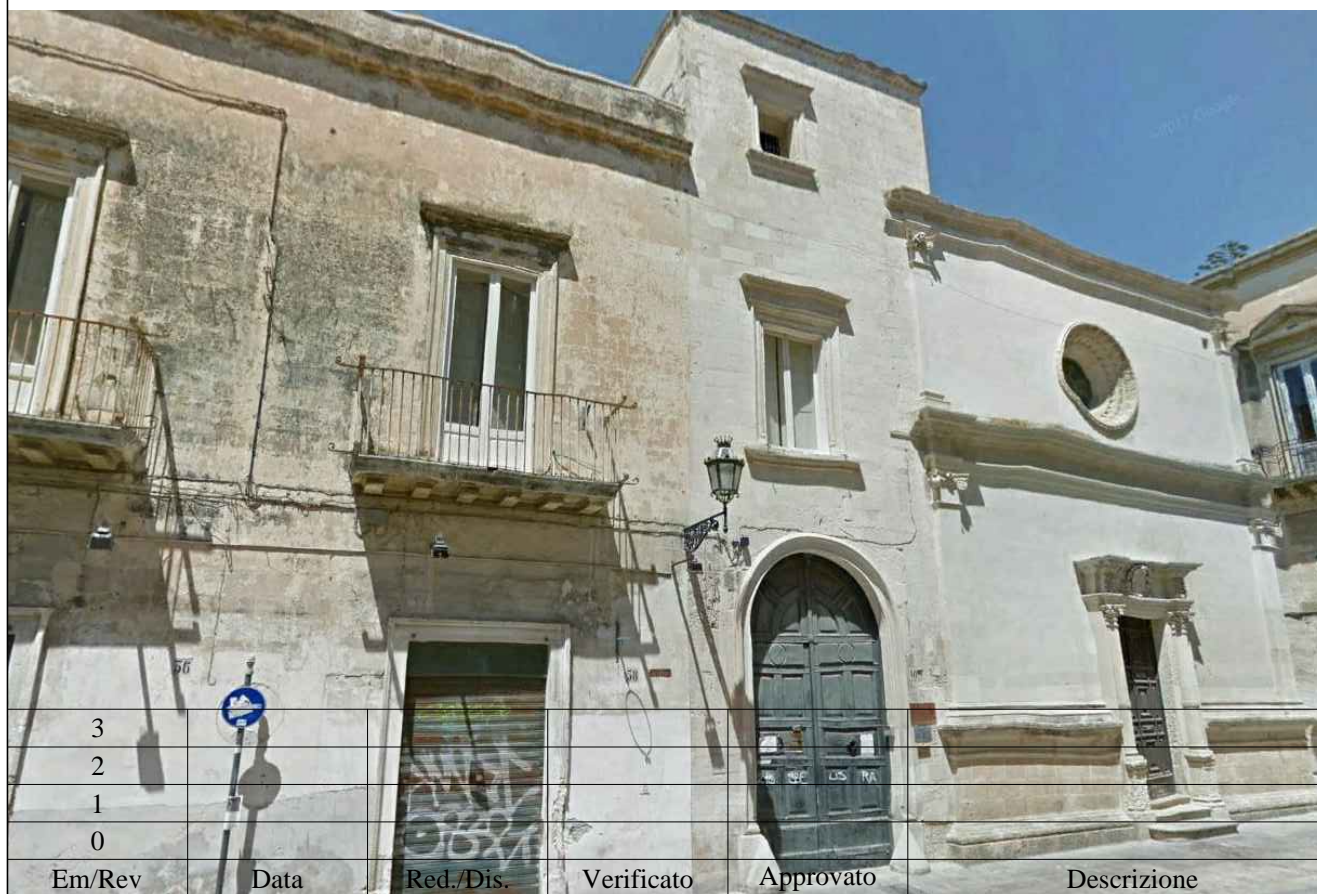


Asse VI "Tutela dell'ambiente e promozione delle risorse naturali e culturali"
Azione 6.7 "Interventi per la valorizzazione e la fruizione del patrimonio culturale"

AVVISO PUBBLICO PER LA SELEZIONE DI INTERVENTI PER LA VALORIZZAZIONE E LA FRUIZIONE DEL PATRIMONIO CULTURALE APPARTENENTE AD ENTI ECCLESIASTICI



3					
2					
1					
0					
Em/Rev	Data	Red./Dis.	Verificato	Approvato	Descrizione

**PROGETTO DI VALORIZZAZIONE E FRUIZIONE DI PALAZZO SCARCIGLIA
(EX ABBAZIA) CON ANNESSA CHIESA DI SANTA ELISABETTA**

PROGETTO ESECUTIVO



Redazione: SIT&A srl - Studio di Ingegneria Territorio e Ambiente
Direttore tecnico: Ing. Tommaso Farenga

Sede legale: via C. Battisti n 58 - 73100 LECCE Sito web: www.sitea.info e-mail: info@sitea.info
Sede operativa: via O. Mazzitelli n. 264 - 70124 BARI Tel.: 080.9909280 e-mail: sedebari@sitea.info

Committente



RUP

Geom. Francesco MORETTO

Redazione

Dott. Geol. Sergio SARACINO

Lecce, gennaio 2020

1. Premessa

L'Arcidiocesi di Lecce è proprietaria di un fabbricato, ubicato nel centro storico di Lecce in via Libertini, dove è in programma il “***Progetto di Valorizzazione e Fruizione di Palazzo Scarciglia (Ex Abbazia) con annessa Chiesa di Santa Elisabetta***” secondo il progetto redatto dallo Studio di Ingegneria Territorio e Ambiente SIT&A. Dovendosi valutare la fattibilità geotecnica dell'opera, la proprietà ha conferito allo scrivente l'incarico di eseguire le opportune indagini geologico-geotecniche sui terreni che costituiscono il sedime di fondazione della struttura esistente. Pertanto per l'espletamento dell'incarico sono state eseguite le indagini espressamente richieste dal D.M. 17/01/2018 -*Norme tecniche sulle costruzioni*-.

Dovendo definire tanto i lineamenti generali del territorio (caratteri geolitologici e strutturali, schema della circolazione idrica superficiale e sotterranea), quanto le caratteristiche geologico-tecniche dei terreni che costituiscono il sedime di fondazione della struttura esistente, è stato eseguito uno specifico programma di indagine comprendente:

- rilevamento geologico dell'area d'intervento e di un suo adeguato intorno con particolare riguardo per la determinazione della litologia delle formazioni affioranti, del loro stato di alterazione e fratturazione e dei lineamenti strutturali;
- studio delle caratteristiche idrogeologiche;
- caratterizzazione litologica e geomeccanica in base ai risultati di prove in sito;
- calcolo della resistenza geotecnica R.

Tutto ciò allo scopo di fornire al progettista utili informazioni per una corretta scelta della tipologia e del dimensionamento delle strutture. È da rilevare che attualmente il lotto oggetto d'intervento risulta completamente edificato, pertanto, per la caratterizzazione geologica e geotecnica del terreno di fondazione del fabbricato esistente, sono state utilizzate alcune indagini geofisiche eseguite dallo scrivente su un terreno avente le stesse caratteristiche litologiche e geomeccaniche, ubicato in via Birago angolo via Gorizia a circa m 500 di distanza dal sito d'intervento. Appare opportuno rilevare che, trattandosi prevalentemente di indagini indirette, tutte le previsioni da esse derivanti, soprattutto per quanto riguarda le caratteristiche di continuità, qualità e resistenza dell'ammasso roccioso, dovranno essere verificate dal Direttore dei Lavori nella successiva fase di realizzazione.

2. Caratteristiche geologiche

Come detto in precedenza, della zona in esame e delle aree circostanti è stato eseguito un rilevamento geolitologico i cui risultati sono stati cartografati nell'allegata Fig. 1 CARTA GEOLITOLOGICA in scala 1:10.000 sulla base topografica della Carta Tecnica Numerica della Provincia di Lecce, dove sono stati privilegiati gli aspetti litologici delle formazioni affioranti a scapito di quelli puramente geologici.

È opportuno precisare che nella suddetta carta e nel presente studio, sono state utilizzate le denominazioni formazionali proposte da CIARANFI-PIERI-RICCHETTI (1988) -*Note alla Carta geologica delle Murge e del Salento (Puglia centromeridionale)* e da BOSSIO et al. (1998, 1999, 2006), che differiscono da quelle ufficiali della Carta Geologica d'Italia, oramai superate dai recenti studi di settore.

Nell'area di studio, dal basso verso l'alto, è stata riconosciuta la seguente successione litostratigrafica:

a) Calcarea di Altamura (Cretaceo sup.)

Litologicamente è costituito da calcari micritici chiari, subcristallini, di aspetto porcellanaceo o ceroide, a frattura concoide, e da calcari dolomitici e dolomie subcristalline di colore nocciola o grigio scuro, in banchi e strati. Frequentemente i suddetti litotipi si presentano intensamente fessurati e carsificati, con possibili inclusioni di "terra rossa" residuale nelle fratture e nelle cavità carsiche.

L'ambiente deposizionale è riconducibile alla parte meno profonda della piattaforma interna, nella quale la subsidenza veniva compensata dalla deposizione di facies intertidali-subtidali.

Il Calcarea di Altamura è la formazione più antica rinvenibile in tutto il Salento, di cui costituisce il basamento, affiorante solo in corrispondenza di modesti rilievi noti come "Serre Salentine". Nell'area di studio, il calcarea non affiora ma, al contrario, si rinviene ad una profondità pari a circa -150 m dal piano campagna.

b) Formazione di Galatone (Oligocene sup.)

Si tratta di calcari micritici compatti grigio-biancastri, calcari sottilmente stratificati di colore variabile dal bianco all'avana e di marne laminitiche giallastre, in alternanza irregolare.

Questa unità poggia in trasgressione con discordanza sul basamento carbonatico cretacico, di norma tramite l'interposizione di depositi residuali ("terra rossa" bauxitica).

La deposizione di questi sedimenti sarebbe avvenuta in un ambiente di tipo lacustre, episodicamente lagunare per effetto di collegamenti con l'ambiente marino costiero.

Nell'area in esame non si rinviene in affioramento, ma ad una profondità variabile da -126 m a -158 m dal p.c.

c) Formazione di Lecce (Miocene inf.)

Litologicamente costituita da calcareniti massive, a luoghi marnose, di colore variabile dal biancastro all'avana, in banchi o strati di spessore esiguo, alle quali talvolta si intercalano livelli calcarei e marnosi. La formazione di Lecce è trasgressiva e discordante sulla Formazione di Galatone. A luoghi, il contatto stratigrafico è evidenziato dalla presenza di un livello di fango dolomitico di colore giallo ocra, di spessore variabile dai 40 cm ai 2 m, all'interno del quale sono talvolta rinvenibili frammenti calcarei riconducibili alla formazione sottostante. Sul deposito fangoso giace una marna calcarea, anch'essa di colore giallo ocra e spesso una trentina di centimetri, a sua volta seguita da calcareniti a grana medio fine e di colore biancastro che rappresentano la facies tipica della formazione di Lecce.

Dal punto di vista paleoambientale, questa unità sarebbe riconducibile a fondali sabbiosi poco profondi e a basso idrodinamismo.

Anche la formazione di Lecce non è affiorante nell'area in esame; nelle stratigrafie ricavate in occasione della perforazione di pozzi profondi, in aree poco distanti da quella di interesse, la si rinviene ad una profondità variabile da -86 m a -102 m dal p.c.

d) Pietra leccese (Miocene inf- Miocene sup.)

Nella sua più tipica e diffusa espressione, la Pietra leccese si presenta come una biomicrite marnosa, di colore giallo paglierino, a grana fine, più o meno compatta e friabile, ricca di foraminiferi planctonici. Essa affiora su una vasta area comprendente gran parte dell'abitato di Lecce e nel sito oggetto dell'intervento

Solitamente la stratificazione è mal definibile: laddove il deposito non è massivo, si presenta in banchi di spessore superiore al metro; solo raramente si rinvengono in livelli centimetrici, poco competenti e più o meno marnosi.

Nei 5÷6 m basali, la Pietra leccese è molto compatta, tenace, di aspetto cristallino e di colore variabile dall'avana chiaro all'avana scuro o al grigio-nocciola e, per i primi 20÷30 cm, si riconoscono inclusioni fosfatiche.

Verso l'alto, la formazione presenta un contenuto glauconitico crescente in virtù del quale, nella parte sommitale, la roccia assume un colore verde intenso.

