

COMUNE DI CREMA

Provincia di Cremona

Zona sismica 3 (D.G.R. 11 luglio 2014, n. 2129)

Variante al PIANO DI RECUPERO

Variante finale al Piano Attuativo denominato Via
dell'Assedio convenz. il 27 sett. 2013

Denominato: "PROGETTO CONDOMINIO VALERINO"

RELAZIONE GEOLOGICA DI FATTIBILITA'

(R3 ex D.G.R. IX/2616/2011)

RELAZIONE GEOLOGICA (e sismica)

(R1 ex D.M. 17/01/18)

RELAZIONE GEOTECNICA

(R2 ex D.M. 17/01/18)

Il geologo incaricato:

Dott. Geol. Anelli Andrea
Via S. Francesco 14,
26100 Cremona



Committente:

Dott. Renato Daniele Strada
Benedetta Prestini
Fabio Piacentini

Ref. Arch. Simona Prete
via Mazzini, 45
26013 Crema

Data:

25 ottobre 2022

INDICE:

PREMESSA.....	3
RELAZIONE GEOLOGICA DI FATTIBILITA'	4
RELAZIONE GEOLOGICA.....	6
1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO.....	6
2. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO ED IDROGRAFICO	8
3. CARATTERISTICHE LITOLOGICHE E GEOTECNICHE DEI TERRENI	9
4. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	13
5. MODELLO GEOLOGICO	16
RELAZIONE GEOTECNICA.....	16
6. MODELLO GEOTECNICO	16
7. VERIFICA IPOTESI DI FONDAZIONE	17
8. VERIFICA POTENZIALE LIQUEFAZIONE	21
9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	24
ALLEGATO 1 – ESTRATTO MAPPA	26
ALLEGATO 2 – ELABORAZIONE PROVA PENETROMETRICA	27

PREMESSA

Il piano proposto, posto su foglio 32, mapp. 634-635, si riferisce all'ultima porzione di lotto ancora da ristrutturare posto tra vicolo Rino e via Valera. I precedenti interventi di restauro hanno permesso di recuperare, a fini abitativi, porzioni di immobili fatiscenti ed abbandonati attraverso una meditata opera di valorizzazione di un'area di particolare pregio vista la sua contiguità con il complesso conventuale e museale del Sant'Agostino e delle mura venete. L'attuale destinazione del restante complesso immobiliare è esclusivamente residenziale.

Si considerano alcune indagini geognostiche eseguite in prossimità dell'area in esame al fine di determinare il modello geologico e geotecnico di riferimento, e le eventuali considerazioni su interventi di sicurezza.

L'ubicazione dell'area in esame è evidenziata nella corografia della seguente fig. 1.

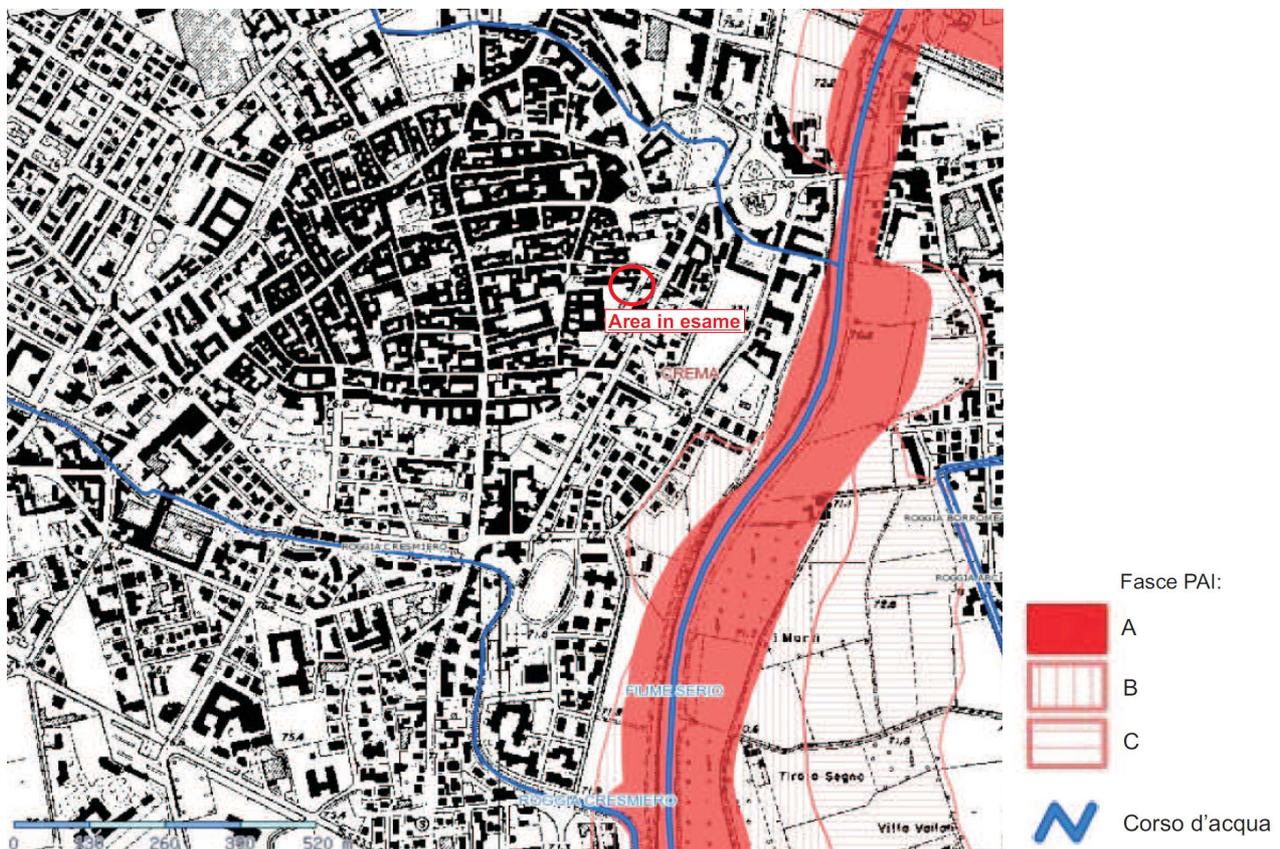


Figura 1 - Estratto da PGT comunale: carta di fattibilità geologica e delle azioni di piano.

La seguente perizia è eseguita avendo come riferimento le seguenti norme:

- DPR 380/2001 - Testo unico per le costruzioni;
- DM 14/01/2008 - Norme tecniche per le costruzioni;
- LR 33/2015 - Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche;

- DGR 5001/2016 - Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica;
- LR 12/2005 - Legge per il governo del territorio;
- DGR 2616/2011 - Aggiornamento dei 'Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del piano di governo del territorio;
- Norme Geologiche di Piano (PGT).

RELAZIONE GEOLOGICA DI FATTIBILITA'

Il territorio di Crema è inserito in Zona sismica 3 (medio pericolo sismico); L'area in esame ricade in una zona a fattibilità geologica 1 (fattibilità geologica senza particolari limitazioni - vedi immagine di seguito).

L'area studiata è posizionata nella porzione urbanizzata del territorio di Crema in prossimità del centro storico (estratto che segue), nella media pianura cremasca; il primo intorno dell'area in esame è formato dalla piana fluvio-glaciale terrazzata costituente il Livello Fondamentale della Pianura, caratterizzata in questo settore del territorio comunale da superfici piane debolmente rilevate circondate da aree ribassate su sabbie calcaree e da depositi prevalentemente alluvionali (Valle del Serio).

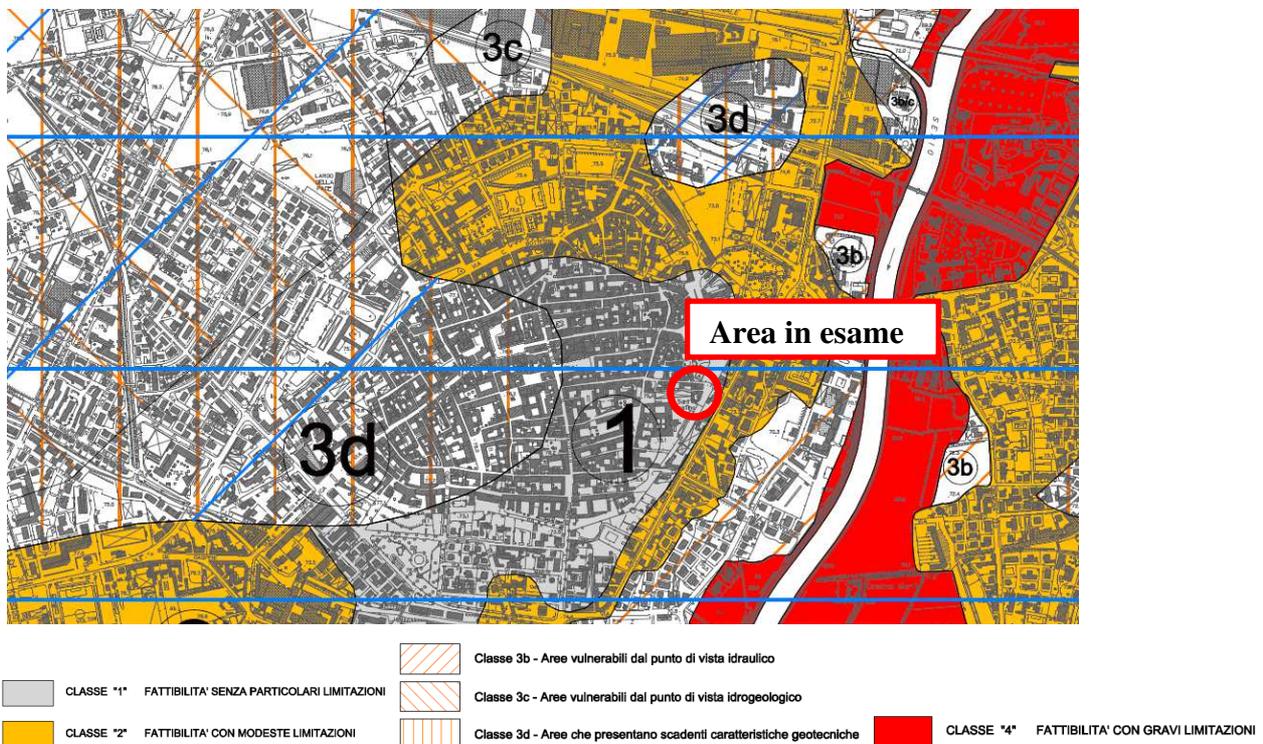


Figura 2 - Estratto da PGT comunale: carta di fattibilità geologica e delle azioni di piano.

I depositi alluvionali sono organizzati con superfici subpianeggianti corrispondenti alle piane alluvionali delle valli più incise, comprese tra i terrazzi antichi e le fasce maggiormente inondabili limitrofe ai corsi d'acqua, da cui sono generalmente separate da gradini morfologici. In questa unità si riconoscono i seguenti tipi di suoli: Aquic Ustifluvents (coarse-loamy mixed (calcareous) mesic), da moderatamente profondi a profondi, limitati da falda o gley, a tessitura franco-sabbiosa, a reazione sub alcalina, saturazione alta e scarsamente calcarei; drenaggio lento e permeabilità moderata; diffusi nelle aree a moderato rischio di inondazione, poco rilevate rispetto al letto fluviale.

L'area è caratterizzata dalla presenza di una notevole ricchezza di forme di origine fluviale con idrografia superficiale orientata prevalentemente da N a S, dovute all'attività deposizionale del fiume Serio e da aree sufficientemente stabili per la presenza di un'idrografia prevalentemente di tipo meandriforme con sedimenti fluviali fini, privi di pietrosità in superficie e di scheletro nel suolo. Tuttavia queste caratteristiche geomorfologiche sono state storicamente obliterate dall'intensa urbanizzazione presente fin dalla dominazione veneta essendo l'area in esame posta all'interno delle mura venete (XV-XVIII).



Figura 3 - Immagine Google Earth dell'area in esame.

RELAZIONE GEOLOGICA

1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

L'evoluzione geologica di tutto il settore della Pianura Padana in cui è inserito il comune di Crema, è legata allo sviluppo della catena alpina inizialmente, e successivamente di quella appenninica, rappresentando all'inizio l'avanfossa del sistema alpino e poi di quello appenninico. Questa depressione è caratterizzata da un profilo asimmetrico con minore inclinazione del lato settentrionale rispetto a quello meridionale. Dal Pliocene (5.3 milioni di anni fa) ad oggi, questa depressione è stata progressivamente colmata da sedimenti in parte marini ed in parte continentali, di elevato spessore, mostrando un'elevata subsidenza.

L'assetto geologico e geomorfologico dell'area (fig. 2) è determinato dal succedersi di cicli erosivo-deposizionali che nel corso del Quaternario continentale contribuirono al colmamento ed alla modellazione dell'area della Pianura Padana. Le sezioni AGIP (1981) hanno mostrato una superficie erosiva netta che tronca i depositi marini dell'avanfossa padana sui quali si sono sedimentati i depositi pleistocenici di facies transizionale e successivamente i depositi continentali del Pleistocene medio superiore dell'Olocene.

