto Legislativo 42/2004), una Carta Idrogeomorfologica del territorio pugliese. Tale strumento, pur non avendo ancora valore formale in applicazione alle Norme Tecniche di Attuazione del PAI, risulta una valida guida per accertare la presenza e l'andamento del reticolo idrografico sul territorio. A tal proposito, pur essendo presenti sul territorio comunale di Barletta alcune porzioni del reticolo idrografico, si è potuto verificare che l'area in esame, oggetto di intervento progettuale, non ricade all'interno di alcuna fascia di rispetto (potenzialmente inondabile) così come individuate all'art.6 comma 8 e all'art.10 comma 3 delle NTA del Piano per l'Assetto idrogeologico della Regione Puglia.

Pertanto sotto il profilo della pericolosità geologica l'area di interesse è di pericolosità geologica nulla.

Per quanto concerne la pericolosità idraulica l'area è perimetrata in pericolosità idraulica nulla (vedi Tav. perimetrazione delle aree del Sistema informativo territoriale dell'AdB Puglia).



GIUDIZIO SUL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Nell'ambito delle verifiche effettuate, poichè i terreni di fondazione risultano prevalentemente costituiti da sabbie negli strati superficiali e da argille in profondità, assume significato la valutazione del potenziale di liquefazione.

Il potenziale di liquefazione viene definito attraverso i seguenti criteri o e/o metodi (vedi allegati grafici):

- Unità geomorfologiche e il tipo di deposito e sua età;
- Condizioni idriche e profondità della falda;
- Posizione deposito sedimentario
- Spessore dello strato sottostante le fondazioni e condizioni di drenaggio

Basando l'analisi su tali dati, è possibile definire un margine di sicurezza accettabile circa le opere da realizzare.

a) CRITERIO DELL'UNITÀ GEOMORFOLOGICA E TIPO DI DEPOSITO ED ETÀ

L'unità geomorfologica è pianeggiante con pendenza bassa e il tipo di deposito dell'area in esame è di età pleistocenica quindi di conseguenza la suscettibilità di liquefazione è bassa.

b) CRITERIO DELLE CONDIZIONI IDRICHE E PROFONDITÀ DELLA FALDA

Secondo questo criterio la possibilità del terreno a liquefarsi in caso di eventi dinamici sismici aumenta se il terreno di sedime si trova al disotto del pelo libero di falda acquifera.

Da quanto si evince dallo studio geologico e idrogeomorfologico nella zona sono presenti falde a quote superiori a 9 metri, per cui si esclude la possibilità che le fondazioni si possano trovare immerse nell'acqua di falda.

A tali condizioni : *la suscettibilità alla liquefazione*
debole – molto debole

c) POSIZIONE DEL DEPOSITO SEDIMENTARIO

(pendenza ed inclinazione degli strati e della superficie topografica)

Per questo criterio si può subito affermare che la zona si trova su un piano altimetrico a pendenza bassa e gli strati sono in giacitura suborizzontale.

Pertanto: *possibilità alla liquefazione*
nulla – bassa

d) SPESSORE dello strato sottostante le fondazioni e CONDIZIONI DI DRENAGGIO.

Secondo questo criterio la possibilità alla liquefazione aumenta se lo spessore dello strato è superiore ai tre metri con un contorno di strati impermeabili, che evitano il deflusso o drenaggio orizzontale.

La situazione registrata é favorevole al drenaggio libero, sia arealmente che verticalmente in quanto le sabbie presenti son in continuit  stratigrafica sia lateralmente che in profondit .

Pertanto: possibilità alla liquefazione

nulla - bassa

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE METODI TABELLARI

TIPOLOGIA DEL DEPOSITO	ETA' DEL DEPOSITO			
	< 500 anni	Olocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
<i>Depositi Continentali</i>				
Canali fluviali	Molto Alta	Alta	Bassa	Molto Bassa
Piandre di sedimentazione	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
Piandre e canali fluviali	Mediana	Bassa	Bassa	Molto Bassa
Sabbie e limi fluviali	Alta	Mediana	Molto Bassa	Molto Bassa
Delta	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
Lagune	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
Coluioni	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
Scorale	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Rupe	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
Loess	Alta	Alta	Alta	Molto Bassa
Giacchi	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Tufi	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Tephre	Alta	Alta	Scorale	Scorale
Terra di rebbaglio	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Sabbia	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
<i>Zona Costiera</i>				
Delta	Molto Alta	Alta	Bassa	Molto Bassa
Delta baro	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
Di spiaggia con elevata energia delle onde	Mediana	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Di spiaggia con bassa energia delle onde	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
Lagunari	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
Litorali	Alta	Mediana	Bassa	Molto Bassa
<i>Riempiimenti Artificiali</i>				
Non compatibili	Molto Alta	Alta	--	--
Compatibili	Bassa	12	12	12

UNITA' STRATIGRAFICA	PROFONDITA' DELLA FALDA		
	< 9 m	9-15 m	> 15 m
<i>Olocene recente</i>	Forte	Debole	Molto Debole
<i>Altra Olocene</i>	Moderata	Debole	Molto Debole
<i>Pleistocene recente</i>	Debole	Debole	Molto Debole
<i>Pleistocene antico e depositi anteriori</i>	Molto Debole	Molto Debole	Molto Debole

1) *Indagine della qualità della vita in relazione alla profondità della vita* (Youn et al., 1972)



EPC LIBRI

UNITA' GEOMORFOLOGICHE	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
<i>Alvei fluviali attuali e passati</i> <i>Placati</i> <i>Arce coniferae</i> <i>Plac. incoerenti</i>	LIQUEFAZIONE PROBABILE
<i>Argini naturali</i> <i>Dune di sabbia</i> <i>Plac. incoerenti</i> <i>Spiagge</i> <i>altre Plac.</i>	LIQUEFAZIONE POSSIBILE
<i>Fanestici</i> <i>Colline</i> <i>Montagne</i>	LIQUEFAZIONE NON PROBABILE

Authorizing official's signature and title (Do not write in this space)

1942 40 H 44 21, 1942 2, 1941 G 444, 6 44, T C 4, 1222

SISMICITÀ

Il territorio comunale di Barletta (Bt) è classificato dall' Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 23.03.2003 in zona sismica 2.

Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	$0.15 - 0.25$	0.25
3	$0.05 - 0.15$	0.15
4	< 0.05	0.05

Con l'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, infatti, **la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente”** e non più tramite un criterio “zona dipendente”.

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *stati limite* presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica (VEDERE LA RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA).

ANALISI DEL TERRENO

Dalla indagine geosismica effettuata, è stato definito una V_{s30} pari a **518.94 m/s**, congruente con la descrizione stratigrafica secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008, il sito in esame ricade, quindi, nella categoria di **sottosuolo B**

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Annessi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V_{s30} superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} 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	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} 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	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} 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	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

RELAZIONE DI CALCOLO PER LA PROVA PENETROMETRICA DINAMICA (S.P.T.)