La Pietra leccese giace trasgressiva e in discordanza sia sui calcari del Cretaceo, a NW dell'abitato di Lecce, che sulla formazione di Lecce, a W e SW dell'abitato. Il contatto con quest'ultima è quasi sempre oblitterato da costruzioni, coltivazioni o detriti; solo a ESE dell'ospedale, alla base della Pietra leccese si rinviene una breccia dello spessore di 30÷40 cm, costituita da elementi dell'unità sottostante.

Come emerge da perforazioni profonde eseguite nei pressi del sito di intervento, questa formazione raggiunge spessori massimi pari a circa m 85.

L'associazione di foraminiferi bentonici e ostracodi rinvenibile nella formazione miocenica ha permesso di identificarne l'ambiente di sedimentazione con la parte profonda della zona neritica esterna.

Le principali caratteristiche fisiche e meccaniche generali, dedotte dalla letteratura e da numerose prove eseguite sulle calcareniti marnose affioranti nel territorio leccese sono:

- peso specifico reale $\gamma_s = 2,71 \div 2,73 \text{ g/cm}^3$;
- peso di volume $\gamma = 1,6 \div 1,9 \text{ g/cm}^3$;
- grado di compattezza $0,59 \div 0,71$;
- carico unitario a rottura per compressione monoassiale $\sigma_{a(ult)} = 40 \div 120 \text{ Kg/cm}^2$;
- velocità di propagazione delle onde sismiche longitudinali $1.600 \div 2.500 \text{ m/s}$.

e) Calcareniti di Andrano (Miocene sup.)

Insieme alla Pietra leccese, sulla quale giace in concordanza, è l'unica formazione affiorante nell'area di studio.

La parte basale dell'unità è costituita da calcari più o meno marnosi e da calcareniti spesso molto friabili, aventi grana da fine a media, di colore variabile dall'avana chiaro al giallo tenue. La stratificazione è ben evidenziata dalla presenza di livelli decimetrici.

La restante parte si presenta costituita da un deposito carbonatico generalmente micritico, ma anche grossolanamente detritico, piuttosto tenace, di colore dal bianco al grigio, al giallastro. In alcuni intervalli la stratificazione è netta, con presenza di strati centimetrici, in altri, invece, è irregolare e grossolana.

Analisi paleontologiche hanno permesso di individuare come ambiente deposizionale delle Calcareniti di Andrano quello di passaggio dalla zona neritica interna alla zona neritica ester-

na per i livelli basali; mentre i livelli successivi sono indicativi di profondità più modeste (parte media e superiore della zona neritica interna).

Nei pressi di Piazza S. Oronzo, la formazione raggiunge spessore pari a circa 40 m.

La variabilità dei litotipi caratterizzante l'unità in esame condiziona, ovviamente, le caratteristiche fisiche e meccaniche che risultano estremamente variabili:

- peso di volume $\gamma=1,7\div2,3 \text{ g/cm}^3$;
- carico unitario a rottura per compressione monoassiale $\sigma_{a(ult)}=70\div150 \text{ Kg/cm}^2$.

3. Caratteristiche idrogeologiche

La natura prevalentemente carbonatica dei sedimenti affioranti nel Salento non ha consentito lo sviluppo nell'area di una rete idrografica permanente e ben gerarchizzata. Di contro, la notevole diffusione del fenomeno carsico ha reso significativa la circolazione d'acqua nel sottosuolo, così che, ormai da secoli, l'acqua di falda costituisce la principale fonte di approvvigionamento idrico del Salento.

In generale, nel sottosuolo leccese si rinviene una "falda profonda", che ha sede nei calcari cretacei fessurati e carsificati ed una più modesta falda superficiale che circola nei depositi oligo-miocenici.

Falda profonda

La falda profonda permea con continuità regionale la formazione calcareo dolomitica cretacea. Quello profondo o carsico è un acquifero di tipo costiero nel quale le acque dolci di falda vengono sostenute, per minore densità, da acque marine di invasione continentale, con collegamento idraulico tra il Mar Adriatico e il Mar Ionio; inoltre, per fattori connessi alle modalità di alimentazione e di scarica, la falda assume una sezione lenticolare, con spessori massimi verso l'entroterra.

La circolazione idrica si esplica generalmente a pelo libero, secondo livelli idrici preferenziali coincidenti con orizzonti rocciosi carsificati, a partire da quote di poco superiori all'orizzonte marino; tuttavia, la locale presenza dei depositi miocenici, a ridotta permeabilità, ben al di sotto del livello marino crea le condizioni per cui la falda è rinvenibile in pressione ad una profondità di m -100 o più sotto rispetto al livello del mare.

Caratteristiche principali della falda profonda sono la presenza di bassi gradienti idraulici, basse cadenti piezometriche e irrilevanti depressioni dinamiche del livello, anche nel caso di

emungimenti notevoli; ciò in virtù della notevole permeabilità dell'acquifero dovuta all'elevato grado di fratturazione e incarsimento dei calcari.

La ricarica dell'acquifero è dovuta principalmente all'infiltrazione, concentrata e diffusa, delle acque di pioggia nelle aree in cui il basamento calcareo dolomitico è in affioramento, nonché al collegamento idraulico con l'acquifero delle Murge. Esiste, inoltre, un'aliquota di alimentazione legata alle acque delle falde superficiali che, ove presenti, si sversano in quella profonda sia per cause naturali che per il mancato isolamento degli stessi livelli idrici superficiali nella realizzazione di pozzi profondi.

Come si può evincere dalla Tav.6.2 del Piano di Tutela delle Acque della Regione Puglia - *Distribuzione media dei carichi piezometrici degli acquiferi carsici delle Murge e del Salento*-, della quale la Fig. 1/a rappresenta parziale riproduzione, nell'area d'intervento, la falda profonda si attesta ad una quota di circa m 3 s.l.m.; inoltre, dati di letteratura evidenziano che, nella medesima zona, il basamento carbonatico è rinvenibile ad una profondità pari a m -150 dal piano campagna, al di sotto della spessa sequenza di depositi oligo-miocenici, il che lascia intendere che, localmente, la circolazione idrica avviene in pressione. Ovviamente data la notevole profondità di rinvenimento, tale acquifero non riveste alcun interesse relativamente al progetto in esame, essendo influente sul sistema manufatto-terreno di fondazione.

Falda superficiale

Il sottosuolo dell'area di studio ospita un sistema di falde secondarie multistrato che, seppur estese, risultano di ridotta potenzialità e, a differenza di quella profonda che ha sede nei soli calcari mesozoici, si rinvencono in più livelli all'interno dei sedimenti oligocenici e miocenici.

Da perforazioni e indagini idrogeologiche condotte dall'Ente Irrigazione nel 1954 è emerso che tanto la Formazione di Galatone quanto la formazione di Lecce, costituite da rocce nel complesso poco permeabili, ospitano dei modesti livelli di falda.

Nei pressi dell'area di interesse, la formazione di Lecce si rinviene a partire da una profondità pari ad almeno m -100 dal piano campagna, cui segue la Formazione di Galatone ad almeno m -160; pertanto, i livelli idrici eventualmente presenti in queste formazioni non interferiranno in alcun modo con il sistema manufatto-terreno di fondazione.

Di contro, è necessario tenere in debita considerazione la possibilità che proprio nella Pietra leccese siano presenti dei livelli sospesi.

Il comportamento idraulico di questa formazione non è ancora ben chiaro, almeno entro i confini del territorio comunale di Lecce. Generalmente, la permeabilità delle litofacies mioceniche, in special modo quella della tipica Pietra leccese, risulta essere estremamente ridotta per via di un non trascurabile contenuto argilloso e di un più elevato grado di diagenesi (coefficiente di permeabilità $K \approx 10^{-4} \div 10^{-5}$ cm/s). Pur tuttavia, la presenza di orizzonti carsificati o più porosi e sostenuti da livelli e/o lenti impermeabili marnoso-calcarenitiche, conferisce ad essa caratteristiche di media permeabilità.

A conferma di ciò, il Cav. Cosimo De Giorgi, nella sua storica pubblicazione “*Descrizione geologica e idrografica della Provincia di Lecce con tavole e sezioni geologiche*” (1922), riferisce della presenza, nel centro abitato, di diversi livelli acquiferi entro la Pietra leccese a m -10, m -15 e m -20 di profondità dal piano campagna, oggi non più rinvenibili, come dimostrato dal fatto che molti pozzi del centro storico di Lecce, che attingevano alla falda miocenica, risultano attualmente completamente secchi.

4. Prove in sito

Per la determinazione delle caratteristiche geotecniche dei depositi che costituiscono il sedime di fondazione di un fabbricato, su questo tipo di terreni, è buona norma eseguire delle indagini indirette di tipo geofisico che hanno il duplice vantaggio di fornire informazioni sia sulla stratigrafia dei terreni, sia sulle loro caratteristiche di resistenza. È opportuno rilevare che, nel caso in esame, come già accennato in premessa, gran parte del lotto oggetto di progettazione risulta edificato. Pertanto, essendo impossibile la realizzazione delle suddette prove per la determinazione delle principali caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi che costituiscono il terreno di fondazione del fabbricato esistente, sono stati utilizzati risultati di prove, sia di tipo geofisico che di laboratorio, eseguite precedentemente su alcune aree limitrofe a quella d'intervento. In particolare, per la determinazione delle caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione del fabbricato in esame, sono state utilizzate delle indagini geofisiche a piccola profondità con il metodo della sismica a rifrazione, eseguite dallo scrivente su un terreno avente le stesse caratteristiche litologiche di quello d'intervento ed ubicato in via Birago angolo via Gorizia, a circa 500 metri di distanza.

Trattandosi di indagini prevalentemente di tipo indiretto, è ovvio che tutti i dati che costituiscono la presente relazione, dovranno essere verificati dal Direttore dei Lavori in fase d'esecuzione.

Il metodo della sismica a rifrazione, basato sullo studio delle caratteristiche di propagazione delle perturbazioni elastiche, si presenta di estrema utilità nel campo della tecnica delle fondazioni su roccia in quanto fornisce al progettista utili indicazioni sulla qualità dell'ammasso roccioso. Il metodo adottato è stato quello a rifrazione che consiste nel provocare onde elastiche per mezzo di una sorgente, captarle per mezzo di appositi rilevatori (geofoni) posti lungo una linea retta (stendimento) a distanze variabili dalla sorgente ed in ultimo registrarne l'ampiezza in funzione del tempo per mezzo di uno strumento (sismografo).

Diagrammando i ritardi con cui il segnale arriva ai vari geofoni in funzione delle distanze reciproche fra essi, è possibile tracciare una serie di inviluppi rettilinei. Tali inviluppi individuano a loro volta una spezzata (dromocrona) in cui ciascun segmento rettilineo rappresenta uno spessore di terreno caratterizzato da un valore medio della velocità delle onde elastiche, il cui valore assoluto è espresso dal reciproco della pendenza della relativa dromocrona.

I vari strati presenti nel sottosuolo investigato vengono differenziati in base alla velocità di propagazione delle onde sismiche all'interno di ciascuno di essi, velocità che dipendono essenzialmente dalle caratteristiche elastiche del terreno. Tali proprietà a loro volta derivano dalla densità e dallo stato di compattezza (cioè dalla rigidità) di ogni singolo strato di terreno.

L'energizzazione è stata ottenuta utilizzando una mazza del peso di Kg 8 battente su un apposito piattello metallico; le onde rilevate dai geofoni sono state registrate per mezzo di un sismografo a 12 canali, modello A6000S della M.A.E. s.r.l.

In corrispondenza dell'area in esame è stato eseguito un profilo sismico, della lunghezza di m 22, ubicato come da allegata planimetria (Fig. 2). In allegato vengono riportate anche la sezione sismostratigrafica, le dromocrone e le registrazioni relative ai diversi punti di scoppio.

La sezione sismostratigrafica restituita evidenzia la distribuzione delle velocità sismiche lungo il tracciato ed individua una serie di orizzonti a differenti caratteristiche sismiche, litologiche e geomeccaniche; è da sottolineare che questi orizzonti non sempre corrispondono a delle strutture fisicamente ben distinte e separate nell'ammasso roccioso e che le profondità menzionate devono considerarsi indicative. La massima profondità di prospezione è dell'ordine di m $8 \div 10$ dal p.c.

Escludendo una copertura superficiale di spessore pari a m $0,50 \div 1,00$, costituita da pavimentazione, materiale di riempimento, terreno vegetale e pietrame calcarenitico, i risultati della prospezione sismica hanno messo in evidenza, nel sottosuolo della zona in esame, la presenza di due orizzonti a differenti caratteristiche sismiche, litologiche e geomeccaniche.

Il primo sismostrato, di spessore variabile fra m 5,00 e m 7,00, caratterizzato da velocità di propagazione delle onde sismiche pari a 1.708 m/s, è verosimilmente costituito da calcarenite marnosa mediamente cementata e si rinviene sovrapposto ad un secondo orizzonte, caratterizzato da una velocità delle onde sismiche pari a 1.955 m/s caratteristica di rocce calcarenitico-marnose da mediamente a ben cementate.

