

DATA	ALLEGATO	TITOLO
Luglio 2012	DOC. 7a	RELAZIONE DI COMPATIBILITA' GEOLOGICA (ai sensi del d.m. 14.01.2008)

Falezza Alberto - Az.Agricola San Felice

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PER L'URBANIZZAZIONE DI UN AREA SITA
ALL'INTERNO DELLA ATO 6 - SAN FELICE EXTRA - VERONA, VIA BELVEDERE
SCHEDA NORMA 432.

Relazione di compatibilita' geologica, ai sensi del D.M.14.01.2008.

Provincia: Verona	Comune: Verona
Il Committente:	Il Tecnico:
L'impresa:	Il direttore Lavori:
Luogo e data: <i>Verona, Giugno 2012</i>	Revisione:

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PER L'URBANIZZAZIONE DI UN AREA SITA
ALL'INTERNO DELLA ATO 6 - SAN FELICE EXTRA - VERONA, VIA BELVEDERE
SCHEDA NORMA 432.

Relazione di compatibilità geologica, ai sensi del D.M.14.01.2008.

Indice:

1.	<i>Generalita'</i>	<i>pag. 3</i>
2.	<i>Ubicazione dell'area</i>	<i>pag. 3</i>
3.	<i>Inquadramento geologico generale</i>	<i>pag. 4</i>
4.	<i>Caratteri geomorfologici ed idrogeologici</i>	<i>pag.7</i>
5.	<i>Indagini eseguite</i>	<i>pag.7</i>
6.	<i>Modalità esecutive della prova penetrometrica statica CPT</i>	<i>pag.9</i>
7.	<i>Modalità esecutive della prova penetrometrica dinamica DPSH</i>	<i>pag.13</i>
8.	<i>Modello geologico</i>	<i>pag.15</i>
9.	<i>Compatibilità sismica</i>	<i>pag.16</i>
10.	<i>Caratterizzazione sismica del sottosuolo</i>	<i>pag.19</i>
11.	<i>Conclusioni</i>	<i>pag.24</i>

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PER L'URBANIZZAZIONE DI UN AREA SITA ALL'INTERNO DELLA ATO 6 - SAN FELICE EXTRA - VERONA, VIA BELVEDERE SCHEDA NORMA 432.
--

Relazione di compatibilità geologica, ai sensi del D.M.14.01.2008.
--

1. GENERALITA'

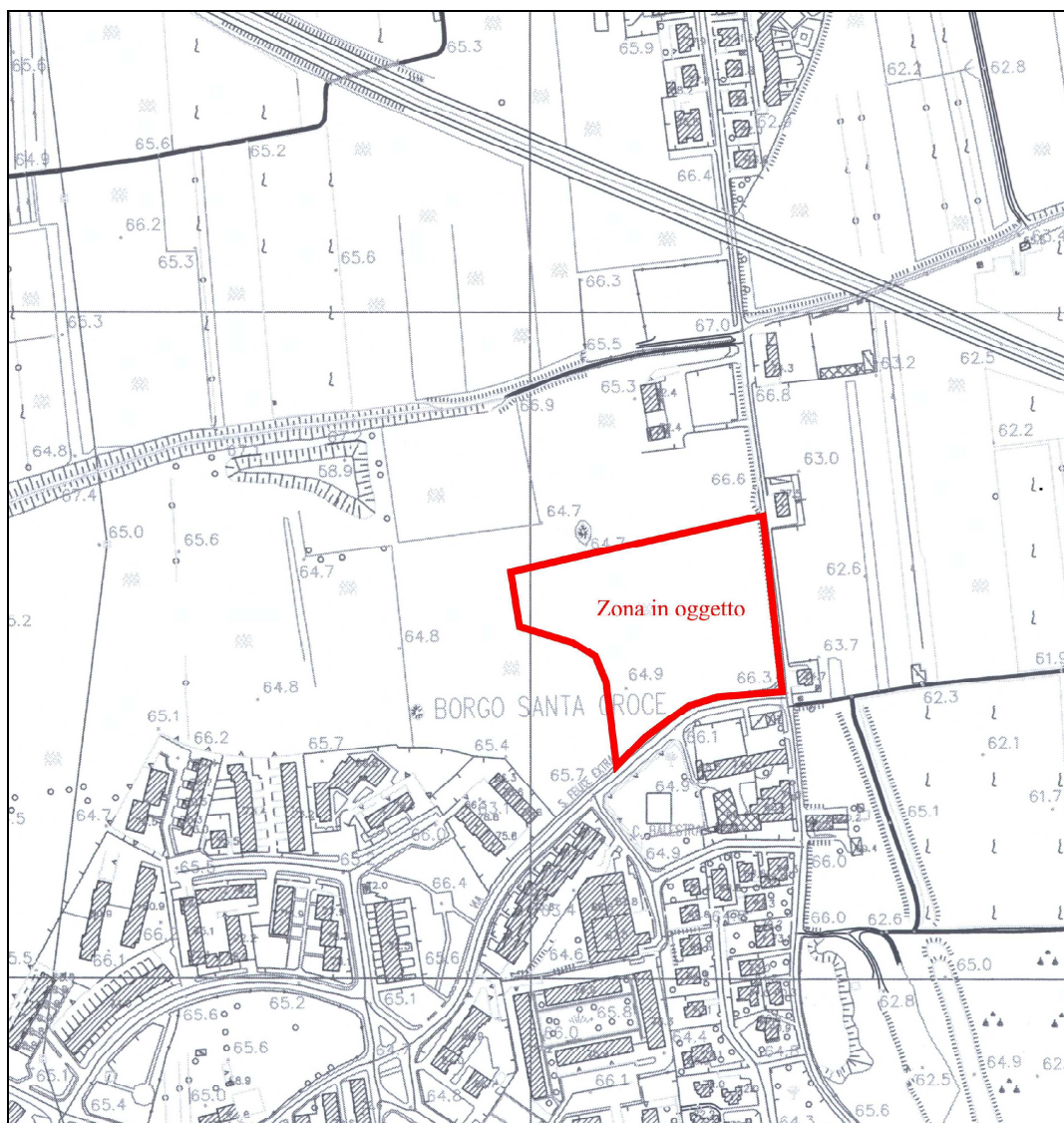
Su incarico e per conto del sig. Falezza Alberto e della Az.agr. San Felice, è stata eseguita un'indagine geologico-geotecnica su un'area sita tra via Belvedere e via San Felice Extra, con lo scopo di verificare la possibilità di urbanizzazione dell'area stessa sita all'interno della ATO 6 - San Felice Extra del P.I. del Comune di Verona, in rapporto alle problematiche di carattere geologico-geotecnico che essa può comportare.

Il presente studio entrerà quindi nel merito di verificare l'idoneità della zona prescelta dal punto di vista geologico-geotecnico nella nuova situazione geostatica che si verrà a creare a lavori ultimati, e costituisce pertanto, ai sensi del D.M. 14.01.2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni", il supporto geologico e geotecnico sulle indagini, al progetto di realizzazione delle opere.

2. UBICAZIONE DELL'AREA

L'area d'indagine è situata tra via Belvedere, via San Felice e via Pontedera, nel Comune di Verona, ed è individuata nella tavoletta I.G.M. "Verona" alla scala 1.25000 - Foglio 49, Quadrante III, Orientamento NO.

Nella Cartografia Tecnica Regionale in scala 1:5000, l'area è individuata sull'elemento n.124093 "Poiano". In allegato è riportato uno stralcio della C.T.R. con l'ubicazione dell'area.



Stralcio C.T.R. 1:5000, elemento n.124093 "Poiano"

3. **INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE**

Il sito in oggetto, è situato in un'area pedecollinare alle propaggini meridionali dei Monti Lessini, regione essenzialmente collinare e montagnosa, la cui forma è pressoché triangolare con vertice rivolto a Nord; verso Sud il rilievo si abbassa fino ad immergersi sotto la coltre alluvionale dell'alta pianura veronese. Le formazioni affioranti nell'area lessinea, comprendono termini sia di origine marina che continentale depositatisi in un periodo di tempo compreso tra il Trias e il Quaternario.

La monoclinale lessinea, è solcata da estese e talora strette incisioni vallive disposte a ventaglio aperto verso sud il cui orientamento sembra coincidere con quello delle direttrici tettoniche della regione.

Nel quadro tettonico generale, si rileva come i lineamenti strutturali lessinei possano essere identificati in un complesso di fratture e faglie con disposizione a ventaglio, il cui vertice si trova a Nord della regione lessinea.