Il campionatore utilizzato per eseguire il sondaggio ha caratteristiche rappresentate dal modello in Figura 1.1

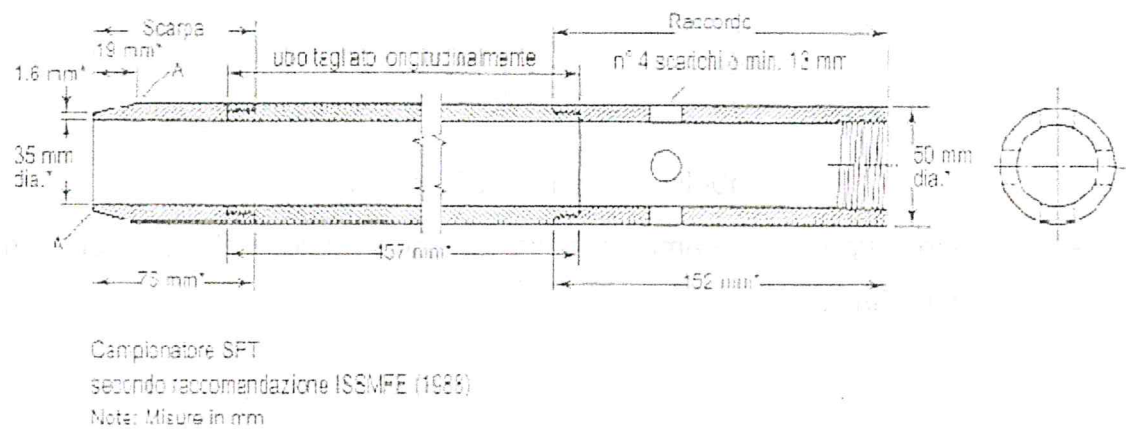
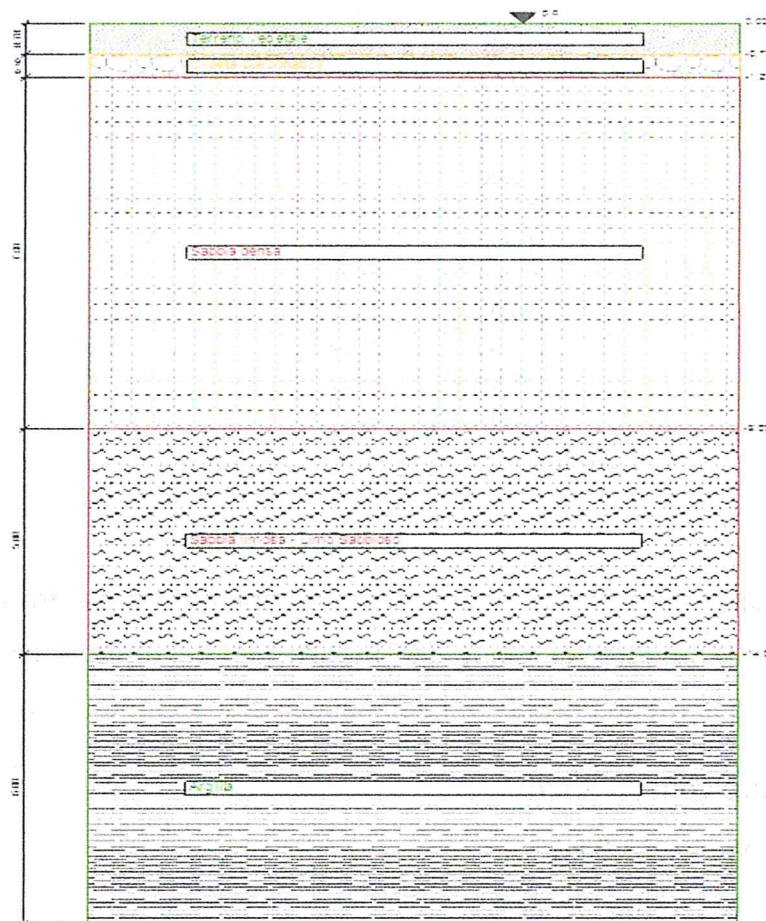


Figura 1.1: Campionatore per la prova Standard Penetration Test (S.P.T.).

Stratigrafia



La stratigrafia del sito è caratterizzata da 5 strati aventi le litologie raffigurate nelle immagini sottostanti

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
-----------	------------------------	---------------------------------	-----

0.00	Terreno Vegetale	0.0018	1.00
-0.70	Crosta Carbonatica	0.0019	1.00
-1.20	Sabbia densa	0.0019	1.00
-9.00	Sabbia limosa - Limo Sabbioso	0.0018	1.00
-14.00	Argilla	0.0018	1.00

Tabella 1.1: Stratigrafia del sito.

La tabella seguente riporta l'andamento della tensione totale, della tensione efficace e della pressione idrostatica.

Quote [m]	Tensione totale [daN/cm ²]
0.00	0.00
-1.00	0.18
-2.00	0.37
-3.00	0.56
-4.00	0.75
-5.00	0.94
-6.00	1.13
-7.00	1.32
-8.00	1.51
-9.00	1.70
-10.00	1.88
-11.00	2.06
-12.00	2.24
-13.00	2.42
-14.00	2.60
-15.00	2.78
-16.00	2.96
-17.00	3.14
-18.00	3.32
-19.00	3.50

Tabella 1.2: Andamento pressioni.

Dati prova

L'operatore Nome Operatore ha fatto penetrare il campionatore per tre tratti successivi di 15 cm registrando il numero di colpi del maglio, le cui caratteristiche sono quelle normalizzate secondo le raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana:

- Diametro cono: 5.1 cm
- Peso maglio: 63.5 kg
- Altezza di caduta: 76 cm
- Rapporto di energia delle aste: 60%

Il campionatore utilizzato ha lunghezza delle aste pari a 5 m ed è di tipo standard.

Sono stati eseguiti 17 sondaggi nel terreno, i cui risultati, relativi al numero di colpi N_{spt} per avanzare di 30 cm, sono riportati nella tabella sottostante.

Quota [m]	N_{spt}	d50	Fc
0.00	2	0.400	4.0
-1.00	40	0.400	4.0
-2.00	18	0.400	4.0
-3.00	18	0.400	4.0
-4.00	18	0.400	4.0
-5.00	18	0.400	4.0
-6.00	18	0.400	4.0
-7.00	18	0.400	4.0
-8.00	18	0.400	4.0
-9.00	18	0.400	4.0
-10.00	12	0.400	4.0
-11.00	12	0.400	4.0
-12.00	12	0.400	4.0
-13.00	12	0.400	4.0
-14.00	12	0.400	4.0
-15.00	12	0.400	4.0
-16.00	19	0.400	4.0
-17.00	19	0.400	4.0
-18.00	19	0.400	4.0
-19.00	19	0.400	4.0

Tabella 1.3: dati del sondaggio.

Al valore di N_{spt} , dato dalla somma di N_2 e N_3 , è stata apportata la correzione di Terzaghi e Peck (1948) per le sabbie limose nei casi in cui N_{spt} risulti maggiore di 15. Questo per tenere conto delle sovrappressioni interstiziali.