Durante il Quaternario continentale (inizio 1.75 milioni di anni fa) la coltre deposizionale è stata originata con fasi alterne di accrescimenti ed erosioni, strettamente correlate all'alternanza di cicli glaciali ed interglaciali che di conseguenza hanno comportato variazioni del livello del mare, determinando superfici di discordanza e terrazzamento presenti in molte aree della pianura cremasca. La dinamica fluviale è il principale fattore della formazione del settore della pianura di cui fa parte il comune in esame, pur con significativi condizionamenti ad opera delle glaciazioni, di fenomeni di subsidenza differenziale in corrispondenza delle strutture negative del substrato, rappresentate da sinclinali sepolte, e dei relativi movimenti neotettonici. La geologia quaternaria di questo tratto di pianura lombarda è strettamente influenzata dall'alternanza delle azioni di deposito ed erosione dei corsi d'acqua, connessi come già evidenziato, ai complessi fenomeni climatici che si sono susseguiti dal Pleistocene ai nostri giorni. Nella pianura cremasca sono attualmente riconoscibili una serie di terrazzi fluviali-scarpate morfologiche la cui altezza è direttamente proporzionale (erosione permettendo) all'età del terrazzo. La sua estensione areale attuale è maggiormente ridotta tanto più è datata l'età del terrazzo, in quanto sottoposto all'azione erosiva negli stadi interglaciali successivi.

La successione dei terrazzi nell'alta pianura cremasca è la seguente:

Fluviale Mindel (Pleistocene medio, da circa 455.000 a 300.000 anni fa): superfici più antiche e poste a quote maggiori, Fluviale Riss (Pleistocene medio, da circa 200.000 a 130.000 anni fa): superfici intermedie per quota ed età, Fluviale Würm (Pleistocene superiore, da circa 110.000 a 12.000 anni fa): superfici più recenti e disposte a quote inferiori. Il "Livello fondamentale della pianura o piano generale terrazzato (LFdP-PGT)", è il risultato dell'ultima fase di esteso colmamento della pianura. Successivamente a tale colmamento alluvionale, nel corso del cataglaciale (fase di ripresa termica - optimum climatico, da 10300 anni fa), ha avuto inizio un ciclo prevalentemente erosivo protrattosi nell'Olocene postglaciale, che ha determinato la formazione delle alte scarpate morfologiche che delimitano le valli dei principali fiumi occupate, a loro volta, dai successivi depositi alluvionali medio recenti.

Il territorio di Crema è posto nella parte centrale del territorio cremonese; l'area in esame è rappresentante dalla piana fluviale e fluvioglaciale terrazzata tardo pleistocenica costituente il Livello Fondamentale della

Pianura (L.F.d.P.), attraversata dalla valle alluvionale del fiume Serio. Il territorio comunale è posto in una zona di transizione tra il Livello Fondamentale della Pianura e i depositi della valle del Serio, caratterizzata da intensi fenomeni di idromorfia. In fig. 4 vengono rappresentate le unità geomorfologiche principali in cui si pone il territorio in esame e in particolare l'area oggetto di intervento.

Si possono evidenziare 2 unità principali (fig. 4):

- Alluvioni fluvioglaciali prevalentemente urbanizzata costituite dal Livello Fondamentale della Pianura: costituisce gran parte della superficie pianeggiante corrispondente alla piana alluvionale delimitata dai terrazzi morfologici principali. È caratterizzata da suoli moderatamente profondi, limitati da substrato sabbioso con scheletro comune, tessitura da media a grossolana, reazione alcalina, saturazione alta, scarsamente calcarei in superficie e calcarei in profondità e con drenaggio buono.

- Valle del Serio – alluvioni ghiaiose sabbiose limose degli alvei abbandonati o attivi: costituisce gran parte della superficie pianeggiante corrispondente alla piana alluvionale inondabile limitrofa ai corsi d'acqua. È caratterizzata da suoli da moderatamente profondi, limitati da falda o clay con scheletro da assente a scarso, tessitura da media a grossolana, reazione subalcalina, saturazione alta, scarsamente calcarei e con drenaggio lento.

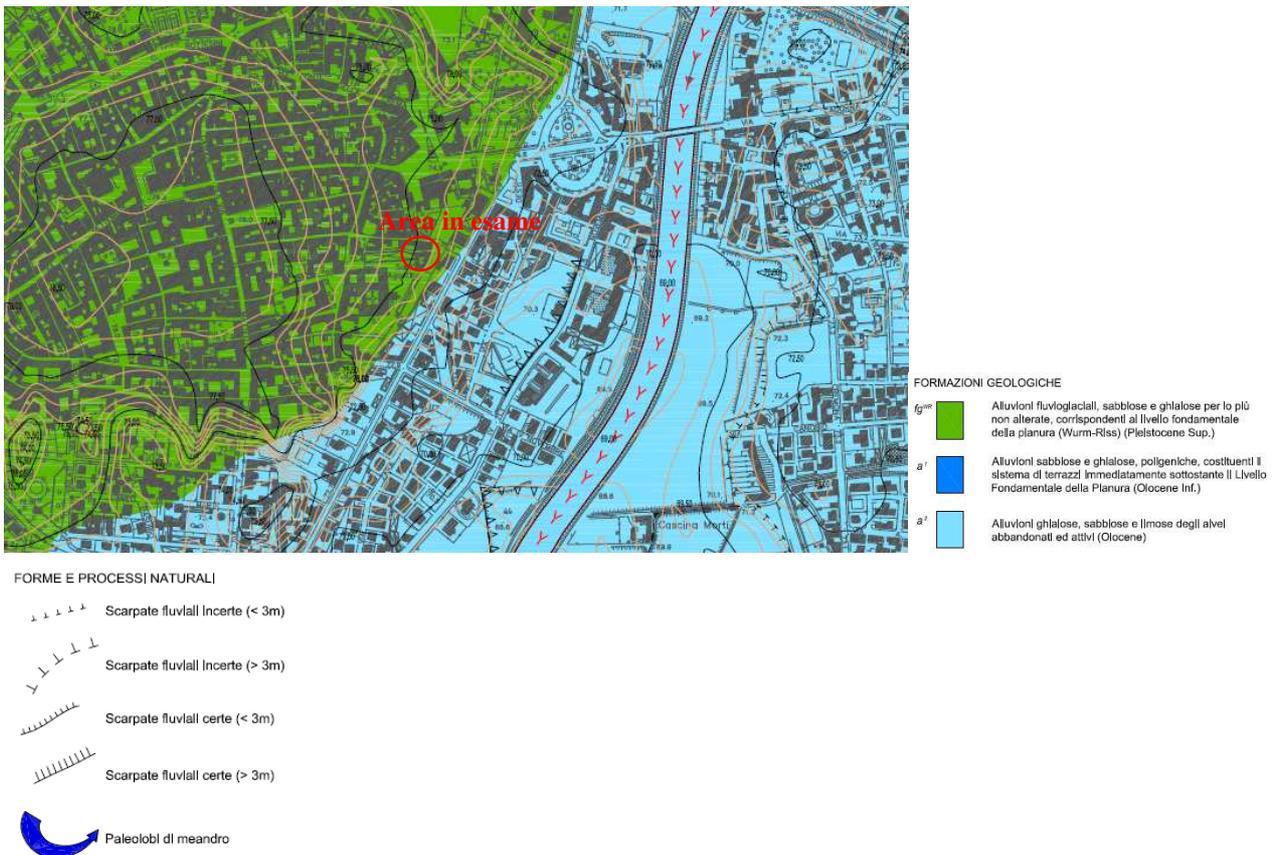


Figura 4 – Carta geologica geomorfologica da PGT.

2. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO ED IDROGRAFICO

In base a quanto osservato in ambito locale è possibile indicare il seguente modello idrogeologico di riferimento, basato sulla suddivisione del sottosuolo nelle due distinte litozone:

- **litozona superficiale**: sede di falda freatica o semifreatica, costituita da una facies a sabbie prevalenti con ghiaie. La potenza di strato è di 40-45 m, l'alimentazione dell'acquifero sotterraneo è diretta, dalla superficie immanente, per infiltrazione di acqua meteorica o irrigua. Vulnerabilità molto elevata.

- **litozona intermedia**: ospita falde più semiartesiane verso il tetto, decisamente artesiane verso il letto della litozona, che può essere collocato intorno a 100-120 m. Sabbie alternate a livelli argillosi con torbe denunciano un ambiente di deposizione di transizione tra continente e mare. Le falde sono sufficientemente ricche di acque ed alimentate per infiltrazione non dalla superficie immanente ma da zone remote o dalla falda soprastante. Buona la protezione costituita dagli acquichiusi potenti 10-20 m.

La soggiacenza media della falda in quest'area è segnalata a circa -6-7 m da p.c. (fig. 6), ricavato dagli studi recenti a scala provinciale sul flusso idrico del sistema acquifero della Provincia di Cremona (Università degli Studi di Milano, 2007) e confermata dai dati del PGT 2010. Il flusso della falda superficiale ha direzione locale NO-SE risentendo dell'azione drenate del fiume Serio (fig. 6-7-8).

La permeabilità media dei primi 15 m di terreno, analizzando le precedenti campagne geognostiche, è pari a $K = 10^{-4}$ m/s, tipica di sabbia pulita e miscele di sabbia e ghiaia pulita. L'area in esame è posta in destra idrografica del Fiume Serio a circa 350 m di distanza; localmente si segnala la roggia Cresmiero che scorre a sud dell'area in esame.

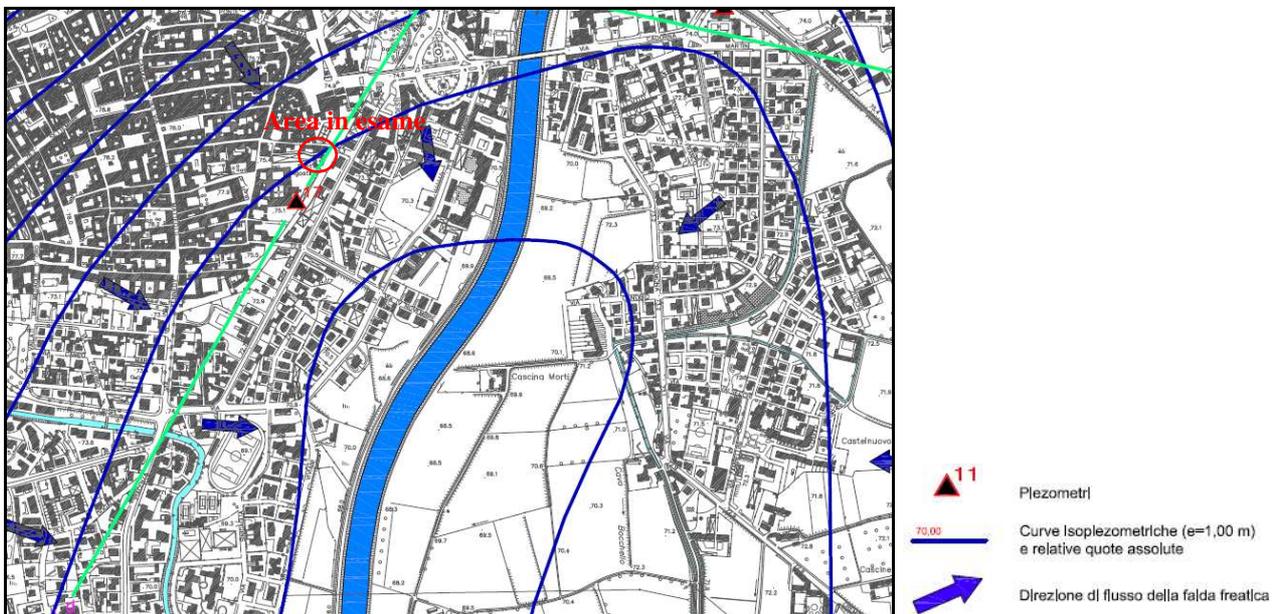


Figura 5 – Carta idrogeologica da PGT.

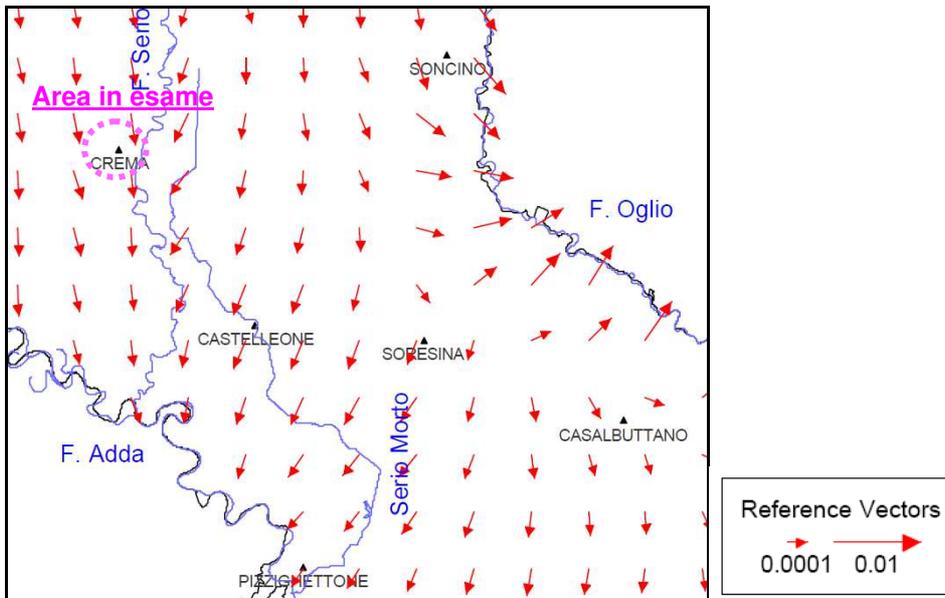


Figura 6 – Gradienti idraulici medi dell’acquifero freatico. (da “Realizzazione di un modello preliminare del flusso idrico del sistema acquifero della Prov. Di Cremona” Università degli Studi di Milano, 2007).