5. Caratterizzazione geomeccanica

Per la caratterizzazione geomeccanica delle suddette unità possono utilizzarsi alcune correlazioni semi-empiriche tra la velocità di propagazione delle onde elastiche ed i principali parametri geomeccanici: densità, modulo di Poisson, modulo elastico statico, RQD.

La densità della roccia può essere ricavata dalla relazione:

$$\gamma = 0,23V^{0,25}$$

dove γ è la densità espressa in g/cm^3 e V è la velocità delle onde di tipo P (longitudinali o di pressione) espressa in ft/s. La Fig. 3 riporta la correlazione tra il modulo di Poisson (ν), la velocità delle onde longitudinali e la densità.

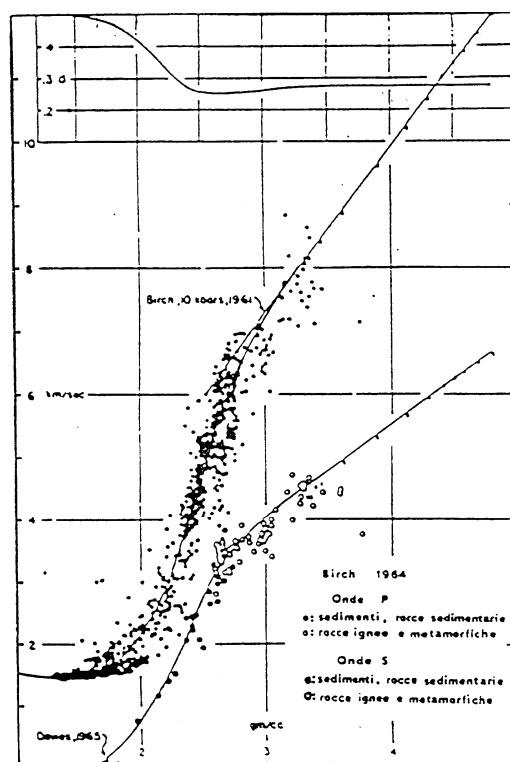


Fig. 3 - Correlazione tra velocità, densità e rapporto di Poisson

Noti questi tre parametri, è possibile calcolare i moduli elastici dinamici. Tra questi, quello che riveste maggiore importanza ai fini del calcolo delle deformazioni indotte da carichi verticali è il modulo di Young (E_{din}) calcolabile mediante la relazione:

$$E_{din} = \gamma V^2 (1 - 2\nu)(1 + \nu)/(1 - \nu)$$

È stato osservato che il rapporto tra il modulo elastico in condizioni statiche (E_{stat}) e quello in condizioni dinamiche (E_{din}) ricavato da prove sismiche, diminuisce al diminuire della qualità della roccia. In base alla correlazione semi-empirica indicata dal NAV-FAC Manual (1982):

$$E_{stat} = E_{din}/10$$

Stabilito il valore del modulo di Young E , il modulo di taglio G di una roccia isotropa può essere ricavato utilizzando l'espressione:

$$G = E_{din}/2 \times (1 + \nu)$$

Un altro parametro deducibile mediante legami empirici dalle caratteristiche elastiche è l'indice di qualità della roccia normalmente espresso tramite l'RQD (Rock Quality Designation) che rappresenta il recupero percentuale di carotaggio tenendo conto dei singoli spezzoni di carota aventi lunghezza superiore a cm 10; tale indice è di fondamentale importanza nella caratterizzazione dell'ammasso roccioso.

F. ZEZZA¹ correla il rapporto di velocità V_R e l'indice RQD determinato su carotaggi di sondaggi meccanici eseguiti nelle stesse zone ove sono state effettuate le misure di velocità nelle rocce carsificate (Fig. 4).

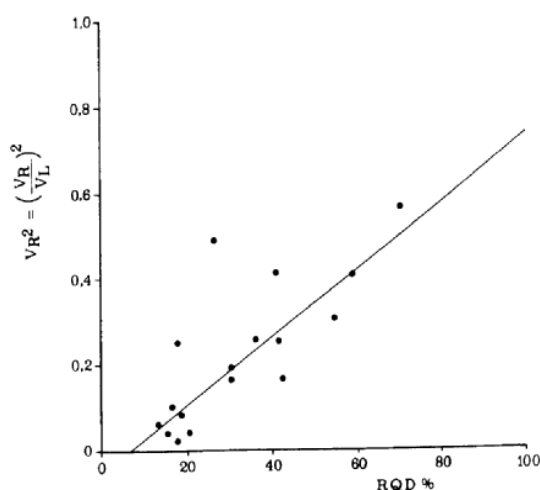


Fig. 4 – Correlazione tra V_R e RQD nelle zone carsificate della Puglia (da F. ZEZZA 1976, mod.)

¹ F. ZEZZA –Caratterizzazione in situ delle rocce carbonatiche in aree carsiche e paracarsiche mediante l'impiego del metodo sismico a rifrazione. Ciclo annuale di conferenze di Geofisica. 1978. Milano.

Dai dati ottenuti mediante le indagini sismiche, eseguite in via Birago angolo via Gorizia, considerando i valori delle velocità di propagazione delle onde elastiche nelle unità geomeccaniche individuate ed escludendo l'orizzonte superficiale individuato, considerate le sue scendenti caratteristiche meccaniche, si evince che all'orizzonte calcarenitico marnoso mediamente cementato presente nel sottosuolo dell'area indagata, su cui probabilmente è impostato il piano fondale della struttura esistente, **prima unità geomeccanica ($V_p=1.708$ m/s)**, possono essere attribuiti i valori dei parametri geomeccanici, riassunti nel seguente prospetto:

Unità geomeccanica	II
Velocità onde longitudinali (V_p) (m/s)	1.708
Velocità onde trasversali (V_s) (m/s)	631
Peso di volume (γ) (g/cm^3)	1,7
Modulo di Poisson	0,40
Modulo elastico dinamico (Kg/cm^2)	23.144
Modulo elastico statico (Kg/cm^2)	2.314
Modulo di taglio G (Kg/cm^2)	8.265
RQD (%)	30÷35%
Qualità della roccia	Scadente

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione è stato utilizzato il sistema di classificazione di BIENIAWSKI che permette una valutazione quali-quantitativa delle caratteristiche dell'ammasso roccioso.

Questo sistema di classificazione tiene conto di cinque parametri caratteristici:

- resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta;
- indice RQD;
- condizione dei giunti (scabrezza, alterazioni delle pareti, apertura, materiale di riempimento);
- spaziatura giunti;
- condizioni idrauliche (afflusso di acqua, pressione interstiziale).

Ciascun parametro viene valutato in modo quantitativo e a ciascuno di essi è assegnato un indice parziale, come indicato nella Tab. 1.

La somma degli indici parziali relativi ai singoli parametri analizzati fornisce l'indice complessivo, o indice RMR, dell'ammasso roccioso. In base al valore di tale indice, l'ammasso roccioso viene suddiviso in 5 classi come indicato in Tab. 2. Per ciascuna classe viene indicata una stima di larga massima dei parametri di resistenza globale dell'ammasso roccioso.

PARAMETRI			CAMPO VALORI						
1	RESISTENZA ROCCIA INTATTA	Carico puntuale	>80 kg/cm ²	40-80 kg/cm ²	20-40 kg/cm ²	10-20 kg/cm ²	Non applicabile		
		Compressione uniassiale	>2000kg/cm ²	1000-2000 kg/cm ²	500-1000 kg/cm ²	250-500 kg/cm ²	100-250 kg/cm ²	30-100 kg/cm ²	10-30 kg/cm ²
	INDICE		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	< 25%		
	INDICE		20	17	13	8	3		
3	SPAZIATURA GIUNTI		>3 m	1-3 m	0.3-1 m	50-300 mm	<50 mm		
	INDICE		30	25	20	10	5		
4	CONDIZIONE GIUNTI		Superfici molto scabre non continue. Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura <0.1mm Pareti roccia dura	Superfici scabre Apertura >1mm Pareti roccia dura	Superfici lisce o laminate o riempimento <5 mm o apertura 1-5 mm giunti continui	Riempimento tenero spessore >5 mm o giunti aperti >5 mm giunti continui		
	INDICE		25	20	12	6	0		
5	CONDIZIONI IDRAULICHE	Afflusso per 10 m lunghezza tunnel	Assente		<25 litri/min	25-125 litri/min	>125 litri/min		
		pressione acqua Rapp. nei giunti Soll. nat. in situ	0		0.0-0.2	0.2-0.5	<0.5		
		Condizioni generali	Completamente asciutto		Solo umidità	Acqua in debole pressione	Severi problemi idraulici		
	INDICE		10		7	4	0		

Tab. 1 - Valore dei parametri relativi alla classificazione di Bieniawski.

Proprietà meccaniche e comportamento degli ammassi rocciosi

N = Σ ni	0-25	25-50	50-70	70-90	90-100
CLASSE	V	IV	III	II	I
QUALITA' DELL'AMMASSO	molto scadente	scadente	discreta	buona	ottima
c kg/cm ²	> 1	1-1.5	1.5-2.0	2.0-3.0	>3.0
φ	< 30°	30°-35°	35°-40°	40°-45°	>45°
GIUDIZIO SULLE DIFFICOLTA' DI SCAVO	nessuna difficoltà	può essere cavato facilmente Frammentazione notevole	discreta difficoltà	si scava con difficoltà Frammenti di notevoli dimensioni	notevoli difficoltà di scavo
T	10 min	5 ore	1 settimana	6 mesi	10 anni
L m	0.5	1.5	2	4	5

Tab. 2 - Classificazione dell'ammasso roccioso secondo Bieniawski.

Relativamente alla **I unità geomeccanica** ($V_p=1.700$ m/s) la resistenza a compressione uniassiale si può assumere uguale a $40\div120$ Kg/cm². A tale valore della resistenza della roccia intatta corrisponde, nella classificazione di BIENIAWSKI, un indice pari a 2.

Il valore dell'RQD, come visto precedentemente, può assumersi pari a $0,30\div0,35$; a tale valore si può far corrispondere un indice 5.

Per la spaziatura e la condizione dei giunti la prima è stata stimata in 50÷300 mm, mentre la seconda è caratterizzata da superfici scabre, apertura <1mm, pareti roccia dura. Al primo parametro può essere assegnato il valore 10 ed al secondo 12.

Alle condizioni idrauliche si può assegnare l'indice 10 corrispondente alla condizione “*completamente asciutto*” poiché non sussistono le condizioni idrogeologiche perché sia presente l'acqua.

Pertanto, riepilogando i valori dei parametri relativi alla classificazione di BIENIAWSKI, si è ottenuto:

	PUNTI
resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta	2
RQD	5
spaziatura giunti	10
condizioni giunti	12
condizioni idrauliche	10
TOTALE	39

Poiché nel caso in esame $RMR=39$, l'unità geomeccanica può essere collocata nella classe IV “*scadente*”, cui compete una coesione $c=1,0\div1,5 \text{ Kg/cm}^2$ ed un angolo d'attrito interno $\varphi=30^\circ\div35^\circ$.

6. Categoria di sottosuolo ai sensi del D.M. 17/01/18

Per quanto attiene gli aspetti relativi alla individuazione della categoria di sottosuolo di cui al par. 3.2.2 del D.M. 17/01/18 -Norme tecniche per le costruzioni- è stata eseguita una prospezione geofisica con la tecnica Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) lungo lo stesso allineamento della sismica a rifrazione Fig. 5.

L'Ordinanza 3274 del Presidente del Consiglio dei Ministri, il successivo D.M. 14/01/2008 ed il recente D.M. 17/01/2018, hanno introdotto una nuova normativa tecnica in materia di progettazione antisismica, che ci adegua allo standard europeo e mondiale.

Oltre alle importanti novità relative alle metodologie di calcolo ingegneristico è stata introdotta la classificazione dei suoli per la definizione dell'azione sismica di progetto in 5 categorie principali (dalla A alla E), sulla base dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_S . Secondo la norma i valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo.

I valori di V_S sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

h_i = spessore dell'i-esimo strato;

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

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_S non inferiore a 800 m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato 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 depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiore a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiori a 30 m.

Sia nel D.M. 14/01/2008 che nel recente D.M. 17/01/2018, viene in sostanza enfatizzata l'importanza del parametro Vs che com'è noto è il parametro geofisico che meglio rappresenta la variabilità geotecnica dei materiali geologici presenti nel sottosuolo.