Il diametro di perforazione influenza la resistenza alla penetrazione. Skempton ha indicato di utilizzare un fattore di correzione pari a: 1.05

Un'ulteriore correzione è dovuta alla lunghezza delle aste, in questo caso il coefficiente è pari a: 0,85.

Risultati

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono state determinate attraverso le correlazioni proposte da diversi autori (Schmertmann, Peck, Meyerhof) a partire dalle caratteristiche stratigrafiche dei terreni.

Di seguito sono riportati i parametri del terreno ricavati dai calcoli eseguiti.

DENSITA' RELATIVA D_r

La densità relativa è stata calcolata con:

- Skempton (1986)
- Gibbs e Holts (1957)
- Meyerhof (1957)
- Bazaraa (1967)
- Cubrinowski e Ischiara (1988)
- Schultze & Mezembach (1961))

DENSITA' RELATIVA [%]							
Quota [m]	Skempton	Gibs & Holts	Meyerhof	Bazaraa	Cubrinowski & Ischiara	Schultze & Mezembach	Media
0.00	0	0	0	0	0	0	0
-1.00	0	100	100	100	100	0	100
-2.00	79	83	82	57	88	84	79
-3.00	67	78	75	49	79	75	70
-4.00	59	74	70	45	74	70	65
-5.00	53	70	66	44	70	66	62
-6.00	48	67	62	43	67	63	58
-7.00	45	64	59	42	64	60	56
-8.00	42	62	57	41	62	58	54
-9.00	39	60	54	40	60	56	52
-10.00	30	48	43	32	48	45	41
-11.00	29	46	41	32	47	44	40
-12.00	27	44	40	31	46	43	38
-13.00	26	43	39	31	45	42	38
-14.00	0	41	38	30	44	0	38
-15.00	0	40	37	30	43	0	38
-16.00	0	50	45	37	54	0	46
-17.00	0	48	44	36	53	0	45
-18.00	0	47	43	36	52	0	44
-19.00	0	46	42	35	52	0	44

Tabella 1.4: risultati del calcolo per la Densità relativa.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO FI

L'angolo di resitenza al taglio è stato calcolato con:

- Shioi e Fukuni R.B.S. (1982) - [RBS]
- Shioi e Fukuni J.N.R. (1982) - [JNR]
- Peck, Hansen e Thorburn (1974) - [PHT]
- Owasaki e Iwasaki - [O&I]
- Sowers (1961) - [SOW]
- Meyerhof (1965) (<5]

- Meyerhof (1965) (>5% limo) - [M>5]
- De Mello (1971) - [DEM]
- Mitchell (1978) - [MIT]
- Hatanaka e Uchida (1996) - [H&U]
- Schmertmann (1975) - [S75]
- Schmertmann (1978) - [S78]
- Malcev (1964) - [MAL]

• ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO [°] - Tabella 1 -							
Quota [m]	RBS	JNR	PHT	O&I	SOW	M<5	M>5
0.00	20	28	28	0	0	0	0
-1.00	38	38	37	0	0	0	0
-2.00	31	32	32	33	33	36	31
-3.00	31	32	32	33	33	36	31
-4.00	31	32	32	33	33	36	31
-5.00	31	32	32	33	33	36	31
-6.00	31	32	32	33	33	36	31
-7.00	31	32	32	33	33	36	31
-8.00	31	32	32	33	33	36	31
-9.00	31	32	32	0	33	36	31
-10.00	28	30	30	0	31	34	29
-11.00	28	30	30	0	31	34	29
-12.00	28	30	30	0	31	34	29
-13.00	28	30	30	0	31	34	29
-14.00	28	30	30	0	0	0	0
-15.00	28	30	30	0	0	0	0
-16.00	31	32	32	0	0	0	0
-17.00	31	32	32	0	0	0	0
-18.00	31	32	32	0	0	0	0
-19.00	31	32	32	0	0	0	0

• ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO [°] - Tabella 2 -							
Quota [m]	DEM	MIT	H&U	S75	S78	MAL	Media
0.00	0	0	0	0	0	0	25
-1.00	50	0	61	53	0	0	46
-2.00	45	45	43	43	39	27	36
-3.00	0	45	41	41	38	26	35
-4.00	0	40	39	40	37	25	34
-5.00	40	40	38	39	37	25	34
-6.00	40	40	37	38	36	24	34
-7.00	40	40	37	37	36	24	34
-8.00	40	0	36	36	36	24	33
-9.00	40	35	36	35	35	23	33
-10.00	0	30	33	31	34	22	30
-11.00	0	30	32	30	34	22	30
-12.00	0	30	32	30	34	22	30
-13.00	30	30	32	29	34	22	30
-14.00	30	30	32	29	0	0	30
-15.00	30	30	31	28	0	0	30
-16.00	0	35	34	32	0	0	33
-17.00	0	0	34	31	0	0	32
-18.00	0	0	34	31	0	0	32
-19.00	30	0	33	30	0	0	31

Tabella 1.5: risultati del calcolo per l'Angolo di Resistenza al taglio.

MODULO ELASTICO E

Il modulo elastico è stato calcolato con:

- Stroud (1989)
- Burland e Burbidge (1985)
- Jamiolkowski (1988)
- Tornaghi ()
- Schmertmann (1978)
- D'Apollonia (1970)
- Schultze & Mezembach ()
- Webb ()

MODULO ELASTICO [daN/cm ²] - Tabella 1 -					
Quota [m]	Stroud	Burland & Burbidge	Jamiolkowski	Tornaghi	Schmertmann
0.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-1.00	724 - 5788	1 406 - 2 130	0	0	0
-2.00	326 - 326	435 - 666	123	282	192
-3.00	326 - 326	435 - 666	130	282	192
-4.00	326 - 326	435 - 666	135	282	192
-5.00	326 - 326	435 - 666	138	282	192
-6.00	326 - 326	435 - 666	141	282	192
-7.00	326 - 326	435 - 666	142	282	192
-8.00	326 - 326	435 - 666	144	282	192
-9.00	326 - 326	435 - 666	146	0	128
-10.00	217 - 217	246 - 379	101	0	85
-11.00	217 - 217	246 - 379	101	0	85
-12.00	217 - 217	246 - 379	102	0	85
-13.00	217 - 217	246 - 379	102	0	85
-14.00	98 - 98	246 - 379	0	0	0
-15.00	98 - 98	246 - 379	0	0	0
-16.00	155 - 155	471 - 720	0	0	0
-17.00	155 - 155	471 - 720	0	0	0
-18.00	155 - 155	471 - 720	0	0	0
-19.00	155 - 155	471 - 720	0	0	0

MODULO ELASTICO [daN/cm²] - Tabella 2 -

Quota [m]	D'Apollonia	Schultze & Mezembach	Webb	Media
0.00	0	0	0	0
-1.00	0	0	0	2 512
-2.00	0	0	0	295
-3.00	0	0	0	296
-4.00	0	0	0	297
-5.00	0	0	0	298
-6.00	0	0	0	298
-7.00	0	0	0	298
-8.00	0	0	0	299
-9.00	0	0	0	288
-10.00	0	0	0	179
-11.00	0	0	0	179
-12.00	0	0	0	179
-13.00	0	0	0	179
-14.00	0	0	0	205
-15.00	0	0	0	205
-16.00	0	0	0	375
-17.00	0	0	0	375
-18.00	0	0	0	375
-19.00	0	0	0	375

Tabella 1.6: risultati del calcolo per il Modulo Elastico.