Verso occidente prevalgono orientamenti riferibili alla Linea delle Giudicarie, verso oriente prevalgono orientamenti simili a quello della Linea di Schio. In corrispondenza delle dislocazioni principali vi è tutta una serie di disturbi tettonici minori per faglia, paralleli o intersecanti le dislocazioni maggiori.

Mentre la parte occidentale della regione Lessinea è caratterizzata da depositi di origine calcarea, tutta la parte orientale è caratterizzata da abbondanti quantità di materiali d'origine endogena; si tratta per lo più di effusioni laviche basaltiche a bassa viscosità depositate in epoca terziaria in tutta la zona suddetta.

Tale area infatti, essendo ribassata rispetto all'orizzontale a causa di una dislocazione tettonica, conosciuta come Linea di Castelvero, ebbe a svolgere l'importante funzione di bacino di raccolta.

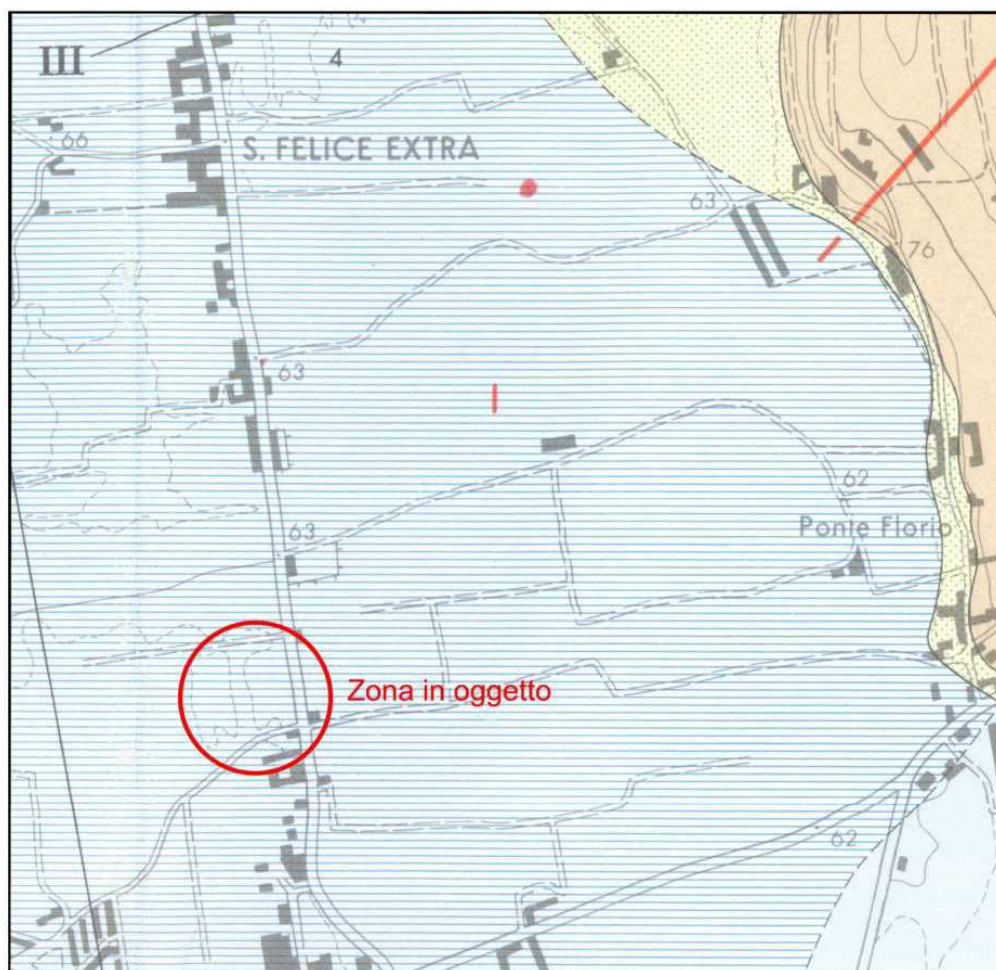
I caratteri morfologici della regione, riflettono quelle che sono le caratteristiche tettoniche già viste; le incisioni vallive infatti manifestano orientamenti del tutto analoghi a quelli delle dislocazioni tettoniche evidenziando quindi uno stretto rapporto genetico.

Anche l'idrografia e l'idrogeologia della regione sono condizionate dall'assetto tettonico generale e, non da meno, dalle caratteristiche litologiche delle formazioni rocciose. Il sistema idrografico principale, è quindi costituito da valli dirette secondo la massima pendenza della monoclinale, ed affiancato da un sistema secondario di vallette laterali intersecante il primo. Nella parte superiore del loro corso, i torrenti lessinei, drenano bacini idrografici di discreta estensione, quindi percorrono valli piuttosto strette, fino a sfociare in valli ampie generalmente occupate da depositi grossolani molto permeabili.

La permeabilità delle varie formazioni presenti nella regione, varia moltissimo in base al tipo di fratturazione ed ai fenomeni carsici presenti.

In condizioni di piovosità normali, nelle zone montuose o collinari, le acque vengono in gran parte assorbite dal suolo e restituite alla luce in corrispondenza di alcuni livelli a permeabilità ridotta, originando parecchie piccole sorgenti. Si tratta generalmente di scaturigini direttamente legate alle variazioni di piovosità e quindi di portata estremamente variabile. Per quanto riguarda invece i depositi vallivi di tipo grossolano, data la loro notevole permeabilità, tendono a far filtrare l'acqua in profondità, lasciando quasi sempre a secco gli alvei stessi.

Stralcio carta geologica del Comune di Verona - scala 1:20.000
De Zanche - Sorbini (Memorie museo civico di storia naturale)



4. CARATTERI GEOMORFOLOGICI ED IDROGEOLOGICI

L'area d'indagine è ubicata nel Comune di Verona in via S. Felice Extra e dal punto di vista geomorfologico è interessata da forme di accumulo originate dai principali processi fluviali, fluvioglaciali che hanno modellato negli anni le zone pedemontane e l'alta pianura veronese. La natura, l'intensità e lo stadio evolutivo raggiunto in passato dai processi suddetti, consentono, attraverso il riconoscimento sul territorio delle forme, dei lineamenti e dei caratteri geoidrologici, la classificazione geologica delle diverse aree. Enorme importanza assunsero le variazioni climatiche Pleistoceniche che provocarono il susseguirsi di fasi glaciali ed interglaciali. In particolare durante l'Età del Ferro, si instaurò un clima fresco e umido che portò alla circolazione di enormi masse d'acqua che contribuirono a modellare sia le zone di pianura che le aree prealpine. Dal punto di vista geomorfologico, il sito in esame si colloca sul conoide del progno di Valpantena allo sbocco della valle stessa, in una zona di transizione dove lo stesso si raccorda al conoide antico dell'Adige. I depositi presenti in zona sono quindi caratterizzati da alluvioni prevalentemente argillo-limose dei torrenti lessinei, interdigitate in profondità con le ghiaie atesine del conoide antico dell'Adige. A livello superficiale, la zona appare totalmente pianeggiante con pendenze valutabili sull'ordine del 1-2% e quote variabili attorno ai 65 metri slm. Dal punto di vista idrogeologico l'assetto stratigrafico evidenzia una successione di strati argillosi e ghiaiosi in letti sovrapposti sede di acquiferi confinati o semiconfinati, sino ad oltre 100 metri di profondità. Nel sito in oggetto la falda più superficiale dovrebbe attestarsi ad una quindicina di metri dal p.c. all'interno dei depositi ghiaiosi individuati tra 8-26 m dal p.c. Limitatamente all'area in oggetto, l'elemento idrografico di maggiore rilievo, è individuato, nel corso del progno di Valpantena che funge da asse principale di drenaggio di tutta l'omonima valle, che scorre 700 m ad Ovest del sito in oggetto. Esso esprime un regime tipicamente torrentizio e quindi risulta privo di deflusso idrico per la maggior parte dell'anno. Soltanto in occasione di eventi meteorologici importanti il torrente è interessato da una presenza idrica che occasionalmente può raggiungere portate di un certo rilievo.

