



studio associato

Via Giorgio e Guido Paglia, n° 21 – 24122 BERGAMO – e-mail: bergamo@eurogeo.net
Tel. +39 035 248689 – +39 035 271216 – Fax +39 035 271216

REL.1-14/02/12

F.LLI FENAROLI S.N.C.

Via P. e M. Curie - Bergamo



RECUPERO IMMOBILI E FORMAZIONE BOX INTERRATI IN VIA PIETRO E MARIA CURIE, BERGAMO

Relazione Geologica e Geotecnica

Bergamo, 15 febbraio 2012



1. PREMESSA

Su incarico dell'architetto Milanese, per conto della società Fenaroli F.lli. è stata realizzata un'indagine geologica e geotecnica finalizzata alla ricostruzione dell'assetto geologico, delle condizioni litostratigrafiche e geomeccaniche del sottosuolo, nonché all'acquisizione dei dati geofisici al fine di permettere la definizione del sito in accordo con la nuova classificazione sismica del territorio.

La presente relazione si prefigge lo scopo di individuare e descrivere il modello geologico del sottosuolo rilevando eventuali problematiche connesse alla realizzazione di due edifici residenziali formati da un piano interrato e due fuori terra, parte in sostituzione e parte recupero di due fabbricati esistenti situati in via Curie, in Bergamo (Allegato 1).

Le indagini e gli studi effettuati sono stati condotti in osservanza alla normativa vigente:

- Commissione AGI per la normativa geotecnica – Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche –1977;
- D.M. 21/01/81, attuativo della Legge 64/1974 e successive modifiche ed integrazioni;
- D.M. LL.PP. 11/03/88 – “Norme Tecniche riguardanti le indagini...” G.U. Rep. Ita. N° 127 del 1/06/88;
- Circ LL.PP. n° 30483 del 24/09/1988 "Istruzione per l'applicazione del D.M. 11- 03-1988";
- D.M. LL.PP. 16/01/96 – “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” G.U. Rep. Ita. N° 29 del 5/02/96;
- D.P.C.M. n° 3274 del 20/02/03 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica ...” G.U. Rep. Ita. N° 252 del 29/10/03;
- Linee Guida AGI, 2005 (ed. provv.) – “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” del marzo 2005;
- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, recante “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circ.CSLLPP N° 617 del 02/02/2009 “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008”.



Lo studio è stato articolato in due parti (ai sensi dell'art. 6.2.1-2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni):

1. lo studio geologico, volto a definire:

- i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva, i caratteri litologici, stratigrafici, il grado di alterazione, la degradabilità dei terreni e la pericolosità geologica del territorio;
- lo schema idrologico e idrogeologico definendo la posizione e le caratteristiche delle eventuali falde idriche presenti;
- le proprietà fisico-meccaniche dei principali tipi di terreno presenti;
- i parametri sismici di riferimento per il sito;
- la categoria sismica del suolo di fondazione;
- la stima dell'azione sismica di progetto e della pericolosità sismica del sito (definita sulla base degli spettri di risposta elastici e dei valori di accelerazione massima attesa) per i diversi stati limite prescritti dalla vigente normativa.

2. lo studio geotecnico atto a costituire un utile riferimento per il progettista per inquadrare gli eventuali problemi geotecnici emersi, permettendo eventualmente la programmazione di ulteriori indagini.

Tale analisi, basata sulle informazioni preliminari fornite circa le strutture in ambito di progetto (tipologia, dimensioni, stima dei carichi di progetto), a compendio delle conoscenze e dell'esperienza del Geologo, forniranno la stima del carico limite.

Tali valori potranno fornire un valido contributo nella realizzazione del modello di calcolo da utilizzare per le verifiche di stabilità del sistema "sovrastuttura-fondazione", che dovranno contemplare i valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture e le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno.



2. INTRODUZIONE

Dopo una fase preliminare che ha permesso l'inquadramento geologico e la caratterizzazione geomorfologica dei terreni mediante la raccolta di dati bibliografici e di precedenti indagini, si è proceduto alla caratterizzazione di massima dei volumi di terreno potenzialmente coinvolti dai carichi imposti delle opere in progetto mediante la realizzazione di indagini geognostiche ad hoc.

Al fine di inquadrare con maggior dettaglio le informazioni a carattere generale deducibili dalla letteratura, interpolandole con le conoscenze acquisite nella zona circostante l'area di studio, si è resa possibile la caratterizzazione mirata dei terreni interessati alla messa in opera delle strutture di fondazione mediante la realizzazione di indagini geognostiche dirette.

Il piano di indagine è stato articolato in 5 prove penetrometriche dinamiche continue (SCPT) in maniera da indagare un volume di terreno significativo, inteso come il volume interessato dalla trasmissione dei carichi stimati dell'opera in progetto, così come definito dalle raccomandazioni AGI 1977 inerenti la programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, dalla Circ.CSLLPP N° 617 del 02/02/2009, nonché al punto "B3", lettera "B" del succitato D.M. 11/03/1988.

In accordo con quanto previsto dal D.P.C.M 3274 e dalle "Norme tecniche per le costruzioni" ai fini della caratterizzazione di "sito", è stata effettuata una prova geofisica tramite una prospezione sismica di superficie con metodologia MASW, finalizzata alla caratterizzazione sismica, i cui dati rappresentano un aggiuntivo e altrettanto valido contributo alla definizione del quadro tecnico stratigrafico dell'area di studio, essendo funzionali alla definizione dei depositi fino a 30 metri di profondità.

A titolo indicativo di pre-dimensionamento delle opere, a uso esclusivo del progettista, responsabile delle verifiche di stabilità e unico conoscitore delle reali e definitive caratteristiche tecniche, forze e carichi in gioco nel sistema progettuale finale, viene fornita la capacità portante del terreno.



