



COMUNE DI GIOVINAZZO

Provincia di Bari



PROGETTO DI RIQUALIFICAZIONE URBANA DEL LUNGOMARE "ESERCITO ITALIANO"

Via Domenico Maggiore

Foglio di mappa catastale 3a

Relazione geologica

PROGETTISTA	GEOLOGO dott. geol. Antonio De Napoli
COMMITTENTE Comune di Giovinazzo	IMPRESA

Trani, dicembre 2014



DENAPOLI

Studio Tecnico Associato
TOPOGRAFIA - GEOLOGIA

Trani, via Postumia, 14 – 0883.487197
Terlizzi, via Marconi, 15 – 080.2474498
studiodenapoli@libero.it

PREMESSA

La seguente relazione ha come oggetto lo studio geologico di un'area sita nel comune di Giovinazzo (Ba), lungo via Domenico Maggiore, F° di mappa **3a** per il **progetto di riqualificazione urbana del lungomare "Esercito Italiano"**.

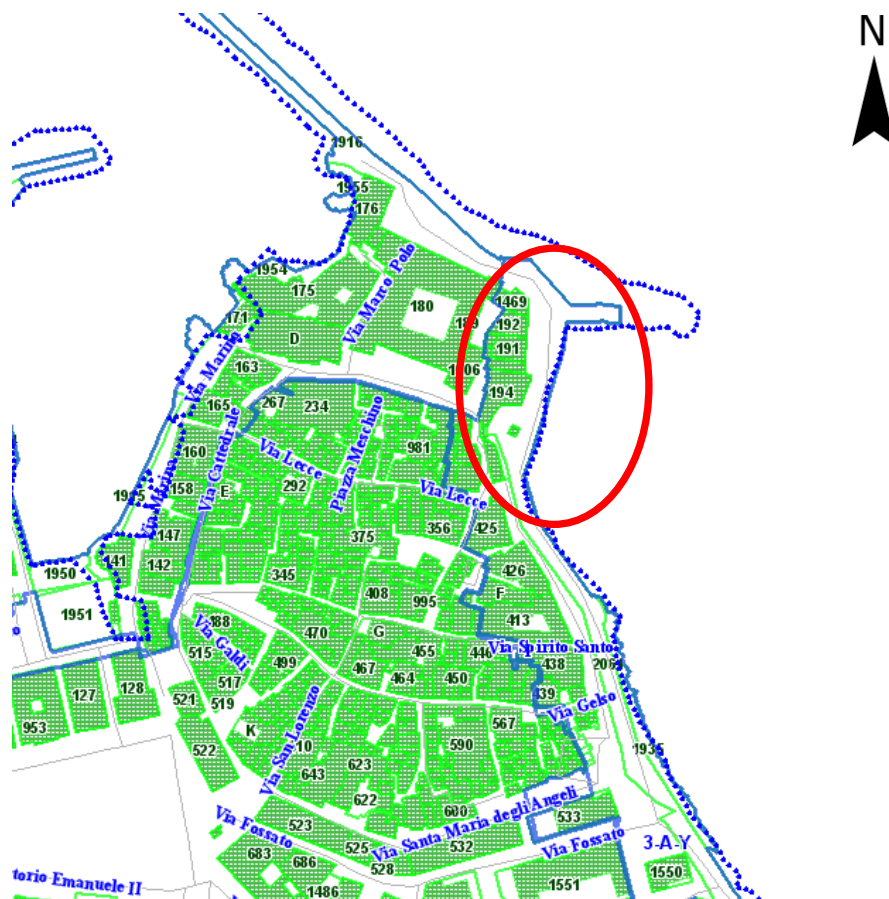


Fig. 1 – Stralcio catastale, Fg. di mappa 3a

Per lo studio dell'area sono state eseguite le seguenti indagini:

- rilevamento morfologico e geologico di dettaglio, per il riconoscimento in sito dell'aspetto superficiale dell'area, della natura litologica delle rocce affioranti, della loro giacitura e delle eventuali implicazioni tettoniche;
- studio idrogeologico generale dell'intero settore, con approfondimento dell'idrologia superficiale dell'area interessata;
- indagine sismica MASW, per la classificazione del suolo di fondazione e dei parametri geomeccanici.



Fig. 2 – Stralcio carta idrogeomorfologica su base I.G.M. - F° 177, tav. IV SE “Molfetta” (AdB)

I dati di campagna sono stati integrati con le notizie reperite nell'ampia bibliografia specialistica esistente sulla zona. La presente relazione è stata redatta in ottemperanza alla vigente normativa sui terreni di fondazione, DM 11.03.88, DM 14.01.08, tenendo conto dell'O.P.C.M. n° 3274 del 20.03.03 e la DGR 02.03.04 n° 153 che inseriscono il territorio di Giovinazzo (Ba) in zona sismica **Z3**

MORFOLOGIA E GEOLOGIA

Geograficamente l'area, compresa nella **Tav. IV SE "Molfetta"** del **F° 177**, fa parte della regione costiera pugliese, i cui caratteri morfologici richiamano il motivo più importante dell'area murgiana, dato da una serie di ripiani posti a quote via via più basse verso l'Adriatico.

Si tratta di terrazzi marini allungati quasi parallelamente alla costa e leggermente inclinati a Nord; questi si raccordano tramite piccole scarpate sagomate dall'azione del mare e rappresentanti antiche linee di costa.

Caratteri generali

Dal punto di vista litologico la zona è compresa in un vasto affioramento carbonatico di età tardo-cretacica (**Calcare di Bari**), costituita da calcari bioclastici, micritici e dolomitici e da zolle isolate di depositi pleistocenici trasgressivi.

La successione stratigrafica, iniziando dal termine più antico, comprende:

- **Calcare di Bari (Cretaceo);**
- **Calcareniti di Gravina o Tufi delle Murge (Pleistocene);**
- **Depositi alluvionali (Olocene, Pleistocene sup.).**

Il "**Calcare di Bari**" rappresenta il basamento rigido della zona ed è costituito da una serie sedimentaria prevalentemente calcarea caratterizzata, in questa zona, da calcari e da calcari dolomitici grigi ai quali s'intercalano, più o meno frequentemente, calcari bianchi micritici o bioclastici a grana fine. I calcari e le dolomie si presentano in strati o in banchi, ripetutamente laminati, con diffuse carature da dissoluzione. Il fenomeno carsico è ovunque presente e si sviluppa con intensità diversa

in superficie ed in profondità. Le cavità presentano forma e dimensioni varie; le più comuni sono interstrato e da frattura, spesso sono parzialmente o interamente riempite da terra rossa rideposta o depositi di varia natura. La fratturazione dell'ammasso roccioso risulta nel complesso elevata, con molteplici direzioni delle discontinuità primarie. L'assetto strutturale della serie calcarea è in generale a monoclinale, con leggere inclinazioni verso l'attuale linea di costa. A tratti è possibile notare un diverso assetto geometrico della successione carbonatica imputabile ad episodi compressivi o di trazione. Lo spessore totale di questa formazione supera i 3000 m.



- Deposito alluvionale recente ed attuale
- Calcarenite di Gravina
- Calcarea di Bari

Fig. 3 – Stralcio del Foglio 438 “Bari” - C.A.R.G. Puglia

La "**Calcarenite di Gravina**" è la litofacies che individua l'inizio della sedimentazione marina nell'Avanfossa Sudappenninica, pertanto il suo spessore si rastrema addentrandosi nelle zone di piattaforma. In generale si tratta di calcareniti carbonatiche di colore giallastro, a grana e resistenza variabile, a giacitura suborizzontale con una netta stratificazione incrociata con strati a sviluppo tabulare la cui orientazione e pendenza confermano che l'accumulo dei depositi è dovuto al moto ondoso. Frequenti sono i fossili marini interi ed in frammenti; stratigraficamente sono trasgressivi e discordanti sul "Calcare di Bari". In questa zona affiora al di sotto dei depositi alluvionali.

I "**Depositi Alluvionali**" sono ubicati a circa 1 km dall'area in oggetto e in generale si tratta di depositi terrosi e ciottolosi, antichi e recenti, che si dipartono dalle zone interne per raggiungere la linea di riva adriatica. Nei più importanti solchi erosivi del territorio, disposti tutti secondo SSW-NNE, si osservano sabbie ocracee, argille rossastre e blocchi del substrato mesozoico con strutture da dissoluzione carsica, provenienti dalle Murge nordoccidentali. Sono presenti nell'area d'indagine, con spessori che superano i 5 m.

Caratteri locali

L'area investigata si trova sul lungomare della città di Giovinazzo, a sud del porto cittadino con quota media pari a circa 2.7 m.

Dal punto di vista morfologico la zona è caratterizzata dalla presenza di pericolosità geomorfologica. In particolare, si rimanda al capitolo PAI, dove è ampiamente descritto il caso in oggetto.

Non sono presenti nell'area in oggetto forme tettoniche di rilievo, né forme carsiche di notevoli dimensioni o linee di ruscellamento meteorico.

Indagini geognostiche svolte:

- n° 2 perforazioni ad andamento verticale eseguite a rotazione a carotaggio continuo di diametro 100 mm della lunghezza di m 5 cadauno (C1 e C2);
- n° 1 prospezione sismica a rifrazione con acquisizione dei sismogrammi Onde P con sistema di energizzazione del tipo a massa battente con n° 5 shot (base 1);
- n° 1 indagine sismica MASW (Ma-Mr);
- n° 8 sezioni georadar;