Le tecniche investigative per l'acquisizione di questo parametro sono essenzialmente di tre tipi:

- Prove in foro (down hole e cross hole);
- Profili sismici (riflessione o rifrazione) con geofoni orizzontali ed energizzatori di onde SH;
- Modellazione del sottosuolo mediante l'analisi delle onde di Rayleigh (SASW, MASW e Refraction Microtremor) e l'impiego di geofoni verticali.

Le prime richiedono la realizzazione di fori di sondaggio appositamente attrezzati per un ottimale accoppiamento dei sensori e quindi un consistente impegno economico.

Le seconde offrono risultati qualitativamente elevati ma costi di esecuzione impegnativi.

Le ultime, al contrario, vengono realizzate (fa eccezione il SASW) con procedure operative molto simili a quelle applicate per la comune microsismica e sono di conseguenza meno onerose ed hanno un grado di incertezza nella determinazione della Vs < 20%.

In particolare, la tecnica Multichannel Analysis of Surface Waves (MASW) consente di raggiungere profondità ragguardevoli fornendo un profilo verticale medio delle Vs relative al volume di sottosuolo sotteso dallo stendimento messo in opera.

La tecnica MASW consiste nella registrazione simultanea di più ricevitori (min. 12) di una vibrazione prodotta da una sorgente sismica impulsiva, posta ad una certa distanza dal primo geofono ricevitore.

L'analisi multicanale delle onde superficiali di Rayleigh (MASW) è una efficiente ed accreditata metodologia sismica per la determinazione delle velocità delle onde di taglio V_s . Tale metodo utilizza le onde superficiali di Rayleigh registrate da una serie di geofoni lungo uno stendimento rettilineo e collegati ad un comune sismografo multicanale. Le onde superficiali di Rayleigh, durante la loro propagazione vengono registrate lungo lo stendimento di geofoni e vengono successivamente analizzate attraverso complesse tecniche computazionali, basate su un approccio di riconoscimento di modelli multistrato di terreno.

Al fine di caratterizzare sismicamente il suolo dell'area in esame, è stata eseguita una prospezione sismica MASW, mediante l'utilizzo del sismografo A6000S 24 bit 12 canali della M.A.E. s.r.l., strumento compatto e versatile progettato e realizzato appositamente per eseguire indagini di prospezione sismica convenzionali (rifrazione, riflessione) e non convenzionali Re.Mi. (Refraction Microtremor), M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves), S.A.S.W. (Spectral Analysis of Surface Waves).

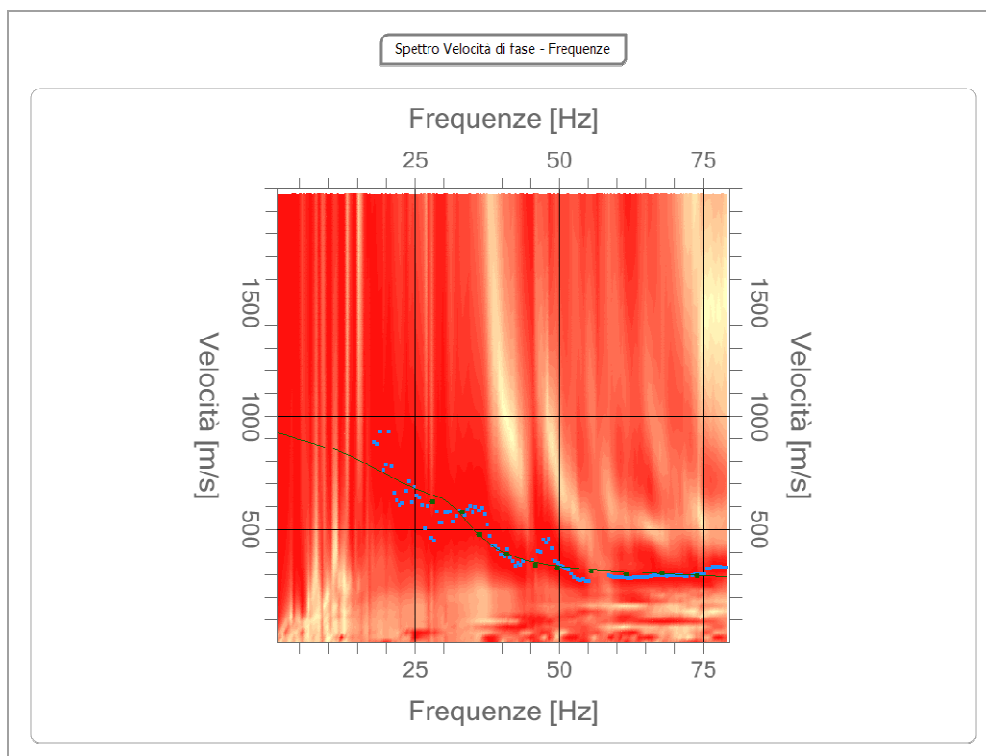
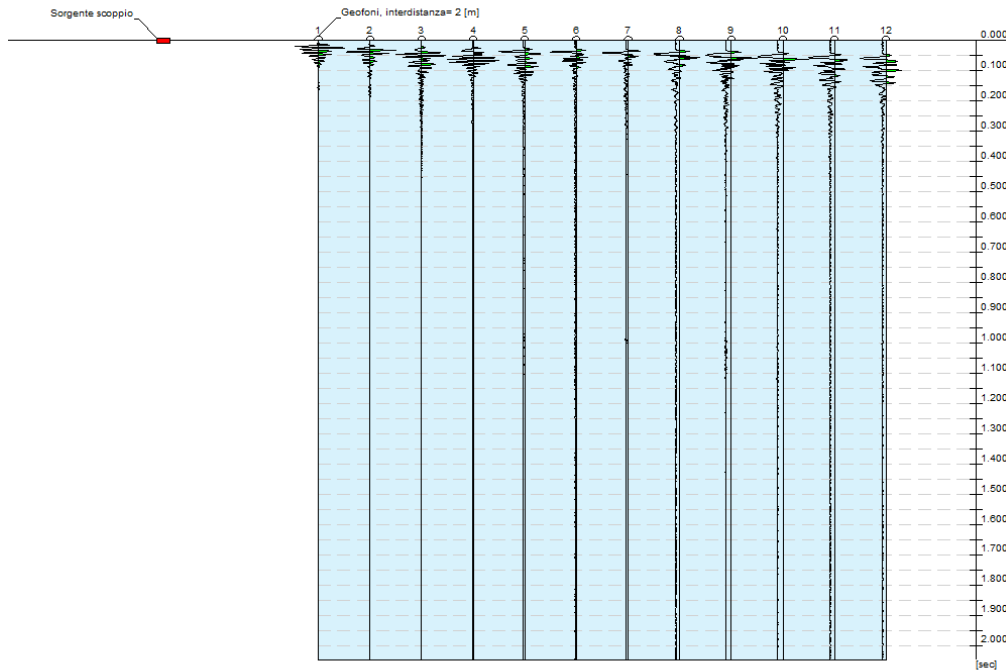
L'elevata dinamica (24 bit di risoluzione) unita alla notevole memoria per l'acquisizione, ne consente l'utilizzo per tecniche di indagine di tipo non convenzionale.

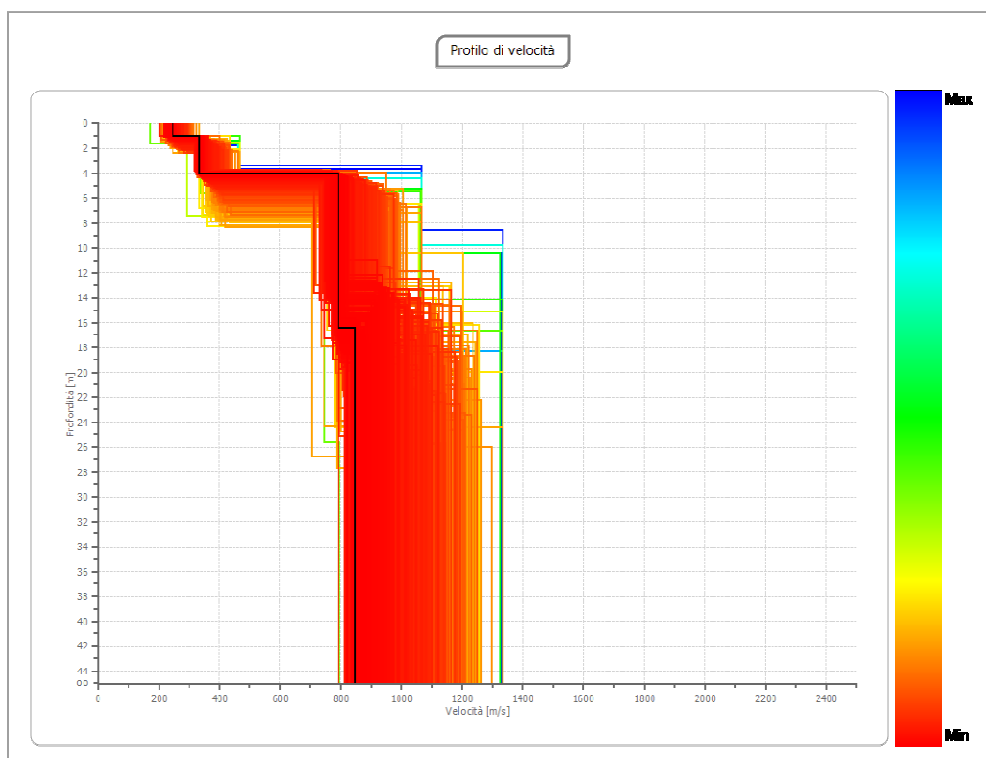
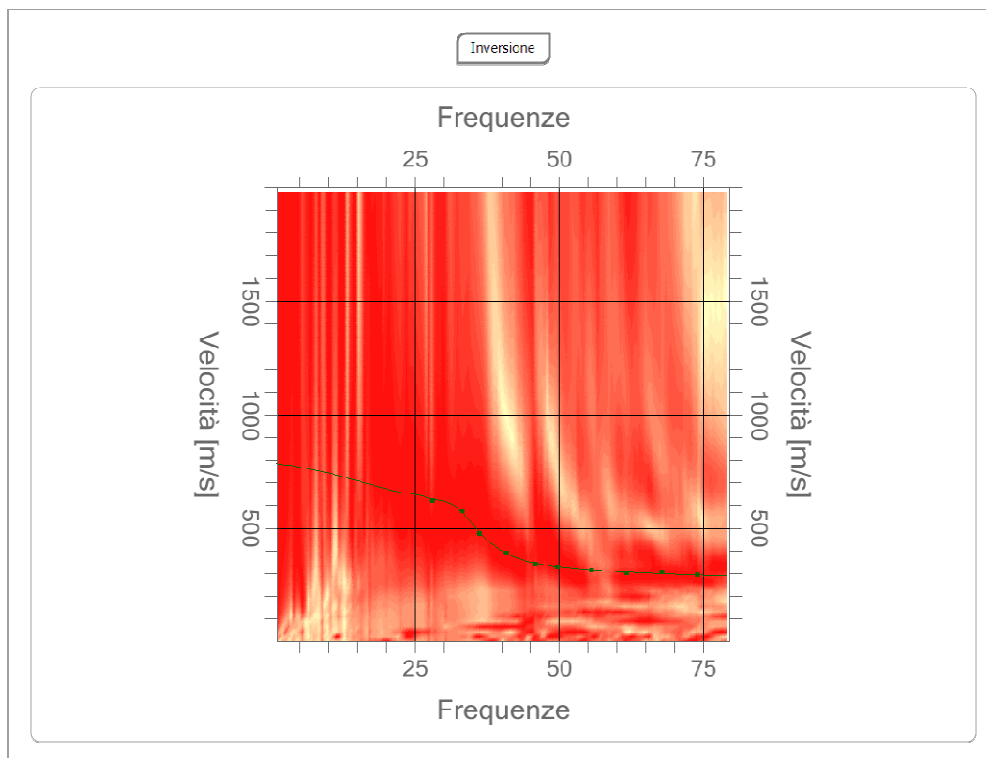
La sorgente sismica è costituita da un impatto verticale (mazza dal peso di kg 8 battente su una piastra circolare in alluminio). Come trigger/starter è stato utilizzato un geofono verticale a 14 Hz, posto in prossimità della piastra posizionata alla distanza di m 5,00 dal primo geofono. La battuta sulla superficie della piastra è stata eseguita in maniera netta e, in caso di rimbalzi della mazza o di sollecitazioni prolungate, la prova è stata ripetuta.

Le oscillazioni del suolo sono state rilevate da 12 geofoni verticali da 4,5 Hz posizionati lungo il profilo di indagine con distanza intergeofonica di m 2,00. La lunghezza complessiva dello stendimento è stata sufficiente a determinare la sismostratigrafia 2D dei terreni di sedime in esame.