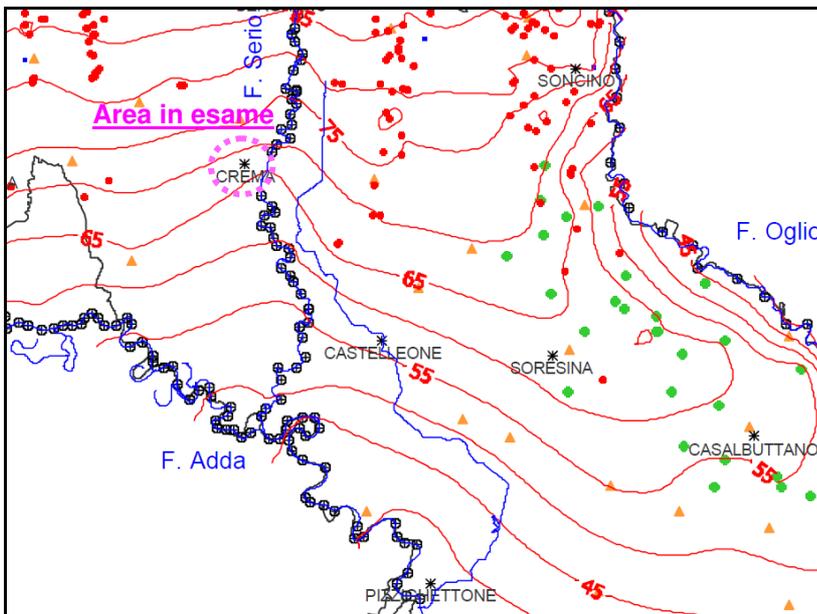


Figura 7 – Curve isopiezometriche dell’acquifero freatico. (da “Realizzazione di un modello preliminare del flusso idrico del sistema acquifero della Prov. Di Cremona” Università degli Studi di Milano, 2007).

3. CARATTERISTICHE LITOLOGICHE E GEOTECNICHE DEI TERRENI

Si descrivono, nel capitolo che qui segue, le caratteristiche litologiche del sito. Al fine di qualificare la natura del sottosuolo dell’area in esame, e delle condizioni delle fondazioni dell’edificio ci si avvale di 3 sondaggi con escavatore meccanico.

Si riporta di seguito la definizione litologica da PGT 2010. L’area è caratterizzata da terreni prevalentemente sabbiosi, sabbioso limosi, e/o sabbioso limosi.

In fig. 8 si evince che l’area in esame è caratterizzata da sabbia fino a -2.00 m da p.c. e

sabbia e ghiaia fino a -6.00 m da p.c. Le caratteristiche geomeccaniche definite nel PGT (2010) sono buone fino ad almeno 6 m di profondità.

Analisi dei sondaggi – condizioni fondazioni esistenti: sono stati eseguiti 3 sondaggi esplorativi perimetrali al fine di verificare la condizione delle fondazioni, e la granulometria dei primi strati di fondazione. La profondità massima raggiunta è circa 1.00/1.20 m. Il primo sottosuolo è stato raggiunto in corrispondenza del sondaggio T3, in cui si notano depositi sabbiosi fini bruni. Nei sondaggi T1 e T2 non è stato raggiunto la base di appoggio sul terreno. Le fondazioni non presentano nei punti analizzati dai sondaggi nessuna presenza di vuoti da dissoluzione idrochimica (fig. 7, 8, 9).

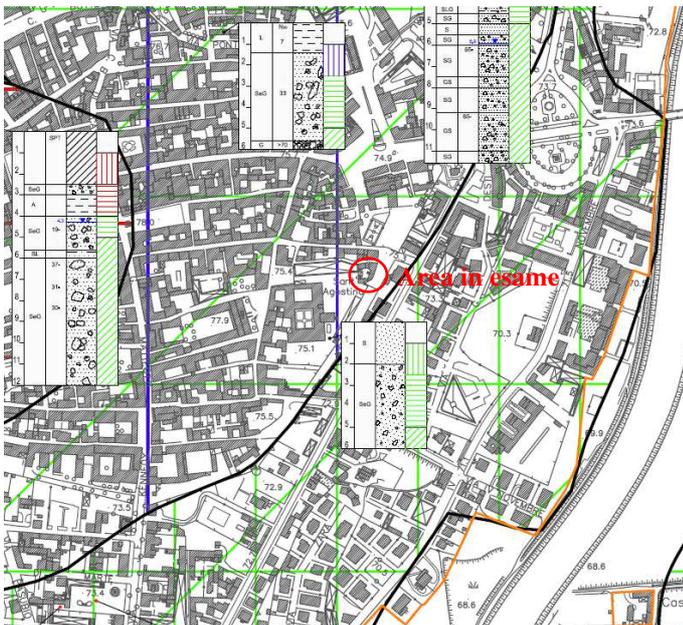


Figura 8 – Carta geologica- tecnica, PGT.



Figura 9 – Sondaggio T1, sono evidenti fondazioni perimetrali in buone condizioni.



Figura 10 – Sondaggio T2.

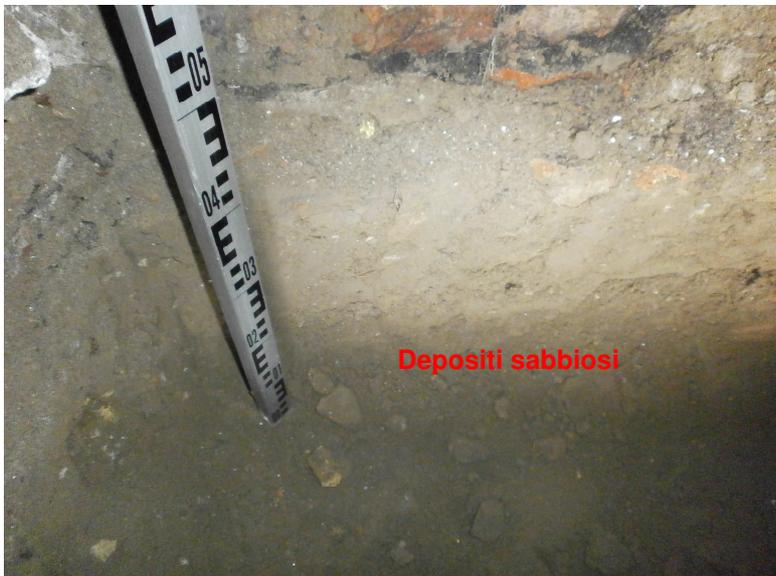


Figura 11 – Sondaggio T3. Sono evidenti i depositi sabbiosi al di sotto del magrone e delle fondazioni di muratura.

Di seguito si riporta l'elaborazione di una prova penetrometrica eseguita in via Matteotti nella stessa unità geologica e di paesaggio e a circa 90 m da quella in esame.

Per un puntuale dettaglio si fornisce, qui di seguito, l'interpretazione delle verticali di prova penetrometrica, eseguita secondo il sistema di classificazione USCS (vedi tabella pg seguente).

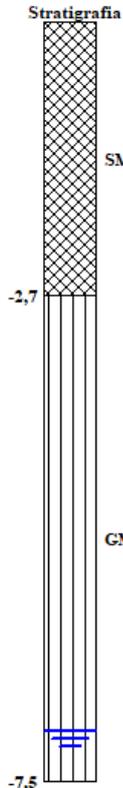
Le elaborazioni della prova penetrometrica eseguita per l'intervento in esame sono riportate in Allegato 3.

Divisioni principali		Simbolo del gruppo	Denominazioni tipiche	Procedure di identificazione in sito	Criteria di classificazione in laboratorio			
1	2	3	4	5	6			
TERRE A GRANA GROSSA Frazione trattata al n. 200 ASTM > 50%	GHIAIE frazione trattata al n. 4 passante n. 200 > 50%	GW	ghiaie pulite con granulometria ben assortita miscelate di ghiaia e sabbia	curva granulometrica ben assortita e comprendente grani di dimensioni molto differenti	* determinare la percentuale di ghiaia e sabbia della curva granulometrica * in relazione alla percentuale di passante al n. 200 le terre granulari vengono classificate come segue: GW, GP, SW, SP GM, GC, SM, SC necessari due simboli (es.: GW-GM) (SW-SM)	$c_u = D_{90} / D_{10}$ $c_c = D_{30} / (D_{10} \cdot D_{60})$ (> 4) (1 < c_c < 3)		
		GP	ghiaie pulite con granulometria poco assortita miscelate di ghiaia e sabbia	curva granulometrica poco assortita e ristretta a grani di dimensioni molto simili		non soddisfatte le relazioni sopraindicate per GW		
		GM	ghiaie limose miscelate di ghiaia, sabbia e limo	la frazione fine è caratterizzata da una modesta plasticità		lim. di Atterberg sotto la retta «A» o $PI < 4$		
		GC	ghiaie argillose miscelate di ghiaia, sabbia e argilla	la frazione fine presente è plastica		lim. di Atterberg sopra la retta «A» o $PI > 7$		
		SW	sabbie pulite con granulometria ben assortita sabbie ghiaiose	curva granulometrica ben assortita e comprendente grani di dimensioni molto differenti		$c_u > 6$ $1 < c_c < 3$		
	SABBIE frazione passante al n. 4 passante n. 200 > 50%	SP	sabbie pulite con granulometria poco assortita	curva granulometrica poco assortita e ristretta a grani di dimensioni molto simili		non soddisfatte le relazioni sopraindicate per SW		
		SM	sabbie limose miscelate di sabbia e limo	la frazione fine presente è caratterizzata da una plasticità modesta o nulla		lim. di Atterberg sotto la retta «A» o $PI < 4$		
		SC	sabbie argillose miscelate di sabbia e argilla	la frazione fine presente è plastica		lim. di Atterberg sopra la retta «A» o $PI > 7$		
		TERRE A GRANA FINE Frazione passante al n. 200 ASTM > 50%						
		se $w_L < 50\%$ indice L sotto la retta «A» e nella zona tratteggiata del diagramma di plasticità OL limi organici argille limose organiche di bassa plasticità						CARTA DI PLASTICITÀ DI CASAGRANDE (per la classificazione delle terre a grana fine)
sopra la retta «A» e nella zona tratteggiata del diag. di plast. CL argille inorganiche di medio-bassa plasticità; argille ghiaiose o sabbiose; argille limose; argille magre								
se $w_L \geq 50\%$ indice H sotto la retta «A» del diagramma di plasticità OH argille organiche di medio-alta plasticità limi organici								
sopra la retta «A» del diagramma di plasticità MH limi inorganici; sabbie fini o limi micacei o dilatometici;								
CH argille inorganiche di elevata plasticità; argille grasse								
TERRE ALTAMENTE ORGANICHE		P ₁	torbe ed altre terre altamente organiche					
				resistenza alla frantumazione	reazione allo scuotimento	consistenza in prossimità di w_p		
				bassa-media	lenta	bassa		
				nulla-bassa	rapida-lenta	nulla		
				media-alta	nulla molto lenta	media		
				media-alta	nulla molto lenta	bassa-media		
				bassa-media	nulla-lenta	bassa-media		
				alta	nulla	alta		

Nota: $c_u = D_{90} / D_{10}$ = coefficiente di uniformità
 $c_c = D_{30} / (D_{10} \cdot D_{60})$ = coefficiente di curvatura

Stratigrafia elaborazione prova penetrometrica dinamica.

Prova penetrometrica dinamica continua Prova dinamica - Analisi geotecnica



SM [$\gamma = 15,1$ | $\phi = 29$ | $\phi_{vc} = 25$ | $Id = 27,4$ | $Su = 0$ | $Md = 4,9$ | $E = 4,4$ | $G = 23,2$ | $Vs = 94$]

GM [$\gamma = 18,7$ | $\phi = 35$ | $\phi_{vc} = 30$ | $Id = 40,4$ | $Su = 0$ | $Md = 20,4$ | $E = 15,7$ | $G = 99,2$ | $Vs = 216$]

- γ = peso di volume umido (kN/m³)
- ϕ = angolo d'attrito (°)
- ϕ_{vc} = angolo d'attrito (volume costante) (°)
- Id = indice di densità relativa (%)
- Su = resistenza al taglio non drenata (kPa)
- Md = modulo confinato (MPa)
- E = modulo di Young (MPa)
- G = modulo di taglio (MPa)
- Vs = velocità onde di taglio (m/s)

PGS_DP ver. 3.2 ©Dario Flaccovio Editore

4. PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE

Il territorio di Crema è inserito in Zona sismica 3 (pericolo sismico basso). Come suggerisce Regione Lombardia è possibile associare l'area in esame allo Scenario PSL Z4a (non segnalata nella cartografia del PGT): zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi.

Quindi gli effetti possibili degli scenari di pericolosità sismica locale evidenziati dallo studio geologico sono amplificazioni litologiche e geometriche.

Definizione dell'accelerazione orizzontale propria del sito (Ag):

Applicando le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18), per definire principalmente l'accelerazione orizzontale propria del sito, si introduce un sisma di progetto, considerando punti di ancoraggio (nodi) di una rete di 4 km di lato. Sono introdotti gli Stati Limite sismici probabilistici e l'intensità della componente orizzontale del sisma è trattata come campo aleatorio (in ogni punto del territorio il sisma è rappresentato da una variabile aleatoria).

Qui di seguito sono definiti i parametri da inserire nella NUOVA VERSIONE SPETTRI DI RISPOSTA VER.1.03 del programma sperimentale che fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale, fornito dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti per la verifica geotecnica in aree sismiche e secondo le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni.