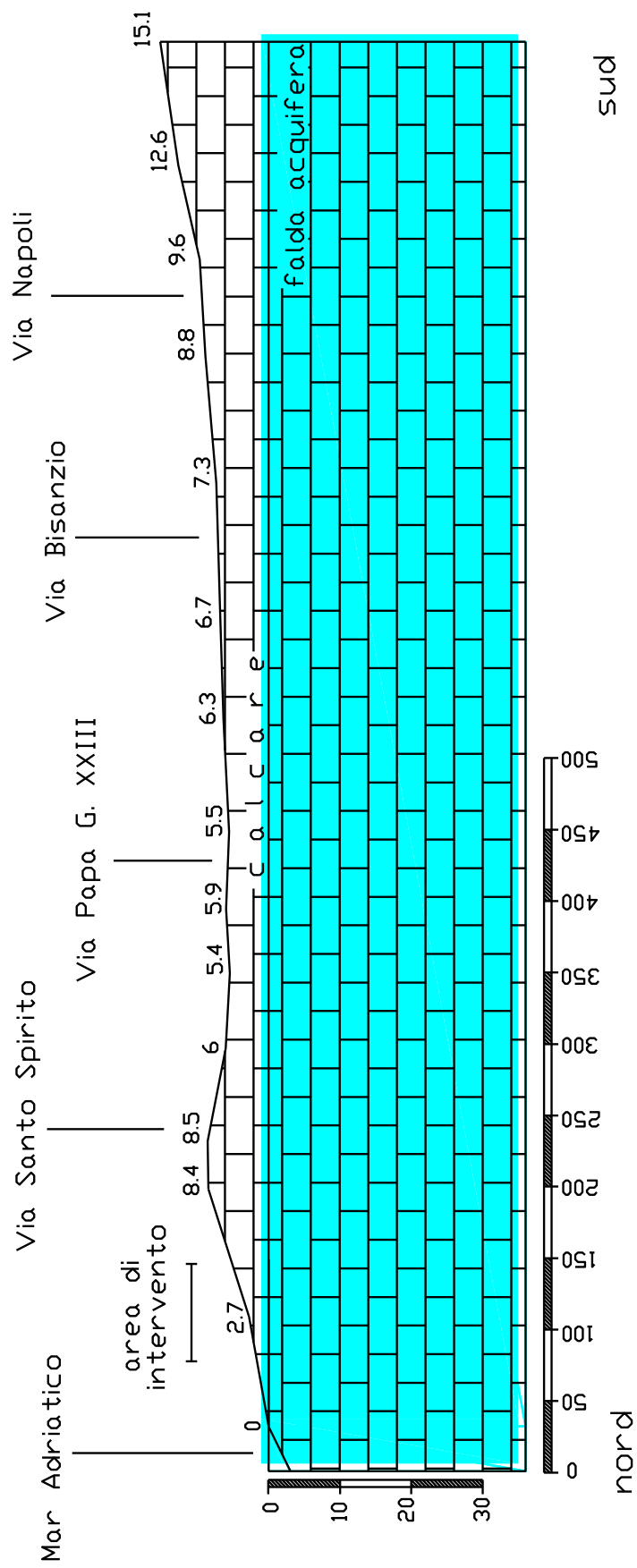


Fig. 5- Sezione geologica

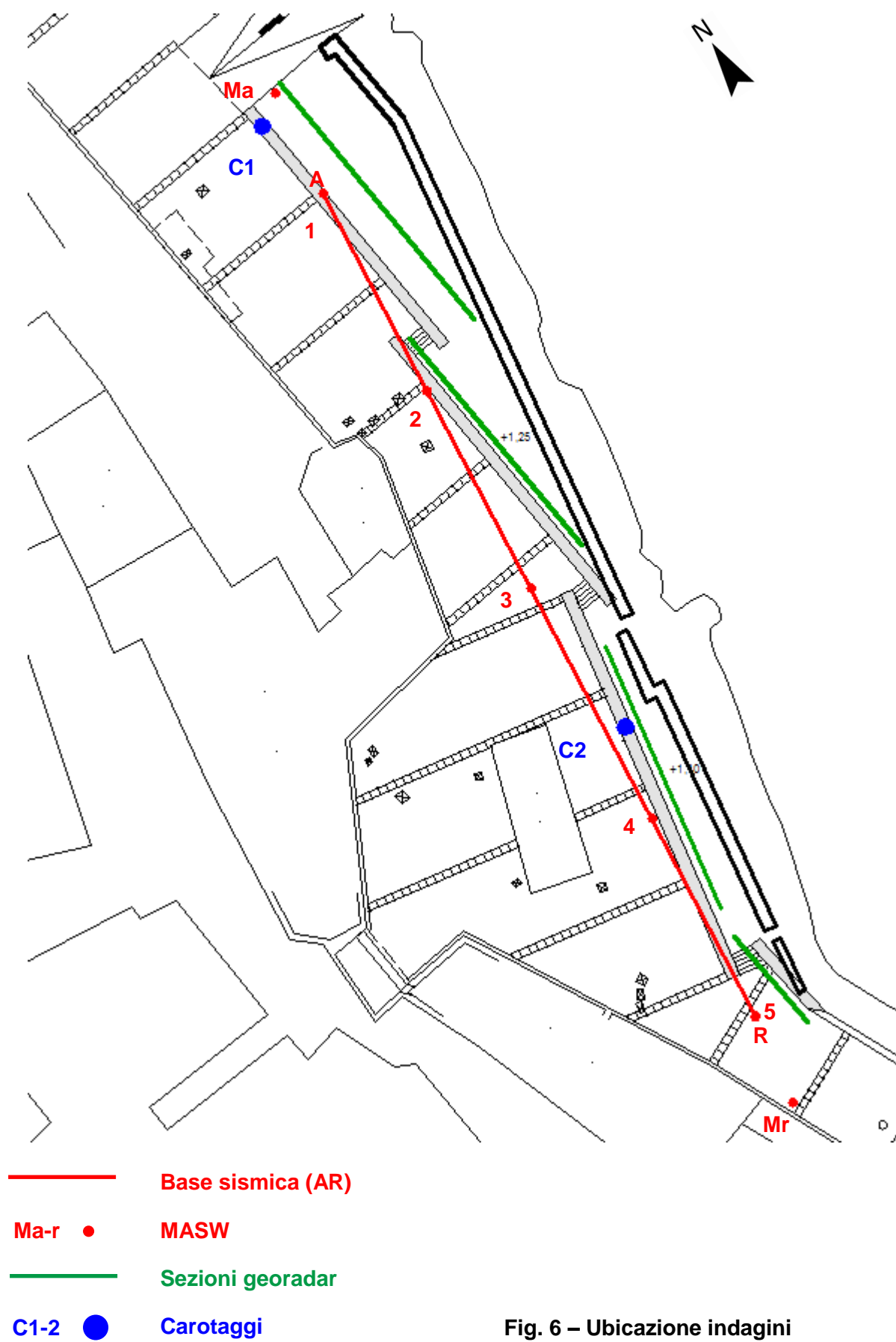


Fig. 6 – Ubicazione indagini

Carotaggi

I sondaggi, effettuati nei giorni 27 e 28 novembre 2014 e realizzati dalla CO.T.I.S. DVG di Pershyna Karina, sono stati condotti a carotaggio continuo, mediante un carotiere da 100 mm, utilizzando acqua come fluido di perforazione, per una profondità pari a 5 m cadauno.

I due sondaggi presentano la seguente stratigrafia:

Carotaggio C1		Carotaggio C2	
m	litologia	m	litologia
0.00-3.00	riporto	0.00-3.00	riporto
3.00-4.30	calcare dolomitico	3.00-5.00	calcare dolomitico
4.30-5.00	calcare media fratturazione		

STRATIGRAFIE CAROTAGGI

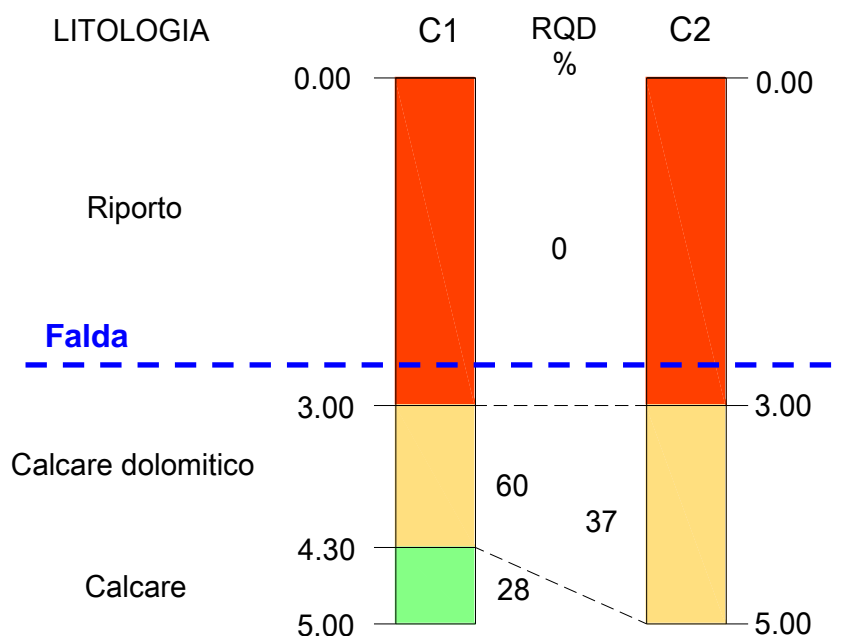




Fig. 7 – Foto Sondaggio C1

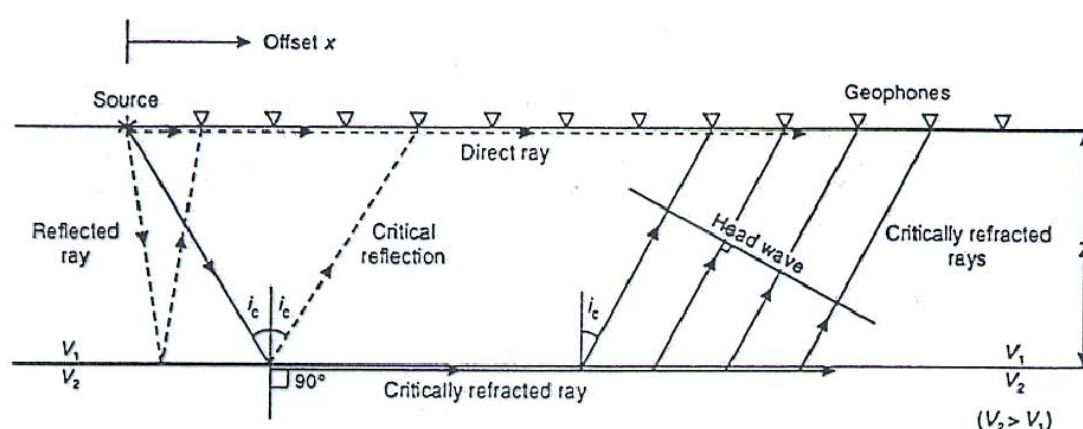


Fig. 8 – Foto Sondaggio C2

Sismica a rifrazione

La tecnica della sismica a rifrazione permette di determinare le velocità di propagazione delle onde longitudinale o primarie P. È basata sulla bifrazione delle onde elastiche a seguito del formarsi di un fronte d'onda conico, che consente, attraverso l'acquisizione e l'elaborazione di dati, la costruzione d'immagini bidimensionali (o tridimensionali) della variazione della velocità sismica.

Dati ad esempio 2 terreni, a velocità v_1 e v_2 , con la sorgente posta nel mezzo 1 (solitamente sulle superficie del suolo) ed uno stendimento di geofoni disposti lungo il profilo, condizione necessaria è quindi che la velocità delle onde nel mezzo 2 sia maggiore rispetto al mezzo 1.



Ad ogni geofono arriveranno le onde generate dalla sorgente: onde dirette, onde riflesse e onde coniche o bifratte (head wave). Quelle analizzate sono quest'ultime, ovvero quelle che giungono sulla superficie di separazione (p.c.) con un angolo d'incidenza critico (secondo la legge di Snell) e che quindi vengono rifratte con un angolo di 90° , propagandosi parallelamente alla superficie rifrangente e venendo nuovamente rifratte verso la superficie con lo stesso angolo d'incidenza.

Con questa tecnica si riesce ad avere, pertanto, una visione seppur qualitativa della stratigrafia del terreno investigato, in termini di variazioni di "densità" dello stesso, essendo questo parametro direttamente legato alla velocità sismica. Il confronto matematico tra i vari tempi permette di suddividere lo spazio compreso tra le due serie di punti in porzioni, o "celle elementari" (quadrate per le sezioni bidimensionali come quelle in esame, o cubiche per sezioni tridimensionali) caratterizzate ognuna da un proprio valore di velocità sismica.

L'interpretazione dei segnali rilevati e la conseguente stima del profilo di velocità delle onde P è articolata nelle seguenti fasi:

- individuazione dei primi arrivi attraverso l'osservazione dei sismogrammi e l'operazione di picking, previa elaborazione dei segnali ed operazione di filtraggio anche consecutivo con diverse tipologie di filtro digitale;
- ricostruzione delle dromocrone (grafico distanza-tempo) e scelta del modello di sottosuolo da utilizzare nell'interpretazione;
- elaborazione dei dati secondo il metodo della tomografia sismica.

Nel caso in oggetto, l'indagine è stata realizzata con uno stendimento singolo di lunghezza di 62.5 metri, lungo il quale sono stati disposti alternativamente e collegati in serie 24 geofoni con frequenza di 4.5 Hz e distanza intergeofonica di 2.5 m. Sono stati realizzati 5 shots, mediante l'utilizzo di una massa battente del peso di 8 kg circa e l'energizzazione è avvenuta secondo il seguente modo:

- 2 shots esterni allo stendimento (0 m e 62.5 m);
- 1 shot centrale, in corrispondenza del 12° geofono (30 m);
- 2 shots intermedi, in corrispondenza del 6° e del 19° geofono (15 m e 47.5 m).

La registrazione dei sismogrammi è stata effettuata mediante un sismografo DoReMi della "SARA e.i." a 16 bit.

L'elaborazione e l'analisi dei risultati è stata eseguita mediante la tecnica della **tomografia sismica**, che permette di individuare anomalie nella velocità di propagazione delle onde sismiche con un alto potere risolutivo, offrendo la possibilità di ricostruire anomalie e discontinuità stratigrafiche anche particolarmente complesse.

Questa tecnica fornisce l'immagine della distribuzione delle onde sismiche sotto la superficie, basate sui tempi di primo arrivo (come nella normale sismica a rifrazione) e sulla geometria di acquisizione. Si ricostruisce in tal modo un modello di velocità, che può essere migliorato attraverso successive iterazioni: la fase di calcolo si conclude quando si ha la migliore sovrapposizione fra i tempi di primo arrivo calcolati e quelli misurati.

Lo scopo è quello di determinare un dettagliato andamento della distribuzione di una proprietà fisica quale la velocità delle onde sismiche o l'attenuazione.

Il processing dei dati è stato eseguito con il programma SeisImager/2DTM, utilizzando gli stessi dati usati per la sismica a rifrazione. Attraverso tale software si sono ottenute due sezioni tomografiche, che consentono un notevole dettaglio di definizione del sottosuolo ed sono validamente utilizzabili per ubicare qualsiasi tipo di discontinuità, anomalia di velocità, nel sottosuolo, sia verticale sia orizzontale.