I segnali sismici acquisiti sono stati successivamente elaborati con apposito programma per la determinazione della sismostratigrafia del sottosuolo.

L'elaborazione dei dati e l'inversione delle curve di dispersione della velocità di fase delle onde superficiali di Rayleigh sono state effettuate con il programma Easy MASW che ha permesso di eseguire l'intero processo di elaborazione di una sezione sismostratigrafica 2D delle V_S . Gli elaborati relativi alla prova effettuata sono di seguito riportati.





Relativamente all'area in esame, dalle indagini e prove eseguite, è risultato che per il sottosuolo della zona d'intervento si ottiene una velocità media di propagazione delle onde di taglio:

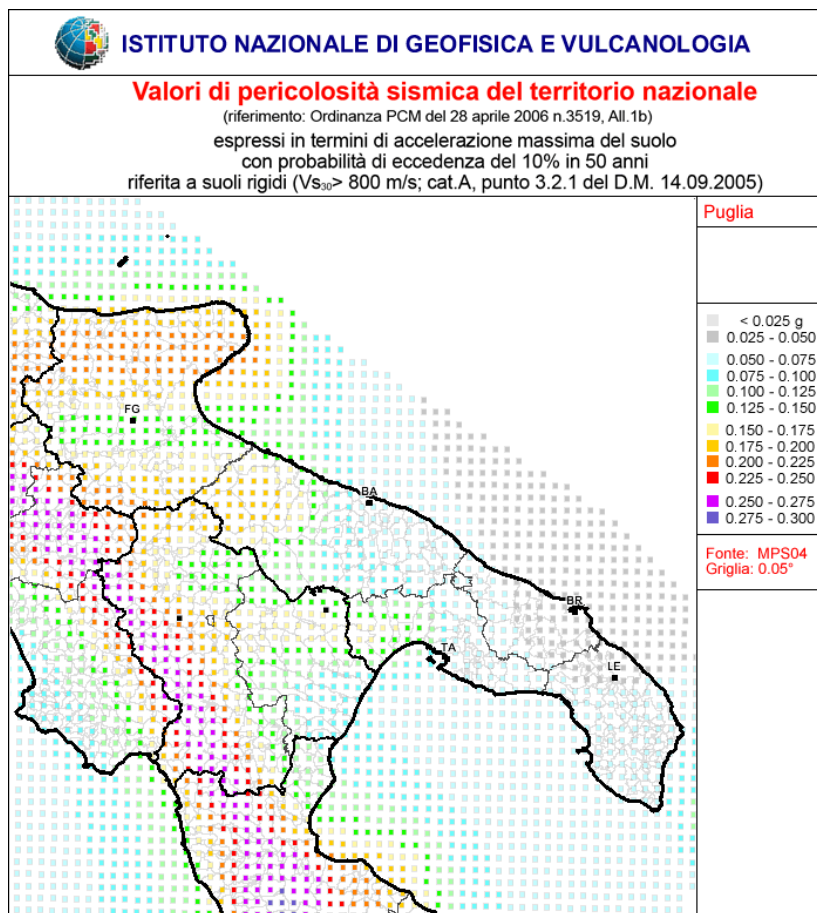
$$V_s = 666,18 \text{ m/s}$$

Pertanto, sulla scorta dei calcoli eseguiti, il suolo in esame ricade nella categoria **“B”** – ***“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s”*** così come definito al punto 3.2.2 - Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche del D.M. 17/01/18 - Norme tecniche per le costruzioni-(Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato).

7. Pericolosità sismica di base del sito – Parametri sismici

Il D.M. 14/01/2008 ha introdotto una nuova modalità di valutazione dell'intensità dell'azione sismica della quale tener conto nella fase di progettazione dei fabbricati, basata non più su una mappa sismica “classica” suddivisa in categorie o zone, bensì su un reticolo di riferimento, creato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, consultabile interattivamente sul sito web dell'I.N.G.V. La grande novità consiste nel non avere più delle aree perfettamente confinate; il nuovo sistema di mappatura suddivide infatti l'intero territorio nazionale in riquadri, di lato pari a 10 km, in cui a ciascun vertice, tramite un segnale colorato, è attribuito un valore di accelerazione sismica a_g prevista sul suolo, definita come *parametro dello scuotimento*, da utilizzare come riferimento per la valutazione dell'effetto sismico da applicare all'opera di progetto, secondo le procedure indicate nello stesso Decreto Ministeriale.

Nell'immagine seguente è contenuta la rappresentazione sul reticolo di riferimento del particolare delle Regioni Puglia e Basilicata. Nella figura s'individua immediatamente la suddivisione in riquadri del territorio, i segnali colorati posti sui vertici ed i relativi intervalli di valori di a_g . L'impiego del reticolo di riferimento consente una caratterizzazione sismica dei siti molto più dettagliata e particolareggiata che in passato, anche se costringe i progettisti, per la valutazione del valore di picco dell'accelerazione sismica, in primo luogo, ad accedere al reticolo tramite le coordinate (longitudine e latitudine) del punto ove è localizzata l'opera e, soprattutto, ad eseguire le previste procedure di interpolazione, visto che è alquanto improbabile che la struttura di progetto ricada precisamente su un vertice dei quadrati costituenti il reticolo.



Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

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 categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l’uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

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

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Sito in esame.

latitudine: 40,352807°

longitudine: 18,167499°

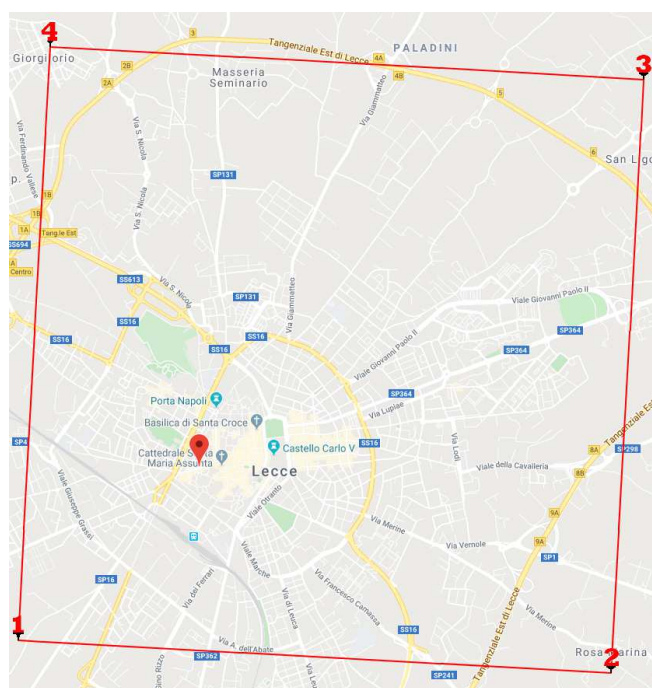
Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe 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]

Siti di riferimento

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	35036	40,3382	18,1475	2345,022
Sito 2	35037	40,3355	18,2130	4306,422
Sito 3	34815	40,3854	18,2166	5515,249
Sito 4	34814	40,3882	18,1511	4170,187

(coordinate geografiche espresse in ED50)



Dettaglio del reticolo di riferimento con individuazione del sito d'intervento

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,013	2,445	0,151
Danno (SLD)	63	50	0,017	2,384	0,179
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,048	2,361	0,490
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,062	2,463	0,558

Coefficienti sismici

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s ²]	Beta [-]
SLO	1,200	1,610	1,000	0,003	0,002	0,148	0,200
SLD	1,200	1,550	1,000	0,004	0,002	0,202	0,200
SLV	1,200	1,270	1,000	0,012	0,006	0,567	0,200
SLC	1,200	1,240	1,000	0,015	0,007	0,728	0,200

8. Valori caratteristici dei parametri geotecnici e resistenza di progetto

Sulla scorta dei risultati delle indagini ed in base ad un campione di dati sperimentali ottenuti da altri lavori eseguiti su terreni simili dal punto di vista litostratigrafico e geotecnico, ferma restando la piena responsabilità del progettista sulla caratterizzazione e la modellazione geotecnica, sono state formulate alcune considerazioni sul piano di posa ottimale delle strutture di fondazione, determinati i valori caratteristici dei parametri geotecnici e calcolati i valori della resistenza ultima del terreno (R) ai sensi del D.M. 17/01/2018.

Relativamente all'intervento di progetto, dall'analisi degli elaborati progettuali e da informazioni fornite dalla proprietà, non è stato possibile risalire al tipo di fondazione utilizzata all'atto della realizzazione del fabbricato esistente; pertanto sono state considerate delle strutture fondali continue di tipo nastriforme, attestata alla profondità minima di circa -0,80÷-1,00 m dal p.c., nella **I unità geomeccanica** ($V_p=1.708$ m/s).

Il D.M. Norme Tecniche sulle Costruzioni del 17/01/2018, che modifica parzialmente quanto contenuto nel precedente D.M. 14/01/2008, si ispira anch'esso all'Eurocodice 7 ed al paragrafo 6.2.2 stabilisce che *“Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considera-*

to.” e ancora che *“i valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall’interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito”*.

Secondo il D.M. per ogni stato limite ultimo che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell’azione o dell’effetto dell’azione e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Nella formulazione della resistenza R_d ,

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R$$

dove il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema e varia a seconda del tipo di opera.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 ed R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell’ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) le verifiche si eseguono con un’unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva tabella e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera.

Tab. 6.2.II -D.M. 17/01/2018 - *Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno*

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Le verifiche di sicurezza per le fondazioni superficiali devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

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.

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

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II (D.M. 17/01/2018) per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I (D.M. 17/01/2018) per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2:

- Combinazione (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I (D.M. 17/01/2018).

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Secondo il D.M. i fattori parziali per il gruppo R1 sono sempre unitari; quelli del gruppo R2 possono essere maggiori o uguali all'unità e, in assenza di indicazioni specifiche per lo stato limite ultimo considerato, devono essere scelti dal progettista in relazione alle incertezze connesse con i procedimenti adottati. Per quanto attiene i fattori parziali per il gruppo R3 vale la seguente tabella:

Tab. 6.4.I D.M. 17/01/18 - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di **fondazioni superficiali**.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Per la determinazione della Resistenza ultima del terreno (R) si dovrà eseguire il calcolo sia secondo i coefficienti parziali della colonna M1, sia secondo quelli della colonna M2 di cui alla Tab. 6.2.II -D.M. 17/01/2018-.

Per i litotipi calcarenitico-marnosi che costituiscono il sedime di fondazione della struttura esistente possono assumersi i seguenti valori caratteristici:

PARAMETRO	VALORE CARATTERISTICO
Angolo di attrito	$\phi'_k = 32^\circ$
Coesione	$c_k = 1,2 \text{ kg/cm}^2$
Peso dell'unità di volume	$\gamma_k = 1,7 \text{ g/cm}^3$

A tali valori dovranno applicarsi i coefficienti parziali γ_m di cui alla Tab. 6.2.II -D.M. 17/01/2018-.

Per la valutazione della resistenza ultima, è stata utilizzata la metodologia proposta da BOWLES². Secondo l'autore nel calcolo della resistenza ultima delle rocce si deve tener conto, oltre che delle caratteristiche geologiche e del tipo di roccia, anche di una misura della qualità dell'ammasso roccioso (RQD). L'autore prevede che la resistenza ultima, calcolata con le classiche formule di TERZAGHI per fondazioni superficiali, debba essere ridotta di un coefficiente pari al quadrato dell'RQD, stimato sulla base di prove in sito.