3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E DESCRIZIONE DELLE FORMAZIONI PRESENTI NELL'AREA DI STUDIO

L'area oggetto di intervento è collocata nel settore orientale della città di Bergamo (Allegato 1). Di questa area sono state analizzate le caratteristiche geologiche e geomorfologiche, ponendo particolare attenzione agli aspetti stratigrafici ed idrogeologici.

Le informazioni di carattere generale relative al sottosuolo di Bergamo sono state ricavate dalla Carta Geologica della Provincia di Bergamo e dalla componente Geologica del PGT del Comune di Bergamo redatta dallo Studio Associato EUROGEO.

Il territorio di Bergamo è ubicato al raccordo tra la fascia più meridionale dei rilievi cretatici ed i sedimenti fluvioglaciali che costituiscono l'alta pianura. I due settori hanno caratteristiche strutturali e litologiche che hanno determinato differenti forme del paesaggio e conseguentemente influenzato lo sviluppo della città ed il suo assetto urbano.

I sedimenti che costituiscono l'alta pianura bergamasca sono costituiti da depositi fluviali e fluvioglaciali di origine seriana e brembana, riferibili all'ultima fase di colmamento di una precedente depressione scavata dalle acque durante il periodo Messiniano. Al di sotto della pianura sprofonda, con una paleotopografia irregolare, il substrato pre-quadernario su cui poggiano i sedimenti fluvioglaciali pleistocenici ed i depositi argillosi pliocenici di origine marina. Il substrato ha una superficie con andamento molto irregolare dovuta a fasi erosive pre-quadernarie.

A raccordo tra la pianura ed i rilievi collinari è presente una fascia, particolarmente sviluppata sul versante meridionale del Colle di Bergamo, formata da depositi colluviali argillosi, prodotto dell'alterazione del substrato roccioso da parte degli agenti esogeni.

La carta geologica della Componente Geologia del P.G.T. di Bergamo recepisce la Carta Geologica della Provincia di Bergamo e distingue le alluvioni fluvioglaciali in diverse unità secondo il concetto delle cosiddette "Unità allostratigrafiche", per il quale gli elementi distintivi sono il fattore temporale e il fattore spaziale. Secondo questo criterio sono raggruppati nella stessa unità depositi di diversa origine, ma tutti attribuibili a una determinata area geografica e a uno specifico intervallo di tempo.



La zona studiata ricade sui depositi fluvioglaciali del Complesso di Ponte della Selva (unità cartografica 92b - Allegato 2) e, più in dettaglio sulla facies fluvioglaciale dell'Unità di Torre Boldone, costituita da ghiaie a supporto di matrice, pedogenizzate e con matrice limoso-argillosa, da grossolane a molto grossolane.

Caratteristica abbastanza comune di questa parte del territorio è la presenza nel primo sottosuolo di correnti idriche sotterranee, a tratti a carattere artesiano, alimentate dal reticolo idrico superficiale (Figura 1).