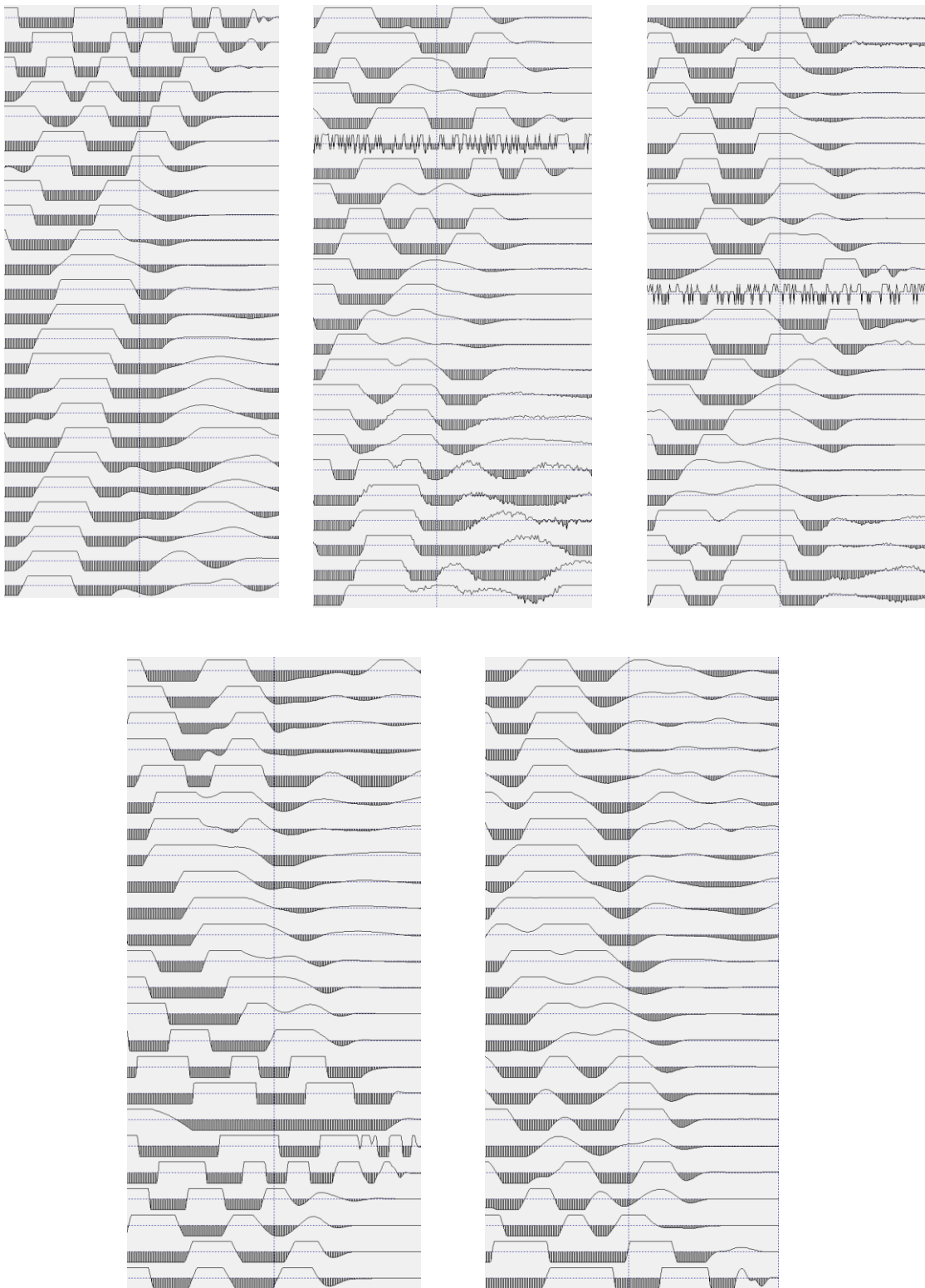


Fig. 9 – Sismogrammi

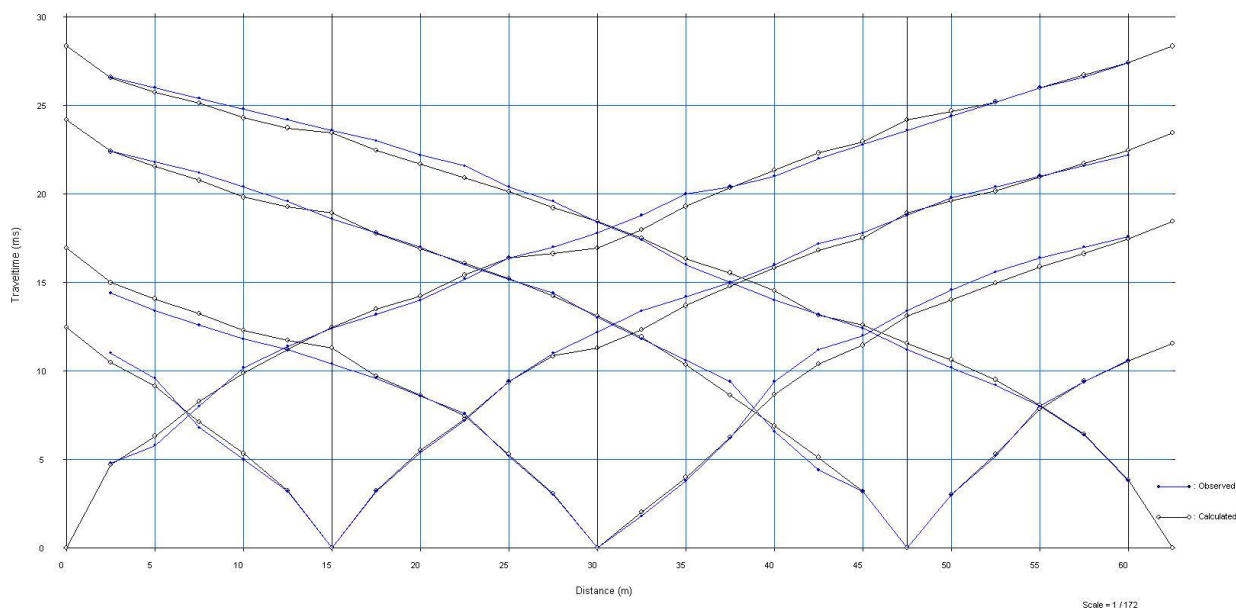


Fig. 10 – Dromocrona

- **orizzonte I** – presenta uno spessore medio di 3 metri ed una velocità media delle onde P che si attesta mediamente sui 700 m/s ed è correlabile con terreno di riporto compatto caratterizzato da blocchi e ghiaia di natura calcarea, passante a roccia calcarea;
- **orizzonte II** – caratterizzato da velocità medie di circa 1400 m/sec, è correlabile a calcari a medio-alta fratturazione; lo spessore risulta pari a circa 1 metro;
- **orizzonte III** – caratterizzato da velocità medie di 2000 m/sec, è correlabile a calcari a media fratturazione; lo spessore risulta inferiore a circa 4 metri;
- **orizzonte IV** – è caratterizzato da calcari con grado di fratturazione medio-basso e velocità medie che superano i 3000 m/sec; gli spessori superano i 10 metri.

In particolare, dalle indagini è risultato che al di sotto del massetto stradale, è presente un livello dello spessore di 3 metri, caratterizzato da materiale di riporto compatto, di natura calcarea con angolo di attrito di 31°. Mentre, in corrispondenza del primo livello carbonatico, in base alla formula di Palstrom, il n° di discontinuità è pari a 25-23 per m³, con un R.Q.D. superiore a 35 %.

Man mano che ci si approfondisce, le caratteristiche geomeccaniche tendono progressivamente a migliorare; pertanto il substrato evidenzia una disomogeneità strutturale che, con la profondità, tende progressivamente a ridursi.

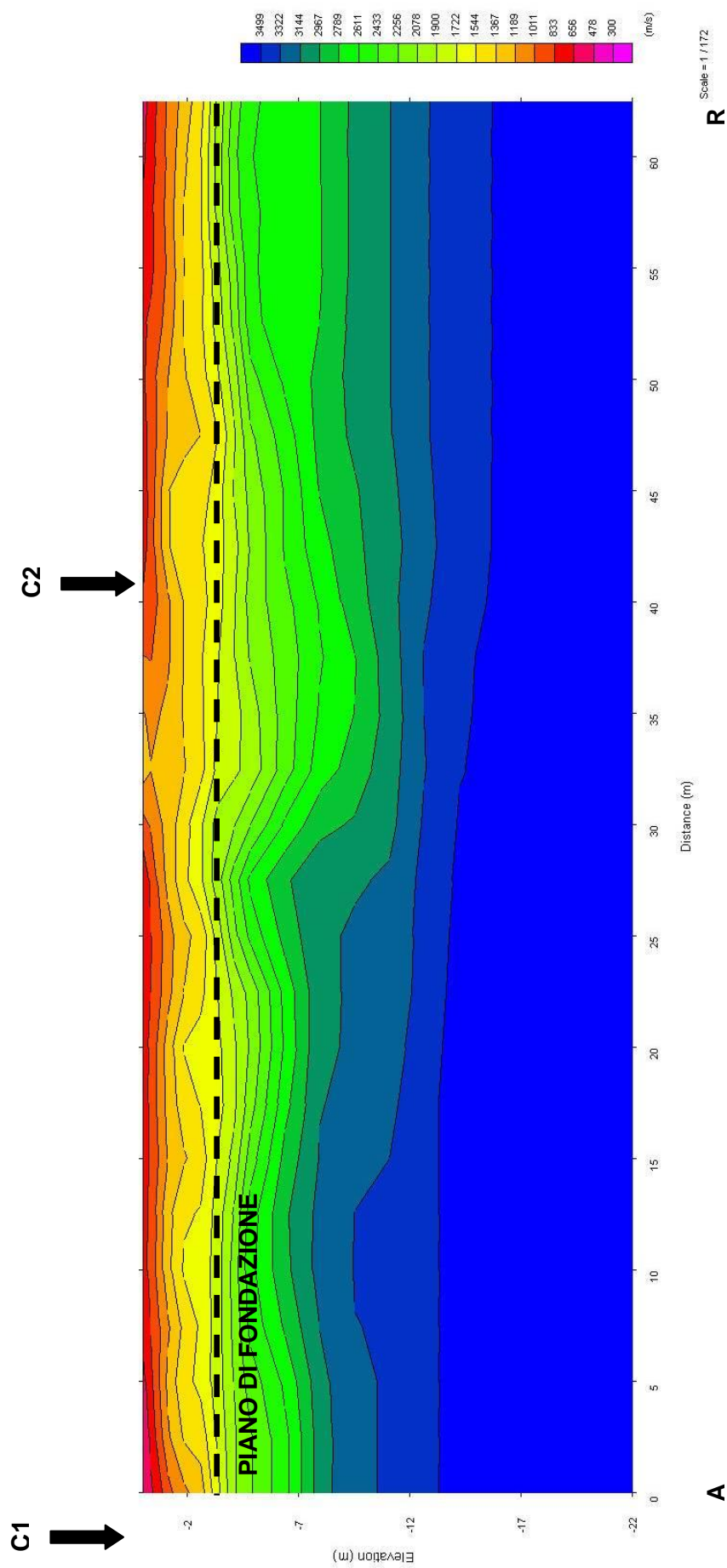


Fig. 11 – Pseudosezioni di tomografia sismica con indicazione del carotaggio C2

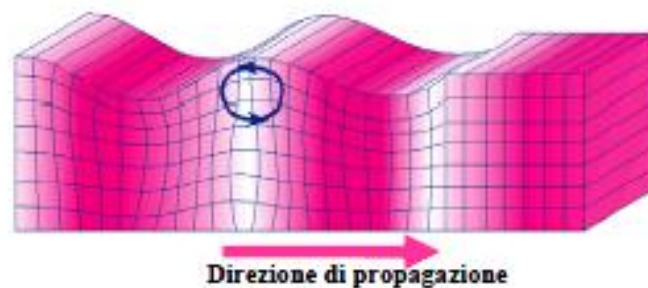


Fig. 12 – Foto indagine sismica e MASW

Indagine sismica MASW

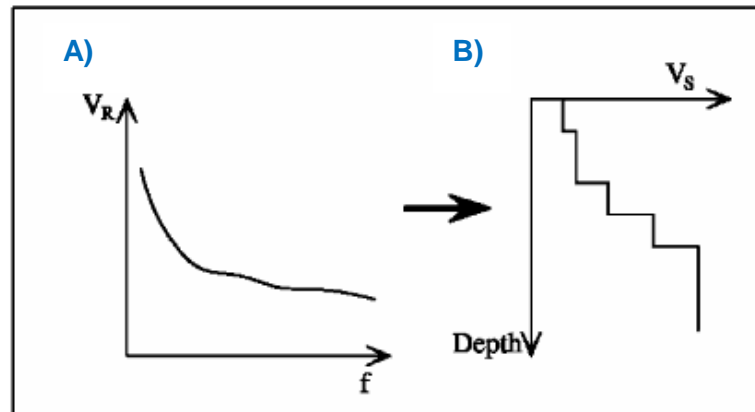
Il metodo “MASW” è una tecnica d’indagine non invasiva (non è necessario eseguire perforazioni o scavi e ciò limita i costi), che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde.



La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Rayleigh, sulla quale si basa l’analisi per la determinazione delle V_s , è costituita dal

fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati. Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione della velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è inversamente proporzionale alla lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite processo di inversione.



A) Velocità delle onde di Rayleigh in funzione della frequenza; **B)** profilo di velocità delle onde di taglio in funzione della profondità (a destra) ricavato tramite processo d'inversione.

La metodologia per la realizzazione di una indagine sismica MASW prevede 3 passi fondamentali:

1. calcolo della velocità di fase (o curva di dispersione) apparente sperimentale;
2. calcolo della velocità di fase apparente numerica;
3. individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_s e di compressione V_p (o in maniera alternativa alle velocità V_p è possibile assegnare il coefficiente di Poisson), la densità di massa degli strati che costituiscono il modello del suolo, fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale e la velocità di fase (o curva di dispersione) numerica corrispondente al modello di suolo assegnato.

Il modello di suolo e quindi il profilo di velocità delle onde di taglio verticali possono essere individuati con procedura manuale o con procedura automatica o con una combinazione delle due. Generalmente si assegnano il numero di strati del modello, il coefficiente di Poisson, la densità di massa e si variano lo spessore h e la velocità V_s degli strati.