5. INDAGINI ESEGUITE

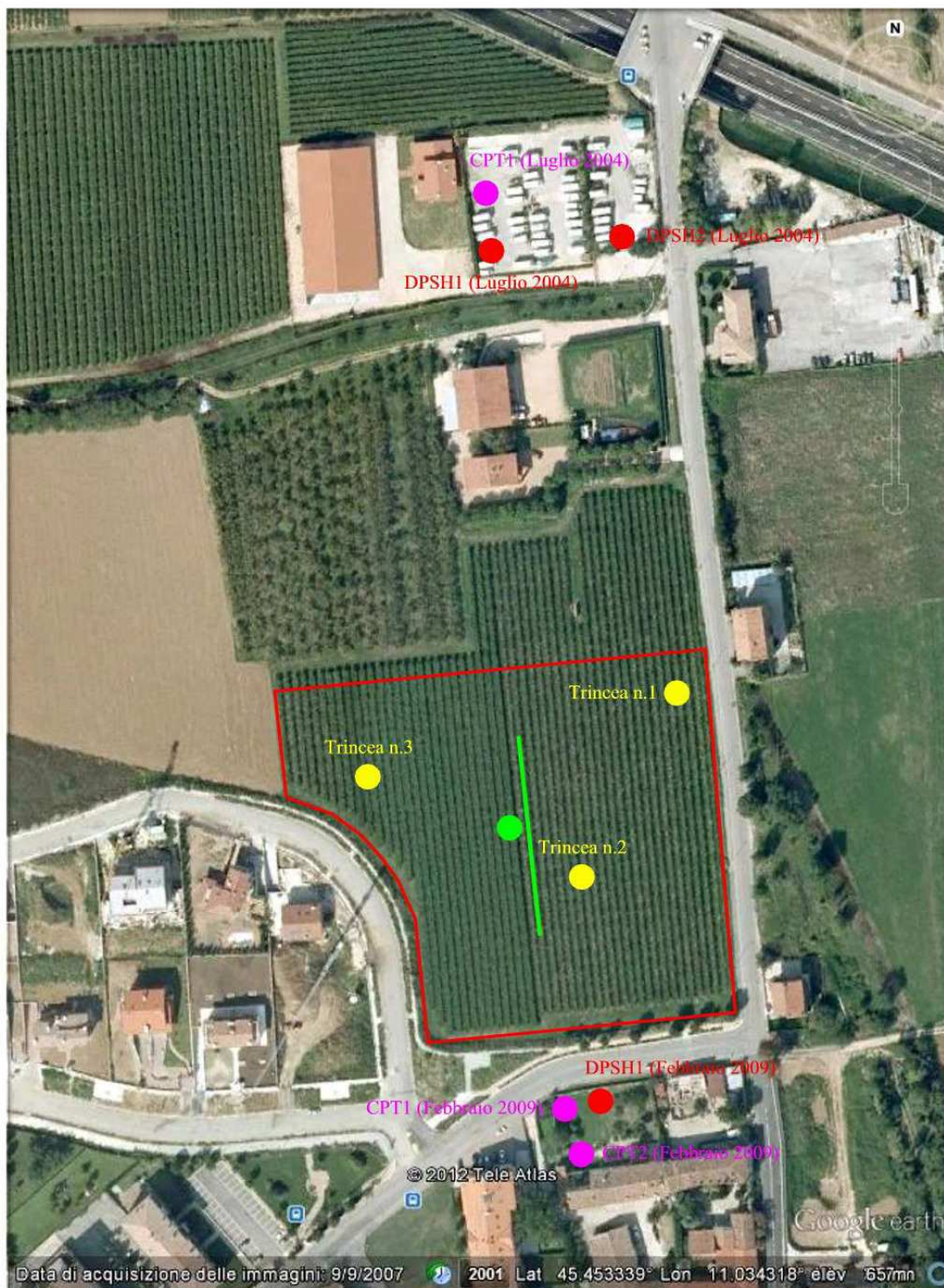
La successione stratigrafica e i parametri geotecnici che caratterizzano il sito in oggetto, sono stati desunti da due precedenti indagini eseguite dallo scrivente su siti limitrofi, tramite prove penetrometriche statiche e dinamiche, integrate da unostendimento sismico GRM.

A livello superficiale e per valutare le caratteristiche idrauliche dei terreni, sono state realizzate tre trincee esplorative con un escavatore meccanico, delle profondità max di 4.5 m.

Per la definizione della frequenza di vibrazione del terreno e delle V_{s30} come prevede la normativa vigente, è stata poi realizzata un'indagine geofisica a sismica passiva con metodi HVSR e Masw.

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE

- Prove penetrometriche dinamiche continue DPSH
- Prove penetrometriche statiche continue CPT
- Trincee esplorative
- Misura a stazione singola H/V
- Array Masw e GRM
- Perimetro del PUA



6. MODALITA' DI ESECUZIONE DELLA PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT

La prova viene eseguita con un complesso montato su carrello, munito di dispositivi idraulici che consentono di applicare spinte fino a 20 t nella versione potenziata da noi usata, con avanzamento della punta ad una velocità di circa 2 cm/sec.

Il contrasto è dato dall' ancoraggio al terreno mediante 2 viti elicoidali. La punta ha un diametro di 35.7 mm alla base con un' apertura di 60° ed è sormontata da un manicotto di protezione (lievemente rastremato verso l'alto) della lunghezza di 8 cm..

Le aste di guida della punta ($\varnothing$ 36 mm) sono in spezzoni di 1 m per agevolare il controllo della profondità. La prova viene generalmente eseguita misurando i massimi di pressione ad intervalli di 20 cm e facendo avanzare alternativamente la punta ed il rivestimento. L'acquisizione dati avviene tramite centralina digitale con memorizzazione e scarico dati su floppy disk.

Dalle letture al manometro si risale alla resistenza di punta R_p in Kg/cm²; se il terreno è poco consistente, oltre una certa profondità può essere opportuno aggiungere la pressione dovuta al peso delle aste interne e pari a 0.14 Kg/cm² ogni metro. Le modalità operative con tale strumento sono le seguenti partendo dalla posizione di inizio:

- Avanzamento di 4 cm della sola punta, con misura della resistenza R_p .
- Avanzamento di altri 4 cm del complesso (punta + manicotto) con misura della resistenza (punta + attrito locale per una superficie di 150 cm²) la pressione viene esercitata sempre sulle stesse aste, in quanto la punta trascina automaticamente il manicotto, dopo 4 cm di corsa.
- Infissione del rivestimento (8 cm) fino a raggiungere la punta e quindi di tutto per altri 12 cm. tornando alla posizione d'inizio prova.

I dati raccolti vengono inseriti nel calcolatore che provvede ad elaborarli tenendo conto dell' incremento di peso delle aste con la profondità, presentando su grafico in funzione della profondità, i seguenti dati:

- Valore di resistenza alla punta R_p in Kg/cm²
- Valore di resistenza di attrito locale in R_l in Kg/cm²
- Valore di resistenza totale R_t in Kg
- Rapporto R_p/R_l per l' interpretazione stratigrafica.

6.1 **INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE**

a. **Riconoscimento di massima di profili stratigrafici**

Per un riconoscimento di massima dei terreni attraversati si utilizza il rapporto:

$$F = \frac{R_p}{R_l} = \frac{\text{resistenza alla punta}}{\text{resistenza di attrito laterale locale}}$$

che, come ha dimostrato l'esperienza, dipende dalla composizione granulometrica dei terreni stessi. Ai fini del tutto orientativi si possono indicare i seguenti valori di F caratterizzati terreni con diversa granulometria:

TERRENO	F
Torbe ed argille organiche	$F < 15$
Limi ed argille	$15 < F < 30$
Limi sabbiosi e sabbie limose	$30 < F < 60$
Sabbie e sabbie con ghiaia	$F > 60$

e indicazioni soprariportate sono relative al caso di terreni saturi.

b) **Valutazione della resistenza al taglio di terreni coesivi saturi**

Per la valutazione approssimativa della resistenza al taglio in condizioni non drenate dei terreni coesivi saturi, dalle esperienze acquisite risulta applicabile una relazione tipo:

$$C_u = \frac{R_p}{N_{cp}}$$

in cui:

C_u = Resistenza al taglio in condizioni non drenate

N_{cp} = Coefficiente adimensionale del carico limite riferito alla prova penetrometrica statica con valore compreso tra 15 e 25.

Il valore N_{cp} in generale decresce al crescere della R_p .

c) Valutazione dei parametri di deformabilità nei terreni coesivi

Nella stima dei parametri di deformabilità l'approssimazione ottenibile è molto forte dell'ordine del 100%. In via indicativa il modulo in condizioni di deformazione edometrica M può essere stimato dalla tabella 1, il valore dell'indice di compressione C_c della tabella 2.

Nonostante il grado di approssimazione del metodo, disponendo anche di determinazioni dirette su campioni indisturbati da sondaggi, è possibile, tarando le prove CPT, ottenere una precisa caratterizzazione del sottosuolo del sito considerato.