Classificazione della struttura e sito in esame:

- categoria topografica T1 (orizzontale);
- edificio con vita nominale della struttura $V_n = 50$ anni;
- classe d'uso (classe di importanza secondo EC8): II;
- coefficiente d'uso $C_u = 1.0$;
- periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_r = V_n \times C_u = 50 \times 1.0 = 50$ (anni);
- coordinate geografiche del sito: (WGS84 GD) 45.362016 N, 9.692120E.

Di seguito sono trascritti i dati utili per i calcoli relativi all'ipotesi di fondazione (Tabella 1).

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,030	2,487	0,199
SLD	50	0,037	2,530	0,217
SLV	475	0,091	2,513	0,284
SLC	975	0,117	2,512	0,294

Tabella 1

Dove si ha che:

Ag: accelerazione orizzontale massima al sito (0.091g);

F₀: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tc: periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

SLO: stato limite di operatività;

SLD: stato limite di danno;

SLV: stato limite di salvaguardia della vita;

SLC: stato limite di prevenzione del collasso.

Determinazione Vs,eq e degli effetti litologici (fattore amplificazione, metodo Regione Lombardia).

Si considerano alcune linee sismiche (microtremore) eseguita a sud del centro storico (zona ospedale) a poca distanza dall'area in esame, appartenente alla stessa unità geomorfologica dell'area in esame.

La prova sismica, è stata eseguita per rilevare la velocità delle onde di taglio (onde S) nel sottosuolo. Successivamente si è proceduto all'elaborazione dei dati con la finalità di ricostruire il periodo di vibrazione del sito ed il fattore di amplificazione sismica ai sensi della LR 12-2005.

L'approfondimento sismico con indagine sismica (microtremore) ha consentito di misurare le velocità delle onde di taglio (onde Vs,eq) nel sottosuolo.

Per velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio (Vs,eq) si intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati nei primi metri di profondità dal piano di posa della fondazione, secondo la relazione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Dove N è il numero di strati individuabili nei primi metri di suolo, ciascuno caratterizzato dallo spessore h(strato) e dalla velocità delle onde S Vs(strato). Per H si intende la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio Vs,eq è definita dal parametro Vs30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

L'elaborazione dei risultati è finalizzata alla definizione del periodo naturale dei siti e a definire il fattore di amplificazione sismica locale (F_a), come indicato dai Criteri attuativi di natura geologica, idrogeologica e sismica della L.R. 12/2005 (DGR 2616/2011). I dati individuati con le indagini sismiche effettuate nel territorio cremasco (velocità, m/s e profondità, m) dei singoli strati sono compendiate in Tabella 1.

Le velocità V_{s30} , calcolate nei primi 30 m in **m/s** sono riportate in Tab. 1.

Linea	Strato 1		Strato 2		Strato 3		Strato 4	
	H1	Vs1	H2	Vs2	H3	Vs3		Vs4
osp-1	7.0	200	36	360	70	280		800

Tabella 1 – distribuzione verticale delle Vs.

Date le caratteristiche rilevate, la scheda litologica con la distribuzione delle Vs più simile a quella riscontrata (vedi fig. 12), è la scheda “sabbie”. La curva utilizzata per il calcolo del periodo è la Curva 2, scelta sulla base dello spessore e della velocità del primo strato. Per gli edifici con periodo inferiore a 0.5 s, la formula utilizzata per il calcolo di F_a (periodo proprio del sito maggiore di 0.8 s) è quella relativa al tratto rettilineo ($F_a=1$).

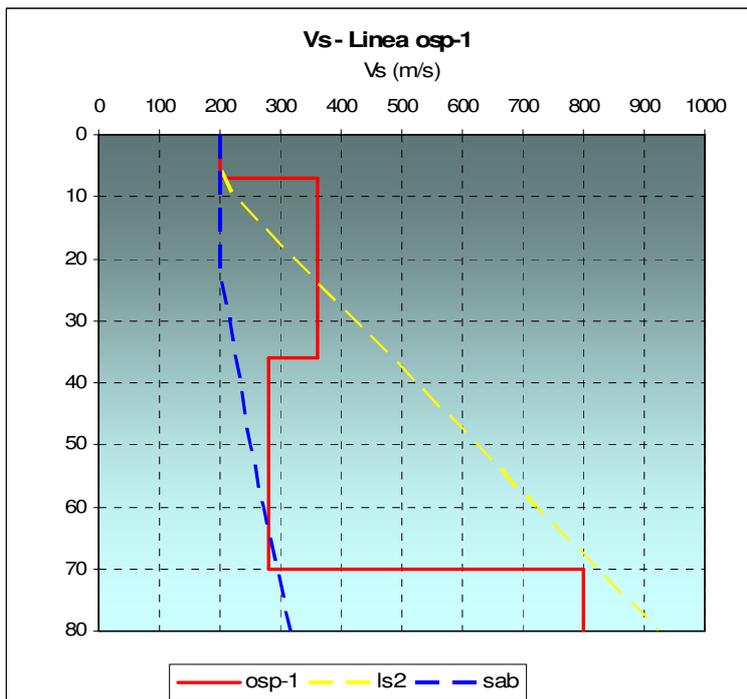


Figura 12 – Sondaggio T3.

In Tabella 2 sono sintetizzati i valori di V_{s30} (velocità media delle Vs nei primi 30 m), il tipo di suolo sismico, il periodo proprio del sito (T_p) calcolato dalle Vs ed i valori calcolati del Fattore di Amplificazione (F_a) per le due tipologie di edifici: $0.1 < T \leq 0.5s$ e $T > 0.5s$. Nell'ultima riga sono riportati i valori soglia (di riferimento) forniti da Regione Lombardia.

Linea	$V_{S,eq}$	Terreno di fondazione	Periodo (T_p)	Fa ($T=01-0.5$ s)	Fa ($T>0.5$ s)
osp-1	303	C	0.92	1.0	1.8
Fa di riferimento Regione Lombardia – Comune di Crema				1.8	2.4

Tabella 2 – V_{S30} , Terreno di Fondazione, T_p e F_a .

Poiché i valori di F_a calcolati sono **inferiori** di quelli forniti dalla regione Lombardia, sia per gli edifici con periodo inferiore che superiore a 0.5 s, in fase progettuale, in tutte le aree indagate soggette a predominante rischio di tipo litologico (scenario di PSL Z4) potranno essere utilizzati gli spettri di normativa validi per il la **categoria di suolo sismico C** (***depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 180 m/s e 360 m/s***).

Questa definizione viene confermata inoltre dall'analisi sismica effettuata nella componente geologica del PGT (2010).

5. MODELLO GEOLOGICO

Il **modello geologico** relativo al sito in discussione, considerando il contesto geologico locale in cui si inserisce, è definito come qui segue.

L'area in esame è caratterizzata da un'area appartenente alla Livello Fondamentale della Pianura subito ad ovest della Valle Alluvionale del Fiume Serio. I sedimenti sono prevalentemente sabbiosi e sabbioso ghiaiosi.

RELAZIONE GEOTECNICA

Sulla base delle indagini eseguite ed analizzate per la Relazione Geologica si definisce il modello geotecnico da utilizzare per la verifica strutture in esame.

6. MODELLO GEOTECNICO

Il **modello geotecnico** viene di seguito definito.

Sono state individuate le seguenti litozone derivanti dalle indagini geognostiche considerate:

Litozona A: depositi sabbioso fine o sabbioso limosi scarsamente addensati con riporto

antropico fino a -1.80/2.70 m da p.c., $\gamma_p \approx 14-16$ KN/m, ϕ da 24° a 25° ;

Litozona B: litozona variabile presente dal letto della litozona A fino alla massima profondità considerata -7.50 m da p.c., con sabbia media con ghiaia, $\gamma_p \approx 17-18$ KN/m, ϕ da 28° a 31° .

γ_p : peso di volume umido,

ϕ : angolo di attrito.

La falda superficiale è posta a profondità maggiore di -6.00/7.00 m da p.c. con probabile risalita di 1.00 m durante la stagione piovosa o di irrigazione.

Sulla scorta dei dati geognostici e di quelli geofisici si definisce, nella seguente Tabella 4, il **modello geologico-geofisico di riferimento**, con evidenziate le litozone, i relativi angoli di attrito interno, la velocità V_{s30} e la tipologia di suolo sismico:

Profondità (m) da p.c.	Litozona	$\Delta \phi$	V_s media(m/s)	Tipo di suolo sismico da adottare
0.00-1.80/2.70	A	$24^\circ - 25^\circ$	208	C
1.80/2.70-7.50	B	$28^\circ - 31^\circ$		

Tabella 4 - Modello geologico – geotecnico.

7. VERIFICA IPOTESI DI FONDAZIONE

Qui di seguito è trattata, al fine di valutare la capacità portante dei terreni superficiali caratterizzati con la campagna geognostica, la seguente ipotesi di fondazione a supporto dell'edificio esistente oggetto di intervento risanamento, con travi perimetrali.

Fondazione a trave 1.00×10.00 m², piano di posa ~ -1.30 m da p.c., capacità portante indicativa da verificare $E_d = 0.50$ kg/cm².

Si discute, con il metodo degli stati limite.

La verifica, relativa all'ipotesi di fondazione considerata, si riferisce alle loro "condizioni normali", che non necessitano di alcun rinforzo strutturale ed hanno come solo riferimento la portanza del terreno. S'ipotizza che la fondazione risponda in modo solidale alle sollecitazioni della struttura gravante su di essa.

La verifica della capacità portante della fondazione che segue è costituita dalle seguenti **4 fasi**:

1) definizione statistica del valore di progetto dell'angolo di attrito ϕ , e del peso del terreno γ , per le litozone individuate nel modello geologico di riferimento, che sono coinvolte nell'iterazione fra fondazione e terreno di fondazione; essendo piccolo il volume basale interessato si ha che la conseguente superficie di rottura potrebbe svilupparsi interamente all'interno di una zona di strati deboli, non ottenendo compensazione delle fluttuazioni della resistenza del terreno. La valutazione statistica adottata tiene nel dovuto conto questo rischio e ad esso si adegua abbassando

sensibilmente il valore dell'angolo di attrito interno (5° percentile della distribuzione normale, per la litozona A dove sarà posta la fondazione);

2) determinazione del carico verticale di progetto (Ed) applicato sulla fondazione da verificare;

3) calcolo della capacità portante della fondazione;

4) verifica agli stati limiti ultimo, secondo la seguente disequazione: **Ed < Rd**, dove Ed è la componente della risultante delle forze normali agenti sulla fondazione e Rd è il valore di progetto della resistenza del terreno in relazione alla fondazione di progetto.

Per la verifica agli stati limite ultimo si adotta per entrambi i casi l'**Approccio 2**, combinazione unica, (A1, M1, R3). Ai carichi (A1) si applica il coefficiente moltiplicativo γ_f pari a 1.3, ai parametri geotecnici (M1) si applicano i coefficienti riduttivi γ_m , tutti pari all'unità, al risultato della verifica della capacità portante si applica il coefficiente riduttivo γ_R , pari a 2.3. Di seguito si riassumono i coefficienti parziali per le azioni (A), per i parametri geotecnici (M) e per le resistenze (R):

Approccio 2 (DA1) combinazione unica		
A1= 1.3	M1= 1	R3=2.3

1) Definizione statistica del valore di progetto dell'angolo di attrito ϕ per le litozone specifiche individuate nel modello geologico di riferimento.

Applicando il metodo indicato nelle NTC, si ricavano valori caratteristici applicando l'analisi statistica per parametri geotecnici rilevati e che seguono una distribuzione normale. Considerando le fondazioni di progetto, l'ipotetica superficie di rottura sarà piccola; di conseguenza si ricava il seguente valore di progetto "Xd" da utilizzare nella verifica per gli stati limite. Qui di seguito è illustrato il calcolo del valore di progetto "Xd" dell'angolo di attrito interno ϕ e del peso di terreno mediante analisi statistica.

Valori caratteristico e di progetto di γ (profondità indicativa 1.00-2.00 m):

5° percentile distribuzione della media

Per PICCOLI volumi di rottura e distribuzione normale (γ)
(ciò avviene in genere in piccoli plinti, pali, travi in situazioni di rottura locale)

Parametro	γ
dati	media dati
15,1	15.97
15,1	COV Φ %
14,7	2
	n° dati
	4
	σ : deviazione standard

Xk	Valore caratteristico
14.5	
Xd	Valore di progetto
11.7	

Formula indicativa: $x_k \approx \bar{x} - 1.645 * \sigma$

COV: coefficiente di variazione

Valori caratteristico e di progetto di ϕ (profondità indicativa 1.00-2.00 m):**5° percentile distribuzione della media**

Per PICCOLI volumi di rottura e distribuzione normale (Φ)

(ciò avviene in genere in piccoli plinti, pali, travi in situazioni di rottura locale)

Parametro ϕ			
dati	media dati	Xk	
25	24.67	23.9	Valore caratteristico
25	COV Φ %	Xd	
24	2	19.5	Valore di progetto
	n° dati		
	4		
	σ : deviazione standard	Formula indicativa: $x_k \approx \bar{x} - 1.645 * \sigma$	

COV: coefficiente di variazione

Si assume come valore di riferimento dell'angolo di attrito ϕ e del peso di terreno γ rispettivamente i valori di **19.5°**, e di **11.7 KN/m³**, (valori di progetto) ottenuti dall'analisi statistica dei dati, in quanto risulta un'elevata disomogeneità del primo sottosuolo e scarso addensamento.

2) Determinazione del carico verticale di progetto (Ed) da applicare alla fondazione da verificare: si applica il coefficiente moltiplicativo γ_f ai carichi applicati che è pari all'unità.