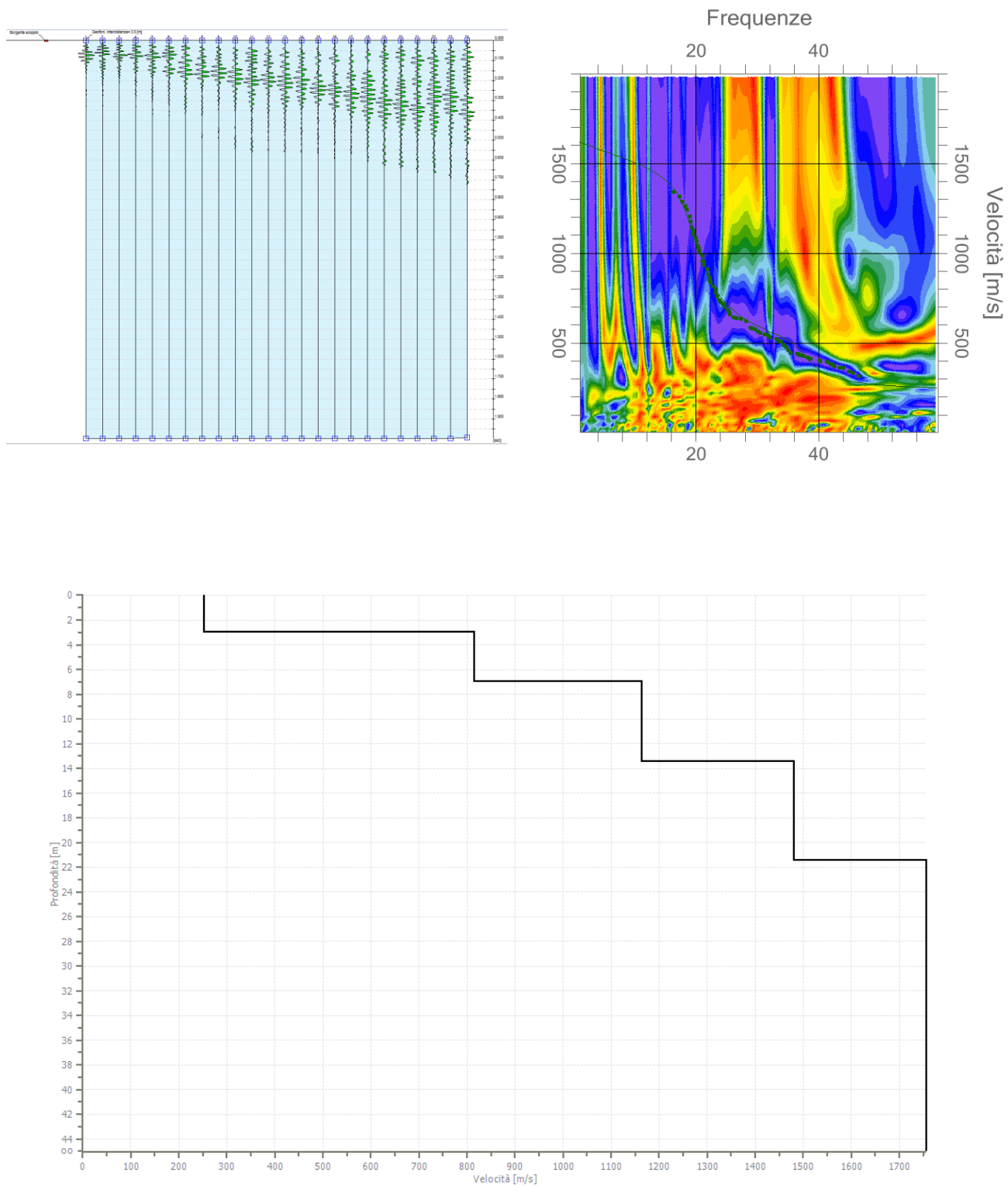


Fig. 13 – Indagine MASW – spettro, sismogramma e sismostrato, Vs

Nella procedura manuale l'utente assegna per tentativi diversi valori delle velocità V_s e degli spessori h , cercando di avvicinare la curva di dispersione numerica alla curva di dispersione sperimentale. Nella procedura automatica, invece, la ricerca del profilo di velocità ottimale è affidata ad un algoritmo di ricerca globale o locale che cerca di minimizzare l'errore tra la curva sperimentale e la curva numerica. In genere quando l'errore relativo, tra curva sperimentale e curva numerica è compresa tra il 5% e il 10% si ha un soddisfacente accordo tra le due curve e il profilo di velocità delle onde di taglio V_s e quindi il tipo di suolo sismico conseguente rappresentano una soluzione valida da un punto di vista ingegneristico.

Nel caso in oggetto, la modalità d'esecuzione è la stessa utilizzata per la sismica a rifrazione: uno stendimento singolo di lunghezza di 62.5 metri, lungo il quale sono stati disposti alternativamente e collegati in serie 24 geofoni con frequenza di 4.5 Hz e distanza intergeofonica di 2.5 m. Gli shots realizzati, mediante l'utilizzo di una massa battente del peso di 8 kg circa sono stati disposti nel secondo seguente modo:

- 2 shot esterni allo stendimento (-7.4 m e 68.8 m);

La registrazione dei sismogrammi è stata effettuata mediante un sismografo DoReMi della "SARA e.i." a 16 bit.

L'elaborazione, eseguita con il software della GeoStru "Easy Masw", ha consentito di determinare un profilo di velocità delle onde "S" fino ad oltre 30 m dal p.c..

Indagine georadar (G.P.R.)

Il radar geologico utilizza la riflessione delle onde elettromagnetiche per l'esplorazione degli strati superficiali del sottosuolo; in funzione delle caratteristiche elettromagnetiche del mezzo, l'impulso si propaga per essere parzialmente riflesso in corrispondenza di interfacce di separazione tra due mezzi aventi differenti comportamenti. Un antenna emittente manda nel sottosuolo impulsi di energia elettromagnetica di brevissima durata.

Le onde riflesse sono captate tramite una antenna ricevente, amplificate, elaborate e trasformate in corrente elettrica trasferite ad un monitor che permette la visualizzazione delle litologie attraversate dagli impulsi elettromagnetici.

Nella redazione di tale indagine si sono seguite:

- le norme guida indicate dalla ASTM 2002 e successive modifiche ed integrazioni redatte dall' American Society for Testing Materials "Standard D6432-99 Standard Guide for Using the surface Ground Penetrating Radar Method for Subsurface Investigation";
- norma di riferimento CEI 306 – 8/2004 "Impiego del radar per introspezione del suolo per prospezioni preliminari ad opere di posa di servizi ed infrastrutture sotterranee".

L'elaborazione consiste nel leggere le modalità di propagazione e di riflessione delle onde elettromagnetiche registrate, che variano di intensità e/o ampiezza in funzione delle proprietà dielettriche e delle caratteristiche di conduzione elettrica delle litologie attraversate.

L'interpretazione e l'apprezzamento di comportamenti elettromagnetici differenti all'interno di una sezione di acquisizione permette di individuare aree in cui le caratteristiche geomeccaniche dell'ammasso calcareo subiscono apprezzabili variazioni.

Per il rilievo georadar è stata utilizzata antenna emittente/ricevente:

- antenna a 270 Mhz per l'indagine ottimale dello strato superficiale, fino ad una profondità ottimale di acquisizione di 6 metri dal p.c..

Vengono quindi di seguito illustrati i risultati ottenuti dal rilevamento con georadar che consistono:

1. relazione particolareggiata sulle strutture e sulle variazioni geomeccaniche, stratigrafiche e morfologiche;
2. elaborati grafici e mappatura con ubicazione delle strisciate di acquisizione e restituzione strumentale di sezioni dell'area in oggetto rilevate.

Tutti i valori di profondità delle anomalie rilevate si intendono al top della struttura.

Le misure fornite hanno una tolleranza di 20 %.

L'analisi dei rilievi geognostici non distruttivi effettuati nell'area in esame permettono di rilevare nel complesso una buona risposta elettromagnetica.

Buona risposta elettromagnetica, nel complesso, caratterizzata da aree in cui si sono registrate anomalie dovute a variazioni elettromagnetiche riferibili a modeste aree di debolezza inserite all'interno di una successione stratigrafica indagata che nel complesso fornisce una risposta elettromagnetica omogenea, riferibile a una omogenea distribuzione delle caratteristiche geomeccaniche nella successione litologica indagata.

Le dimensioni interpretabili dalle acquisizioni riprodotte sono facilmente desumibili, in maniera approssimata, leggendo i valori riportati in metri.

In relazione alle necessità della Committenza sono state effettuate sezioni di acquisizione, compatibilmente alle condizioni del sito.

L'indagine geognostica è stata condotta nel modo seguente: sono state effettuate, compatibilmente alle condizioni del sito, 8 sezioni di acquisizione, come mostra la fig.15, per una indagine areale sull'area in oggetto, al fine di rilevare eventuali anomalie elettromagnetiche riferibili a cavità e/o sottoservizi.

Le sezioni sono rappresentate con i valori in metri della distanza e della profondità indagata permettendo pertanto la localizzazione immediata delle anomalie elettromagnetiche interpretate.

Di seguito saranno riportate brevi descrizioni delle sezioni riferibili ai supporti grafici prodotti.

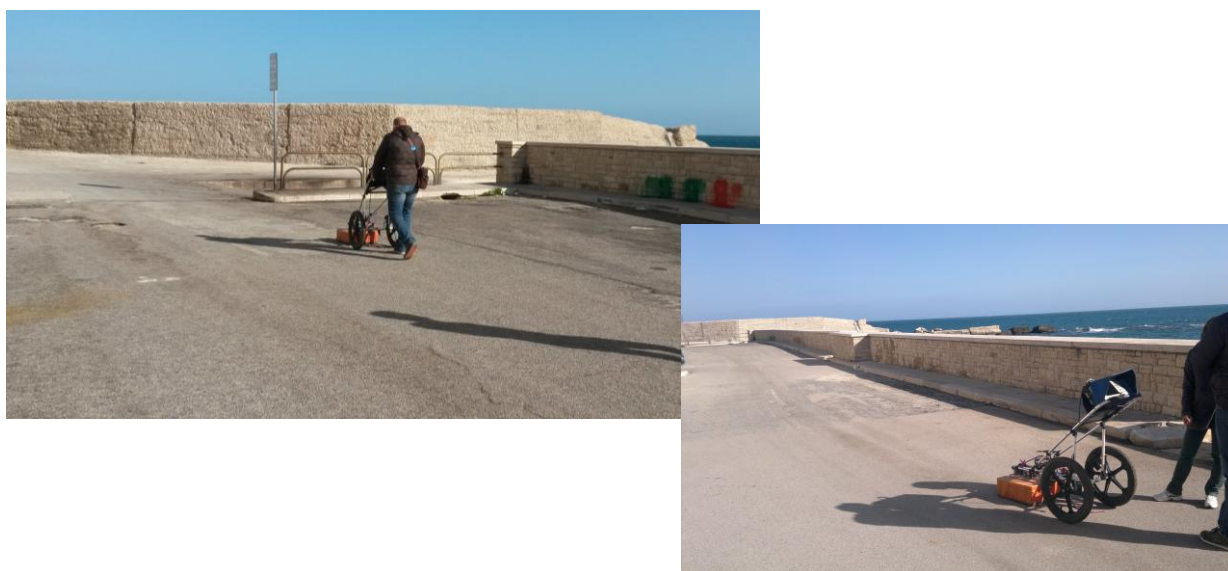


Fig. 14 – Foto indagine georadar

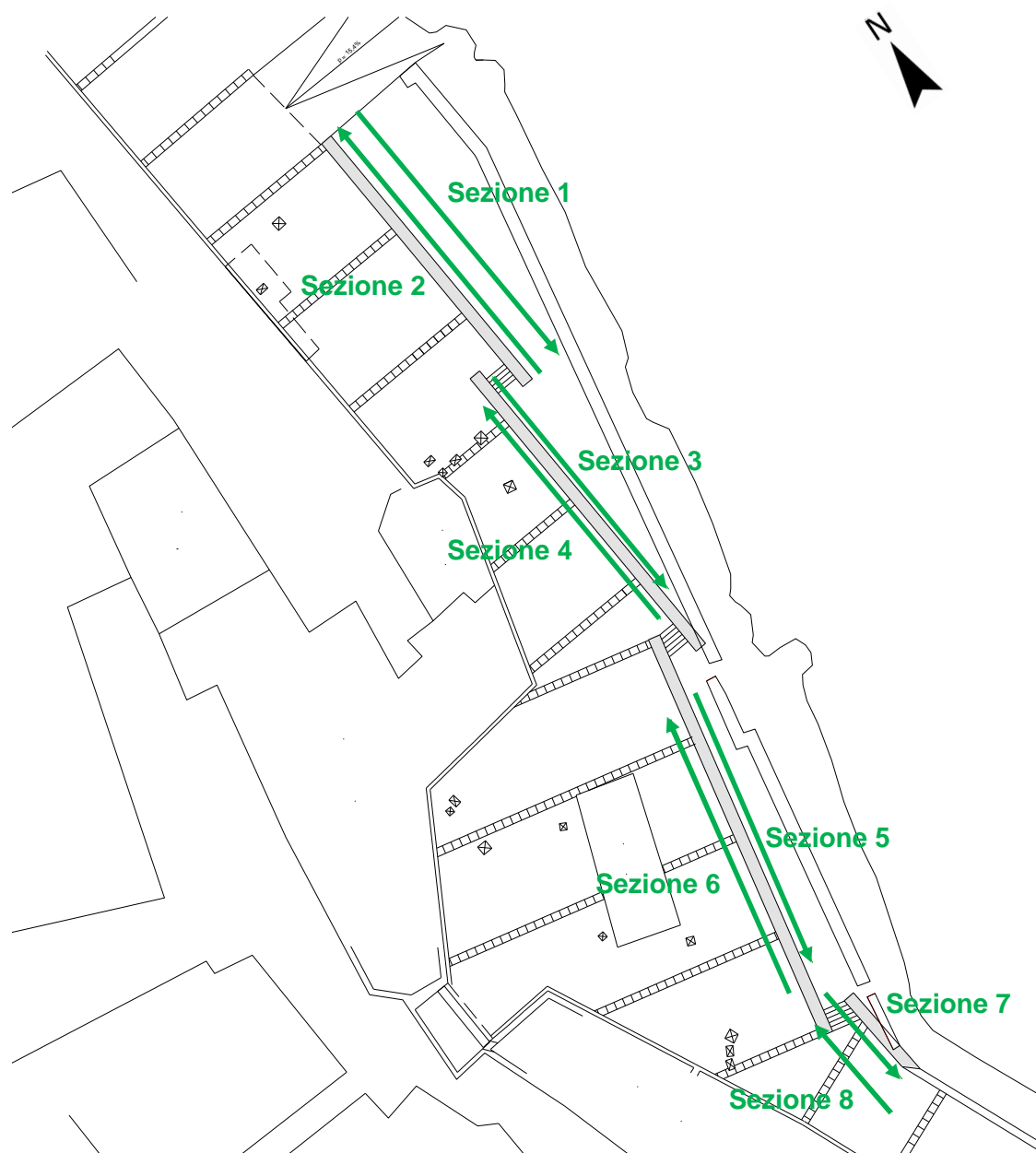
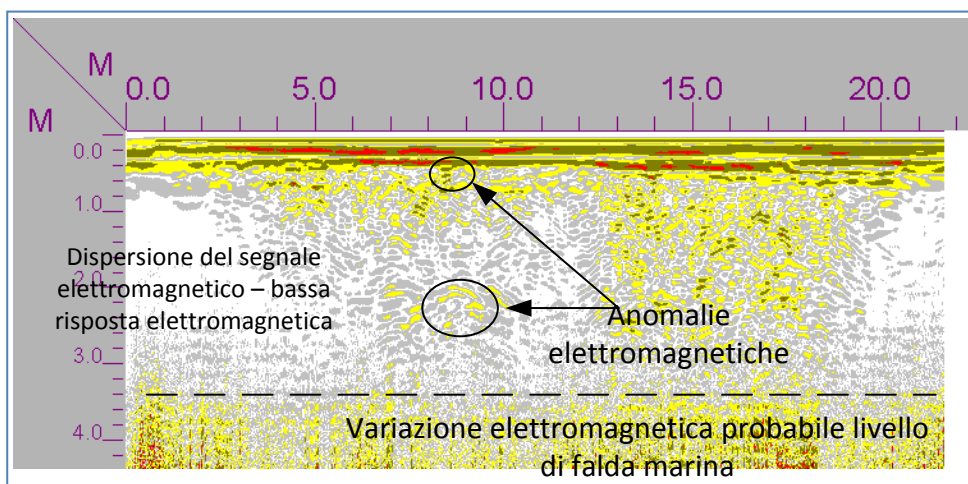
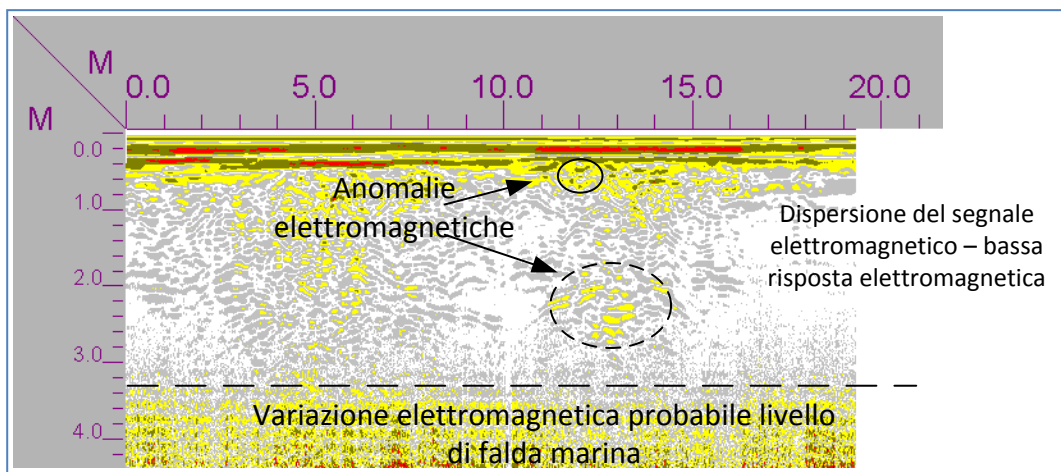