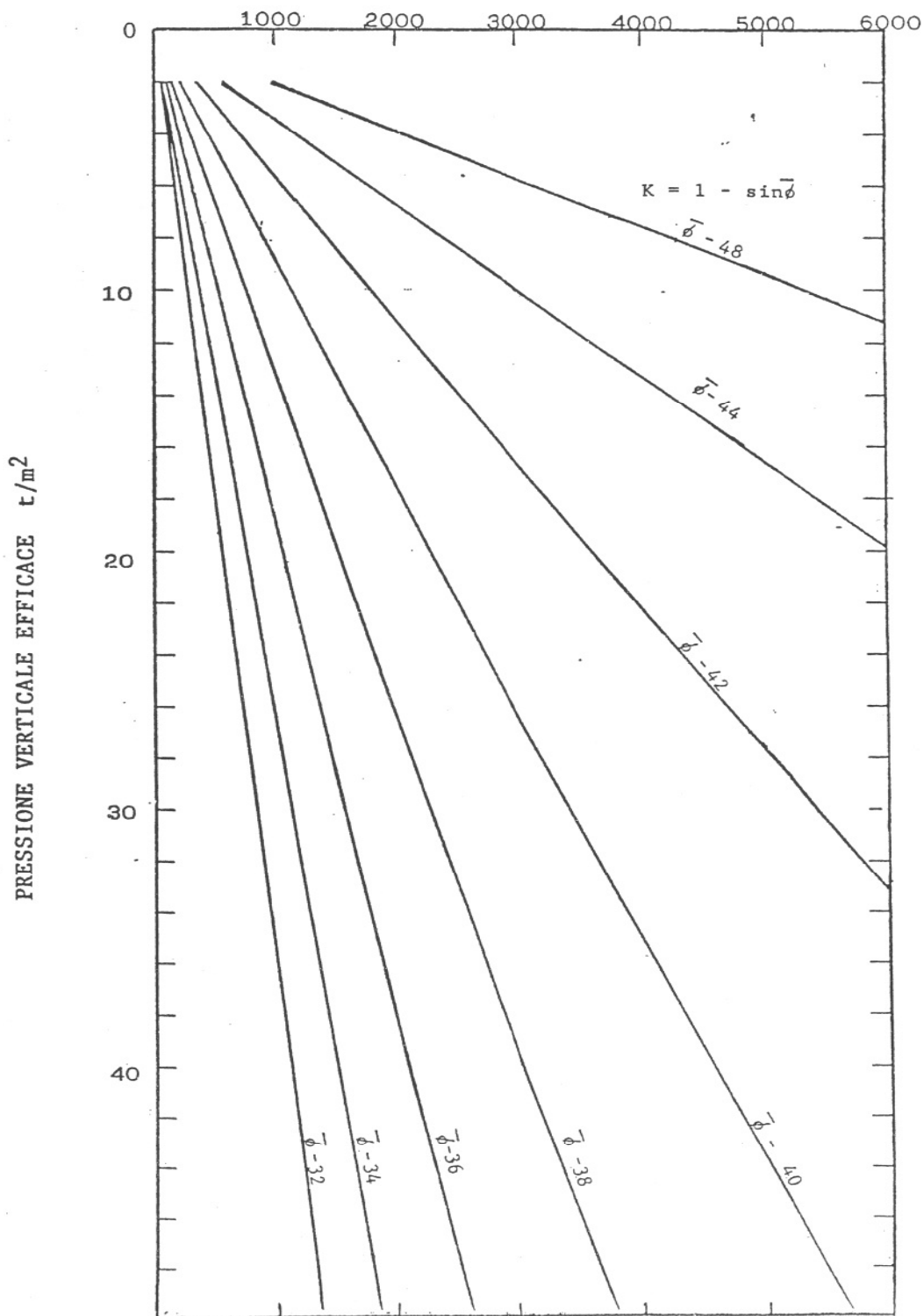
d) Valutazione dell'angolo di attrito interno in terreni non coesivi

Utilizzando la teoria di DURGUNOGLU e MITCHELL (1973-1975) si è prevenuti a sviluppare le correlazioni della figura della tabella 3 che consente, noto q_c , di determinare il valore dell'angolo di attrito in funzione della pressione verticale efficace.

① VALORI DEL MODULO EDOMETRICO "M" DA PROVE CPT (Mitchell e Gardner, 1975)		
$M = \alpha \cdot q_c$		
Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 7 \text{ kg/cm}^2$ $7 < q_c < 20$ $q_c < 20$	$3 < \alpha < 8$ $2 < \alpha < 5$ $1 < \alpha < 2,5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c > 20$ $q_c < 20$	$3 < \alpha < 6$ $1 < \alpha < 3$
Argille e limi di elevata plasticità (CH, MH)	$q_c < 20$	$2 < \alpha < 6$
Limi organici	$q_c < 12$	$2 < \alpha < 8$
Torbe e argille organiche	$q_c < 7$	
	$50\% < W_N < 100\%$ $100\% < W_N < 200\%$ $W_N > 200\%$	$1,5 < \alpha < 4$ $1 < \alpha < 1,5$ $0,4 < \alpha < 1$
(W_N = contenuto d'acqua naturale, in %)		
② VALORI DELL'INDICE DI COMPRESSIONE "Cc" (Schmertmann, 1978)		
$C_u / \delta v_o$	OCR	$C_c / (1 + e_o)$
0 - 0,1	< 1	< 0,4
0,1 - 0,25	1	0,4
0,26 - 0,50	1 - 1,5	0,3
0,51 - 1,00	3	0,15
1 - 4	6	0,10
> 4	> 6	0,05

③

Angolo di attrito dei materiali non coesivi in funzione della resistenza penetrometrica statica in accordo a DURGUNOGLU e MITCHELL (1975)

 $q_c \text{ (t/m}^2\text{)}$ 

7. MODALITA' DI ESECUZIONE DELLA PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DPSH

L'attrezzatura consiste in una batteria di aste di acciaio e in un dispositivo di infissione agente a percussione; la batteria di aste, con peso di 6.90 Kg/mq. è collegata all'estremità inferiore ad una punta conica del diametro di 50.8 mm. (sez. 20.27 cmq.) ed angolo di apertura di 60°. Il dispositivo di infissione è costituito da un maglio del peso di 73.5 Kg. che cade automaticamente da un'altezza di 75 cm. La prova consiste nell'infiggere la punta conica nel terreno per tratti consecutivi di 30 cm., fino alla profondità desiderata, rilevando il numero di colpi (Nd) necessario alla penetrazione di ogni singolo tratto. I dati ricavati dalla prova sono tabulati in diagrammi Nd30 - profondità e Resistenza dinamica - profondità. In base ai valori rilevati è possibile determinare i valori di rottura del terreno alle varie profondità e, in base a questi, risalire alla capacità portante dei terreni sia attraverso calcolo matematico che attraverso grafico. Dal confronto dei valori di Nd è possibile inoltre risalire alla probabile stratigrafia del sottosuolo. Numerose prove effettuate evidenziano una corrispondenza media fra il numero di colpi Nspt per infissioni di 30 cm. ed il numero di colpi Nd.

In particolare:

ENERGIA SPECIFICA PER COLPO:

$$Q = (M H) / (A v) = 9.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q_{spt} = 7.83 \text{ Kg/cm}^2$$

COEFF. TEORICO DI ENERGIA:

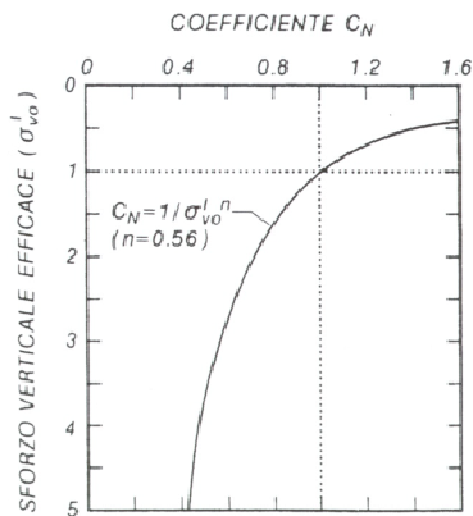
$$\beta = Q/Q_{spt} = 1.15$$

TEORICAMENTE:

$$N_{spt} = \beta \times N$$

Va tenuto in considerazione che i terreni di riporto o fortemente rimaneggiati i coefficienti ottenuti non seguono la stessa logica e comunque la dispersione dei valori risulta troppo elevata.