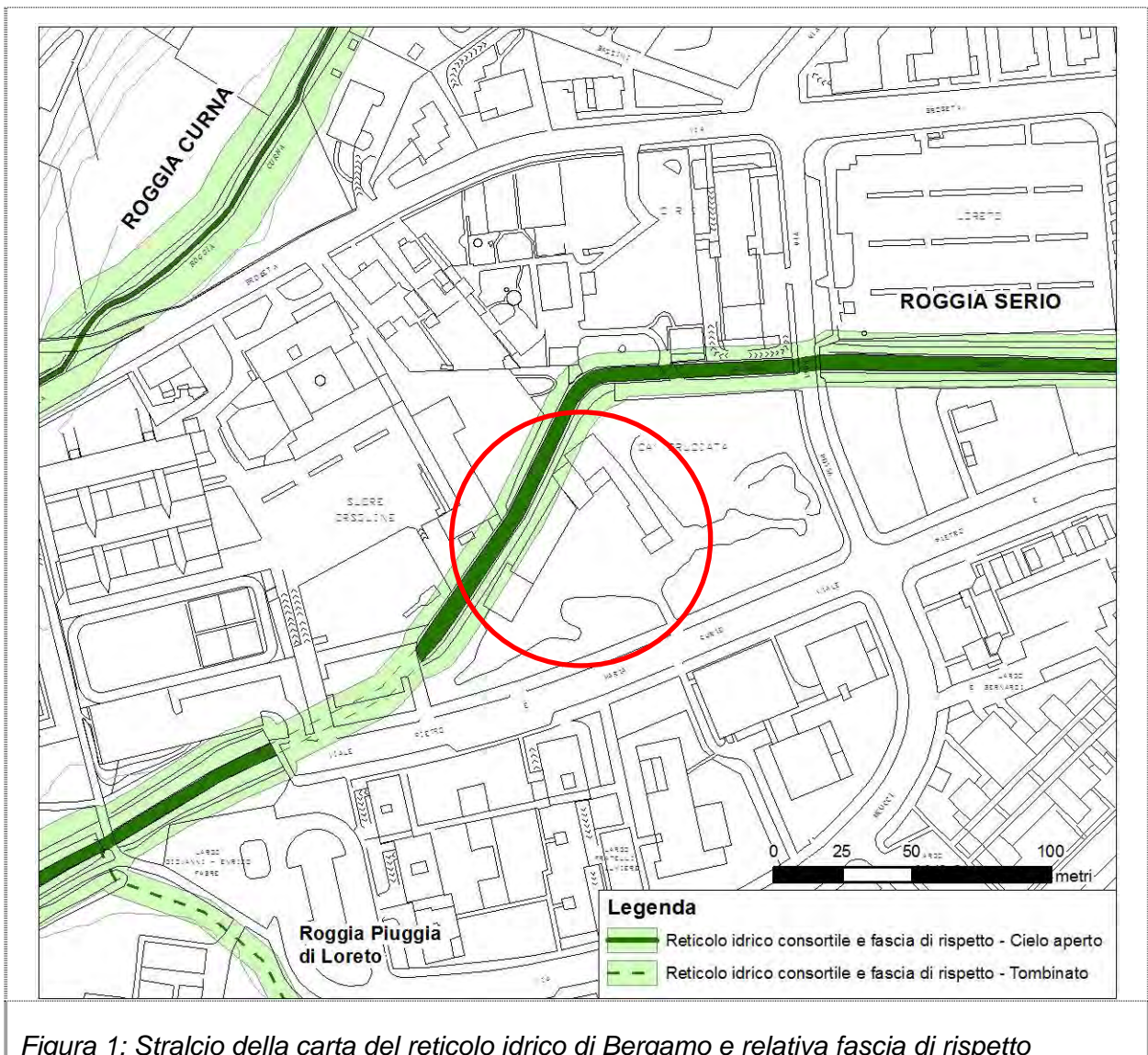


Figura 1: Stralcio della carta del reticolo idrico di Bergamo e relativa fascia di rispetto



4. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE CONTINUE (S.C.P.T.)

La prova penetrometrica permette di rilevare la resistenza alla penetrazione nel terreno di una punta d'acciaio energizzata dalla caduta di una massa. La strumentazione e le procedure seguono standard definiti proprie di ciascuna tipologia di penetrometro.

Le prove sono state realizzate con un penetrometro dinamico, superpesante, con maglio da 73 kg seguendo la metodologia AGI (Associazione Geotecnica Italiana) con rilevazione del numero di colpi per avanzamenti unitari delle aste di 30 cm.

Il risultato di ciascuna prova è rappresentato da un diagramma nel quale sono correlati il numero di colpi, rilevati per avanzamenti unitari e la profondità d'indagine e costituisce l'elaborato base dal quale sono estrapolate le proprietà fisiche del terreno attraversato.

Nelle tabelle allegate ai profili penetrometrici sono riportati (Allegato 4), accanto ai colpi rilevati in situ, i valori di resistenza dinamica per ogni tratto di avanzamento (R_d), ottenuti applicando la formula degli Olandesi:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot h}{A \cdot e(M + nP)}$$

dove:

M è il peso del maglio = 73 Kg;

h è l'altezza di caduta di M = 75 cm;

A è la sezione della punta conica = 20.43 cmq;

e è, con N corrispondente, il n. dei colpi per ogni approfondimento di 30 cm = 30/N;

P è il peso delle aste = 6,31 Kg/m;

n è il numero delle aste infisse.

In allegato sono ubicati i punti di stazione delle prove penetrometriche dell'allineamento dei geofoni della prova MASW realizzata ad hoc per questo studio (Allegato 3).



Nel caso di via Curie, e specificatamente per le 5 verticali d'indagine ubicate in carta (Allegato 3), i profili di resistenza descrivono un terreno con caratteristiche meccaniche scadenti. Se si esclude il riporto, nei primi 3,6-6 metri di profondità il numero di colpi per avanzamenti unitari è compreso tra 2 e 3.

In questo intervallo il comportamento meccanico del sottosuolo è assimilabile a quello di un terreno puramente coesivo. Alla profondità massima di quasi sei metri (prova 5) si registra un sensibile incremento della resistenza meccanica dovuta alla presenza di un terreno ghiaioso a supporto di matrice limoso sabbioso/argilloso, con mediocri proprietà meccaniche.

Per quanto concerne la falda, all'interno dei fori penetrometrici è stata rilevata acqua sotterranea ad una profondità di circa 6, 8 metri dal piano campagna. Tali rilevazioni sono riferite ad un periodo particolarmente siccitoso e pertanto non sono ritenute sufficientemente attendibili. Alcune rilevazioni condotte nel lotto di terreno limitrofo hanno in passato evidenziato la presenza di acqua tra i due ed i tre metri di profondità ed è a questa indicazione che ci siamo attenuti nella definizione delle condizioni al contorno, presupposto per il calcolo della tensione ammissibile.

L'insieme delle informazioni ricavate dalle prove penetrometriche, dove ogni livello del profilo stratigrafico è caratterizzato da un N_{dpsh} e da un equivalente N_{spt} secondo la relazione $N_{spt} = N_{dpsh} * \beta$ (dove β è un indice di correlazione che varia in funzione della natura presunta del terreno tra 1,00 e 2,00), e dal sondaggio geognostico sono state integrate con i risultati delle analisi granulometriche dei livelli più significativi e da due prove di espansione laterale libera, i cui rapporti sono riportati in allegato (Allegato 5).

Nella tabella seguente sono riepilogati per ciascun livello i parametri geotecnici più significativi.

TABELLA 1: PROPRIETÀ FISICHE DEL TERRENO

	comportamento mecc.	γ^* t/mc	ϕ °	C/Cu kg/mq	E'/Ed kg/cmq	profondità m
LIVELLO 1	coerente	1,75-1,78	--	0,13-0,19	10-20	0,0-3,60/5,70
	incoerente	1,63-1,66	20,5-21,7	--		
LIVELLO 2	coerente	1,86-1,90	--	0,44-0,63	40-100	3,60/5,70-6,0/7,50
	incoerente	1,74-1,80	25,2-27,2	0,02		
LIVELLO 3	coerente	1,95-1,98	--	0,69-1,06	70-140	6,0/7,2-7,80/9,90
	incoerente	1,81-1,87	27,9-31	0,02		



dove:

γ^* = peso di volume naturale (terr. incoerente Terzaghi-Peck 1948-1967), saturo (terr. coerente);

ϕ = angolo di attrito interno da Shioji-Kukuni (1982);

C/C_u = coesione drenata (terr. incoerente), coesione non drenata (terr. coerente).