Per il calcolo della resistenza ultima del terreno, si può utilizzare la suddetta metodologia di BOWLES per fondazioni superficiali di tipo nastriforme:

$$R = (cN_c + \gamma DN_q + 0,5B\gamma N_\gamma) \times (RQD)^2$$

in cui c è la coesione, γ è il peso di volume del terreno, B la larghezza della fondazione, D l'immorsamento reale, N_c , N_q , N_γ fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo d'attrito interno che secondo STAGG e ZIENKIEWICZ, per una roccia solida valgono:

$$N_c = 5 \tan^4(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_q = \tan^6(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

² J. E. BOWLES – Fondazioni progetto e analisi – McGraw-Hill editore - pag.242÷246

Non conoscendo le dimensioni della fondazione esistente si è ritenuto opportuno eseguire il calcolo per la capacità portante considerando una larghezza variabile da m 0,50 a m 1,50. Utilizzando i valori caratteristici, divisi per i suddetti coefficienti parziali M1 ed M2, si ottiene per le varie dimensioni di B la seguente tabella:

Larghezza trave B in m	R _{M1} in kN/m ²	R _{M2} in kN/m ²
0,5	574,23	297,37
0,6	576,89	298,79
0,7	579,56	300,21
0,8	582,22	301,63
0,9	584,88	303,05
1,0	587,54	304,47
1,1	590,20	305,89
1,2	592,86	307,31
1,3	595,52	308,73
1,4	598,19	310,15
1,5	600,85	311,57

Tali valori dovranno essere utilizzati per la verifica allo S.L.U. secondo le suddette combinazioni adottando i coefficienti parziali γ_R (R1, R2, R3) della tab. 6.4.I D.M. 17/01/18 per il calcolo della resistenza di progetto R_d della

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R$$

Benché il recente D.M. 17/01/2018 non contempli più la possibilità della tradizionale *verifica alle tensioni ammissibili*, al fine di consentire al progettista strutturale, nell'ambito della sua piena autonomia, utili raffronti fra le diverse metodologie di calcolo, si riportano nella seguente tabella i valori della σ_{amm} del terreno di fondazione:

larghezza trave B in m	σ_{amm} in kN/m ²	σ_{amm} in Kg/cm ²
0,5	191,41	1,95
0,6	192,30	1,96
0,7	193,19	1,97
0,8	194,07	1,98
0,9	194,96	1,99
1,0	195,85	2,00
1,1	196,73	2,01
1,2	197,62	2,02
1,3	198,51	2,02
1,4	199,40	2,03
1,5	200,28	2,04

Per quanto riguarda il valore della costante di sottofondo K, da utilizzare nel caso di calcolo di travi di fondazione con la teoria del “suolo elastico” di WINKLER, è stato eseguito il calcolo in riferimento alle caratteristiche meccaniche delle calcareniti marnose, utilizzando numerose metodologie. I valori riscontrati sono compresi fra $2,88 \text{ Kg/cm}^3$ ($28,24 \text{ N/cm}^3$) e $52,07 \text{ Kg/cm}^3$ ($510,63 \text{ N/cm}^3$) da utilizzare entrambi per il calcolo della struttura (valore medio $25,32 \text{ Kg/cm}^3$). Secondo la teoria di MENDITTO (Giovanni MENDITTO³, - Esercitazioni di Tecnica delle Costruzioni-Liguori editore pag. 501), infatti, adottando il K_{\min} per il dimensionamento e la verifica dell'armatura della trave ed il K_{\max} per la verifica sul terreno, si potrà analizzare la rispondenza della struttura sia nella condizione più onerosa per la stessa, sia nella condizione di sollecitazione più gravosa per il sedime fondale.

Infine, è opportuno osservare che, non essendo state eseguite indagini nell'area oggetto d'intervento in quanto il lotto risulta completamente edificato, ed essendo state utilizzate alcune indagini geofisiche a piccola profondità eseguite con il metodo della sismica a rifrazione, nel corso di un precedente lavoro, in un'area distante circa m 500 da quella d'intervento, su un terreno avente le stesse caratteristiche litologiche ed ubicato in via Birago angolo via Gorizia, la D.L. in fase di esecuzione, dovrà verificare le effettive condizioni lito-strutturali del sedime fondale.

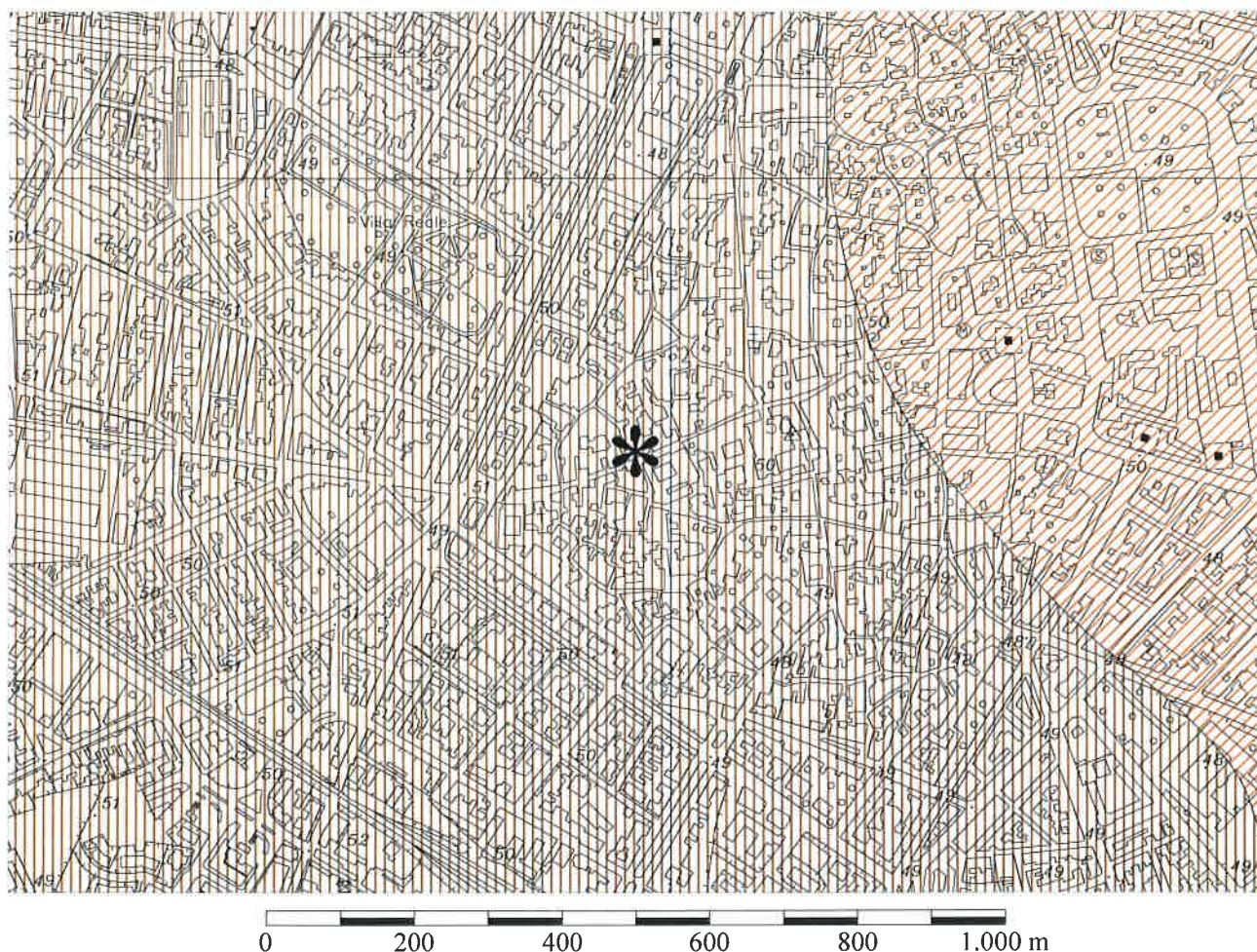
Inoltre, nel caso di discordanza fra le previsioni della presente e la reale situazione, ed in ogni caso se lo riterrà opportuno, convocherà in cantiere lo scrivente, durante le operazioni di scavo e verifica delle strutture fondali esistenti, al fine di valutare le condizioni di qualità, continuità e resistenza dell'ammasso roccioso e l'opportunità di eseguire le opportune indagini di tipo diretto (scavi o fori di sondaggio).

Tanto in adempimento all'incarico conferitomi.

Galatina, novembre 2019

Geologo
Dott. Sergio Saracino

³ G. MENDITTO- Esercitazioni di Tecnica delle Costruzioni- Liguori editore pag. 501



LEGENDA



CALCARENITI DI ANDRANO Biocalcareniti giallastre e grigiastre a grana medio-fine compatte; calcari marnosi, calcari detritici biancastri a grana medio-grossolana, poco porosi e compatti.
MESSINIANO INFERIORE (MIOCENE SUP.)



PIETRA LECCESE. Calcareniti marnose di colore biancastro tendenti al giallo, a stratificazione indistinta o in grosse bancate.
BURDIGALIANO SUPERIORE (MIOCENE INF.) - MESSINIANO INFERIORE (MIOCENE SUP.)



Sito di progetto

FIG. 1 - CARTA GEOLITOLOGICA -

Fig. 1a - DISTRIBUZIONE MEDIA DEI CARICHI PIEZOMETRICI DEGLI ACQUIFERI CARSICI DELLE MURGE E DEL SALENTO



Legenda

Scala 1:200.000

— isopiezica (m s.l.m.)

EMERGENZE CENSITE DA S.I.M. DI BARI

Portata < 10 l/s

Portata > 10 l/s

EMERGENZE CENSITE DA INFRAROSSO TERMICO

△ Gruppo di efflussi a mare probabilmente coincidenti con sorgenti

△ Concentrazione di più efflussi di limitato contrasto termico

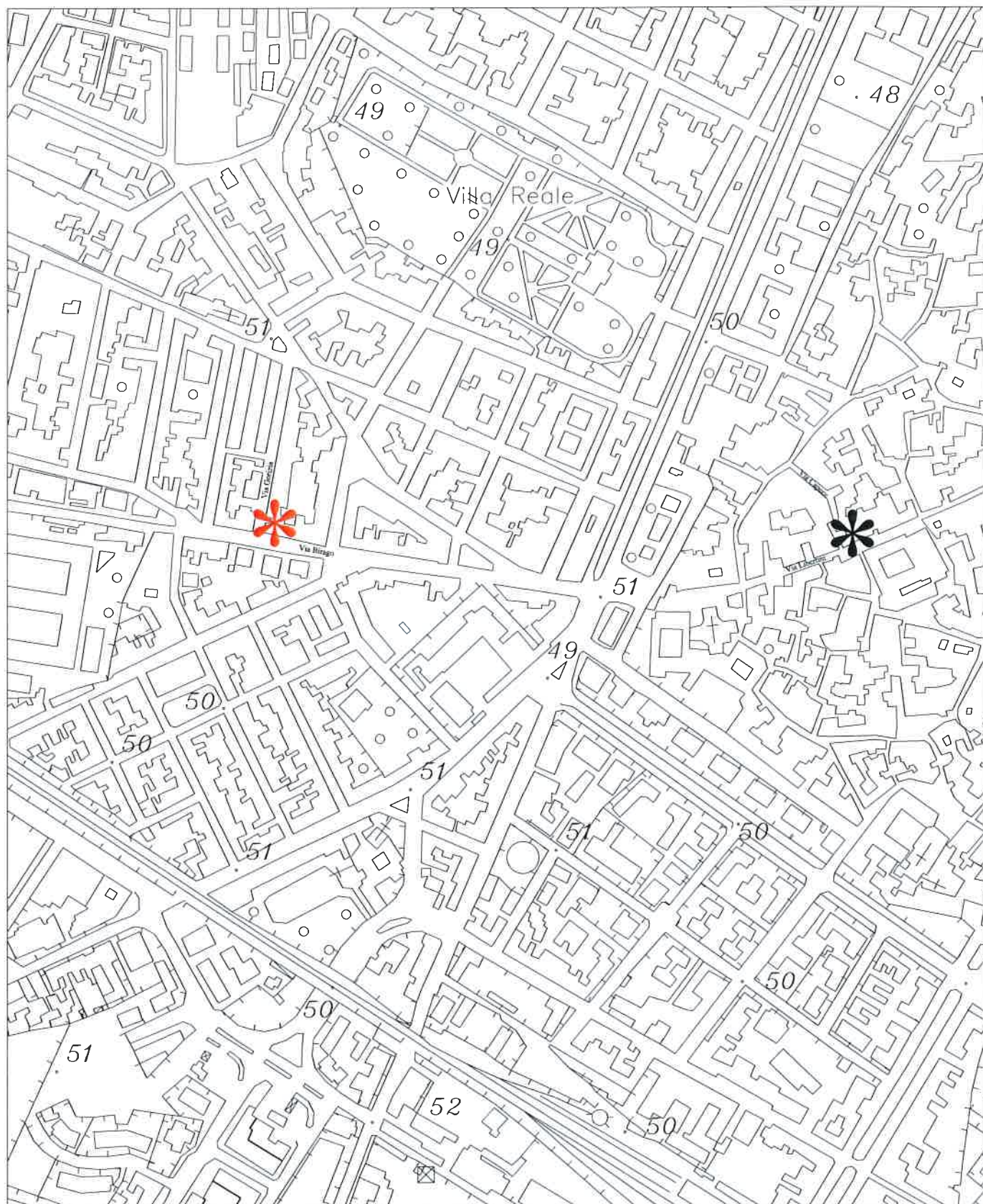
(Singolo efflusso a mare probabilmente coincidente con una sorgente