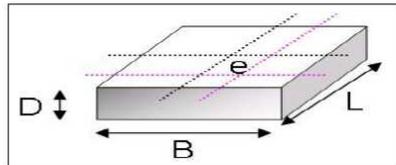
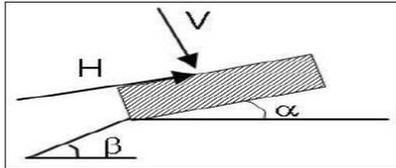
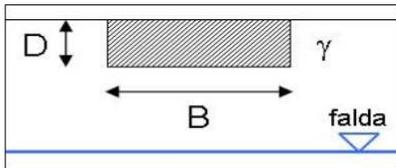
$$Ed = Ed \times \gamma_f = 0.6 \times 1.3 = \underline{\underline{0.78 \text{ kg/cm}^2 \text{ (DA VERIFICARE IN FASE ESECUTIVA)}}$$

3) Calcolo della capacità portante della fondazione:

DETERMINAZIONE DEL CARICO LIMITE NEL CASO DI TERRENI GRANULARI
(Generalizzazione di Brinch-Hansen, EC8)

Formula generale:

$$Q_{lim} = 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q z_q$$



FORMULE INDICATIVE:

$$N_q = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2}) \cdot e^{\sigma \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot g\phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_q = s_\gamma$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot g\phi} \right]^{(m+1)}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{N + B \cdot L \cdot c \cdot \cot g\phi} \right]^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Se $D \leq B \Rightarrow d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B} \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2$

Se $D > B \Rightarrow d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1}(\frac{D}{B})$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$z_\gamma = z_q = (1 - k_h/tg\phi)^{0.35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 k_h$$

$$k_h = (S \times a_e)/r$$

Dati d'ingresso	
Terreno di fondazione	
Coesione (c')	0 kPa
Angolo di attrito di progetto (ϕ')	19,5 °
Peso di volume terreno di fondazione (γ_1)	11,7 kN/m ³
Peso di volume terreno sopra fondazione (γ_2)	11,7 kN/m ³
Inclinazione piano campagna	0 °
Fondazione	
Larghezza (B)	1,00 m
Lunghezza (L)	10,00 m
Profondità piano di posa (D)	1,30 m
Eccentricità dei carichi (e)	0,0 m
Inclinazione piano di posa	0 °
Carichi inclinati	
Componente orizzontale (H)	0 t
Componente verticale (N) (da verificare)	0,65 Kg/cm ²
Fattori sismici (EC8)	
Coeff. di suolo (A=1; B,C,E=1,25; D=1,35)	1,25
Accelerazione di progetto	0,091 g

Fattori capacità portante	
N _γ	5,02
N _c	14,37
N _q	6,09
Fattori forma della fondazione	
s _γ	1,02
s _c	1,04
s _q	1,02
Fattori inclinazione del carico	
i _γ	1,00
i _c	1,00
i _q	1,00
Fattori inclinazione piano di posa	
b _γ	1,00
b _c	1,00
b _q	1,00
Fattori inclinazione piano campagna	
g _γ	1,00
g _c	1,00
g _q	1,00
Fattori profondità piano di posa	
d _c	1,34
d _q	1,29
Fattori sismici (EC8)	
z _γ	0,87
z _c	0,96
z _q	0,87

Risultato		
Pressione limite (Q _{lim})	132,4 kPa	1,324 kg/cm ²
Coefficiente di sicurezza parziale (γ _r)	2,3	
Pressione ammissibile (Q _{amm})	66,2 kPa	0,662 kg/cm ²
Q _{amm} = [(Q _{lim} -Q ₀)/F _s]+Q ₀		

Dove γ_r rappresenta il coefficiente di sicurezza parziale per la verifica agli stati limite ultimi della capacità portante di fondazioni superficiali. **NON SI APPLICA AL PESO DEL TERRENO SOPRA IL PIANO DI FONDAZIONE**

Il carico ammissibile (pressione ammissibile, Rd) **Q_{amm} = 0.66 Kg/cm²**.

4) Verifica agli stati limiti ultimi: Ed < Rd

Dove Ed (componente delle risultanti delle forze agenti sulla fondazione) = 0.65 kg/cm²;

Rd (valore di progetto della resistenza del terreno per la fondazione trattata) = 0.66 kg/cm²

→ **Ed (0.65 kg/cm²) < Rd (0.66 kg/cm²) VERIFICATA**

La capacità portante ultima (SLU) della fondazione considerata con piano di fondazione a -1.30 m da p.c. è 0.66 kg/cm².

STIMA DEI CEDIMENTI PER FONDAZIONE SUPERFICIALE (SLE)

Il calcolo dei cedimenti (di consolidazione) riferito alle ipotesi di fondazione, qui di seguito riportato, è relativo alle verticali di prova, ed ha valore indicativo. Il fattore $\Delta\sigma$ è il prodotto del carico ammissibile Q_a per un coefficiente di riduzione K che è in funzione della larghezza minima della fondazione e del baricentro dello strato considerato e si ricava con il metodo Bousinessq; α è un coefficiente correttivo in funzione della litologia dello strato considerato; M_v è il coefficiente di compressibilità volumetrica, R_{pm} è la resistenza dinamica ipotizzata per gli strati di sottofondazione (Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977), mentre il calcolo dei cedimenti viene considerata la verticale di prova considerata.

Strato (m)		h (m) ¹	R _{pm} (kg/cm ²)	α	M _v (Kg/cm ²) ⁻¹	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	Δh_c (cm) ²
1,30	4,50	3,2	14	5,50	0,0130	0,455	1,89
Cedimenti trascurabili per profondità maggiori.					Cedimento totale (cm):		1.89

I cedimenti massimi sono nella tolleranza; aumentando anche di poco il carico sulle fondazioni, considerando la natura poco addensata e poco omogenea degli strati superficiali si potrebbero avere dei cedimenti imprevisti, non compatibili con le strutture di progetto.

Tabella sinottica capacità portante fondazione trattata:

Fondazione	Profondità (m)	Rd (capacità portante)	Cedimento immediato
Trave 1.00 m x 10.00 m	1.30	0.66 kg/cm ²	1.89 cm

8. VERIFICA POTENZIALE LIQUEFAZIONE

Viene valuta la probabilità di liquefazione per gli strati di fondazione per la struttura in esame. Usualmente la liquefazione si verifica in depositi recenti di sabbia e sabbia siltosa, depositi che si trovano spesso vicino a fiumi e in presenza di falda (quindi saturi) e sono suscettibili alla liquefazione soprattutto suoli non coesivi (sabbie e limi) con basso contenuto di fini plastici (meno del 15 %).

Al fine di verificare la liquefacibilità degli strati di fondazione dell'area in esame si ridefinisce le caratteristiche geotecniche riprendendo una verticale di prova penetrometrica

¹ Spessore strato considerato.

² Cedimento per ogni singolo strato considerato.

descritta precedentemente.

Applicando il metodo delle Zone Sismogenetiche si ha come magnitudo momento di riferimento M_w per l'area in esame pari a 6.6 (condizione cautelativa).

Nel caso in esame gli strati di fondazione non hanno possibilità di subire liquefazione, avendo la quota della falda inferiore al piano di fondazione; il potenziale di liquefazione risulta sempre nullo.

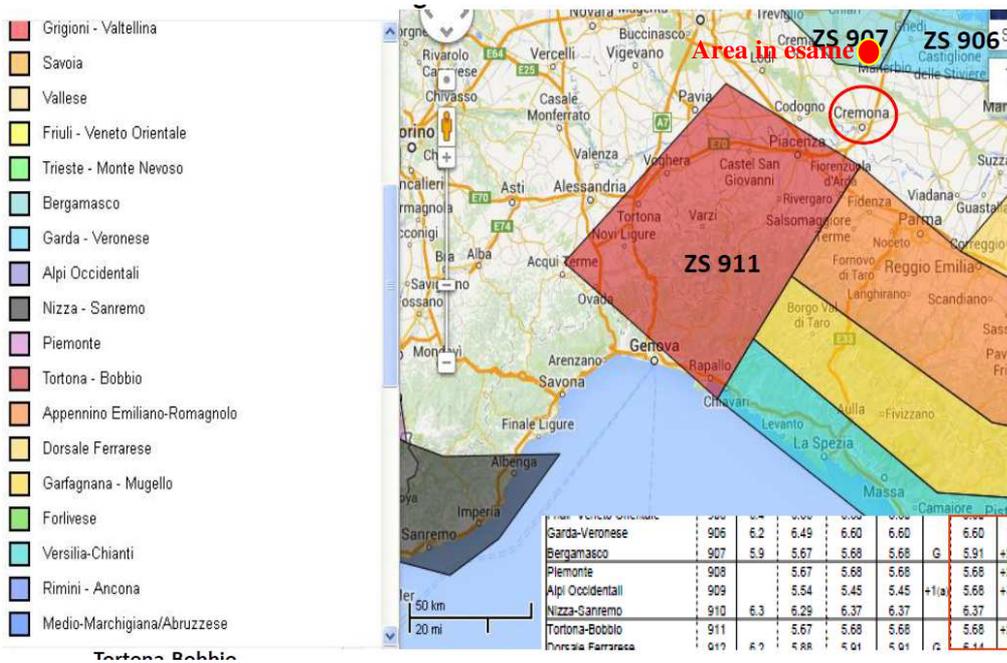
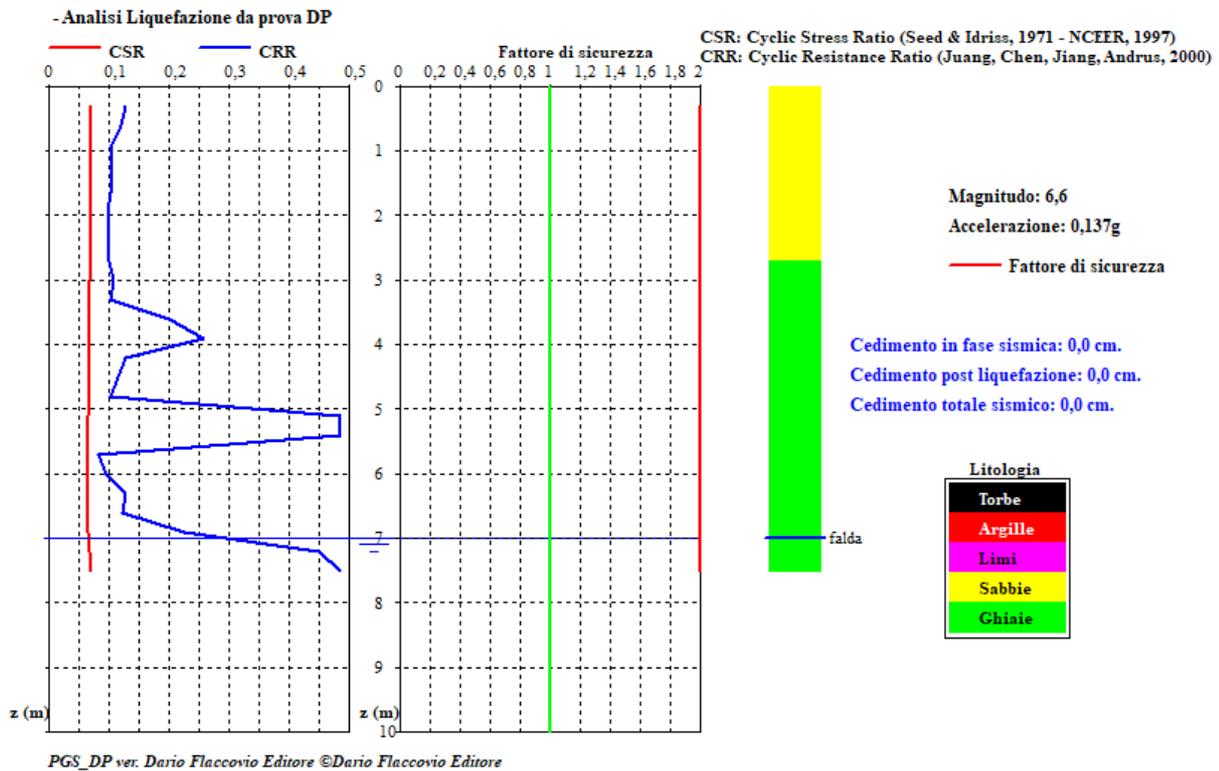
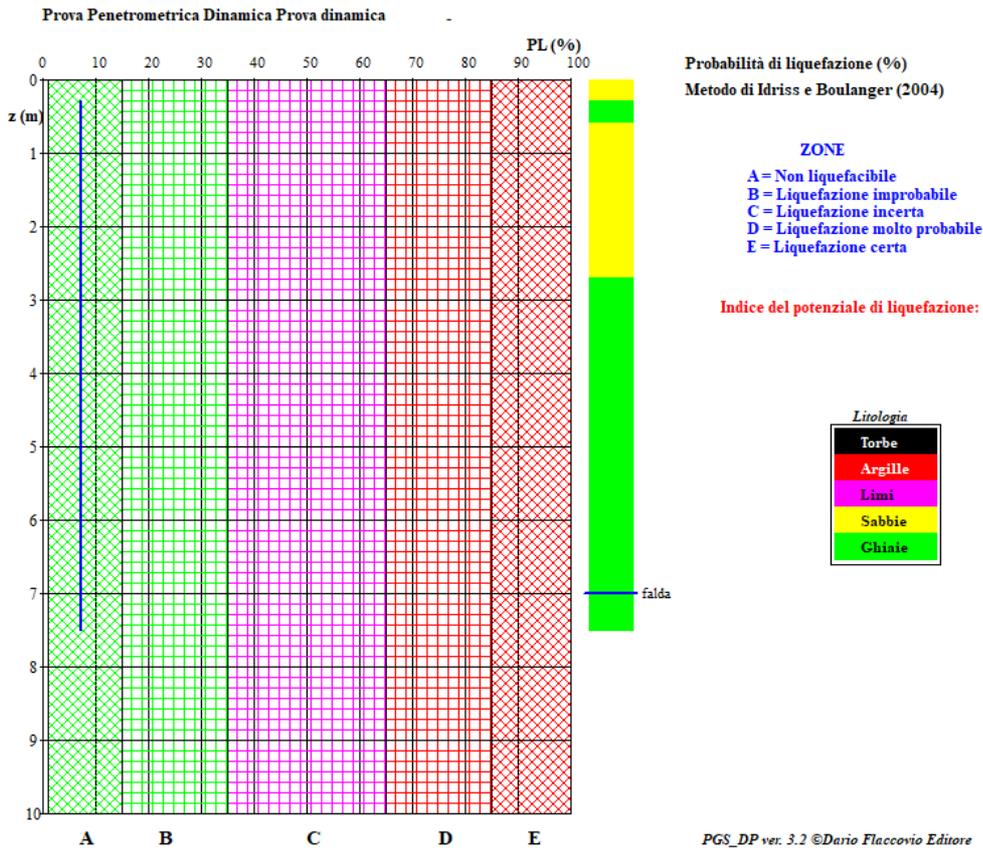


Figura 13 – Da “Rapporto conclusivo”, aprile 2004 del Gruppo di lavoro per la redazione della mappa sismica – INGV.