MODULO DI TAGLIO G

Il modulo di taglio è stato calcolato con:

- Otha e Goto (1978)
- Ohsaki & Iwasaki
- Crespellani & Vannucchi

MODULO DI TAGLIO [daN/cm ²]				
Quota [m]	Otha & Goto	Ohsaki & Iwasaki	Crespellani & Vannucchi	Media
0.00	0	0	0	0
-1.00	810	0	0	810
-2.00	472	913	445	610
-3.00	554	913	445	637
-4.00	621	913	445	660
-5.00	679	913	445	679
-6.00	730	913	445	696
-7.00	776	913	445	711
-8.00	819	913	445	726
-9.00	783	0	445	614
-10.00	711	0	348	530
-11.00	739	0	348	544
-12.00	765	0	348	556
-13.00	789	0	348	568
-14.00	0	0	0	0
-15.00	0	0	0	0
-16.00	0	0	0	0
-17.00	0	0	0	0
-18.00	0	0	0	0
-19.00	0	0	0	0

Tabella 1.7: risultati del calcolo per il Modulo di Taglio.

COESIONE NON DRENATA C_u

La coesione non drenata è stata calcolata con:

- Design Manual For Soil Mechanics
- Sanglerat
- Shioi & Fukui (1982)
- Terzaghi & Peck (1948)

COESIONE NON DRENATA [daN/cm ²]					
Quota [m]	Terzaghi & Peck	DM - 7	Sanglerat	Shioi & Fukuni	Media
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-1.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-2.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-3.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-4.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-5.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-6.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-7.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-8.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-9.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-10.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-11.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-12.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-13.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-14.00	0.000	0.404	0.000	0.000	0.404
-15.00	0.000	0.404	0.000	0.000	0.404
-16.00	0.000	0.640	0.000	0.000	0.640
-17.00	0.000	0.640	0.000	0.000	0.640
-18.00	0.000	0.640	0.000	0.000	0.640
-19.00	0.000	0.640	0.000	0.000	0.640

Tabella 1.8: risultati del calcolo per la Coesione non Drenata.

MODULO DI DEFORMAZIONE EDOMETRICO M

Il modulo di deformazione edometrico è stato calcolato con:

- Farrent (1963)
- Menzebach & Malcev

MODULO DI DEFORMAZIONE EDOMETRICO [daN/cm ²]			
Quota [m]	Farrent	Menzebach e Malcev	Media
0.00	0	0	0
-1.00	0	0	0
-2.00	113	108	110
-3.00	113	108	110
-4.00	113	108	110
-5.00	113	108	110
-6.00	113	108	110

-7.00	113	108	110
-8.00	113	108	110
-9.00	113	94	104
-10.00	76	75	76
-11.00	76	75	76
-12.00	76	75	76
-13.00	76	75	76
-14.00	0	0	0
-15.00	0	0	0
-16.00	0	0	0
-17.00	0	0	0
-18.00	0	0	0
-19.00	0	0	0

Tabella 1.9: risultati del calcolo per il Modulo di deformazione Edometrico.

MODULO ELASTICO NON DRENATO E_u

Il modulo elastico non drenato è stato calcolato con:

- Stroud (1989)

MODULO ELASTICO NON DRENATO [daN/cm ²]	
Quota [m]	Stroud
0.00	114 - 188
-1.00	2 279 - 3 762
-2.00	1 026 - 1 693
-3.00	1 026 - 1 693
-4.00	1 026 - 1 693
-5.00	1 026 - 1 693
-6.00	1 026 - 1 693
-7.00	1 026 - 1 693
-8.00	1 026 - 1 693
-9.00	1 026 - 1 693
-10.00	684 - 1 129
-11.00	684 - 1 129
-12.00	684 - 1 129
-13.00	684 - 1 129
-14.00	684 - 1 129
-15.00	684 - 1 129
-16.00	1 083 - 1 787
-17.00	1 083 - 1 787
-18.00	1 083 - 1 787
-19.00	1 083 - 1 787

Tabella 1.10: risultati del calcolo per il Modulo Elastico non Drenato.

VALUTAZIONE GRADO DI ADDENSAMENTO

Il grado di addensamento è valutato secondo le raccomandazione A.G.I. del 1977.

VALUTAZIONE GRADO DI ADDENSAMENTO	
Quota [m]	Raccomandazioni A.G.I.
0.00	Non valutata
-1.00	Non valutata
-2.00	Moder. addensato
-3.00	Moder. addensato
-4.00	Moder. addensato

-5.00	Moder. addensato
-6.00	Moder. addensato
-7.00	Moder. addensato
-8.00	Moder. addensato
-9.00	Moder. addensato
-10.00	Moder. addensato
-11.00	Moder. addensato
-12.00	Moder. addensato
-13.00	Moder. addensato
-14.00	Consistente
-15.00	Consistente
-16.00	Molto consistente
-17.00	Molto consistente
-18.00	Molto consistente
-19.00	Molto consistente

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI PER STRATO PER STRATO

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
0.00	Terreno Vegetale	0.0018	1.00
-0.70	Crosta Carbonatica	0.0019	1.00
-1.20	Sabbia densa	0.0019	1.00
-9.00	Sabbia limosa - Limo Sabbioso	0.0018	1.00
-14.00	Argilla	0.0018	1.00

Risultati medi strato per strato per la prova S.P.T.

Numero strato	Nspt	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN/cm ²]	Modulo di taglio [daN/cm ²]	Coesione non drenata [daN/cm ²]	Modulo edometrico [daN/cm ²]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN/cm ²]	Veloc. onde taglio [m/s]
Strato 1	2	0	20	0	0	0	0	0	151	0
Strato 2	40	0	38	3 256	810	0	0	0	3 021	0
Strato 3	18	56	31	326	664	0	0	0	1 360	0
Strato 4	13	30	29	239	757	0	0	0	997	0
Strato 5	17	0	0	136	0	0.562	0	0	1 259	0

Risultati per la prova S.P.T.