E' = modulo di elasticità drenato da Bowles 1988 (terr. incoerente);

E_d = modulo edometrico Bowles 1988 (terr. coerente).

In applicazione delle Norme Tecniche delle Costruzioni D.M. 14.01.2008, sono stati calcolati i parametri caratteristici (x_k) del terreno considerando i parametri geotecnici medi (x_m), ricavati per ciascuno strato individuato dai sondaggi. Nel caso specifico, il valore caratteristico di ciascun parametro è stato calcolato considerando il valore medio di NSPT rappresentativo dei diversi strati individuati nella ricostruzione litostrigrafica.

Nella scelta dei valori caratteristici appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi quando nello stato limite considerato è coinvolto un elevato volume di terreno, con possibile compensazione delle eterogeneità o quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti. Tali condizioni sono generalmente valide nel caso di fondazioni superficiali.

Per definizione, il parametro caratteristico (x_k) è quel valore a cui è associata una probabilità di non superamento del 5 %, ossia si tratta di un margine conservativo del 5 % che garantisce probabilisticamente di avere il 95 % dei casi per i quali il valore caratteristico ci cautele.

TABELLA 2: PARAMETRI CARATTERISTICI

	comportamento mecc.	γ^* <i>t/mc</i>	ϕ °	C/C_u <i>kg/mq</i>	E'/E_d <i>kg/cmq</i>	profondità <i>m</i>
LIVELLO 1	coerente	1,75	--	0,13	20	0,0-3,60/5,70
	incoerente	1,63	20,5	--		
LIVELLO 2	coerente	1,87	--	0,49	50	3,60/5,70-6,0/7,50
	incoerente	1,75	25,8	0,02		
LIVELLO 3	coerente	1,93	--	0,76	100	6,0/7,2-7,80/9,90
	incoerente	1,82	28,4	0,02		



Secondo la normativa vigente, dai parametri caratteristici si possono ricavare i parametri di progetto (x_d), applicando i seguenti coefficienti riduttivi parziali:

TABELLA 3: COEFFICIENTI RIDUTTIVI PARZIALI

Parametro	Coefficiente riduttivo
Peso di volume naturale	1,00
Tan ϕ	1,25
Cosione efficace	1,25
.Cosione non drenata	1,40



5. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

5.1. Vita Nominale

TABELLA 4: VITA NOMINALE

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale VN (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

5.2. Classi d'uso

TABELLA 5: CLASSI D'USO

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe 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.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

5.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

La Vita di Riferimento della costruzione è:

$$V_R = V_N * C_U$$

TABELLA 6: VALORI DEL COEFFICIENTE D'USO C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C _U	0,7	1,0	1,5	2,0

TABELLA 7: VITA DI RIFERIMENTO PER LE OPERE IN PROGETTO

TIPO DI COSTRUZIONE	Vita di Riferimento VR (in anni)
Fabbricato residenziale	50



5.4. Azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è generata dal moto non uniforme del terreno di sedime per effetto della propagazione delle onde sismiche. Il moto sismico eccita la struttura provocandone la risposta dinamica, che va verificata e controllata negli aspetti di sicurezza e di prestazioni attese.

L'attuale filosofia di progettazione prestazionale richiede l'analisi della risposta di un sistema a più terremoti di diversa intensità; il sistema deve soddisfare requisiti minimi di sicurezza rispetto agli stati limite di funzionalità e collasso, per ciascuno degli eventi considerati. Generalmente si prescrive una duplice verifica, con riferimento a due peculiari eventi sismici, differenti tra loro per "probabilità di occorrenza":

- un terremoto "probabile" (L1), caratterizzato da un'intensità che ha una probabilità di eccedenza (P1) in un arco temporale (T_s) correlato alla durata del sistema in esame;
- un terremoto "severo" e "poco probabile" (L2), caratterizzato da una intensità che, nello stesso periodo di riferimento (T_s), ha una probabilità di eccedenza (P2) più bassa.

Tipicamente il terremoto di riferimento L1 è definito come l'evento che ha una probabilità di eccedenza del 50 % durante la vita nominale del sistema, mentre quello di livello L2 corrisponde a una probabilità di eccedenza del 10 %

In linea di principio, per il terremoto probabile si richiede che il sistema garantisca una prestazione "buona" nel senso che devono essere soddisfatti requisiti più stringenti, che potrebbero identificarsi come "stato limite di danno" (SLD). Ad esempio non devono verificarsi danni strutturali e deve essere conservata la funzionalità del sistema. Al contrario, per il terremoto severo e poco probabile, fatta salva ovviamente la protezione della vita umana, si richiede che il sistema garantisca una prestazione "sufficiente", nel senso che devono essere soddisfatti requisiti meno vincolanti, che potrebbero identificarsi come "stato limite ultimo" (SLU). Ad esempio può richiedersi che non si verifichino danni strutturali gravi o collassi parziali e potrebbe essere tollerata una temporanea interruzione della funzionalità del sistema.

Per quanto detto, nell'ambito della progettazione devono essere chiaramente definite, per l'opera in esame, le prestazioni che devono essere soddisfatte, come grado di danno ammissibile per i differenti terremoti di progetto.