È stato utilizzato il metodo Idriss-Boulanger e nei grafici che seguono sono evidenziati i seguenti dati:

- profondità di prova,
- litologia assegnata,
- CSR (Ciclic Stress Ratio – rapporto di tensione ciclica),
- CRR (Ciclic Resistance Ratio – rapporto di resistenza ciclica),
- coefficiente di sicurezza,
- accelerazione al sito,
- magnitudo calcolata,
- cedimento in fase sismica,
- cedimento posto liquefazione,
- cedimento totale dovuto al sisma.



9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il sito in discussione è stato indagato sia sotto l'aspetto geologico che sismico e se ne riassume, qui di seguito e in Tabella A, il modello geotecnico:

Il Comune è collocato in Zona sismica 3 (bassa sismicità).

L'area esaminata è compresa in **Classe di Fattibilità Geologica 1 (fattibilità geologica senza particolari limitazioni** da PGT vigente), scenario di pericolosità sismica Z4a.

L'area in esame è stata indagata sia sotto l'aspetto geologico che sismico.

Sono state individuate le seguenti litozone:

Litozona A: depositi sabbioso fine o sabbioso limosi scarsamente addensati con riporto antropico fino a -1.80/2.70 m da p.c., $\gamma_p \approx 14-16$ KN/m, ϕ da 24° a 25°;

Litozona B: litozona variabile presente dal letto della litozona A fino alla massima profondità considerata -7.50 m da p.c., con sabbia media con ghiaia, $\gamma_p \approx 17-18$ KN/m, ϕ da 28° a 31°.

γ_p : peso di volume umido,

ϕ : angolo di attrito.

La falda superficiale è posta a profondità maggiore di -6.00/7.00 m da p.c. con probabile risalita di 1.00 m durante la stagione piovosa o di irrigazione.

Profondità (m) da p.c.	Litozona	$\Delta \phi$	Vs media (m/s)	Tipo di suolo sismico da adottare	Profondità falda
0.00-1.80/2.70	A	24°- 25°	208	C	- 6.00/7.00 m (+1.00 m)
1.80/2.70-7.50	B	28°- 31°			

Tabella A - Modello geotecnico.

Il modello geologico e sismico generale, oltre a considerare profondità e spessore delle litozone individuate, considera anche alcune caratteristiche geotecniche e geofisiche.

È evidente che la litozona A è meno addensata e maggiormente variabile; dal punto di vista sismico gli strati di fondazione sono associati al **suolo sismico C (depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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 180 m/s e 360 m/s)**.

È stata considerata, in prima approssimazione, l'ipotesi di fondazione superficiale a trave per valutare la capacità portante degli strati superficiali e i relativi cedimenti complessivi.

Nella seguente Tabella B si sintetizzano le caratteristiche relative alla tipologia di fondazione trattata.

Fondazione	Profondità (m)	Rd (capacità portante)	Cedimento immediato
Trave 1.00 m x 10.00 m	1.00	0.66 kg/cm ²	1.26 cm

Tabella B - Verifica fondazione.

I carichi evidenziati sono da considerare riferiti, principalmente, all'iterazione di una determinata fondazione, contraddistinta da caratteristiche progettuali precise (geometria, piano di posa, dimensioni, ecc.) e il terreno. Non sono quindi da considerare come carichi relativi alla capacità portante dei terreni in senso stretto. Cambiando le caratteristiche progettuali di fondazione, varieranno anche i carichi evidenziati.

I carichi verificati ipotizzano che la fondazione analizzata agisca sul terreno in modo solidale; questo implica che la struttura di base sia sufficientemente rigida in modo tale che le sollecitazioni sul terreno avvengano in modo uniforme, creando compensazione per quelle zone di appoggio in cui il terreno è caratterizzato da minor addensamento e conseguente minor capacità portante.

Se i carichi ipotizzati non sono sufficienti alle esigenze del piano di recupero si dovrà valutare una soluzione alla fondazione che aumenti la superficie di appoggio oppure optare per fondazione a platea o fondazioni profonde.

Se verranno aumentati i carichi sulle fondazioni durante la fase esecutiva si dovrà verificare la natura del primo sottosuolo anche con assaggi locali con escavatore al fine di verificare direttamente la natura dei depositi e l'assenza di vuoti o materiale organico, ed eventualmente risanare localmente. In caso di risanamento si consiglia l'utilizzo di geocomposto a contatto con il terreno naturale e risalire con materiale granulare riportato e rullocompattato.

Per le opere di sbancamento e gli scavi dei condotti di drenaggio, se presenti, si consiglia di operare in periodo invernale, quando la falda è alla sua maggior soggiacenza e la probabilità di incorrere in falde sospese temporanee è minima.

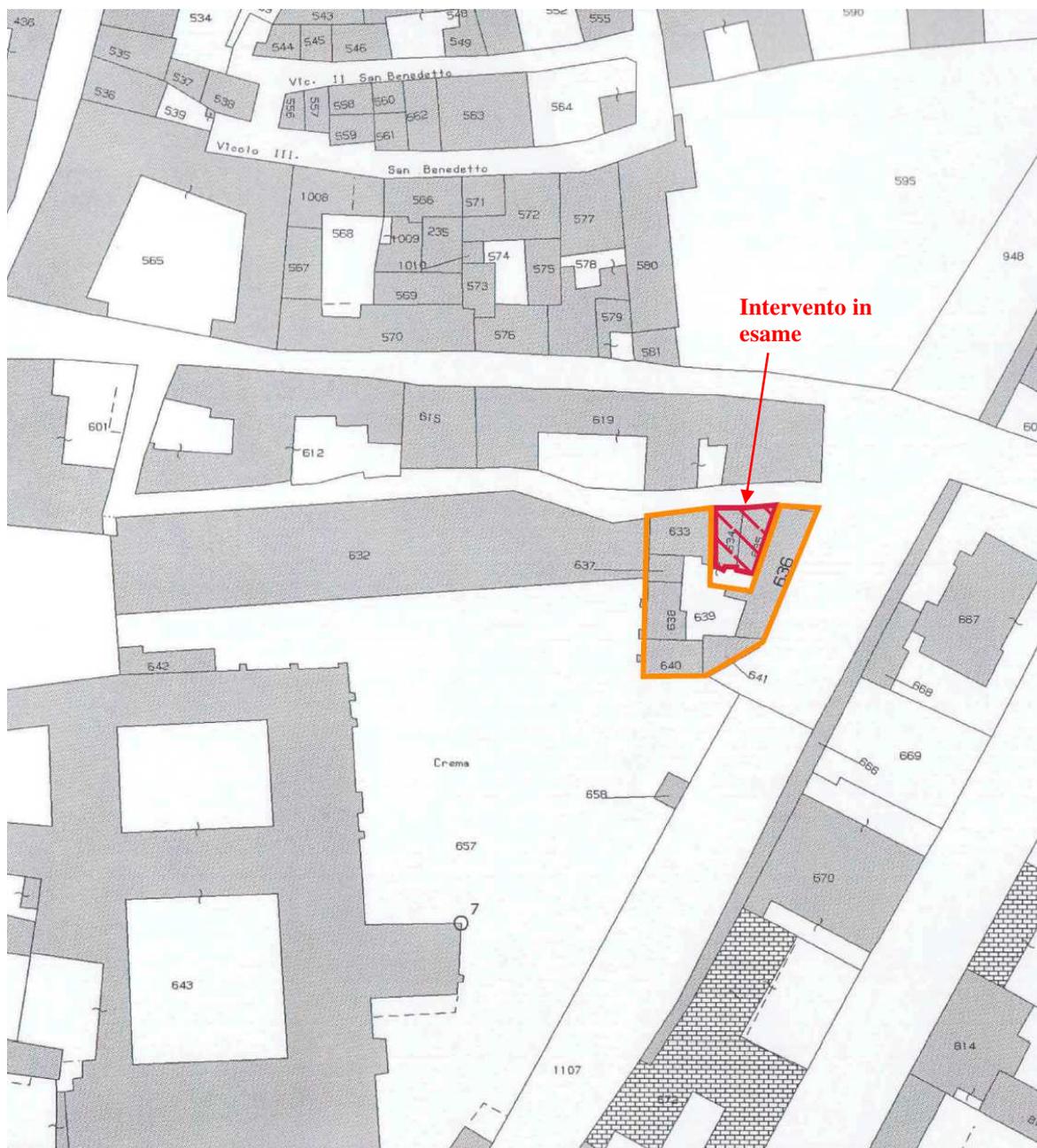
IL GEOLOGO

dott. Andrea Anelli

25 ottobre 2022



ALLEGATO 1 – ESTRATTO MAPPA



-  Ristrutturazione con conservazione degli elementi distributivi, strutturali e figurativi di origine antica
-  Ristrutturazione edilizia realizzata con i precedenti interventi richiesti con il Piano di recupero "Via dell'Assedio".

ALLEGATO 2 – ELABORAZIONE PROVA PENETROMETRICA

Località: Via Matteotti, Crema.

Dati del Penetrometro:

DPSH Pesante (ISSMFE/Emilia)

W	H	A	D	Wa	Wc
63,5	75,0	60,0	50,5	6,5	15,7

W = peso del maglio (Kg)

H = altezza di caduta (cm)

A = Angolo d'apertura del cono (°)

D = Diametro di base del cono (mm)

Wa = peso delle aste (Kg/m)

Wc = peso della cuffia (Kg)

Passo delle misure = 20,00 cm.

Elaborazione Programma P.G.S. Interpretazione prove geotecniche in sito 2012 - A. Bruschi

PROVA PENETROMETRICA (SCPT)

Profondità della falda = 3.60 m.

z	N60	Qd (Mpa)	g (kN/mc)	Id (%)	fi (°)	ficv (°)	mu (-)	M (MPa)	E (MPa)	Go (MPa)	Vs (m/s)	Kw (Kg/cmcc)
0,3	6	7,1	16,4	40	33,1	25,2	0,2215	8,7	8,4	31,7	81	1,19
0,6	5	5,2	16	37	31,9	25,4	0,2035	7,4	7,2	29,7	89	0,99
0,9	3	3,4	15,1	29	29,1	25	0,1615	4,9	4,5	22,3	88	0,59
1,2	3	3,3	15,1	29	28,9	25	0,1585	4,9	4,5	23	93	0,59
1,5	3	3,2	15,1	29	28,8	25,1	0,157	4,9	4,5	23,8	98	0,59
1,8	2	2,3	14,7	23	26,9	24,6	0,1285	3,5	3,2	19	94	0,39
2,1	2	1,5	14,7	20	26,4	24,9	0,121	3,5	2,6	19,5	97	0,39
2,4	2	1,5	14,7	20	26,3	24,9	0,1195	3,5	2,6	19,9	100	0,39
2,7	2	2,2	14,7	20	26,2	24,8	0,118	3,5	2,7	20,2	102	0,39
3	8	7,1	17,2	34	32,7	28,5	0,2155	11	9,9	59,1	176	1,59
3,3	7	6,2	16,8	31	31,7	28,2	0,2005	9,8	8,6	55,4	175	1,39
3,6	19	17	20,3	49	38,3	31,3	0,2995	22,3	19,6	103,6	211	13,31
3,9	23	19,9	21	53	39,6	32	0,319	26,1	22,6	118,3	222	14,44
4,2	11	8,5	18,2	36	33,6	29,4	0,229	14,3	11,3	76	198	11,05
4,5	9	6,4	17,6	31	32,1	28,9	0,2065	12,1	9,2	68,4	194	1,8
4,8	7	5	16,8	28	30,6	28,1	0,184	9,8	7,6	59,4	188	1,39
5,1	34	24,5	21	59	42,1	33,8	0,3565	36	28,3	152,4	250	17,55
5,4	38	27,1	21	62	43	34,2	0,37	39,5	30,6	163,5	258	18,68
5,7	4	3	15,6	20	27,4	26,5	0,136	6,2	4,5	44,5	176	0,79
6	6	4,1	16,4	24	29,2	27,6	0,163	8,7	6,2	56,8	191	1,19
6,3	11	6,8	18,2	33	32,4	29,2	0,211	14,3	10,5	82,2	214	11,05
6,6	10	6,1	17,9	30	31,5	28,9	0,1975	13,2	9,2	78,6	213	2
6,9	21	12,1	20,7	43	36,5	31,6	0,2725	24,3	17,4	124,4	244	13,88
7,2	29	16,2	21	50	39,2	33,1	0,313	31,6	22,7	149,1	260	16,14
7,5	48	26,5	21	64	44,2	35,6	0,388	47,8	34,1	195,7	286	21,5

z = profondità (m)