Fig. 15 – Ubicazione sezioni georadar

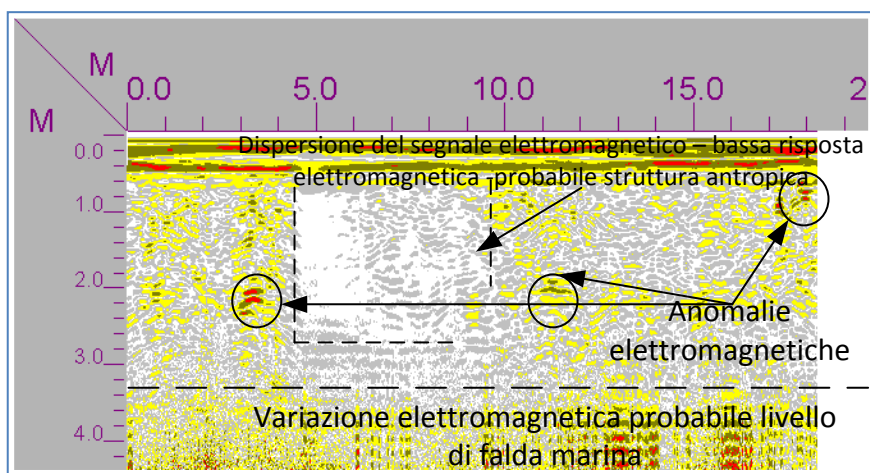
SEZIONE 1



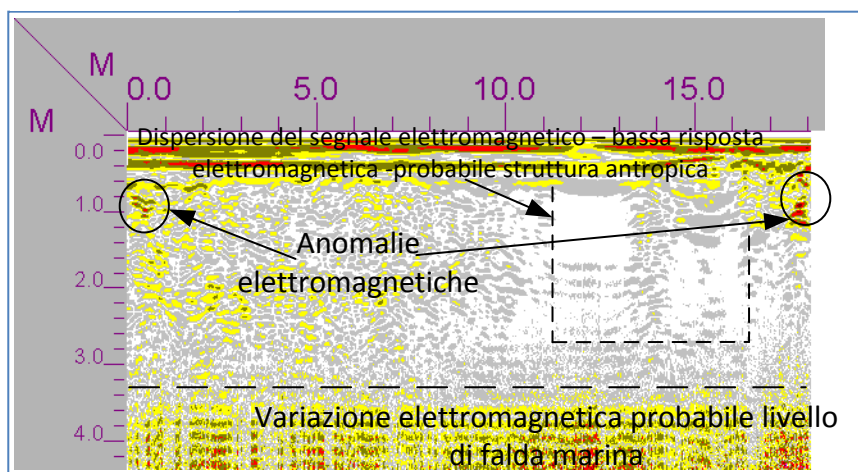
SEZIONE 2



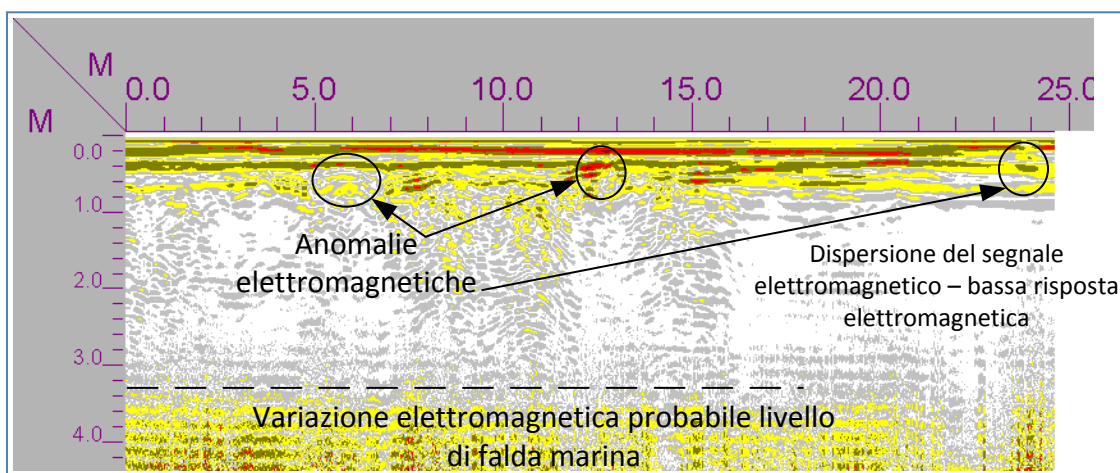
SEZIONE 3



SEZIONE 4



SEZIONE 5

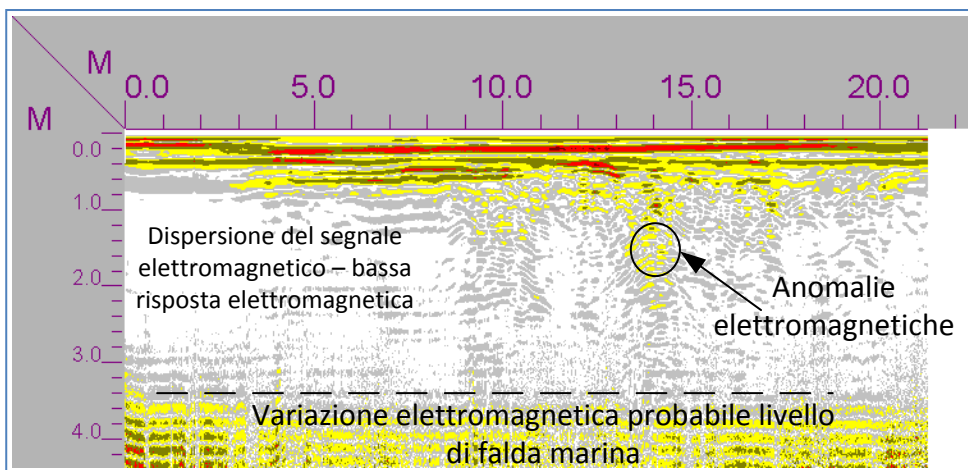


Nelle sezioni 1 -2 è individuata una anomalia interpretabile a 2,5 m circa di profondità dal p.c. di dimensioni metriche (probabile condotta? o area di debolezza – progressiva 9 m nella sezione 1 e progressiva 12 nella sezione 2).

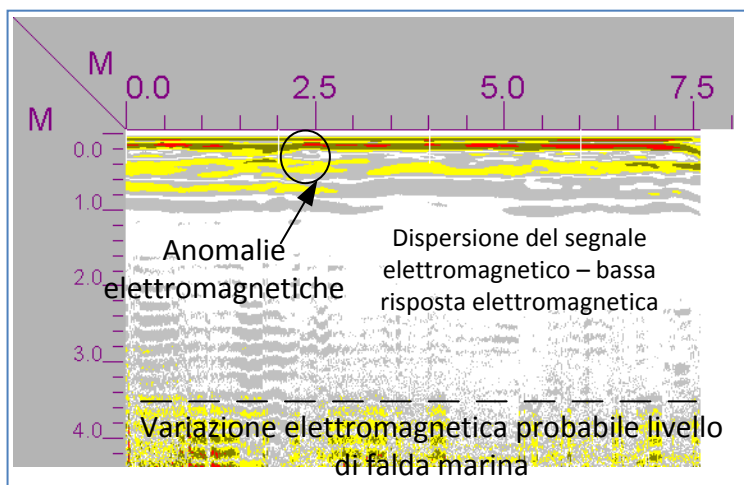
Nelle sezioni 3 – 4 è identificabile un'area di sviluppo di 5 m di larghezza per la quale si ha una variazione elettromagnetica rilevante.

Trattasi di probabile struttura antropica sepolta e/o area di debolezza (progressive 5 – 10 m sezione 3 e 11 – 16 m nella sezione 4).

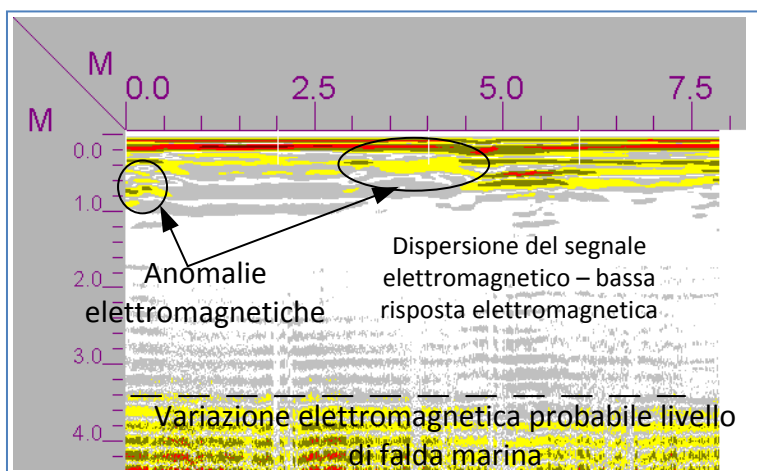
SEZIONE 6



SEZIONE 7



SEZIONE 8



In generale, si tratta di aree che forniscono una differente risposta elettromagnetica riferibili a probabili aree di debolezza, ma di dimensioni che non compromettono l'assetto nel complesso omogeneo e compatto.

Apprezzabili anomalie elettromagnetiche superficiali che potrebbero essere sottoservizi e/o relitti di sottoservizi non più in uso. Essi sono individuati nelle sezioni acquisite e di immediata individuazione leggendo la progressiva di acquisizione.

Parametri geotecnici

I dati provenienti dal rilievo geomeccanico e geofisico sono stati elaborati secondo le teorie ed i modelli matematici che, a parere dello scrivente, meglio caratterizzano il substrato di fondazione, in relazione alle dirette esperienze compiute su terreni similari in aree appartenenti al medesimo bacino di formazione.

Teorie, classificazioni e modelli matematici:

- Il sistema **C.S.I.R.**, proposto da Bieniawski (89), ricava la classificazione geomeccanica dall'analisi di sei parametri che fanno riferimento alla resistenza meccanica, alla giacitura dei piani di stratificazione, alle condizioni dei giunti ed alla situazione idrica.
- Studi condotti da **Zeza** (75) hanno caratterizzato e classificato gli ammassi rocciosi carsificati pugliesi collegando i comportamenti dinamici con quelli statici attraverso misure di velocità, di RQD ed indicazioni strutturali.
- **Rzhevsky e Novik (71)** e **Broili (77)** hanno elaborato modelli matematici correlando il modulo di elasticità dinamico con la porosità, la resistenza a compressione ed il modulo elastico statico.