5.4.1. Metodologie di analisi

Nel senso più ampio, per gli aspetti geotecnici, la progettazione antisismica è indirizzata alla valutazione della risposta del complesso manufatto-terreno soggetto a specifiche azioni di progetto.

Il progetto di un'opera deve essere sempre preceduto da altre analisi, aventi per obiettivo:

- la determinazione delle azioni sismiche di riferimento, in termini di parametri significativi del moto sismico atteso su affioramento rigido;
- la valutazione della risposta del sito alle suddette azioni sismiche di riferimento.

L'esito di tali analisi e la quantificazione del grado di pericolosità locale e la previsione delle azioni sismiche attese, quali elementi di ingresso per l'analisi dell'interazione tra terreno ed opera.

Più in particolare, la progettazione deve riguardare:

- l'analisi della risposta sismica locale (effetto di sito);
- la verifica della stabilità e degli spostamenti indotti dall'azione sismica nei pendii;
- la verifica della possibilità che nel sito si verifichino fenomeni di liquefazione;

Per ognuno di tali problemi esistono differenti metodologie e procedure di analisi, distinguibili per livello crescente di complessità, sinteticamente definibili come:

- metodi empirici e analisi pseudostatiche;
- analisi dinamiche semplificate;
- analisi dinamiche complete.

In proporzione all'aumento di complessità dell'analisi, devono crescere:

- i livelli di dettaglio nella caratterizzazione delle azioni sismiche di riferimento;
- l'ampiezza e la qualità delle indagini nel sottosuolo;
- l'accuratezza e il grado di dettaglio della caratterizzazione geotecnica;
- il grado di approfondimento nella descrizione degli effetti indotti dalle azioni sismiche.



In ultima analisi la scelta della procedura da utilizzare dipende dalle finalità dello studio, dalle prestazioni che il sistema geotecnico deve garantire nei confronti del terremoto di riferimento e della qualità dei dati geotecnici e sismici a disposizione.

5.4.2. Parametri di riferimento rigido orizzontale

Al fine di poter definire le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, deve essere valutata la “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Questa 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 – si veda paragrafo successivo), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione a essa corrispondente $S_e(T)$.

Ai fini dell'applicazione del D.M. 14/01/2008, sulla base dei risultati del progetto S1 – INGV, sono stati definiti, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento (PVR), i valori dei parametri di sito necessari per determinare le forme spettrali di progetto.

Tali parametri sono:

- a_g accelerazione orizzontale massima sul sito;
- FO valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- TC* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Essi dipendono da:

- LON longitudine del sito oggetto di studio;
- LAT latitudine del sito oggetto di studio;
- VR periodo di riferimento: definisce un intervallo temporale al quale devono essere rapportate le azioni sismiche su ciascuna costruzione. $VR = VN \times CU$;
- VN vita nominale dell'opera in progetto, cioè numero di anni nel corso dei quali l'opera deve poter essere usata per lo scopo per la quale è destinata, essendo soggetta alla ordinaria manutenzione;



- CU coefficiente d'uso e definito al variare della classe d'uso dell'opera che a sua volta suddivide le costruzioni in relazione alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso dell'opera.

Sulla base dei valori di progetto e dei siti di riferimento, sono di seguito riportati i parametri di sito da considerare al fine della determinazione delle forme spettrali utili per la definizione dell'azione sismica di progetto:

Tabella 8: PARAMETRI DI SITO

Località	LON	LAT	Tolleranza	
	[°]	[°]	[°]	[km]
Bergamo	9,643026	45,692731	0	0,000

Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo				
	ID [#]	LON [°]	LAT [°]	Distanza [m]
Punto 1	11379	9,630919	45,673420	2344,2
Punto 2	11380	9,702266	45,675670	4977,6
Punto 3	11157	9,627694	45,723370	3608,9
Punto 4	11158	9,699125	45,725620	5687,6

Di seguito è riportato lo spettro di risposta elastico di riferimento (riferimento rigido con superficie topografica orizzontale - sottosuolo di categoria A) per il sito oggetto di studio, che esprime l'accelerazione spettrale (S) in funzione del periodo di vibrazione della struttura (T) e delle diverse probabilità di superamento legate agli stati limite sopra descritti (Figura 2).



Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite

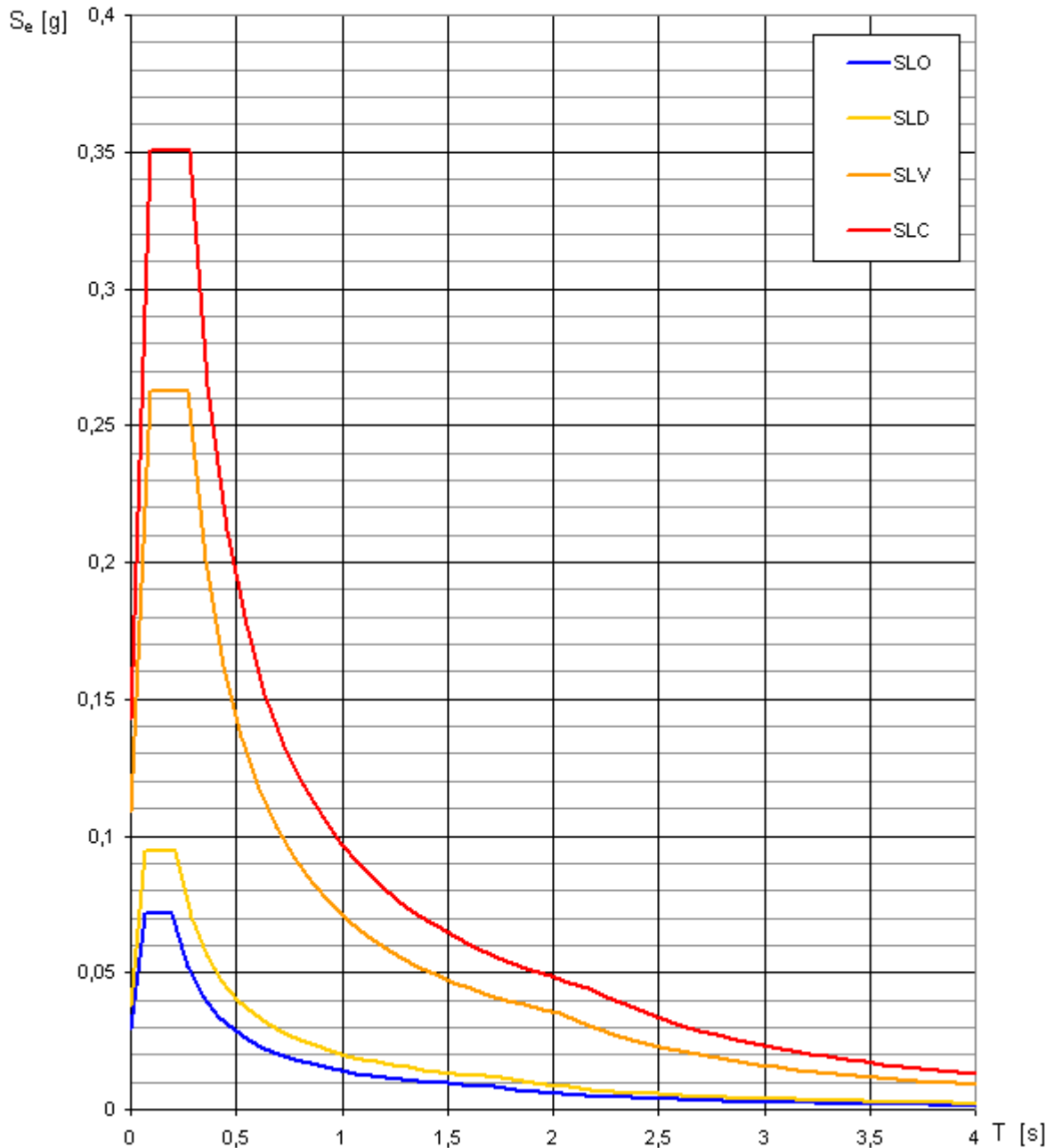


Figura 2: Spettri di risposta per i diversi stati limite (Spettri NTC ver. 1.03 – CSLP)



5.4.3. Risposta sismica locale

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalla complessa interazione tra le onde sismiche e le particolari condizioni locali, cioè l'insieme delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e ammassi rocciosi e delle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Sotto certe condizioni questa interazione determina una specifica risposta sismica locale rispetto a quella che si avrebbe in un sito di riferimento ideale, rigido con superficie topografica orizzontale.

Si denomina “risposta sismica locale” l'azione sismica quale emerge in “superficie” a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido.

Per individuare in modo univoco la risposta sismica si assume come “superficie” il “piano di riferimento” per le diverse tipologie strutturali:

- per fondazioni superficiali questo coincide con il piano di imposta delle stesse;
- per 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.

Le modifiche del moto sismico prodotte dalle condizioni locali sono complessivamente indicate come effetti di sito. Di seguito si tratterà essenzialmente la risposta sismica locale causata da effetti stratigrafici, per le quali lo stato delle conoscenze, ormai consolidato, ha portato allo sviluppo di metodologie che consentono una stima attendibile delle caratteristiche del moto sismico. Inoltre, in relazione alle tipologie di indagine condotte ed ai dati geotecnici disponibili verranno utilizzati metodi di studio basati sulla definizione di categorie di sottosuolo (in accordo con quanto proposto dall'Eurocodice 8 – EC8).

5.4.4. Parametri di classificazione e determinazione delle categorie di sottosuolo.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessaria la valutazione della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In alternativa le



Norme Tecniche per le Costruzioni forniscono un approccio semplificato che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo. Vengono definite 7 classi di sottosuolo di cui le prime cinque identificate con le lettere da A ad E e le due rimanenti con le sigle S1 ed S2. Ciascuna classe di terreno è caratterizzata da una descrizione sintetica del profilo stratigrafico e distinta sulla base dei seguenti parametri geotecnici:

- la velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 metri di sottosuolo (V_{s30});
- il numero dei colpi della prova penetrometrica dinamica, NSPT;
- la resistenza al taglio non drenata CU.

5.4.5. Prova MASW - Calcolo VS30

La base sismica è stata ottenuta con la stesa di un cavo sismico lungo 24 metri compresi 24 geofoni con una spaziatura dei punti di ricezione pari a due metri. Sono stati impostati due punti di energizzazione (shot) ad una distanza di 8 e 15 metri dal primo geofono, ottenendo in questo modo due profili stratigrafici delle V_s (Allegato 5).

La strumentazione utilizzata per l'acquisizione dei dati a rifrazione consiste in un sismografo ECHO 24/2002 e 24 geofoni a frequenza naturale di 4,5 Hz. L'energizzazione del terreno (sorgente di energia) è stata ottenuta impiegando una mazza ed una piastra appoggiata al terreno.

Il rilievo altimetrico dei punti-geofono e dei punti di energizzazione non si è reso necessario in quanto il piano topografico è risultato pianeggiante.

La procedura MASW può sintetizzarsi in tre stadi distinti:

1. acquisizione dei dati di campo;
2. estrazione della curva di dispersione;
3. inversione della curva di dispersione per ottenere il profilo verticale delle V_s (profilo 1-D) che descrive la variazione di V_s con la profondità.