N60 = numero dei colpi standardizzato

g = peso di volume (kN/mc) - da Bruschi, 1998

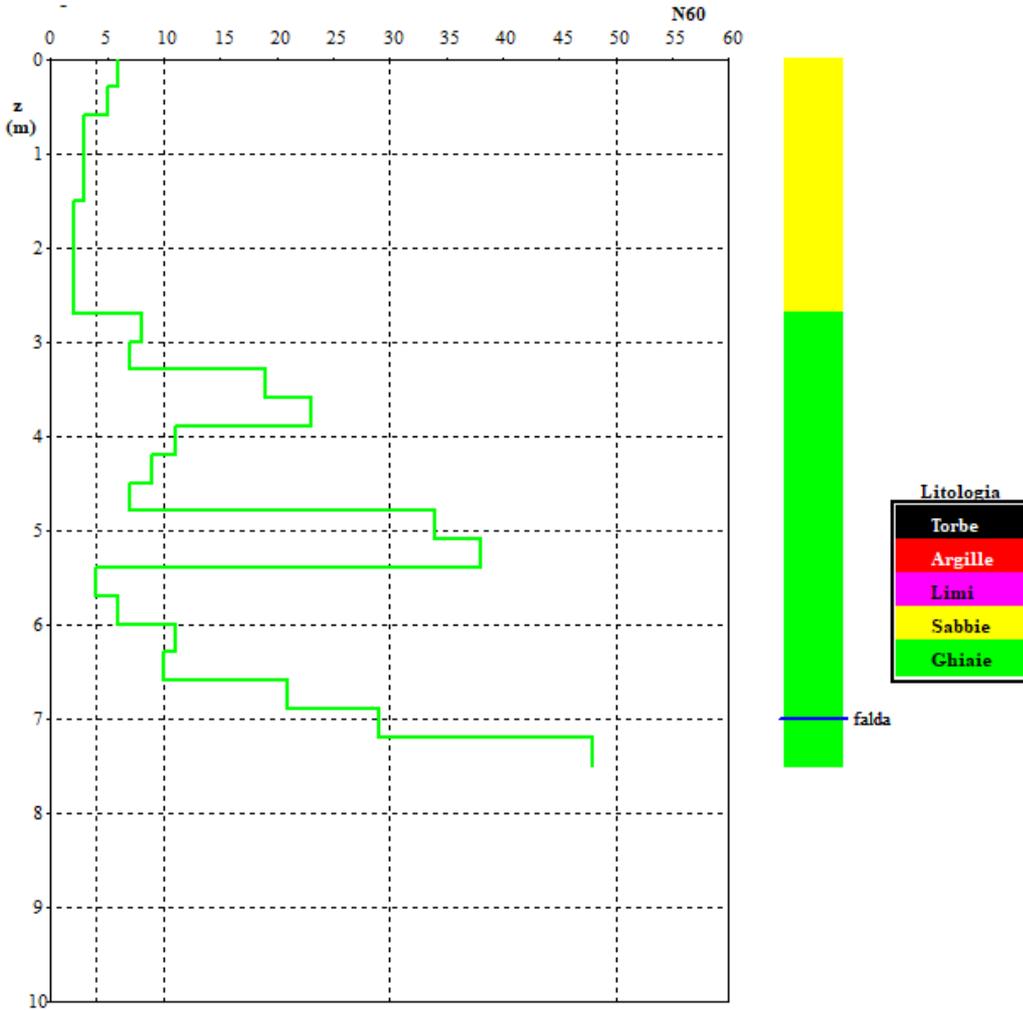
Rd = resistenza dinamica (MPa) - (formula degli Olandesi)

Id = indice di densità (%) - da Kulhavy & Mayne, 1990 e Cubrinowski & Ishihara, 1990 - mediate

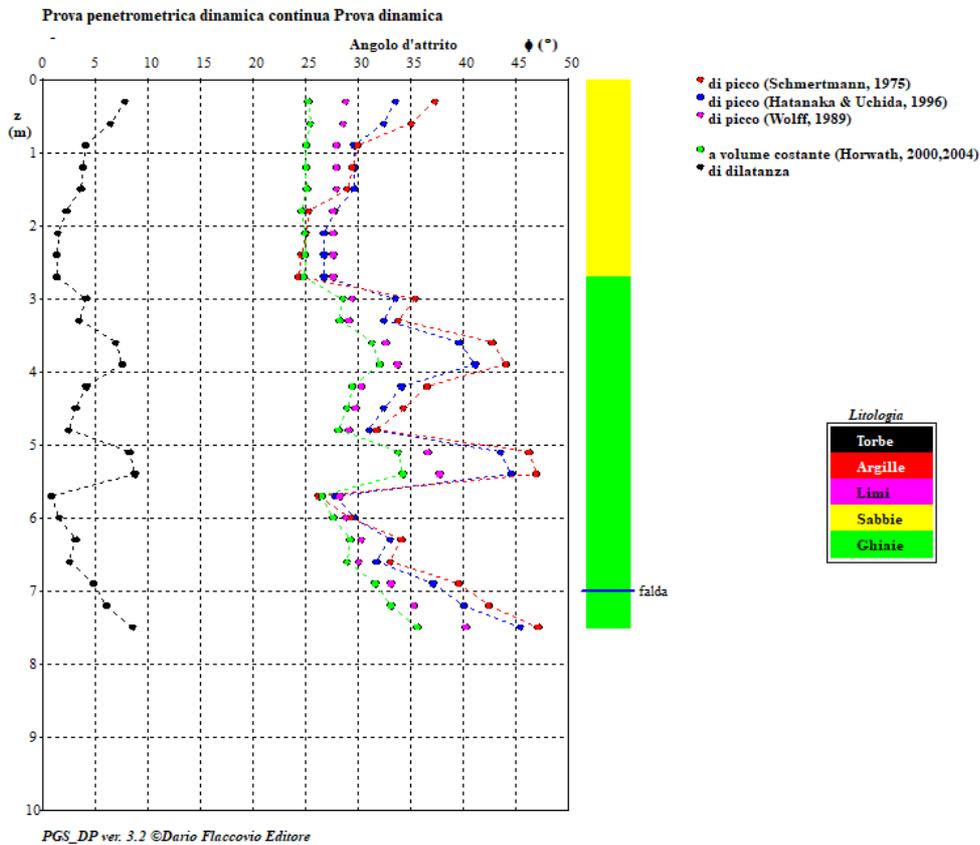
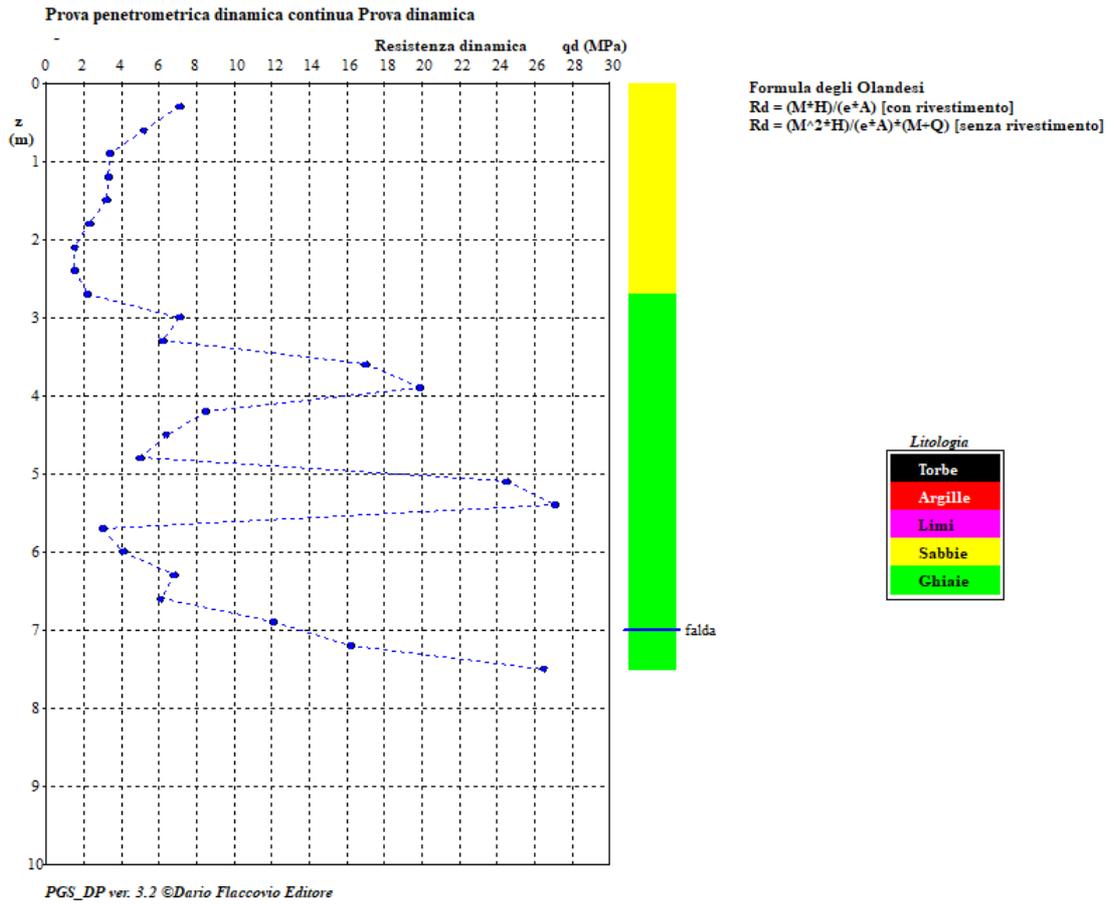
f'_p = angolo d'attrito di picco (°) - da Schnertmann, 1975 e Hatanaka & Uchida, 1996 - mediate