- **σ_r** rottura a compressione - Rzhevsky e Novik (71), Zeza (78)

- **Ed** (modulo di Young dinamico) - Brown e Roberthshaw

$$E_{din} = 0,0102 \cdot \gamma \cdot V_p^2 \cdot \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)}$$

- **Es** (modulo statico) - Rzhevsky e Novik (71), NAV FAC Manual

$$E_s = \frac{E_d - 0,97}{8,30} \quad E_s = 10E_d$$

- **G** (modulo di taglio) - Ohta & Goto

$$G = Ed / 2 \cdot (1 + \mu)$$

- γ (densità geofisica del terreno)

$$\gamma_{din} = 0,51 \cdot V_p^{0.19}$$

- φ (angolo d'attrito) – C.S.I.R. (89), Sen & Sadagah (03)

$$\varphi = 5 + 0,5 \cdot RMR \qquad \varphi = 25 \left(1 + \frac{RMR}{100}\right)$$

- **c** (coesione) – C.S.I.R. (89), Sen & Sadagah (03)

$$c = 0,005 \cdot RMR \qquad c = 3,625 \cdot RMR$$

- **R** (rigidità sismica) $R = Vs \cdot \gamma$

- **u.c.s.** (carico di rottura esp. lib.) - Manev ed Avramova-Tacheva (70)

$$\frac{c_{amm}}{c_{lab}} = 0,114 e^{0,48(i-2)} + 0,02$$

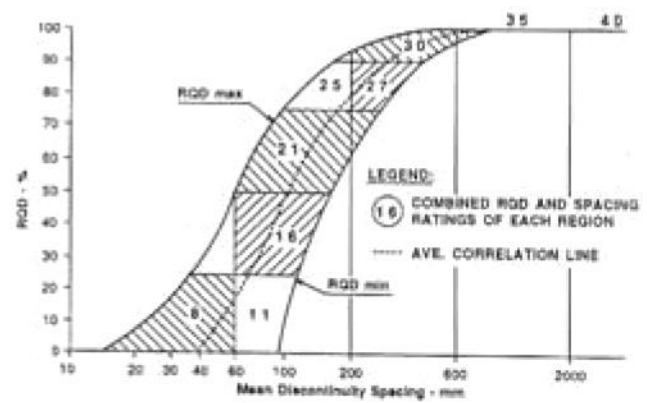
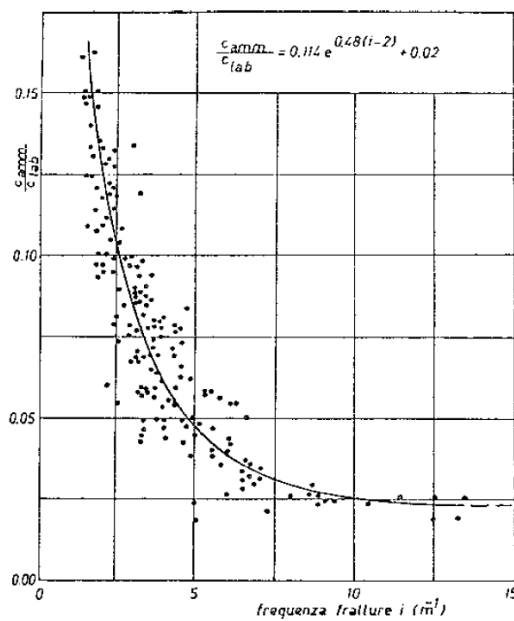


Fig. 16– Correlazioni tra c_{amm}/c_{lab} e n° fratture (Manev ed Avramova-Tacheva-70) e tra RQD e discontinuità (Bieniawski)

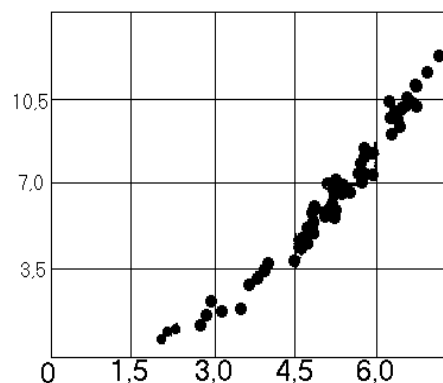
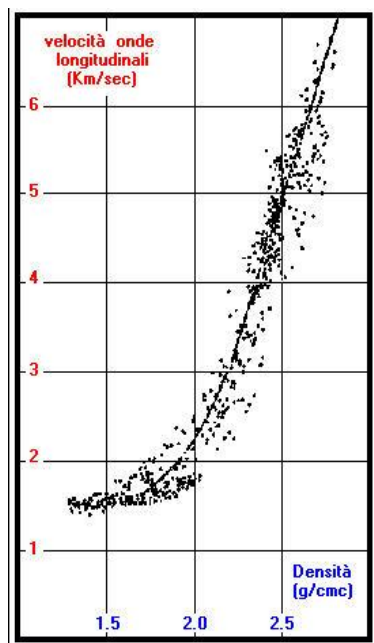


Fig. 17 – Correlazione tra V_p/γ (Nate-Drake) e V_p/E_d (Brown e Roberthshaw)

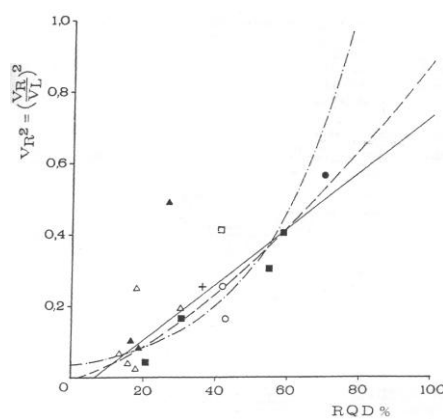
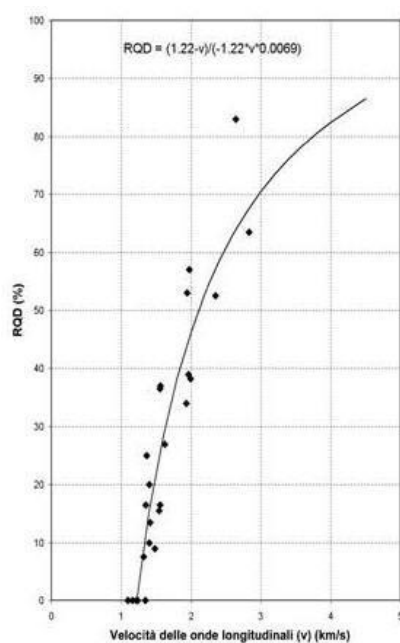


Fig. 18 – Correlazione tra V e RQD (Budetta e a. 01 - Zezza 75)

Dall'indagine eseguita è risultato che il piano di fondazione del fabbricato ricade in corrispondenza dell'**orizzonte sismico calcareo II**, caratterizzato da calcari con velocità medie pari a circa 1400 m/s e pertanto idoneo a tale scopo.

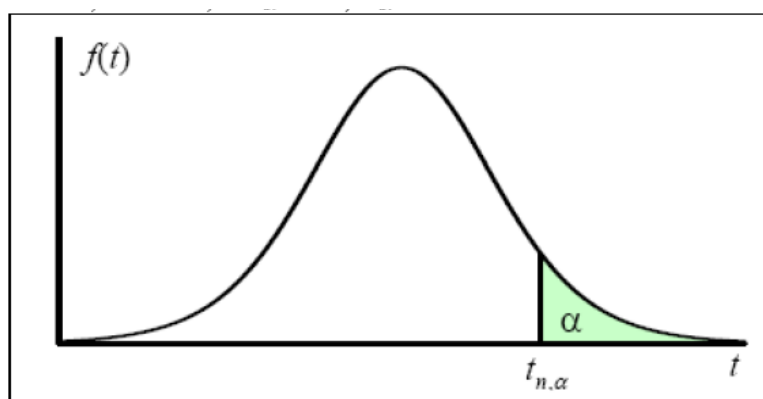
Tabella range di variazione dei parametri sismici e meccanici					
Parametri sismici		I orizzonte	II orizzonte	III orizzonte	IV orizzonte
velocità onde P	m/s	600 - 900	1300 - 1600	1900 - 2600	2900 - 3300
velocità onde S	m/s	281 - 432	624 - 769	957 - 1364	1577 - 1852
mod. dinamico Young Ed	Mpa	368 - 938	2098 - 3306	5217 - 11084	14891 - 20724
rigidità sismica R	t/cm ² s	483 - 803	1244 - 1592	2049 - 3100	3659 - 4404
Parametri elasto-meccanici					
litologia		riporto	calcare	calcare	calcare
compattezza		medio-bass - media	medio-bass - medio-bass	media - medio-alta	medio-alta - alta
spessore	m	3	1	3.7	>20
densità in sito γ	g/cm ³	1.72 - 1.86	1.99 - 2.07	2.14 - 2.27	2.32 - 2.38
mod. statico di Young Es	Kg/cm ²	333 - 715	1785 - 3143	5292 - 11887	16166 - 22724
mod. edometrico Edo	Kg/cm ²	220 - 461	-	-	-
modulo di taglio G	MPa	135 - 347	777 - 1224	1961 - 4230	5772 - 8159
angolo di attrito Φ	°	30 - 32	37 - 39	41 - 44	45 - 47
angolo di attrito terr.-fond.	°	19 - 21	23 - 24	25 - 27	28 - 29
adesione terr.-fond.	Kg/cm ²	0.18 - 0.30	0.00 - 0.00	0.00 - 0.00	0.00 - 0.00
modulo di Poisson μ		0.36 - 0.35	0.35 - 0.35	0.33 - 0.31	0.29 - 0.27
RQD	%	0 - 0	33 - 39	45 - 58	63 - 70
Nspt	n°	26 - 70	rifiuto - rifiuto	rifiuto - rifiuto	rifiuto - rifiuto
coesione calcari	Kg/cm ²	-	1.76 - 2.06	2.35 - 2.83	3.02 - 3.23
indice RMR		-	48 - 56	64 - 77	82 - 87
qualità C.S.I.R.		-	mediocre - mediocre	buona - buona	ottima - ottima
coeff. spinta passiva		3.026 - 3.311	4.009 - 4.376	4.788 - 5.592	5.956 - 6.402

Valori Caratteristici

La Circolare 617/2009 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che fa seguito all'emanazione alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008, al punto C6.2.2 recita testualmente: *"Nelle valutazioni che il progettista deve svolgere per pervenire ad una scelta corretta dei valori caratteristici, appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Al contrario, valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici appaiono più giustificati nel caso in cui siano coinvolti modesti volumi di terreno, con concentrazione delle deformazioni fino alla formazione di superfici di rottura nelle porzioni di terreno meno resistenti del volume significativo, o nel caso in cui la struttura a contatto con il terreno non sia in grado di trasferire forze dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti a causa della sua insufficiente rigidità. La scelta di valori caratteristici prossimi ai valori minimi dei parametri geotecnici può essere dettata anche solo dalle caratteristiche dei terreni;....Una migliore approssimazione nella valutazione dei valori caratteristici può essere ottenuta operando le opportune medie dei valori dei parametri geotecnici nell'ambito di piccoli volumi di terreno, quando questi assumano importanza per lo stato limite considerato".*

Metodologia utilizzata

Se si utilizzano metodi statistici, la derivazione del valore caratteristico deve essere tale che la probabilità calcolata del valore più sfavorevole che governa l'insorgere dello stato limite in considerazione non sia superiore al 5%.



Caso 1 - distribuzione normale

In caso di distribuzione normale, il valore medio viene calcolato utilizzando la "t" di Student ad n-1 gradi di libertà ed ipotizzando che la media del campione coincida con la media della popolazione, usando la seguente relazione:

$$x_k = \bar{x} \pm t_{n-1}^{0.95} \left(\frac{s}{\sqrt{n-1}} \right)$$

X_k = valore caratteristico

\bar{x} = valore medio aritmetico

s = deviazione standard

n = numero dei dati

t = fattore della distribuzione di Student

Caso 2 - rottura locale

In caso di rottura "locale", ossia interessi volumi relativamente piccoli di terreno, il valore caratteristico consiste nel 5° percentile della distribuzione dei campioni (e non della media campionaria), la formula è la seguente:

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \cdot s \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot s$$

z = distribuzione normale standardizzata

In sintesi, all'interno di uno strato omogeneo, valgono le seguenti regole:

- A) Se esiste compensazione spaziale, allora il valore caratteristico corrisponde al 5° percentile della media ed è generalmente non molto distante dalla media stessa
- B) Se esiste compensazione strutturale, allora il valore caratteristico è lo stesso del precedente caso A.
- C) Se non esiste compensazione strutturale, né spaziale, il valore caratteristico è il 5° percentile della distribuzione statistica del campione ed è generalmente piuttosto distante dalla media.

Caso 3 - dati scarsi

Quando ci troviamo in condizioni di compensazione e il dataset ha una numerosità limitata, è possibile ricorrere alla statistica classica, con ipotesi di variazione nota. L'equazione da utilizzare è la seguente:

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right) \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \right)$$

σ = deviazione standard della popolazione

Il valore σ andrebbe determinato con l'ausilio di database locali specifici o con dati di letteratura.