Quote	Numero strato	Nspt	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN cmq]	Modulo di taglio [daN cmq]	Coesione non drenata [daN cmq]	Modulo edometrico [daN cmq]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN cmq]	Veloc. onde taglio [m/s]
0.00	Strato 1	2.0	0	20		0	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	114-188	Non calcolat
-1.00	Strato 2	40.0	0	38	724 - 5 788	810	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	2279-3762	Non calcolat
-2.00	Strato 3	18.0	79	31		472	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-3.00		18.0	67	31		554	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-4.00		18.0	59	31		621	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-5.00		18.0	53	31		679	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-6.00		18.0	48	31		730	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-7.00		18.0	45	31		776	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-8.00		18.0	42	31		819	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-9.00	Strato 4	18.0	39	31		783	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-10.00		12.0	30	28		711	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-11.00		12.0	29	28		739	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-12.00		12.0	27	28		765	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-13.00		12.0	26	28		789	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-14.00	Strato 5	12.0	0	Non calcolat		0	0.404	0	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-15.00		12.0	0	Non calcolat		0	0.404	0	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-16.00		19.0	0	Non calcolat		0	0.640	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat
-17.00		19.0	0	Non calcolat		0	0.640	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat
-18.00		19.0	0	Non calcolat		0	0.640	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat
-19.00		19.0	0	Non calcolat		0	0.640	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat

INDAGINI GEOSISMICHE

Sismica attraverso metodologia MASW (Software Easy MASW)

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P-Longitudinale:** onda profonda di compressione;
- **S-Trasversale:** onda profonda di taglio;
- **L-Love:** onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R-Rayleigh:** onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio $f-k$ è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times f$$

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

Modi di vibrazione

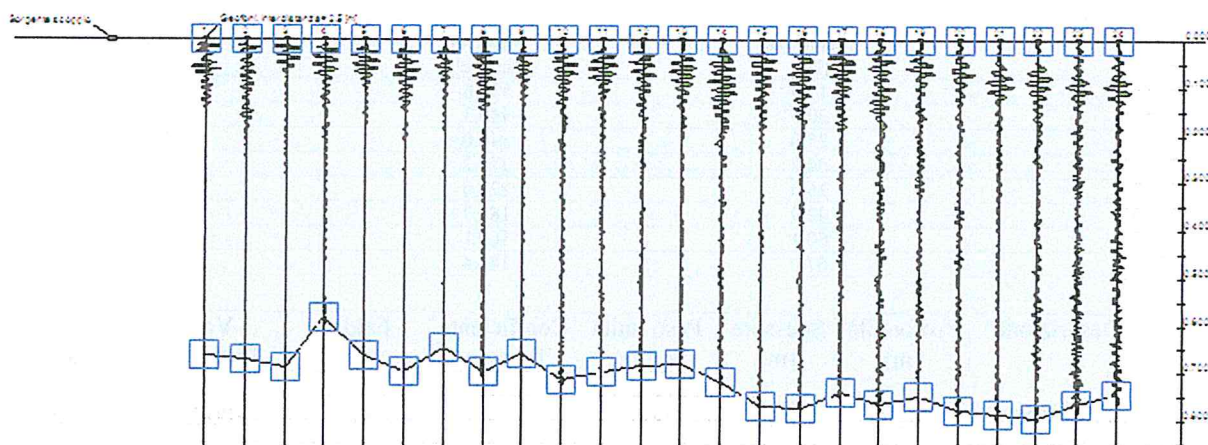
Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

Tracce

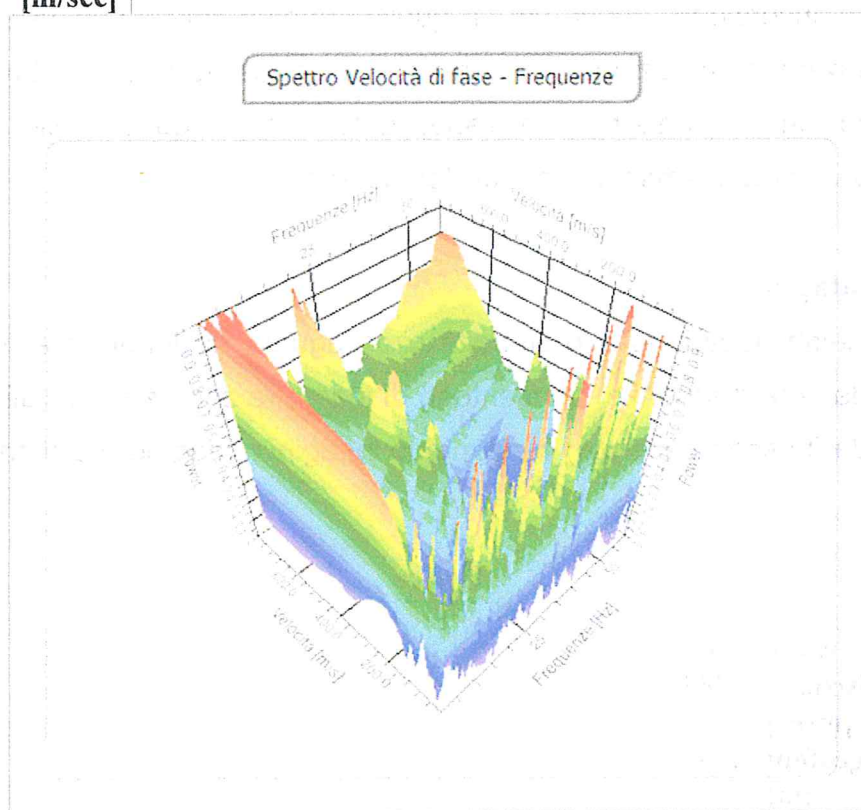
N. tracce	24
Durata acquisizione [msec]	2000.0
Interdistanza geofoni [m]	2.5
Periodo di campionamento [msec]	1.00



Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	1
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	800

Intervallo velocità 1
[m/sec]



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	17.0	537.6	0
2	20.0	440.3	0
3	25.0	346.0	0
4	30.2	275.2	0
5	36.0	228.0	0
6	42.9	186.7	0
7	50.1	169.1	0
8	57.0	148.4	0

n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	TERRENO VEGETALE - CROSTA CARBONATI CA	1.20	1.20	1900.0	0.5	No	380.2	114.6
2	SABBIA DENSE	9.00	7.80	2000.0	0.3	No	681.8	364.5
3	SABBIA LIMOSA - LIMO SABBIOSO	14.00	5.00	2000.0	0.4	No	1103.9	530.3
4	ARGILLA	20.00	6.00	1900.0	0.4	No	1347.4	550.1
5	CALCARE	32.00	12.00	1800.0	0.2	No	1111.6	680.7
6		oo	oo	2000.0	0.2	No	1792.3	1097.5