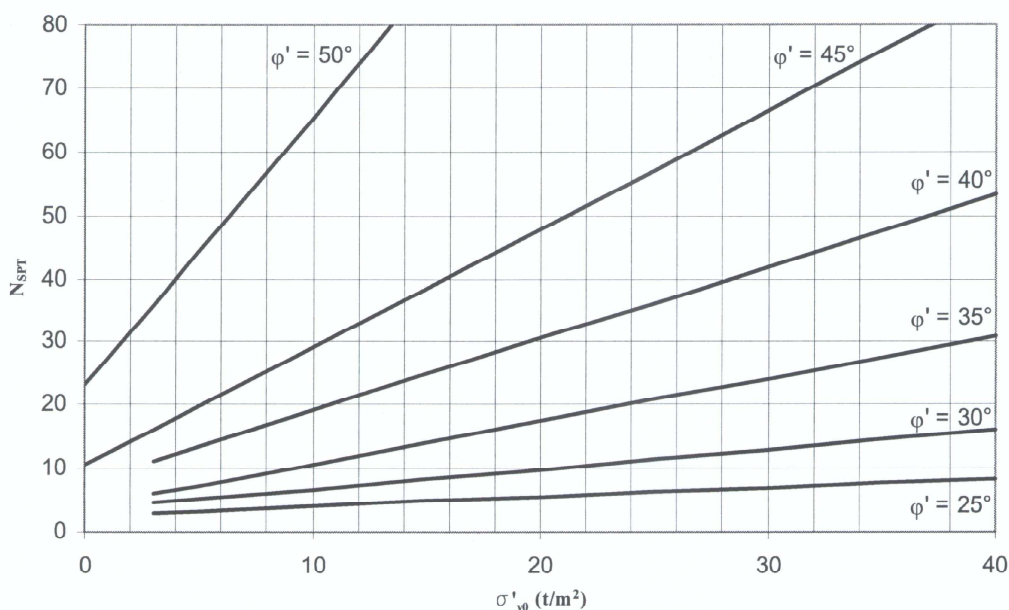
Poichè il numero dei colpi forniti dalla SPT è influenzato dal valore della pressione litostatica, e quindi, dalla profondità della prova penetrometrica, per omogeneizzare le misure base viene allegato il seguente diagramma dovuto a GIBBS ed HOLTZ.



Esso fornisce un coefficiente correttivo C_N del numero di colpi rilevati alle varie quote per riportarli al valore corrispondente alla pressione efficace $\sigma_{v0} = 100$ KPa. Il valore di SPT corretto verrà indicato con N' spt.

In base al valore di N' spt è possibile con il grafico alla seguente determinare il grado di addensamento e l'angolo di attrito dei terreni.

Stima dell'angolo di resistenza a taglio
in funzione di σ'_{v0} e N_{SPT} - De Mello (1971)



8. **MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO**

Le indagini eseguite hanno confermato la successione stratigrafica ipotizzata in prima analisi. Come precedentemente descritto l'area è caratterizzata da una sequenza di termini coesivi, e depositi coesivo-incoerenti ed incoerenti in letti sovrapposti.

Come si nota dai diagrammi delle prove penetrometriche, i sedimenti in oggetto, analizzati a grande scala, mantengono una sostanziale uniformità per tutta l'area indagata con un progressivo aumento di spessore dei depositi coesivi superficiali da Sud verso Nord. Questi passano infatti da spessori di circa 4.40 m nei pressi di Corte Balestra a Sud del lotto, agli 8 metri circa a Nord del lotto.

Le trincee esplorative hanno evidenziato nei primi 4.0 metri la presenza di sedimenti argillosi e limo-argillosi di medio-buona consistenza, che tende a migliorare con la profondità. In nessun caso la profondità di scavo ha permesso di individuare i depositi ghiaiosi sottostanti. Raccordando però gli spessori individuati a nord e sud della lottizzazione si può affermare che nell'ambito del PUA, l'interfaccia argille-ghiaie passa dai 4-5 metri circa lungo via San Felice, ai 6-7 metri circa lungo il vigneto a nord, come conferma anche lo stendimento sismico GRM (schema allegato).

Alcune colonne stratigrafiche di pozzi esistenti, evidenziano che verso Nord i depositi argillosi tendono ad aumentare ancora di spessore, fino a circa 20 metri nei pressi di contrada Moranda, mentre poco a sud e sud-ovest del sito in oggetto, gli stessi tendono ad assottigliarsi (1-3 m), lasciando spazio alle ghiaie fino a circa 26 m di profondità dal p.c.

Più in profondità si rinvenivano ancora depositi argillosi fino a circa 40 metri dal p.c. e poi di nuovo ghiaie e sabbie fino a 60 m. La situazione stratigrafica si ripete con una successione di livelli argillosi e ghiaiosi sino a 160 m dal p.c.

Entro la profondità massima investigata nell'area di circa 10 metri, non è presente la falda, che dovrebbe attestare il suo livello piezometrico a circa 15-16 m dal p.c.

Le prove eseguite hanno consentito di ricostruire sia la situazione stratigrafica del sottosuolo del sito in oggetto, sia di elaborare i parametri geotecnici dei diversi livelli che sulla base del modello geologico adottato, con le dovute incertezze, vengono proposti come di seguito riportato:

Da 0.00 a 1.00 m da p.c. Argilla poco consistente

Peso di Volume

$\gamma_k = 20 \text{ KN/mc}$

Coesione

$C_{uk} = 40-60 \text{ KN/mq}$

Da 1.00 a 5.00-7.00 m da p.c. Argille e limi mediamente consistenti

Peso di Volume	$\gamma_k = 21 \text{ KN/mc}$
Coesione	$C_{uk} = 60-80 \text{ KN/mq}$

Da 5.00-7.00 a 10.0 m da p.c. Ghiaia e sabbia

Peso di Volume	$\gamma_k = 18.5 \text{ KN/mc}$
Angolo d'attrito	$\phi_k = 31^\circ-33^\circ$
Numero colpi SPT	$N = 17-21 \text{ colpi/30cm}$

L'angolo d'attrito è stato calcolato con la relazione proposta dalla Road Bridge Specification, secondo la quale:

$$\Phi = \sqrt{(15 \times N_{spt})} + 15^\circ$$

Il valore dei parametri caratteristici è stato valutato come stima ragionata e cautelativa dei valori più probabili per lo stato considerato, come peraltro evidenziato al par. 6.2.2 del D.M. 14.01.2008, Circolare 617/2009 par. C6.2.2 ed Eurocodice 7.

E' doveroso comunque richiamare l'attenzione sul fatto che la presente indagine, ha esclusivamente carattere preliminare di definizione dell'assetto stratigrafico e geotecnico ed accertamento di fattibilità, senza avere la pretesa di caratterizzare compiutamente il sottosuolo dei futuri interventi edilizi.

Quindi, durante la fase progettuale ed esecutiva, come peraltro prevede il D.M.14.01.2008 NTC, dovranno essere redatte le relazioni specialistiche specifiche, geologica, geotecnica e sismica per ogni opera da realizzare sul sito d'intervento.

9. COMPATIBILITA' SISMICA

E' stato elaborato uno studio di compatibilità sismica dell'area di intervento al fine di evidenziare eventuali problematiche connesse con l'amplificazione delle onde sismiche, cioè quel complesso di variazioni in ampiezza, contenuto in frequenza e durata che il moto sismico subisce in prossimità della superficie.

Numerosi studi hanno evidenziato che l'amplificazione delle onde sismiche è prodotta da tre distinti fenomeni:

- Amplificazione per contrasto di impedenza tra il bedrock sismico e una copertura a minore velocità.
- Amplificazione sismica per intrappolamento delle onde sismiche (P de S) per riflessioni multiple
- Amplificazione per focalizzazione delle onde sismiche in corrispondenza di creste o brusche rotture di pendenza.

Gli effetti dell'amplificazione sismica in superficie sono conosciuti come *risposta sismica locale*.

In base alla OPCM 3274 del 20.03.2003, il Comune di Verona appartiene alla zona sismica 3 caratterizzata da valori di accelerazione massima (a_g) convenzionale su suolo di tipo A pari a 0.14 g.

Successivamente con la OPCM 3519 del 28.04.2006, ciascuna zona viene individuata mediante valori di accelerazione massima (a_g) con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_s > 800$ m/s.