La prospezione sismica è stata interpretata mediante il software SWAN (GeoStudi Aster SRL, 2007). L'utilizzo di questo software consente di preprocessare i dati grezzi acquisiti epurandoli da eventuali disturbi. Successivamente, partendo dal sismogramma medio di sito, sono calcolati gli spettri FK (Frequenza-Numero d'onda) ed FV (Frequenza-Velocità).



La distribuzione dei picchi evidenziati dagli spettri viene ulteriormente analizzata per ricavare la curva di dispersione sperimentale che viene confrontata con quella teorica. Una volta trovata un'interpolazione tra le due curve il programma esegue l'inversione per ricostruire il profilo delle Vs con la profondità. Il profilo così ottenuto può essere ulteriormente modificato per aumentare il grado di interpolazione tra la curva di dispersione sperimentale e quella teorica.

Innanzitutto sono state calcolate le velocità di taglio (V_s) del sottosuolo investigato dall'indagine sismica; a tale scopo il modello del terreno è stato sintetizzato in cinque unità sismiche che rappresentano il modello del terreno nei primi trenta metri.

Sulla base di quanto sopra, si è provveduto al calcolo della V_{s30} :

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

dove :

h_i = spessore in metri dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei primi 30 metri di sottosuolo

V_i = velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $g < 10^{-6}$) dello strato i -esimo per un totale di N strati presenti nei primi 30 metri di sottosuolo.

N = numero strati nell'ambito dei primi 30 metri di sottosuolo

Tabella 9: STRATIGRAFIA SISMICA

	Vs m/sec	Vp m/sec	spessore m	profondità m
LIVELLO 1	213	426	2,14	2,14
LIVELLO 2	325,5	651	3,55	5,68
LIVELLO 3	410,5	820	7,10	12,78
LIVELLO 4	565	1129	14,04	26,82
LIVELLO 5	711	1421	INDEF.	INDEF.

Dallo sviluppo del calcolo si ottiene un valore di V_{s30} pari a 445 m/s che colloca il sottosuolo nella classe B.



3.4.3. Tempo di vibrazione e analisi di secondo livello

Per costruzioni civili che non superano i 40 metri di altezza la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza. Il periodo fondamentale di vibrazione può essere stimato utilizzando la seguente formula:

$$T_1 = C_1 * H^{3/4}$$

dove:

H è l'altezza della costruzione in metri dal piano di fondazione e C_1 vale 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato.

Tabella 10: PERIODO DI VIBRAZIONE (STIMA)

Edificio	Altezza fuori terra	Profondità fondazione	T_1
A	8,20 m	1,5 m	0,41s
B	7,82 m	3,9 m	0,48s

La procedura di secondo livello consiste in una valutazione semiquantitativa della risposta sismica dei terreni in termini di fattore di amplificazione (F_a) e nel confronto con i valori soglia del territorio comunale stabiliti dalla Regione Lombardia.

La procedura di valutazione degli effetti litologici (scenari Z4a) presuppone la conoscenza della litologia dei materiali presenti, della stratigrafia del sito e dell'andamento delle velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio (V_s) nel primo sottosuolo.

Applicando le schede litologiche preparate dalla Regione Lombardia è stato calcolato il Fattore di amplificazione. E' risultato che il F_a per strutture con periodo 0,1-0,5s non è verificato rispetto ai valori soglia stabiliti dalla Regione Lombardia (TABELLA 11).

Tabella 11: CONFRONTO TRA VALORI CALCOLATI E VALORI SOGLIA DEL FATTORE DI AMPLIFICAZIONE

Categoria sottosuolo	B		C	
	0,1 - 0,5	0,5 - 1,5	0,1 - 0,5	0,5 - 1,5
Periodo	0,1 - 0,5	0,5 - 1,5	0,1 - 0,5	0,5 - 1,5
Valore soglia	1,5	1,7	1,9	2,4
Prova MASW	1,7	1,2	1,7	1,2



verificato



non verificato



La normativa prevede che possa essere evitata l'applicazione del terzo livello di approfondimento utilizzando in sostituzione dello spettro per la classe sismica B, quello previsto per il suolo di classe C.

Tabella 12: CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

5.6. Condizioni topografiche

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, sono prescritte specifiche analisi di risposta sismica locale nel caso di condizioni topografiche complesse.

Nel sito indagato, caratterizzato da una configurazione superficiale semplice, e possibile adottare la classificazione semplificata prevista e tabellata dalle Norme, ascrivibile ad una categoria T1 avente un coefficiente di amplificazione topografica ST pari ad 1.

Tabella 13: CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

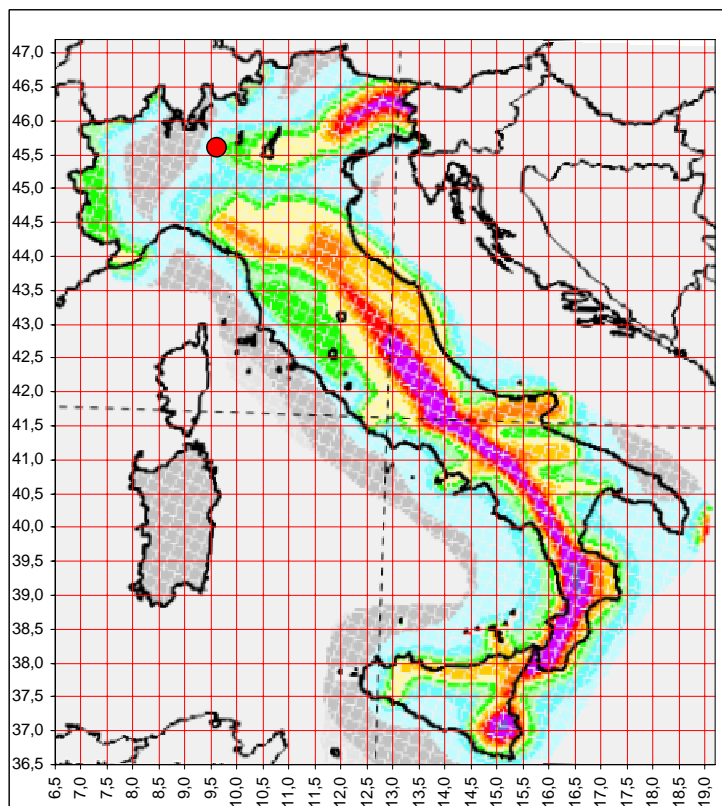
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq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