(Singolo efflusso a mare di limitate dimensioni e modesta anomalia termica

(Singolo efflusso a mare di rilevanti dimensioni ed elevata anomalia termica



Area d'intervento



LEGENDA

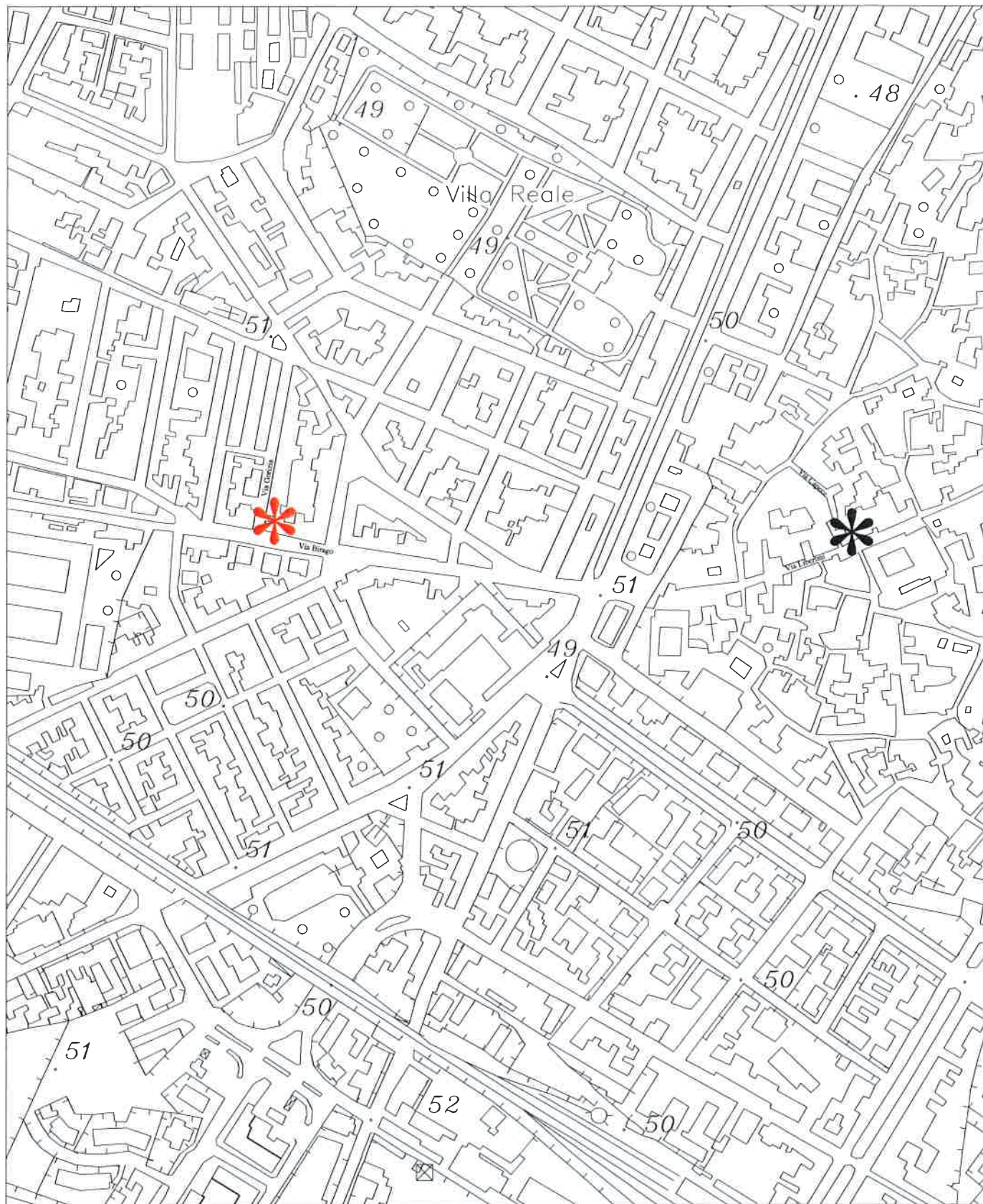


Ubicazione sismica a rifrazione



Sito di progetto

Fig. 2 - Ubicazione planimetrica dell'indagine geofisica. - Scala 1:5.000



LEGENDA

A — A'

Ubicazione MASW



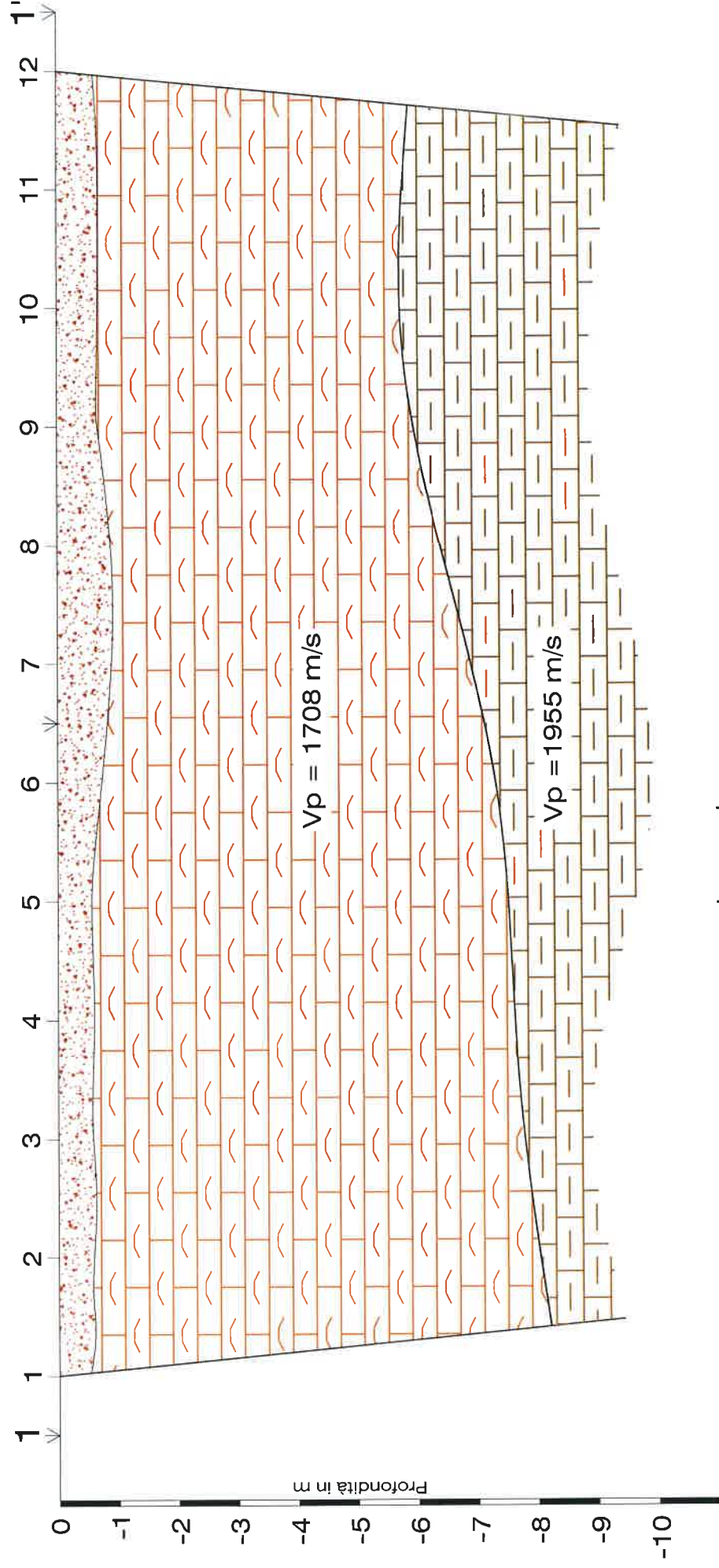
Sito di progetto

Fig. 5 - Ubicazione planimetrica dell'indagine geofisica MASW - Scala 1:5.000

SEZIONE SISMOSTRATIGRAFICA

Lecce - Via Gorizia/Via Birago

Profilo sismico a rifrazione n. 1-1'



Legenda

↓ Punto sorgente

| Stazione geofonica



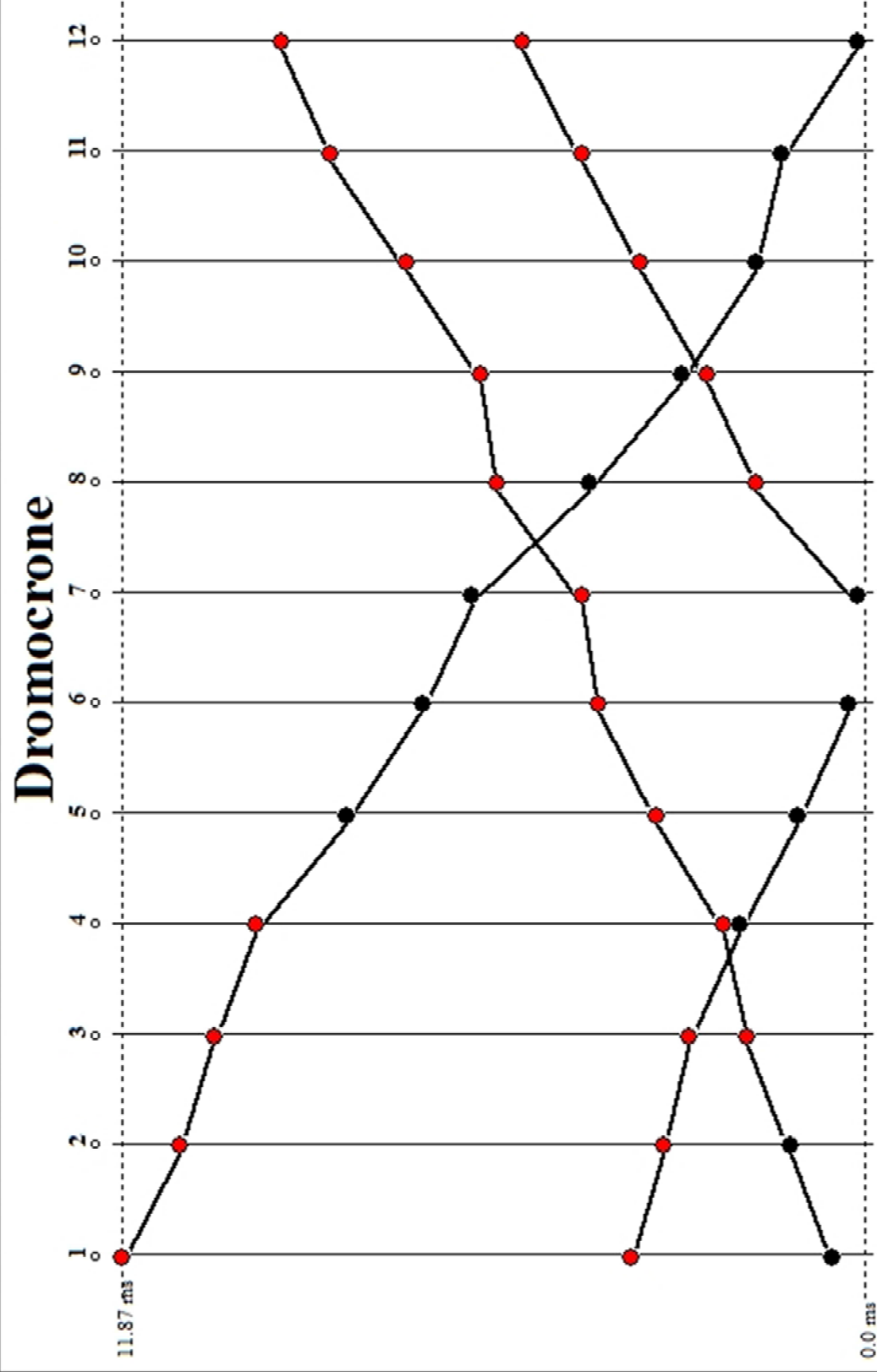
pavimentazione, materiale di riempimento e pietrame calcareo/calcarenitico