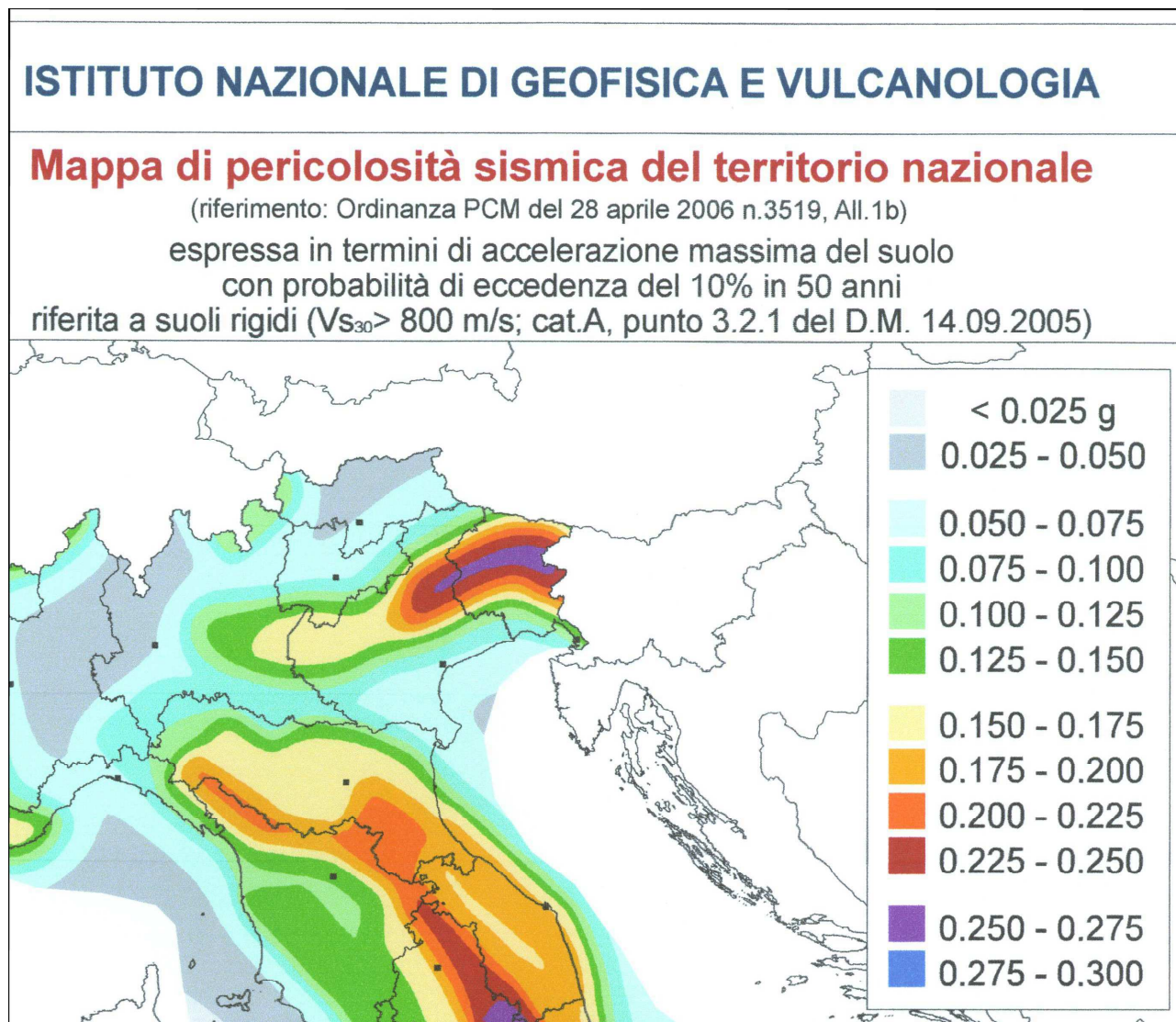
Questi ultimi sono ricavabili dalla carta di pericolosità sismica in allegato, dove i valori di (a_g) sono indicati su una maglia di 0.02 gradi, e nella quale il Comune di Verona rientra in una fascia con valori di (a_g) variabili tra 0.150-0.175 g.

Il Veneto allo stato attuale è interessato da una sismicità di magnitudo medio-bassa. Nel periodo 1977-2006, la rete gestita dall'Osservatorio Geofisico Sperimentale di Trieste ha registrato quasi 1200 eventi sismici con magnitudo compresa tra 2.0-3.0.

Essi si localizzano in gran parte nella fascia pedemontana che unisce Alpago e Monte Baldo, con profondità epicentrale di circa 7-15 km.

Fino ad oggi, sei sono stati gli eventi con magnitudo $M_D > 4$:

24.05.1987 Garda, $M_D > 4.2$
13.09.1989 Pasubio, $M_D > 4.8$
13.04.1996 Claut, $M_D > 4.2$
24.11.2004 Salò, $M_D > 5.2$
29.10.2011 Ala, $M_D > 4.2$
25.01.2012 Grezzana, $M_D > 4.2$



Alla data del 18 Febbraio 1997, l'analisi sismica veronese riporta 1615 eventi che hanno interessato il territorio Provinciale e la stessa città di Verona con grado di magnitudo da 2° a 5° Richter. Si ricordano gli eventi storici peggiori nel 1491 con 8° M.C.S. e nel 1117 con 9° M.C.S.

Oltre all'attento esame di bibliografia stratigrafica, strutturale e tettonica dell'area in esame e del territorio circostante, è stato effettuato un rilevamento mirato dapprima all'individuazione di eventuali indizi morfotettonici e quindi forme del paesaggio che potessero indicare movimenti sismo-tettonici recenti e poi, alla verifica morfologica del sito volta ad evidenziare l'eventuale esistenza di condizioni per un'esaltazione dell'onda sismica.

A livello generale, le situazioni che possono creare amplificazione delle onde sismiche sono le seguenti:

- Prossimità di elementi sismogenetici attivi,
- presenza di faglie e fratture maggiori,
- marcate irregolarità del rilievo,
- coltri detritiche su versante,
- accumuli di frana attiva o quiescente,
- scarpate di crollo,
- terreni sabbiosi sciolti e saturi.

Recentemente è stato inoltre evidenziato che particolari amplificazioni sismiche locali si sono verificate in corrispondenza di linee di cresta marcate e di bruschi cambiamenti sia concavi che convessi, come i bordi dei terrazzi fluviali e i cigli di scarpate naturali o artificiali e, le nicchie di distacco di frane. Il rilevamento del sito in esame, non ha evidenziato la presenza di particolari situazioni assimilabili a quelle sopra descritte e quindi l'area risulta dal punto di vista sismico, compatibile con le strutture in progetto.

Le N.T.C. (D.M. 14.01.2008), ai fini della definizione della risposta sismica locale prendono in considerazione l'amplificazione legata agli effetti litologico-stratigrafici e a quelli topografici. Gli effetti litologico-stratigrafici sono dovuti al contrasto di impedenza tra terreni diversi, mentre gli effetti topografici si generano su elementi geomorfologici naturali o artificiali (per convenzione di altezza superiore a 30 m) come cigli di scarpata, creste, cime isolate e guglie.

In realtà, esiste un terzo effetto, definito “*effetto di valle e di bordo vallivo*” che non viene preso in considerazione dalle N.T.C. perché è un fenomeno che non è ancora stato compreso ed è difficilmente quantificabile.

Fatte le dovute valutazioni, in base al modello geologico e geotecnico definito, dal punto di vista sismico, l'area di lottizzazione si può classificare come “*area stabile suscettibile di amplificazione sismica*”, nella quale sarà necessario in fase di progetto dei fabbricati, ricorrere a specifiche indagini per determinare a fini geotecnici, la risposta sismica locale dei singoli lotti.

10. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Allo scopo di fornire un'indicazione di massima sulla misura delle Vs e della frequenza di vibrazione fondamentale del sottosuolo, è stata eseguita un'indagine geofisica con uno stendimento sismico con tecnica Masw, ed una misura di microtremore a stazione singola con tecnica H.V.S.R..

La procedura Masw viene classificata come metodo attivo in quanto utilizza una sorgente di rumore indotta; è molto veloce e semplice in fase di acquisizione e raggiunge buone profondità con discreta risoluzione.

L'analisi sismica è stata realizzata tramite 24 geofoni verticali a 4.5 Hz uniti in array lineare, con acquisitore Sismatrack digitale, della MAE srl.

La spaziatura usata tra i geofoni è stata di 3 metri e quindi la lunghezza complessiva del profilo è risultata essere di 69 metri.