Valori caratteristici					
<i>Parametri sismici</i>		<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>	<i>IV</i>
velocità onde P	m/s	667	1367	2080	3012
velocità onde S	m/s	312	657	1048	1638
mod. dinamico Young Ed	Mpa	465	2342	6361	16175
rigidità sismica R	t/cm ² s	547	1321	2282	3827
<i>Parametri elasto-meccanici</i>					
litologia		riporto	calcare	calcare	calcare
compattezza		medio-bassa	medio-bassa	media	alta
spessore	m	3.00	1.00	3.70	>20
densità in sito g	g/cm ³	1.75	2.01	2.18	2.34
mod. statico di Young Es	Kg/cm ²	400	2060	6578	17610
mod. edometrico Edo	Kg/cm ²	262			
modulo di taglio G	MPa	171	868	2392	6269
angolo di attrito Φ	°	31	37	42	46
angolo di attrito terr.-fond.	°	20	24	26	28
adesione terr.-fond.	Kg/cm ²	0.18	0.00	0.00	0.00
modulo di Poisson m		0.36	0.35	0.33	0.29
RQD	%	0	35	49	65
Nspt	n°	33	rifiuto	rifiuto	rifiuto
coesione calcari	Kg/cm ²		1.83	2.48	3.07
indice RMR			50	67	83
qualità C.S.I.R.			mediocre	buona	ottima
coeff. spinta passiva		3.124	4.094	4.984	6.063

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

Committente	Comune di Giovinazzo		
Località	lungomare E sercito Italiano	Quota	2.70 m slm
Profondità indagine	21 m	Prof. falda da p.c.	2.70 m


Stratigrafia	Falda	Descrizione	valori caratteristici			
			densità g/cm ³	angolo attrito	Es Kg/cm ²	c Kg/cm ²
0		riporto	1.75	31	400	0.000
1						
2						
3		calcare	2.01	37	2060	0.000
4						
5						
6		calcare	2.18	42	6578	0.000
7						
8						
9		calcare	2.34	46	17610	0.000
10						
11						
12						
13						
14						
15						
16						
17						
18						
19						
20						
21						

Fig. 19 – Stratigrafia

Coefficiente di Winkler o costante di sottofondo

Considerando un terreno alla “Winkler” (1867), la relazione tra pressione agente (p) e cedimento (w) è pari a:

$$p = Kw$$

dove K è detta “costante di sottofondo” o “coefficiente di reazione del terreno”. Studi successivi hanno evidenziato che in un “terreno reale” il cedimento dipende, oltre che dai valori di carico e dalle proprietà del terreno, anche dalla forma e dimensione delle fondazioni e dalla costituzione del sottosuolo.

L'uso del metodo di Winkler nelle applicazioni richiede pertanto un'attenta valutazione di un appropriato valore di K da adottare, caso per caso, in funzione di fattori quali il modello di sottosuolo e la dimensione e forma della fondazione (Viggiani 1999).

Collegandosi alla teoria dell'elasticità, $w = qB \frac{1-\nu^2}{E} i$, il valore del coeff. Verticale è stimato in base ai modelli matematici proposti da diversi autori, tra cui:

$$K_s = \alpha \frac{E}{B} \quad \text{Kogler \& Scheidig} \qquad K_s = \frac{E}{B(1-\nu^2)} \quad \text{Vesic}$$

$$K_s = \frac{1}{2.5} 40wq_a \quad \text{Bowles} \qquad K_s = \varepsilon \frac{E}{(1-\mu^2)\sqrt{F}} \quad \text{Scheicher}$$

mentre per il coeff. Tangenziale si fa riferimento al modello proposto da: Barkan

$$K_o = \frac{\alpha}{\sqrt{L \cdot B}} \cdot \frac{E}{(1-\mu^2)}$$

Considerando, come esempio, una fondazione continua da 100, a non meno di -3.00 m, in corrispondenza del II orizzonte sismico (roccia calcarea), si ottengono i seguenti risultati:

$$K_v = 35,00 \text{ Kg/cm}^3$$

$$K_o = 15.00 \text{ Kg/cm}^3$$

SCAVI E SBANCAMENTI

Normativa di riferimento:

- D.Lgs. 09.04.2008 n. 81 coordinato con il D.Lgs 03-08-2009 n. 106
- D.M. LLPP 11.03.1988
- D.Lgs 17/2010
- UNI EN 13331-1 del 2004
- UNI EN 13331-2 del 2004
- UNI EN 14653-1 del 2005
- UNI EN 14653-2 del 2005

Per quanto attiene ai potenziali fenomeni di instabilità dei fronti di scavo, si pone in evidenza che è comunque sempre necessario il rispetto delle seguenti norme sulla sicurezza:

- D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, è vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- D.Lgs 81/2008, art. 119: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1.50, quando la consistenza el terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.
- DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.

Si fa presente che il sottosuolo è costituito da materiali detritici non coesivi, particolarmente soggetti a cedimento dei fronti di scavo.

INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Generalmente la fascia adriatica delle Murge mostra un acquifero formato quasi esclusivamente da rocce carbonatiche estremamente permeabili per fratturazione, fessurazione e carsismo.

Poiché la media annuale delle precipitazioni atmosferiche in questo settore è di circa 600 mm e che più del 50% di pioggia si disperde per infiltrazione nel sottosuolo e per evapotraspirazione, la presenza di acque di ruscellamento è abbastanza scarsa in superficie, ed è localizzata solamente in coincidenza con i solchi di incisione torrentizia detti "*lame*".

L'alto grado di fratturazione del substrato ha quindi creato un *acquifero artesiano* che tende a far confluire le acque verso mare. Nelle zone costiere la *cadente piezometrica* è proporzionale alla densità dell'acqua di falda rispetto a quella marina, più densa, ed oscilla normalmente tra lo 0,1 e lo 0,2% (pari ad 1-2 metri di risalita della superficie di falda sul livello medio del mare per ogni chilometro di distanza lineare dalla linea di costa).

In questa zona la falda profonda si immerge nella falda di intrusione marina con un contenuto salino pari a circa il 35 g/l.

Misure piezometriche eseguite in corrispondenza delle trivellazioni, hanno individuato la profondità della falda a 2,70 m dal piano stradale.

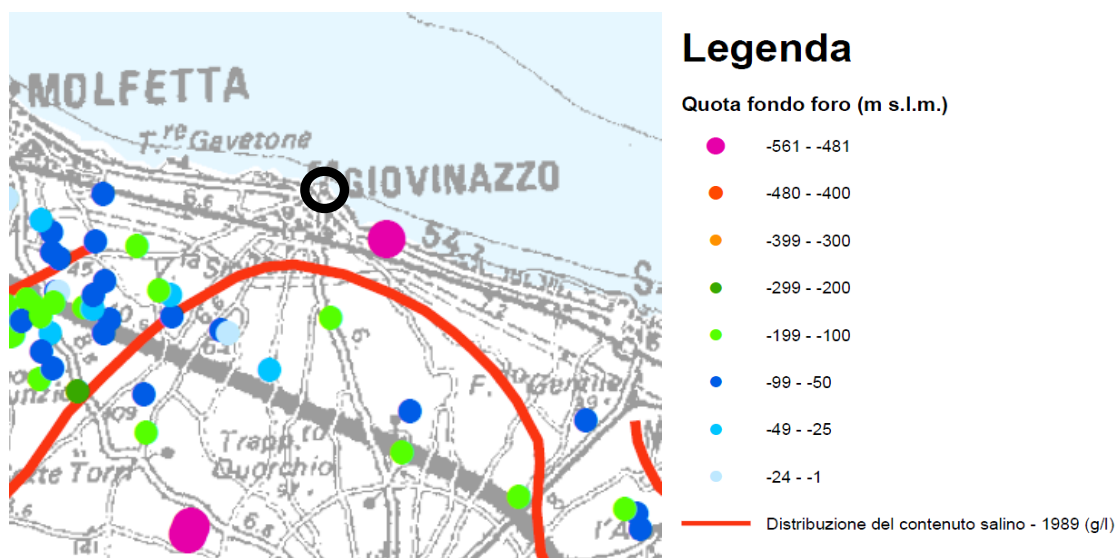


Fig. 20 – Quote di attestazione dei pozzi e contenuto salino (da PTA)

PAI

Pericolosità idraulica e pericolosità geomorfologica

Il PAI, adottato con Delibera Istituzionale n°25 del 15/12/2004 ed approvato con Delibera Istituzionale n°39 del 30/11/2005, è finalizzato al miglioramento delle condizioni di regime idraulico e della stabilità dei versanti, necessario a ridurre gli attuali livelli di pericolosità e a consentire uno sviluppo sostenibile del territorio nel rispetto degli assetti naturali, della loro tendenza evolutiva e delle potenzialità d'uso.

Dal punto di vista normativo, è necessario tener conto delle seguenti prescrizioni:

- Norme Tecniche di Attuazione del Piano di Bacino (PAI) del 30 novembre 2005;
- Delibera della Giunta Regionale n° 334 del 7 marzo 2013 “Modulistica di riferimento per i procedimenti relativi ai titoli abilitativi edilizi”;
- Legge Regionale n° 19 del 19 luglio 2013 “Norme in materia di riordino degli organismi collegiali operanti a livello tecnico-amministrativo e consultivo e di semplificazione dei procedimenti amministrativi”.

Lo studio eseguito e l'analisi della “Carta Idrogeomorfologica” e della “Carta di Rischio e della Pericolosità Idraulica e Geomorfologica”, ha permesso di escludere situazioni di pericolosità idraulica mentre sono presenti fasce di pericolosità geomorfologica elevata PG2 e molto elevata PG3.

In seguito alla presenza di detti vincoli, l'Autorità di Bacino ha espresso parere di compatibilità al PAI a condizione che: “*siano effettuate verifiche di stabilità globale dei tratti di costa interessati dalla realizzazione dei muri di contenimento sulla base di affidabile modello geologico e geotecnico...*”.

I risultati ottenuti dal presente studio hanno fornito il suddetto affidabile modello geologico in base al quale sarà possibile eseguire il modello geotecnico e la verifica di stabilità globale.

In calce, si riporta comunicazione ufficiale dell'AdB del 30-09-2014.

Verifica di liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

Nel caso in oggetto, non si è proceduto alla verifica di liquefazione, in quanto le caratteristiche del terreno di fondazione presentano le condizioni di non liquefazione, riportate nel paragrafo 7.11.3.4.2 “*Esclusione della verifica a liquefazione*” del DM del 14-01-2008.

Verifica di stabilità dei pendii

Il paragrafo 6.3 del D.M. 14-01-2008 prevede lo studio delle condizioni di stabilità dei pendii naturali e dello stato di progetto.

L'indagine meccanica e geofisica eseguita ha mostrato una successione stratigrafica caratterizzata da 3 m di riporto non coesivo, poggiato sul basamento calcareo.

Pertanto, l'arretramento della costa non può prescindere dalla costruzione di un muro di contenimento che oltre alla funzione di sostegno deve poter resistere all'azione chimico-fisica del mare.

Il basamento calcareo su cui poggia il materiale di riporto è caratterizzato da strati mediamente compatti a giacitura suborizzontale, discretamente omogeneo ed uniforme, scevro da situazioni ad alto rischio geomorfologico, quali cavità, superfici di scivolamento, zone ad alta fratturazione/alterazione e altro.

Resta comunque da non sottovalutare l'azione fisico-chimica operata dalle acque marine sia battenti che di infiltrazione nei confronti dei giunti di strato e di frattura del fronte roccioso con la conseguente attivazione di fenomeni di erosione al piede.



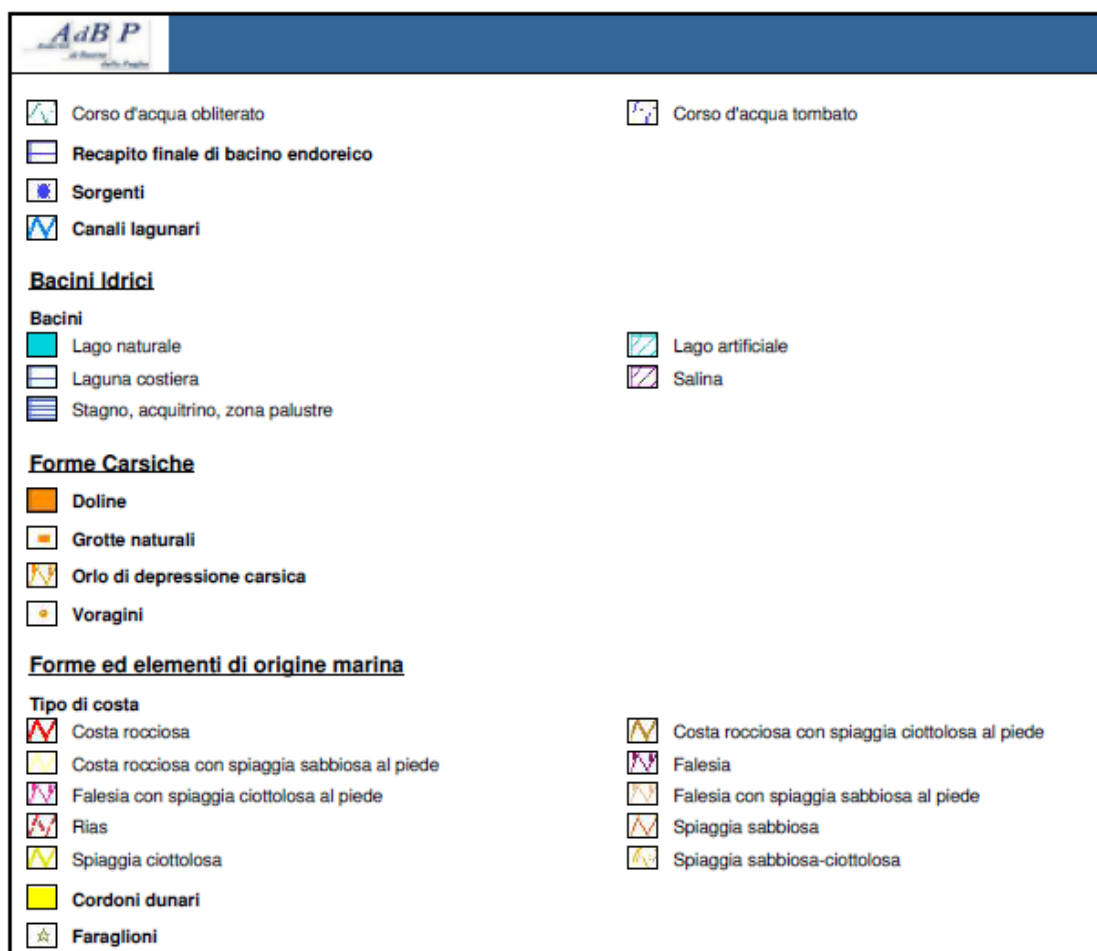


Fig. 21– Stralcio carta idrogeomorfologica (AdB Puglia)



Fig. 22– Stralcio cartografia P.A.I. (AdB Puglia)

PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE

La modellazione sismica del sito di costruzione è regolamentata dal paragrafo 6.2.2 delle NTC (DM 14.01.08) e dal paragrafo 6.2 della Circolare del 02.02.09 n. 617.