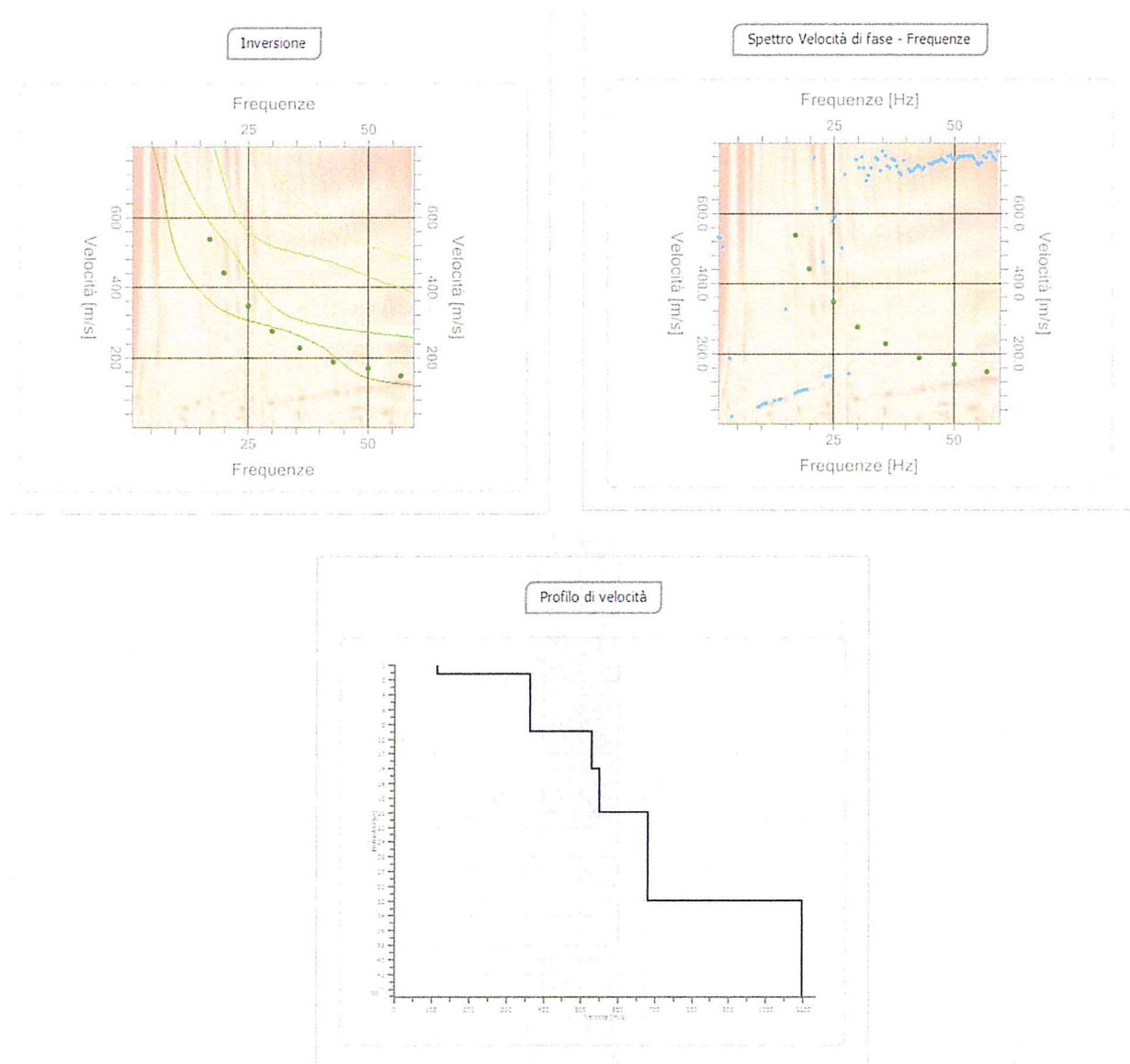
Inversione

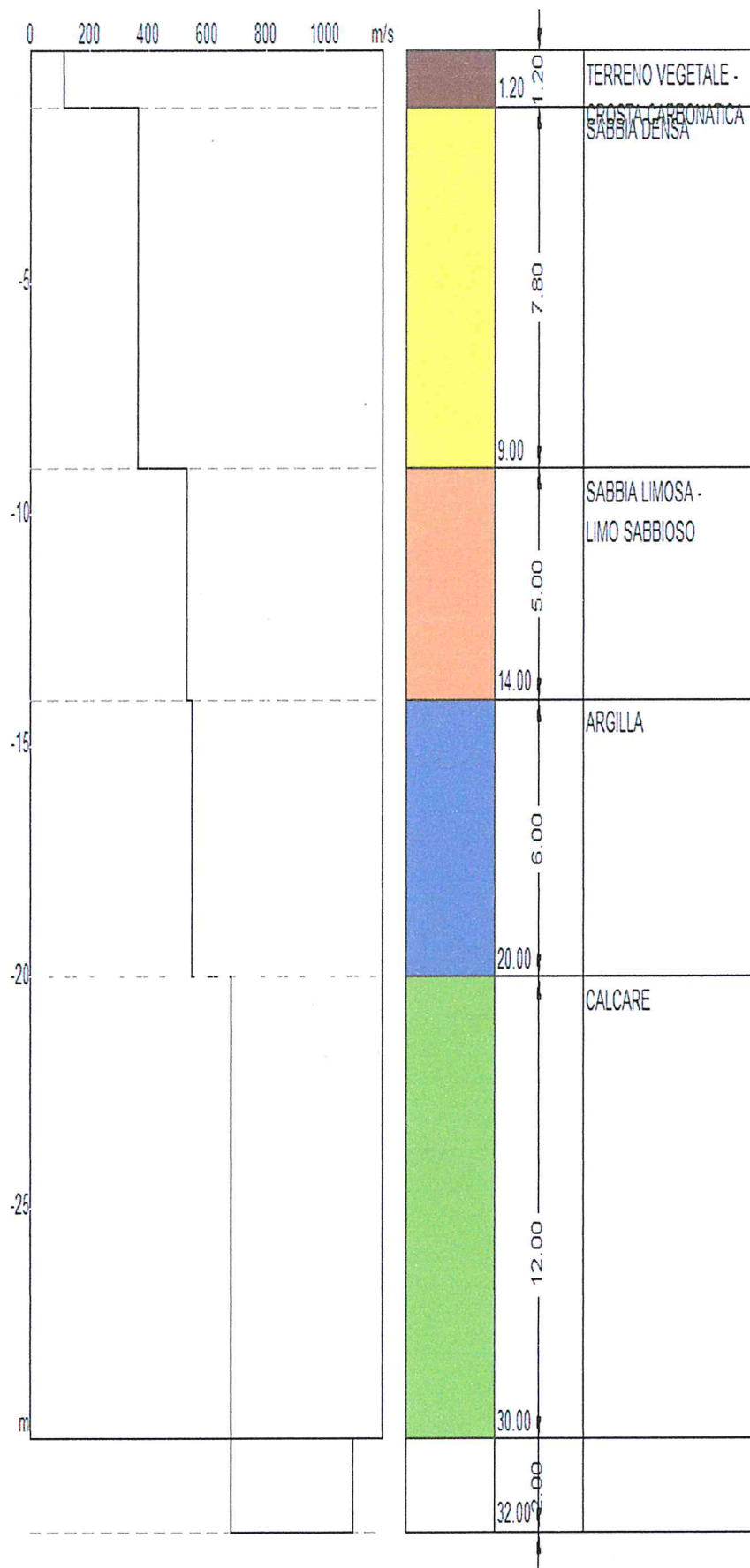
Percentuale di errore

5.720 %

Fattore di disadattamento della soluzione

0.181





Risultati

Profondità piano di posa [m]	1.50
Vs30 [m/sec]	518.94
Categoria del suolo	B

Suolo di tipo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).