Per una corretta ricostruzione sismica del sottosuolo e una buona stima delle onde Vs, è necessario adottare un modello numerico che può essere rappresentato dalla seguente equazione:

$$V_s = H / \sum h_i / v_i$$

Dove:

V_s = valore di velocità delle onde di taglio (m/s)

H = profondità alla quale si desidera stimare V_s (30 m nel caso di V_{s30})

h_i = spessore dello strato i-esimo (m)

v_i = velocità delle onde Vs all'interno dello strato i-esimo (m/s)

La tecnica a sismica passiva H.V.S.R, Horizontal to Vertical Spectral Ratio, è molto rapida, non invasiva e richiede pochissimo spazio a disposizione.

Con questa tecnica è possibile ottenere informazioni circa:

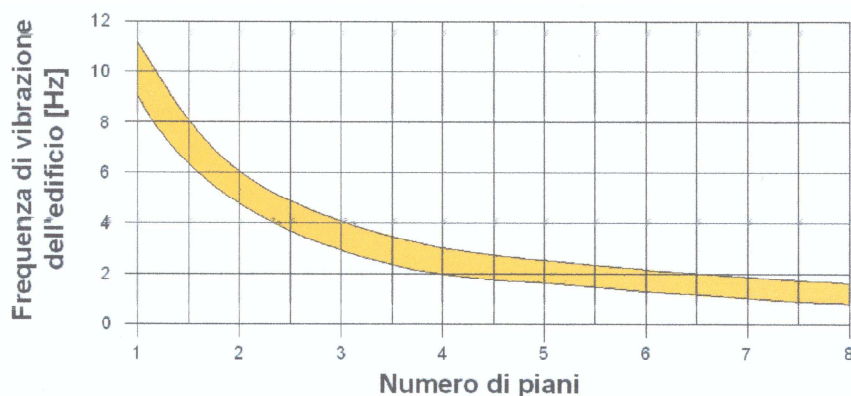
- La *frequenza caratteristica di risonanza del terreno*, di fondamentale importanza per il dimensionamento degli edifici in termini di risposta sismica locale,
- La *frequenza fondamentale di risonanza di un edificio*,
- La *velocità media delle onde di taglio Vs* per la definizione delle V_{s30} e della successiva categoria di sottosuolo,
- La *stratigrafia del sottosuolo*.

Per l'acquisizione dei dati si è usato un geofono triassiale a 2 Hz della ditta MAE srl. Questo strumento registra il microtremore sismico naturale generato da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento), dall'attività antropica e dall'attività dinamica terrestre.

In questo tipo di analisi, è necessario porre la massima attenzione ai fenomeni di *doppia risonanza* cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico trasmesso in superficie e quelle degli edifici edificati od in progetto. In caso di evento sismico infatti gli effetti sull'edificio potrebbero essere disastrosi.

Dal punto di vista empirico, la frequenza di risonanza di un edificio può essere stimata secondo la formula:

$$f_e = 10 \text{ Hz} / \text{numero piani}$$



Il rilievo geofisico con tecnica Masw e H.V.S.R congiunte, ha fornito sia la frequenza di vibrazione naturale del terreno, sia la velocità delle V_{s30} .

La frequenza caratteristica di risonanza del sito, generata dalla discontinuità sismica a più elevato rapporto spettrale (H/V), è di circa 8 Hz.

Frequenza fondamentale di risonanza del sito
$8.18 \pm 0.32 \text{ Hz}$

Data l'ampiezza dei picchi spettrali registrati, si ritiene importante considerare anche le finestre frequenziali 0.7-1.0 Hz e 6.3-9.50 Hz come *range* di possibili valori di vibrazione del terreno in caso di evento sismico.

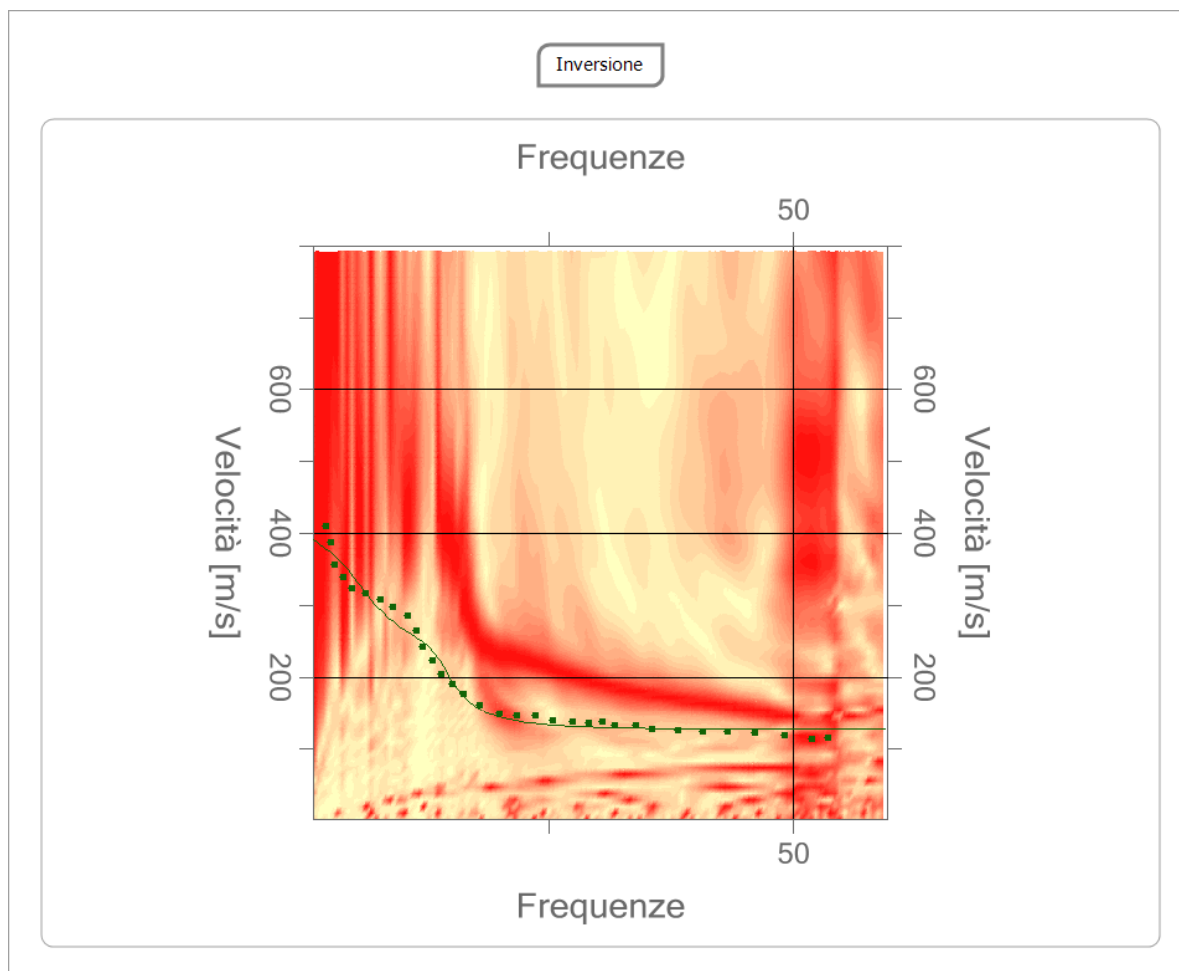
Si dovrà quindi porre attenzione nell'edificare strutture aventi lo stesso periodo di vibrazione del terreno poiché il rapporto H/V calcolato è tale da ipotizzare un fattore di amplificazione del moto sismico in superficie.