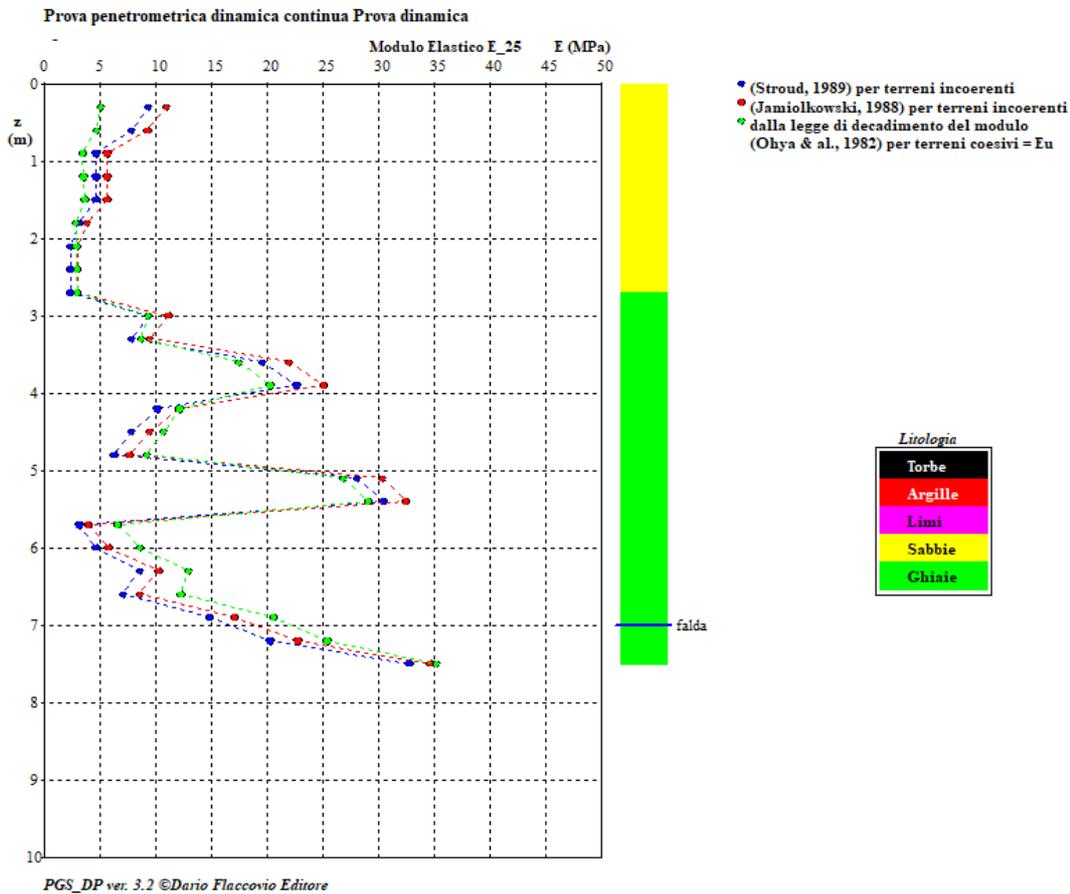
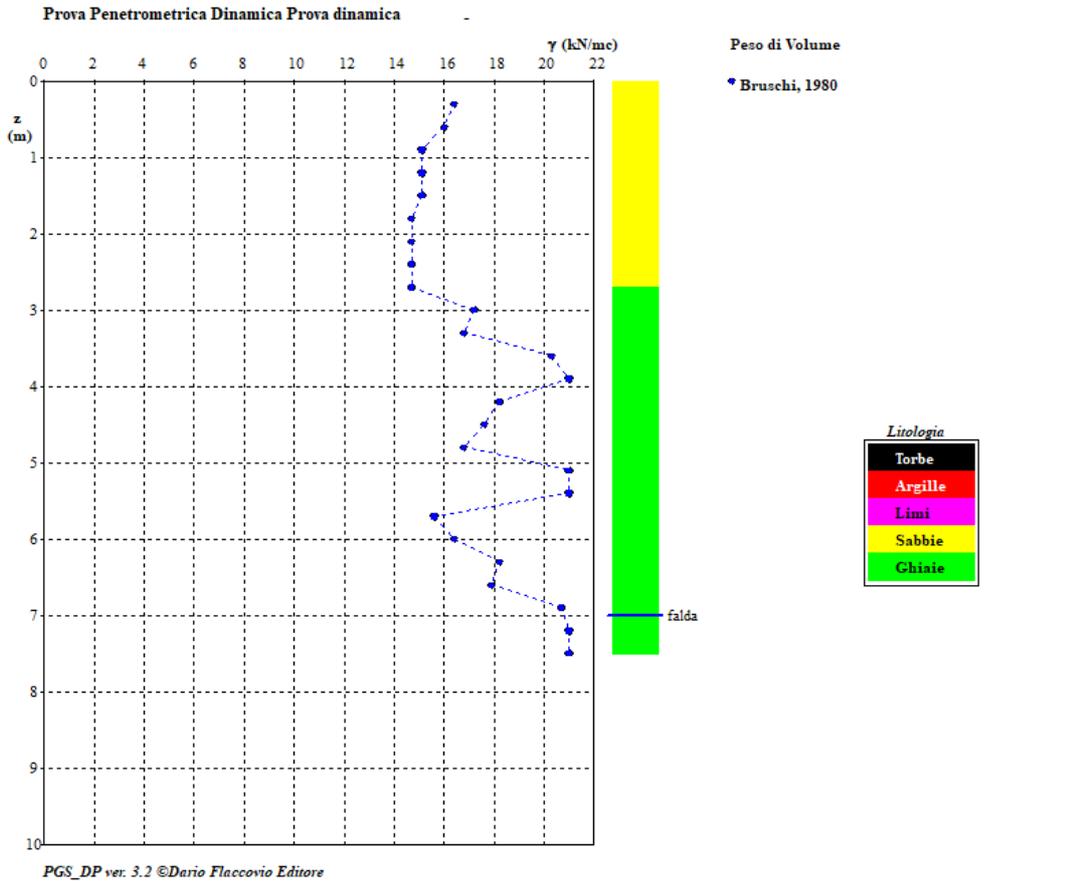
f'_cv = angolo d'attrito a volume costante (°) - dalla procedura di Horwath, 2000 e 2002
 mu = coefficiente di Poisson (Trautman & Kulhawy, 1987)
 OCR = grado di preconsolidamento - da Mayne & Kemper, 1988
 Su = resistenza al taglio non drenata (kPa) - da Terzaghi & Peck, 1948; Bruschi, 2004 e da Sotelo & Bosch, 1999; Bruschi, 2009 - mediate
 mu = coefficiente di Poisson - da Trautmann & Kulhawy, 1987
 M = modulo confinato (MPa) - da Mayne & Frost, 1980 (incoerente) e Schultze & Menzenbach, 1961 (coesivi)
 E25 = modulo di elasticità a livello operativo (25%) - da Jamiolkowski, 1988, Stroud, 1989 e dalla legge di decadimento del modulo - mediate
 Go = modulo di taglio (MPa) - dalla velocità delle onde sismiche e da Sabatini, 2002 - mediate
 Vs = velocità onde di taglio (m/s) - da Ohta & Goto, 1978 e Yoshida e Monotori, 1988 - mediate
 Kw = modulo di Winkler (Kg/cmc) - da Terzaghi, 1983 (N<=10); Moayed, 2006 - Bruschi, 2011 (N>10)
 Il modulo di Young si riferisce al 25% dello sforzo deviatorico nei terreni incoerenti e a E non drenato nei terreni coesivi.

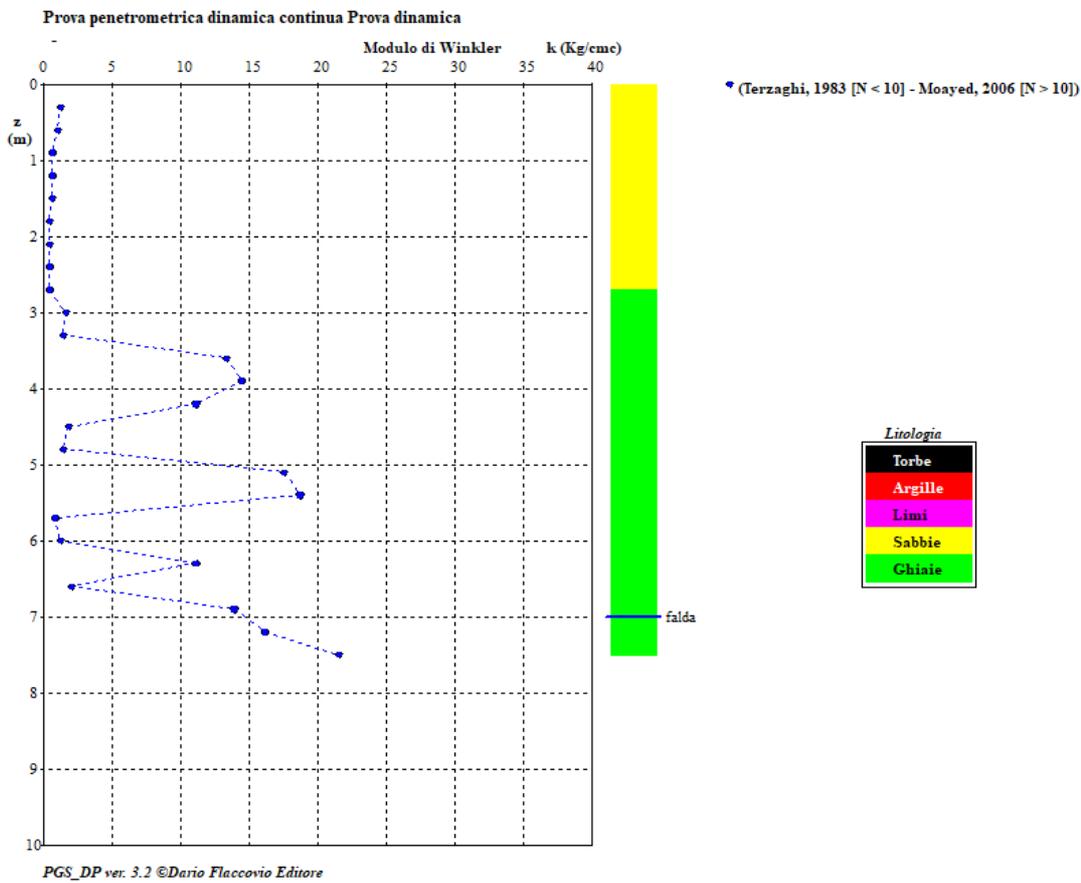
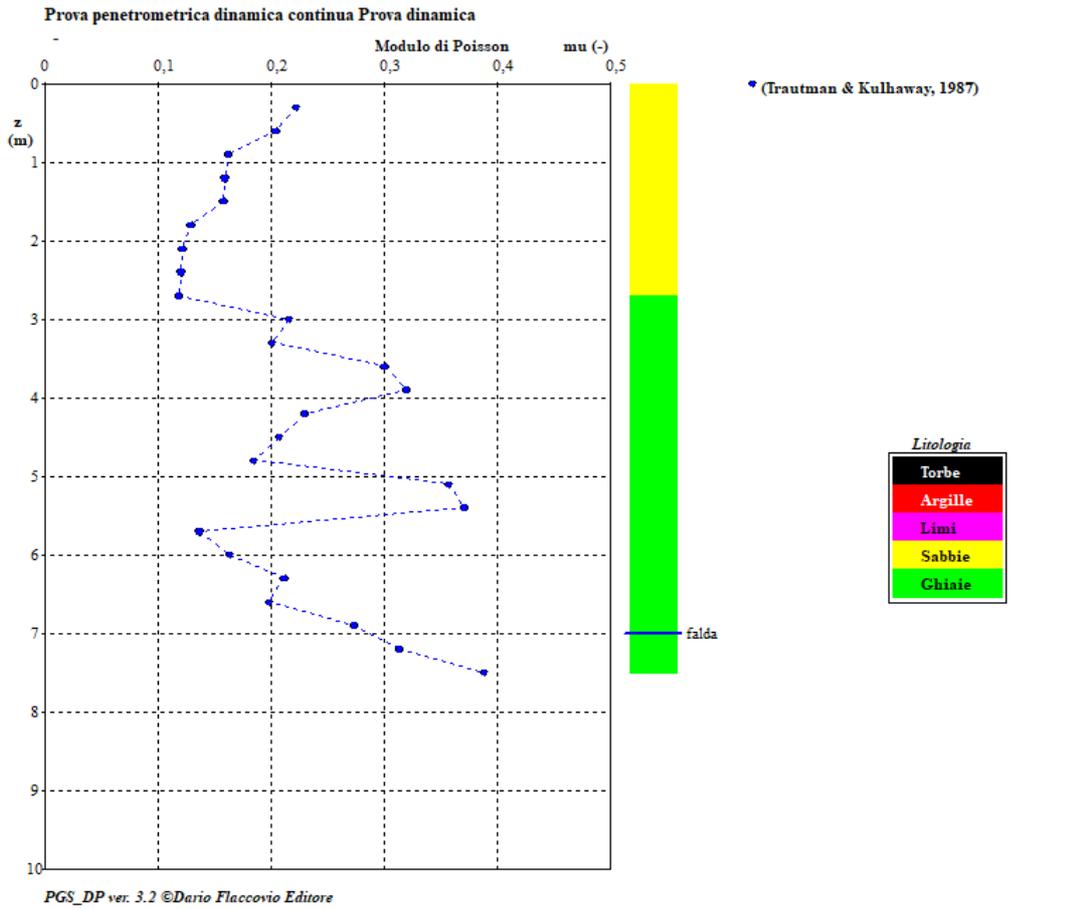
Prova penetrometrica dinamica continua Prova dinamica

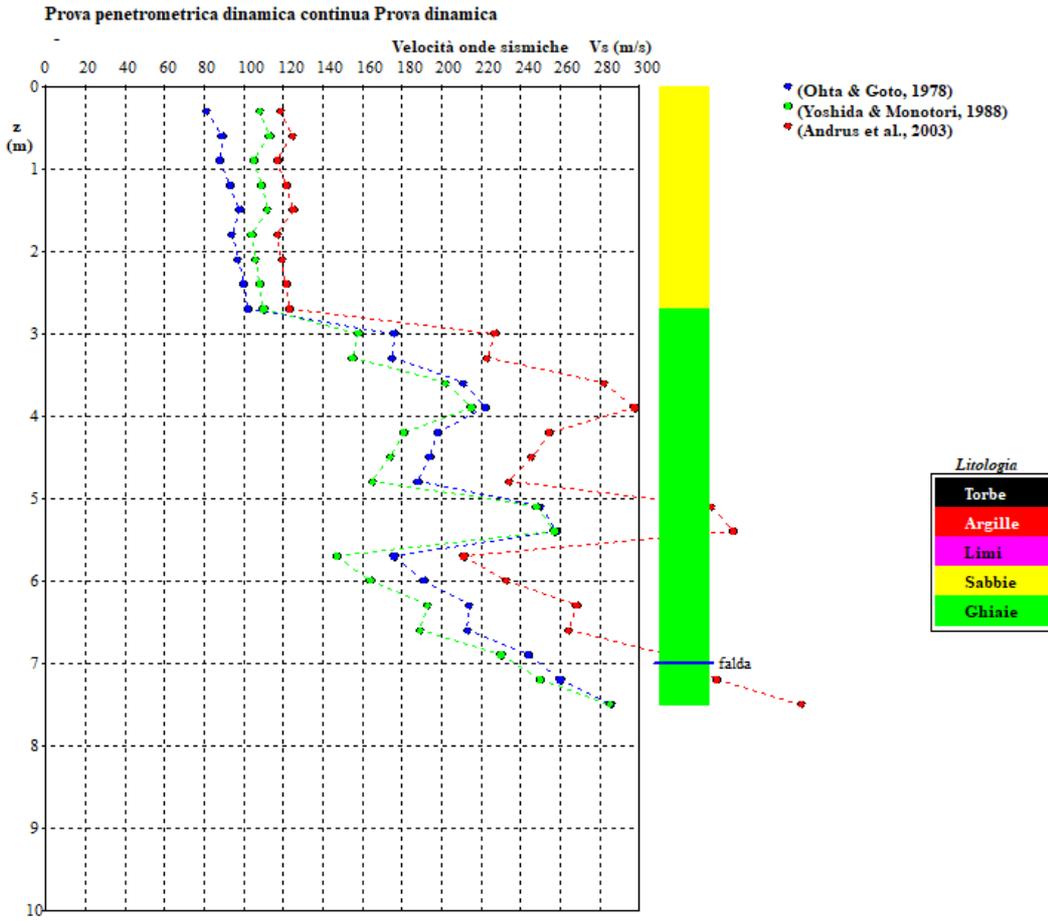


PGS_DP ver. 3.2 ©Dario Flaccovio Editore









PGS_DP ver. 3.2 ©Dario Flaccovio Editore

ORDINE DEI GEOLOGI della LOMBARDIA
ANDREA ANELLI
geologo specialista
Albo n. 1468 AP
sezione A