Calcarene marnosa mediamente cementata

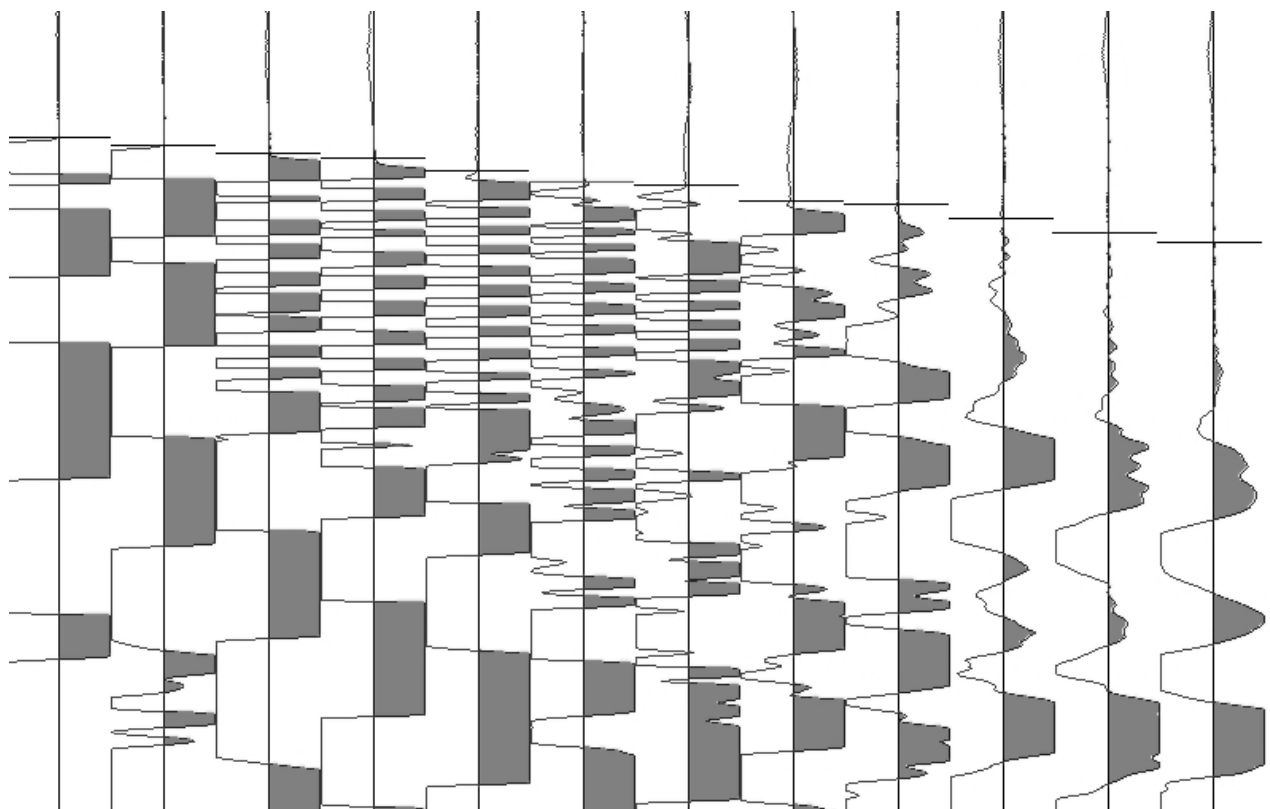


Calcarene marnosa da mediamente a ben cementata

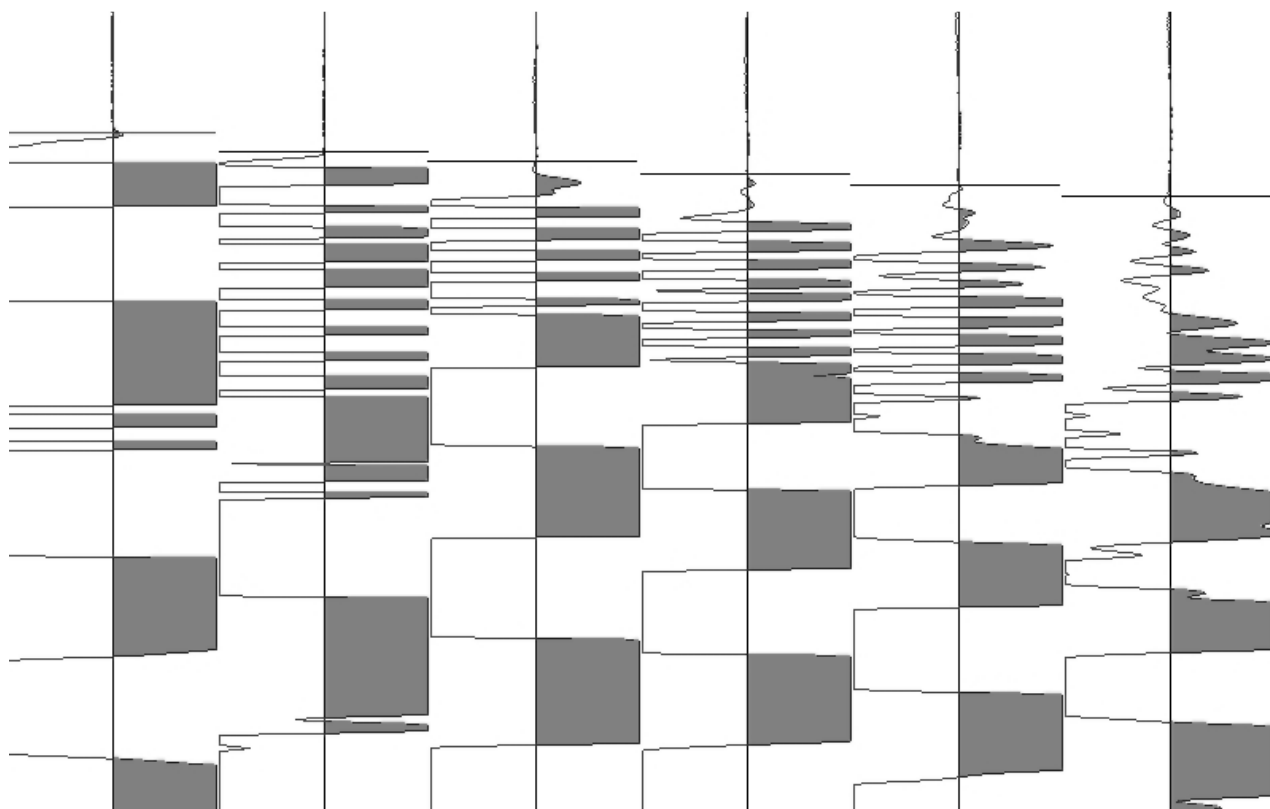


Profilo sismico 1-1' – Lecce – via Gorizia angolo via Birago

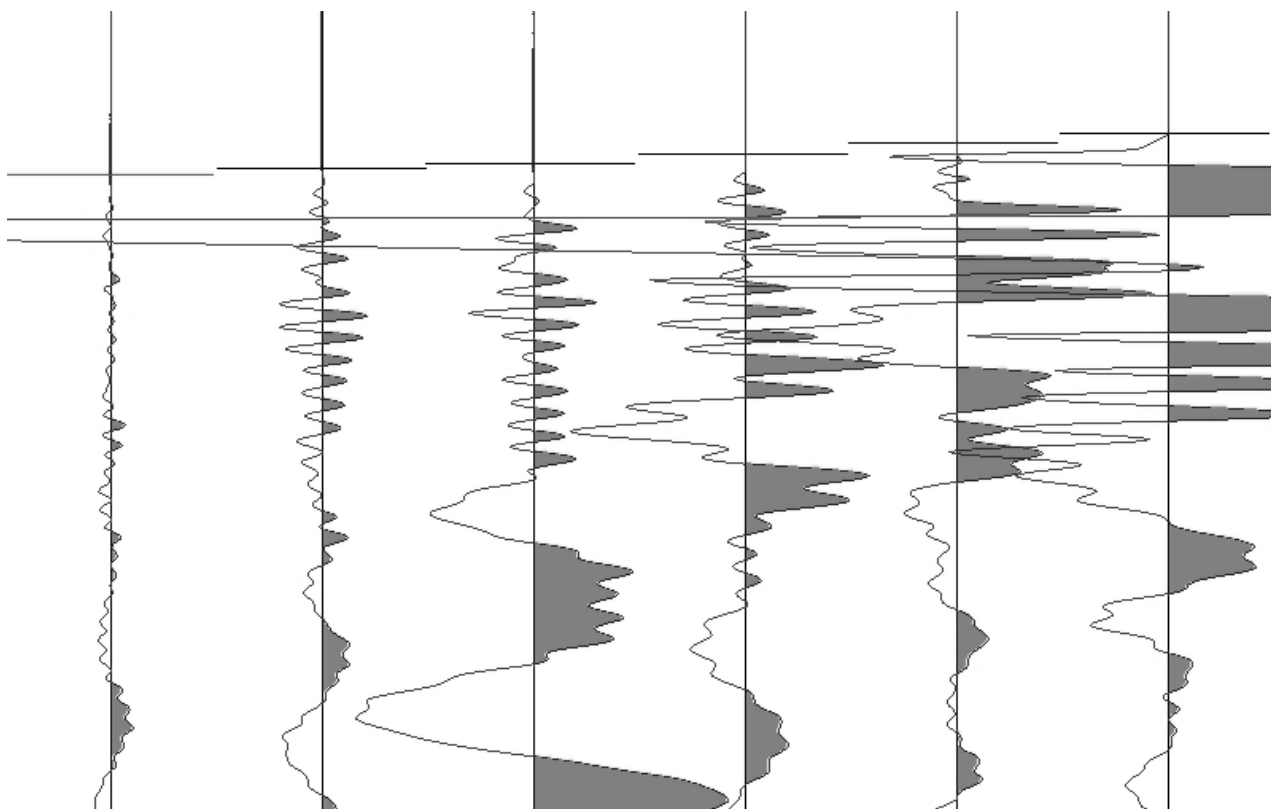
Sismogrammi e Picking



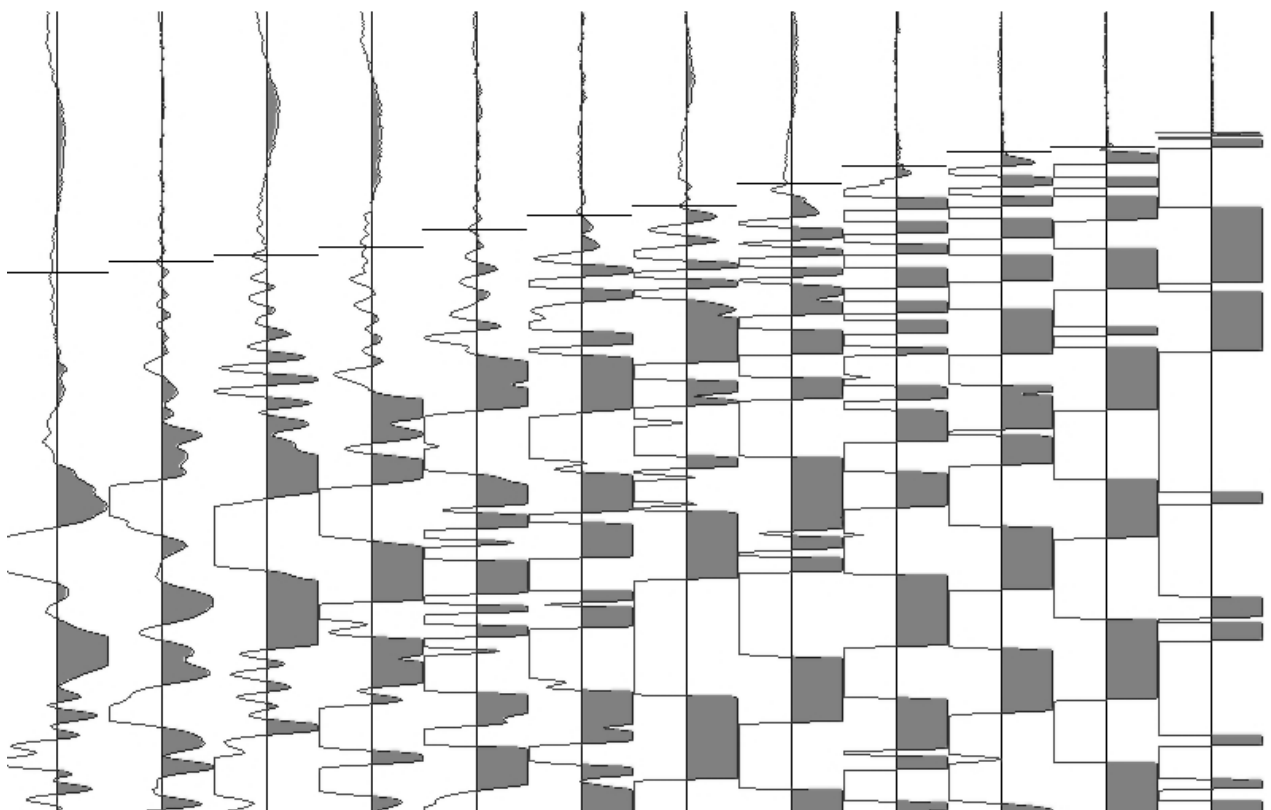
Battuta diretta



Battuta centrale lato destro



Battuta centrale lato sinistro



Battuta inversa