Altri parametri geotecnici

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	1.20	1.20	114.64	380.22	1800.00	0.45	23.66	260.22	228.67	68.60	35	46.40
2	9.00	7.80	364.45	681.83	1900.00	0.30	252.37	883.28	546.79	656.15	N/A	N/A
3	14.00	5.00	530.31	1103.92	2140.59	0.35	601.99	2608.63	1805.97	1625.38	N/A	N/A
4	20.00	6.00	550.05	1347.35	1800.00	0.40	544.61	3267.65	2541.50	1524.90	N/A	N/A
5	32.00	12.00	680.70	1111.58	1800.00	0.20	834.04	2224.12	1112.06	2001.71	N/A	N/A
6	oo	oo	1097.53	1792.26	1900.00	0.20	2288.70	6103.19	3051.60	5492.87	0	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young

CRITERI DI PROGETTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE IN BASE AL D.M. 14 GENNAIO 2008

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tab.(a)** e **Tab.(b)**, per le azioni e i parametri geotecnici e nella **Tab.(d)** per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle **Tab.(a)**, **Tab.(b)** e **Tab.(c)**, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniaassiale q_u deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Tab.(a) Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tab.(b) Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tab.(c) Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.8$	$\gamma_R = 2.3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.0$	$\gamma_R = 1.1$	$\gamma_R = 1.1$

Tab.(d) Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE ED ORIENTAMENTI PROGETTUALI PER LE FONDAZIONI

Da quanto esposto nei paragrafi precedenti si può affermare che i terreni di fondazione del sito, meglio specificato in oggetto, rappresentati dalle sabbie dense, **risultano idonei** ad ospitare le opere previste dal progetto.

Saranno asportati i terreni superficiali di riporto e/o la crosta carbonatica, inoltre è consigliabile non incidere con carichi concentrati puntuali, bensì adottare una struttura fondazionale continua.

In relazione a quanto esposto è possibile esprimere un parere circa le condizioni del sito, sotto l'aspetto geosismico e geomeccanico, in funzione della destinazione dei terreni stessi ai fini edificatori.

Si può affermare infatti che, nel complesso, la situazione del sito è caratterizzata da una disposizione orizzontale di livelli sabbiosi.

Gli orizzonti dati dalla crosta carbonatica potranno ospitare le strutture fondali e pertanto sono state valutate tutte le condizioni al contorno quali la stabilità, la posizione morfologica, la risposta sismica morfotettonica, ecc.

Dall'esame dei parametri geomeccanici prelevati dalle elaborazione dei dati delle prove penetrometriche, confrontati con il calcolo della capacità portante secondo Meyerhof e dalla verifica dei presumibili cedimenti tratti dalla relazione geotecnica, è consigliabile d'applicare al terreno in base il D.M 14/01/2008 per una fondazione a TRAVE ROVESCIA con area d'influenza di 3.15 x 1.00 metri, spessore 0.60 metri, per piano di posa posto a **-1.20/1.50 m** dal p.s. attuale, già ridotto i rispettivi coefficienti parziali:

- una **capacità portante pari a 5.00 kg/cmq** (approccio n°1 e combinazione n°1);
- una **capacità portante pari a 1.10 kg/cmq** (approccio n°1 e combinazione n°2);
- una **capacità portante pari a 2.18 kg/cmq** (approccio n°2);

Per la costante di sottofondo (Winkler) è consigliabile adottare un **K= 2.5 Kg/cmc.**

Dalla indagine geosismica effettuata (Metodo Indagine Masw), è stato definito una Vs30 pari a **518.94 m/s**, quindi si può attribuire al sottosuolo una Cat. di tipo “ **B** “(**180 m/s<Vs30<360 m/s**) ((D.M. 3274 del 20/3/03 e D.M. 14.01.2008 (Nuove Tecniche per le Costruzioni)).

PARAMETRI GEOTECNICI PER STRATO PER STRATO

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
0.00	Terreno Vegetale	0.0018	1.00
-0.70	Crosta Carbonatica	0.0019	1.00
-1.20	Sabbia densa	0.0019	1.00
-9.00	Sabbia limosa - Limo Sabbioso	0.0018	1.00
-14.00	Argilla	0.0018	1.00

Risultati medi strato per strato per la prova S.P.T.

Numero strato	Nspt	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN/cm ²]	Modulo di taglio [daN/cm ²]	Coesione non drenata [daN/cm ²]	Modulo edometrico [daN/cm ²]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN/cm ²]	Veloc. onde taglio [m/s]
Strato 1	2	0	20	0	0	0	0	0	151	0
Strato 2	40	0	38	3 256	810	0	0	0	3 021	0
Strato 3	18	56	31	326	664	0	0	0	1 360	0
Strato 4	13	30	29	239	757	0	0	0	997	0
Strato 5	17	0	0	136	0	0.562	0	0	1 259	0

Risultati per la prova S.P.T.

Quote	Numero strato	Nspt	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN/cm ²]	Modulo di taglio [daN/cm ²]	Coesione non drenata [daN/cm ²]	Modulo edometrico [daN/cm ²]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN/cm ²]	Veloc. onde taglio [m/s]
0.00	Strato 1	2.0	0	20		0	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	114-188	Non calcolat
-1.00	Strato 2	40.0	0	38	724 - 5 788	810	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	2279-3762	Non calcolat
-2.00	Strato 3	18.0	79	31		472	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-3.00		18.0	67	31		554	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-4.00		18.0	59	31		621	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-5.00		18.0	53	31		679	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-6.00		18.0	48	31		730	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-7.00		18.0	45	31		776	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-8.00		18.0	42	31		819	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-9.00	Strato 4	18.0	39	31		783	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	1026-1693	Non calcolat
-10.00		12.0	30	28		711	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-11.00		12.0	29	28		739	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-12.00		12.0	27	28		765	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-13.00		12.0	26	28		789	Non calcolat	Non calcolat	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-14.00	Strato 5	12.0	0	Non calcolat		0	0.404	0	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-15.00		12.0	0	Non calcolat		0	0.404	0	Non calcolat	684-1129	Non calcolat
-16.00		19.0	0	Non calcolat		0	0.640	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat
-17.00		19.0	0	Non calcolat		0	0.640	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat
-18.00		19.0	0	Non calcolat		0	0.640	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat
-19.00		19.0	0	Non calcolat		0	0.640	0	Non calcolat	1083-1787	Non calcolat

Altri parametri geotecnici attraverso la tecnica MASW:

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	1.20	1.20	114.64	380.22	1800.00	0.45	23.66	260.22	228.67	68.60	35	46.40
2	9.00	7.80	364.45	681.83	1900.00	0.30	252.37	883.28	546.79	656.15	N/A	N/A
3	14.00	5.00	530.31	1103.92	2140.59	0.35	601.99	2608.63	1805.97	1625.38	N/A	N/A
4	20.00	6.00	550.05	1347.35	1800.00	0.40	544.61	3267.65	2541.50	1524.90	N/A	N/A
5	32.00	12.00	680.70	1111.58	1800.00	0.20	834.04	2224.12	1112.06	2001.71	N/A	N/A
6	oo	oo	1097.53	1792.26	1900.00	0.20	2288.70	6103.19	3051.60	5492.87	0	N/A

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young statico (Modulo elastico statico);

Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

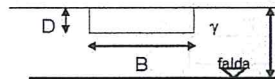
Committente: **APPR.1 COMB.1**

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base = 1.00 [m]
 Lungh = 3.15 [m]
 Profond = 0.60 [m]
 ecc_B = 0.00 [m]
 ecc_L = 0.00 [m]
 α = 0.00 [°]

H = 0.00 [kg]
 V = 0.00 [kg]

H parallelo
 a L o B **B**



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ = 1900.00 [kg / m³]
 φ = 31 [°]
 δ = 21 [°]
 c = 0.00 [kg / cm²]
 Kp = 0.003
 ca = 0.00 [kg / cm²]
 β = 0.00 [°]

Falda Z = 0 [m]

Presenza della falda: **NO**

Fattore di sicurezza = 1

3 - Metodo di calcolo proposto da Terzaghi (1943):

Fond. Tipo: **Nastriforme**

Nq = 0.025
 Nc = 0.040
 Nγ = 0.032

Q = 185 299.79 [kg]
 Qult = 5.88 [kg / cm²]
 Qamm = 5.88 [kg / cm²]

capacità portante

4 - Metodo di calcolo proposto da Meyerhof (1963):

Nq = 0.021
 Nc = 0.033
 Nγ = 0.019

Q = 157 606.12 [kg]
 Qult = 5.00 [kg / cm²]
 Qamm = 5.00 [kg / cm²]

capacità portante

5 - Metodo di calcolo proposto da Brinch - Hansen :

Nq = 0.021
 Nc = 0.033
 Nγ = 0.026

Q = 180 744.07 [kg]
 Qult = 5.74 [kg / cm²]
 Qamm = 5.74 [kg / cm²]

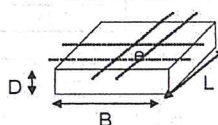
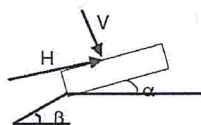
capacità portante

6 - Metodo di calcolo secondo l' Eurocodice 7 (Metodo EC7):

Nq = 0.021
 Nc = 0.033
 Nγ = 0.024

Q = 164 687.72 [kg]
 Qult = 5.23 [kg / cm²]
 Qamm = 5.23 [kg / cm²]

capacità portante



Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

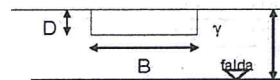
Committente: **APPR.1 COMB.2**

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base=	1.00	[m]
Lungh=	3.15	[m]
Profond=	0.60	[m]
ecc _B =	0.00	[m]
ecc _L =	0.00	[m]
α =	0.00	[°]

H=	0.00	[kg]
V=	0.00	[kg]

H parallelo
a L o B **B**



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1900.00	[kg / m ³]
ϕ =	24.8	[°]
δ =	17	[°]
c=	0.00	[kg / cm ²]
Kp=	0.002	
ca=	0.00	[kg / cm ²]
β =	0.00	[°]

Falda Z = **0** [m]

Presenza della falda: **NO**

Fattore di sicurezza = **1.8**

3 - Metodo di calcolo proposto da **Terzaghi** (1943):

Fond. Tipo: **Nastriforme**

N _q =	0.011
N _c =	0.023
N _γ =	0.011

Q=	73 987.17	[kg]
Q _{ult} =	2.35	[kg / cm ²]
Q _{amm} =	1.30	[kg / cm ²]

capacità portante

4 - Metodo di calcolo proposto da **Meyerhof** (1963):

N _q =	0.010
N _c =	0.020
N _γ =	0.007

Q=	67 266.11	[kg]
Q _{ult} =	2.14	[kg / cm ²]
Q _{amm} =	1.19	[kg / cm ²]

capacità portante

5 - Metodo di calcolo proposto da **Brinch - Hansen**:

N _q =	0.010
N _c =	0.020
N _γ =	0.011

Q=	82 044.69	[kg]
Q _{ult} =	2.60	[kg / cm ²]
Q _{amm} =	1.45	[kg / cm ²]

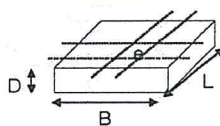
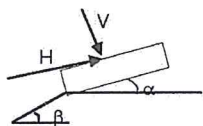
capacità portante

6 - Metodo di calcolo secondo l' **Eurocodice 7** (Metodo **EC7**):

N _q =	0.010
N _c =	0.020
N _γ =	0.009

Q=	74 043.08	[kg]
Q _{ult} =	2.35	[kg / cm ²]
Q _{amm} =	1.31	[kg / cm ²]

capacità portante



Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

Committente: APPR.2

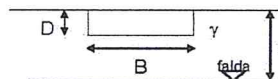
1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base =	1.00	[m]
Lungh =	3.15	[m]
Profond =	0.60	[m]
ecc _B =	0.00	[m]
ecc _L =	0.00	[m]
α =	0.00	[°]

H =	0.00	[kg]
V =	0.00	[kg]

H parallelo
a L o B

B



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1900.00	[kg / m ³]
ϕ =	31	[°]
δ =	21	[°]
c =	0.00	[kg / cm ²]
Kp =	0.003	
ca =	0.00	[kg / cm ²]
β =	0.00	[°]

Falda Z = 0 [m]

Presenza della falda: **NO**

Fattore di sicurezza = 2.3

3 - Metodo di calcolo proposto da **Terzaghi** (1943):

Fond. Tipo: **Nastriforme**

Nq =	0.025
Nc =	0.040
N γ =	0.032

Q =	185 299.79	[kg]
Qult =	5.88	[kg / cm ²]
Qamm =	2.56	[kg / cm ²]

capacità portante

4 - Metodo di calcolo proposto da **Meyerhof** (1963):

Nq =	0.021
Nc =	0.033
N γ =	0.019

Q =	157 606.12	[kg]
Qult =	5.00	[kg / cm ²]
Qamm =	2.18	[kg / cm ²]

capacità portante

5 - Metodo di calcolo proposto da **Brinch - Hansen**:

Nq =	0.021
Nc =	0.033
N γ =	0.026

Q =	180 744.07	[kg]
Qult =	5.74	[kg / cm ²]
Qamm =	2.49	[kg / cm ²]

capacità portante

6 - Metodo di calcolo secondo l' **Eurocodice 7** (Metodo **EC7**):

Nq =	0.021
Nc =	0.033
N γ =	0.024

Q =	164 687.72	[kg]
Qult =	5.23	[kg / cm ²]
Qamm =	2.27	[kg / cm ²]

capacità portante