Come riportato dalla suddetta normativa, la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di cat. A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R , nel periodo di riferimento V_R .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PV_R , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

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

Categoria di sottosuolo

In assenza di un'analisi specifica sulla valutazione della risposta sismica locale, per definire l'azione sismica si può far riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (Tab. 3.2.II e 3.2.III).

La classificazione della categoria di sottosuolo si effettua in base ai valori della velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Per il calcolo del V_{s30} , previsto dall'ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri e dall'art. 3.2.2 del D.M. 14.01.08, è stata eseguita una indagine Masw lungo la base sismica. Tramite questa prova si misurano le velocità sismiche delle onde superficiali a diverse frequenze. La variazione di velocità a diverse frequenze (dispersione) è imputabile prevalentemente alla stratificazione delle velocità delle onde S i cui valori sono ricavabili da una procedura di inversione numerica.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>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 $V_{s,30}$ 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).</i>
C	<i>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 $V_{s,30}$ 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).</i>
D	<i>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 $V_{s,30}$ 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).</i>
E	<i>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).</i>

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

L'indagine ha fornito un valore medio del V_{s30} , a partire da -3.00 metri rispetto al p.c., pari a circa 1336 m/sec per cui il terreno di fondazione rientra nella categoria di suolo di fondazione "A", trattandosi di formazione omogenea e litoide caratterizzata da un valore di $V_{s30} > 800$ m/sec.

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} = 1242 \text{ m/s}$$



Coordinate WGS84:

Lat: 41.189443

Long.: 16.675071

Fig. 23 – Ortofoto con coordinate

Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Nel nostro caso la configurazione topografica superficiale è semplice e rientra nella categoria **T1**.

Parametri e coefficienti sismici

determinati con **GeoStru PS**



Fig. 24 – Reticolo sismico di riferimento

Sito in esame.

latitudine: 41,190369 [°]

longitudine: 16,675876 [°]

Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	31460	41,192110	16,613370	5233,9
Sito 2	31461	41,190260	16,679790	327,7
Sito 3	31683	41,140300	16,677250	5568,6
Sito 4	31682	41,142150	16,610910	7636,9

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: A

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superament o [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,029	2,430	0,226
Danno (SLD)	63	50	0,036	2,475	0,284
Salvaguardi a della vita (SLV)	10	475	0,089	2,605	0,447
Prevenzion e dal collasso (SLC)	5	975	0,121	2,620	0,511

Coefficienti Sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,000	1,000	1,000	0,006	0,003	0,285	0,200
SLD	1,000	1,000	1,000	0,007	0,004	0,353	0,200
SLV	1,000	1,000	1,000	0,018	0,009	0,870	0,200
SLC	1,000	1,000	1,000	0,035	0,018	1,184	0,290

Le coordinate geografiche sono espresse in ED50

CONCLUSIONI

Le indagini eseguite indicano un sottosuolo calcareo caratterizzato da parametri geomeccanici che migliorano man mano che ci si approfondisce.

I carotaggi hanno evidenziato un primo livello di materiale di riporto compatto, fino a 3 m di profondità, costituito da blocchi e ghiaia di natura calcarea e presenta un angolo di attrito pari a 31°. Inferiormente si intercetta il basamento calcareo con un primo orizzonte calcareo idoneo come piano di fondazione del muro in progetto, con un valore di R.Q.D. superiore a 35 %.

Le indagini eseguite hanno fornito risultati correlabili che evidenziano un sottosuolo discretamente uniforme e mancanza di strutture a rischio geomorfologiche ed idraulico.

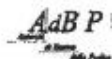
L'indagine georadar, in linea con le altre indagini eseguite, ha permesso di riscontrare nel complesso un segnale molto disperso, riferibile a materiale avente caratteristiche dielettriche modeste, interpretabile come materiale terrigeno di riempimento, alternato a materiale di riempimento più grossolano.

In definitiva, i risultati ottenuti hanno permesso di delineare un quadro geologico utile alla verifica globale della stabilità geomorfologica, così come espressamente richiesto dall'AdB.

=====

Trani, dicembre 2014

dott. geol. Antonio De Napoli


AUTORITÀ DI BACINO DELLA PUGLIA
L.R. 9 Dicembre 2002 n. 19
C/o INNOVA PUGLIA S.P.A. - (EX TECNOPOLIS CSATA)
Str. Prov. per Casamassima Km 3 - 70010 Valenzano - Bari
Tel. 080.9182000 - fax. 080.9182244 - C.F. 93289020724
www.adb.puglia.it e-mail: segreteria@adb.puglia.it pec: segreteria@pec.adb.puglia.it
VIA MAIL

Autorità di Bacino della Puglia
AOO Protocollo Generale
USCITA - 30/09/2014 09:53 - 0011992
PROTOCOLLO:


Comune di Giovinazzo
Settore III Gestione del Territorio
Servizio OO. PP e Patrimonio
Piazza Vittorio Emanuele II
70054 Giovinazzo (BA)
protocollo@pec.comune.giovinazzo.ba.it
settoreterritorio@pec.comune.giovinazzo.ba.it

OGGETTO: Richiesta di parere tecnico al progetto di riqualificazione urbana del lungomare Esercito Italiano-Asse VII, linea di intervento 7.1, azione 7.1.1 – PIRU.

In riferimento al progetto di pari oggetto inviato da codesto Comune con prot. n. 15915 del 30/07/2014 (acquisito al protocollo di questo Ufficio in data 06/08/2014 con n. 10102) si rappresenta quanto segue.

Premesso che:

- I. sono previste opere di riqualificazione urbana lungo la fascia costiera posta a levante del porto di Giovinazzo consistenti essenzialmente in:
 - a) pavimentazioni;
 - b) impianto di pubblica illuminazione,
 - c) arredi urbani;
 - d) pontili in legno per l'accesso a mare;
 - e) muri di contenimento;
 - f) parziale interrimento di volume edilizio esistente contenente un impianto della rete fognaria esistente;
 - g) pista ciclabile.
- II. gli interventi previsti nell'area definita "Teatro" negli elaborati progettuali (consistenti essenzialmente in pavimentazione, arredi urbani e pubblica illuminazione) ricadono in aree non soggette a vincoli di pericolosità idraulica e/o geomorfologica del PAI (e pertanto per gli stessi questa Autorità non si esprime in merito);
- III. gli interventi previsti nelle aree definite negli elaborati progettuali come "Lido", "Pedonale", "Piazza San Marcello", "Pista Ciclabile", ricadono in aree classificate nel PAI vigente come PG3 (pericolosità

Ufficio Rischio Geologico:
Geol. Luca Buzzanca
Tel. 080/9182212
e-mail: luca.buzzanca@adb.puglia.it

Pagina 1 di 3

geomorfologica molto elevata) e PG2 (pericolosità geomorfologica elevata) e sono pertanto soggetti alle disposizioni normative degli articoli 13 e 14 delle Norme Tecniche di Attuazione del PAI;

- IV. nell'area "Lido" sono previsti interventi di realizzazione di nuovi muri di contenimento, in posizione arretrata rispetto a quelli esistenti anche al fine di rendere fruibili alla balneazione le aree costiere agli stessi antistanti, mediante messa in opera di passerelle di legno (la realizzazione dei nuovi muri di contenimento comporterà anche modesti interventi di riprofilatura della parte di costa antistante gli stessi muri);
- V. la messa in opera di passerelle in legno per l'accesso a mare innanzi citata non è consentita dall'art. 13 delle NTA del PAI;
- VI. nell'area "Lido" è anche previsto l'intervento indicato al precedente punto I lettera f (interramento di manufatto esistente contenente un impianto della rete fognaria) ricadente in area classificata nel PAI vigente come PG2;
- VII. nelle area definita come "Pedonale" sono essenzialmente previsti interventi di pavimentazione e pubblica illuminazione;
- VIII. nell'area "Piazza San Marcello" sono essenzialmente previsti interventi di pavimentazione, pubblica illuminazione, alberature (queste ultime ricadenti in massima parte in aree non interessate da pericolosità del PAI ed in minima parte in aree classificate PG2) e la messa in opera di statua ricadente in area classificata PG2;
- IX. l'intervento indicato al punto I lettera g (pista ciclabile) era già previsto (come, peraltro, specificato nella nota di trasmissione del Comune di Giovinazzo prot. n. 15915 del 30/07/2014 innanzi citata) nel progetto "Realizzazione della ciclovia Adriatica tratto Giovinazzo-Santo Spirito comprendente la ex. SS. 16 Adriatica ed il Lungomare di Levante" per il quale questa Autorità ha già espresso parere con nota prot. n. 5935 del 15/05/2014;

Considerato che:

- 1. gli interventi citati al punto I lettere a) b), c), e), f), risultano compatibili con quanto previsto dagli articoli 13 e 14 delle NTA del PAI solo se uno studio di compatibilità geologica e geotecnica dimostra un non aggravio delle condizioni di stabilità delle aree a seguito della realizzazione delle opere;
- 2. lo "Studio di Compatibilità Geologica e Geotecnica trasmessa", di carattere preliminare, evidenzia condizioni di stabilità delle aree, escludendo (per quanto macroscopicamente visibile nell'area di intervento) la presenza di cavità. Tale studio, dovrà comunque essere opportunamente dettagliato in fase esecutiva, ed in particolar modo nelle aree di imposta dei muri di contenimento previsti e del manufatto di cui è previsto l'interramento;
- 3. nella "Relazione Tecnica Strutturale" consegnata non vi sono elaborati di calcolo tali da poter ritenere soddisfatta la verifica di stabilità globale che pertanto dovrà essere svolta in fase esecutiva,



anche sulla base di una accurata definizione del modello geologico e geotecnico dell'area così come innanzi evidenziato;

4. gli interventi di pubblica illuminazione, benchè consentiti, comporteranno scavi che necessiteranno di ogni opportuna cautela in fase esecutiva, al fine di verificare che gli stessi non determinino condizioni di instabilità dell'area, anche in considerazione della non escludibile presenza di cavità nell'area;

questa Autorità, alla luce di quanto complessivamente esposto:

- conferma quanto già espresso con nota prot. n. 5935 del 15/05/2014 (innanzi citato) per gli interventi di cui al punto g), fermo restando che rimane a carico del RUP di codesto Comune la verifica che gli stessi interventi non abbiano già ottenuto finanziamenti con altra progettazione;
- esprime parere di **non compatibilità al PAI** agli interventi di cui al punto I lettera d);
- esprime parere di compatibilità al PAI per le opere di progetto di cui al punto I lettere a), b), c), e), f) a condizione che:
 - siano effettuate verifiche di stabilità globale dei tratti di costa interessati dalla realizzazione dei muri di contenimento sulla base di affidabile modello geologico e geotecnico delle aree verificando un miglioramento delle condizioni di stabilità delle aree a seguito della realizzazione dei muri;
 - sia ottemperato quanto previsto dalla normativa vigente in tema di fronti di scavo (altezza critica, armature delle pareti, sicurezza delle maestranze, ecc.);
 - qualora durante le operazioni di scavo emerga la presenza di cavità, sia data tempestiva comunicazione a questa Autorità e si adotti ogni misura necessaria ad evitare la possibile insorgenza di fenomeni di instabilità;
 - sia opportunamente adeguato il Piano di Protezione Civile Comunale in considerazione di quanto detto ai precedenti punti;
 - siano effettuati periodici sopralluoghi (con cadenza almeno annuale) al fine di verificare le condizioni di stabilità delle aree classificate come PG3. In caso di riscontrato incremento della pericolosità dei luoghi dovrà essere data immediata comunicazione a questa Autorità e dovrà essere adottato ogni utile provvedimento di protezione civile.

La verifica dell'ottemperanza degli adempimenti richiesti sarà a carico del RUP di codesto Comune.

Il presente parere si riferisce agli elaborati di progetto in possesso di questa Autorità, timbrati e firmati dal Segretario Generale, di cui una copia potrà essere ritirata nei giorni e nelle ore di apertura al Pubblico, previo accordo con il Funzionario indicato a piè di pagina.

Ufficio Rischio Geologico:
Geol. Luca Buzzanca
Tel. 080/9182212
e-mail: luca.buzzanca@adb.puglia.it

Pagina 3 di 3

Il Segretario Generale
dell'Autorità di Bacini della Puglia
Prof. Ing. Antonio Rosario DI SINTO