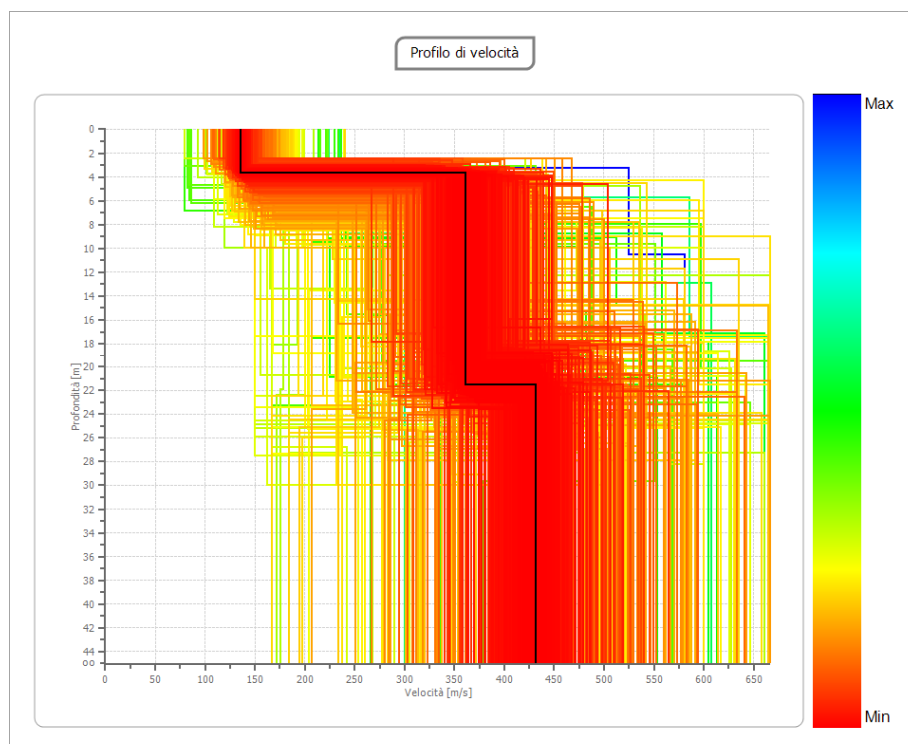
Per quanto riguarda la velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri, si sono elaborati i seguenti valori di V_{s30} :

Profondità piano di posa fondazioni	V_{s30}
3 m da p.c.	$V_s (0-30) \sim 350$ m/s

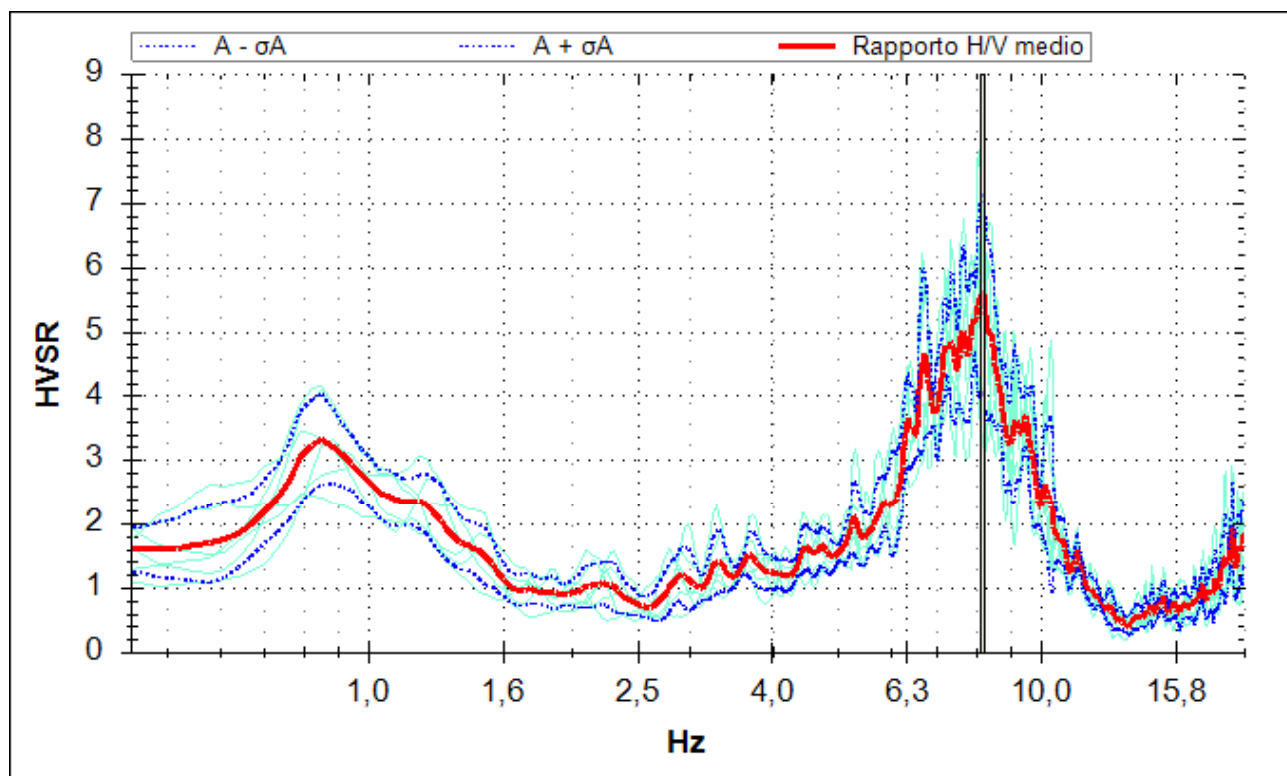
Quindi in riferimento al D.M. 14.01.2008, e sulla base dei parametri elaborati, il sottosuolo del sito in esame è da classificare in categoria "C":

“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fine mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori V_{s30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{spt,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ Kpa nei terreni a grana fine).





curve HVSR:



CRITERI PROGETTO SESAME (Linee guida HVSR 2005):

Per l'affidabilità della curva HVSR devono essere positivi i primi tre parametri mentre per avere un chiaro e pulito segnale del picco massimo devono essere soddisfatti almeno cinque dei sei criteri successivi. Si osserva quindi che il picco a 8,18 Hz soddisfa tutti i criteri e può pertanto essere assunto come frequenza fondamentale di risonanza del sito.

frequenza di picco (f_0): **8,18 $\pm$ 0,32 Hz**

classificazione picco: **evidente**

dettagli affidabilità:

- | | | | |
|----|--|-----------|----------------------------|
| 1) | $f_0 > 10/L_w$: | SI | (8,18 > 0,45) |
| 2) | $nc(f_0) > 200$: | SI | (1080 > 200) |
| 3) | per $f_0/2 < f < 2f_0$, $\sigma A(f) < 2$: | SI | (max $\sigma A(f) = 1,6$) |

dettagli evidenza:

- | | | | |
|----|--|-----------|---|
| 1) | $A(f_-) < A_0/2$: | SI | ($f_- = 2,04$ Hz) |
| 2) | $A(f_+) < A_0/2$: | SI | ($f_+ = 9,80$ Hz) |
| 3) | $A_0 > 2$: | SI | ($A_0 = 5,6$) |
| 4) | $f_{peak}[A(f) \pm \sigma A(f)] = f_0 \pm 5\%$ | NO | ($D_f = 0,82$) |
| 5) | $\sigma f < \varepsilon(f_0)$ | SI | ($\sigma f = 0,32$; $\varepsilon(f_0) = 0,41$) |
| 6) | $\sigma A(f_0) < \theta(f_0)$ | SI | ($\sigma A(f_0) = 1,56$; $\theta(f_0) = 1,58$) |

Si ricorda che qualunque tecnica di geofisica applicata ha un margine di errore intrinseco, variabile in funzione del tipo di tecnica usata, di strumentazione utilizzata e di problematiche incontrate durante la fase di acquisizione.

11. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

E' stato eseguito lo studio geologico del sottosuolo di un'area sita tra via Belvedere e via San Felice, nel Comune di Verona, con lo scopo di verificare la compatibilità del progetto di un Piano Urbanistico Attuativo, in rapporto alle problematiche di ordine geologico-geotecniche che si verranno a creare a lavori ultimati.

Sulla base delle indagini eseguite e dalle considerazioni esposte ai paragrafi precedenti, si conclude quanto segue:

- L'assetto geologico-geomorfologico appare stabile e non sarà sostanzialmente modificato,
- non esistono movimenti gravitativi potenziali o in atto,
- non saranno influenzati assi di drenaggio o sorgenti,
- la falda freatica dovrebbe attestarsi alla profondità di circa 15 m dal p.c. attuale.
- dal punto di vista sismico l'area risulta stabile ma suscettibile di amplificazione sismica.

Quindi, considerato quanto sopra riportato, si può ragionevolmente affermare che le opere in progetto risultano compatibili con l'assetto geologico, geomorfologico, idrogeologico e geotecnico della zona.

Durante la fase progettuale ed esecutiva, come peraltro prevede il D.M.14.01.2008 NTC, dovranno essere redatte le relazioni specialistiche geologica, geotecnica e sismica per ogni opera da realizzare sul sito d'intervento.

TRINCEE ESPLORATIVE - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Trincea n.1



Trincea n.1

TRINCEE ESPLORATIVE - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Trincea n.2



Trincea n.2

TRINCEE ESPLORATIVE - DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



Trincea n.3



Trincea n.3

P.U.A. San Felice - indagine sismica



Stendimento sismico Masw e GRM



Misura a stazione singola H/V