6. PARAMETRI SISMICI

Sono riepilogati i risultati ottenuti dall'analisi sismica.

Tabella 14: INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO



Coordinate geografiche della località in esame (ED50)				
Località	LON	LAT	Tolleranza	
	[°]	[°]	[°]	[km]
Bergamo	9,643026	45,692731	0	0,000

Coordinate geografiche dei 4 punti del reticolo				
	ID	LON	LAT	Distanza
	[#]	[°]	[°]	[m]
Punto 1	11379	9,630919	45,673420	2344,2
Punto 2	11380	9,702266	45,675670	4977,6
Punto 3	11157	9,627694	45,723370	3608,9
Punto 4	11158	9,699125	45,725620	5687,6

Classe d'uso e condizioni topografiche					
Classe	C _U	V _R	Categoria sottosuolo	Cond. topograf.	S _T
	[adm]	[anni]			[adm]
II	1,0	50	C	T1	1,0



Tabella 15: PARAMETRI SISMICI

		P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_C^*	S_s	C_C	S	a_{max}	β	Kh	Kv
		[adm]	[anni]	[g/10]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[m/s ²]	[adm]	[adm]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,29	2,440	0,198	1,50	1,79	1,0	0,439	0,20	0,009	0,004
	SLD	63%	50	0,38	2,480	0,214	1,50	1,75	1,0	0,569	0,20	0,012	0,006
SLU	SLV	10%	475	1,09	2,418	0,271	1,50	1,62	1,0	1,630	0,24	0,040	0,020
	SLC	5%	975	1,42	2,460	0,276	1,50	1,61	1,0	2,123	0,28	0,060	0,030

dove :

P_{VR} = periodo di riferimento;

a_g = accelerazione al suolo;

F_0 = massimo fattore di amplificazione spettro orizzontale;

T_C^* = periodo inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche ($S = S_s * S_t$);

a_{max} = accelerazione massima ($a_g * S$);

β = coefficiente di riduzione;

Kh = coefficiente di intensità sismica orizzontale;

Kv = coefficiente di intensità sismica verticale.



7. RESISTENZA AL TAGLIO E DEFORMABILITA' DEI TERRENI

7.1 Calcolo del carico limite (Rd)

Le espressioni di Meyerhof per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente (caso generale):

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

e nel caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q$$

dove:

qult = Pressione ultima a rottura

B, D = Larghezza (lato minore o diametro per fondazioni circolari) e profondità di incastro

c', Cu = Coesione drenata, non drenata

γ, γ' = Densità totale, sommersa

Nc, Nq, N γ = Fattori di Capacità Portante (funzione di ϕ)

sc, sq, s γ , sc', sq', s γ' = Fattore di forma (drenato/non drenato)

dc, dq, d γ , dc', dq', d γ' = Fattore di profondità (drenato/non drenato)

ic, iq, i γ , ic', iq', i γ' = Fattore di inclinazione del carico (drenato/non drenato)

gc, gq, g γ , gc', gq', g γ' = Fattore di inclinazione del terreno - fondazione su pendio (drenato/non drenato)

-bc, bq, b γ , bc', bq', b γ' = Fattore inclinazione del piano di fondazione - base inclinata (drenato/non drenato).

La scelta delle condizioni di calcolo a lungo e/o breve termine è dipesa dai parametri fisici dei terreni attraversati e dedotti dalle prove in sito, con $c = c'$ e $\phi = \phi' > 0$ nel caso di terreni incoerenti, $c = c_u$ e $\phi = 0$ in terreni coesivi.

7.1.1. Calcolo della capacità portante in terreni stratificati

Nel caso di un terreno di fondazione multistrato in cui gli strati siano costituiti da terreni con $\phi > 0$ e $c > 0$, si calcola un valore medio del parametro X del terreno con espressioni di media pesata del tipo:

$$X_{medio} = \frac{X_1 H_1 + X_2 H_2 + X_3 H_3 + \dots + X_n H_n}{\sum H_i}$$



dove X_i è il parametro dello strato di altezza H_i .

7.1.2. Presenza di prescavi

Il membro " γD " incluso nelle formule di portanza fa riferimento al carico litostatico limitatamente all'incastro della singola struttura fondazionale; vale a dire che nel caso di scavi generali dell'area di fondazione e di esecuzione della fondazione stessa sul fondo scavo, per " γD " non deve intendersi il carico litostatico dell'intero prescavo generale.

Tale diversa valutazione è stata risolta utilizzando la seguente metodologia operativa:

- considerando con il termine profondità (D) quella della struttura fondazionale (incastro).
- in caso di prescavi areali (con fondazione incastrata sul fondo scavo) è stata immessa la colonna stratigrafica partendo dalla quota del fondo scavo.
- Il fattore " γD " dovuto al prescavo è stato ommesso cautelativamente nella valutazione dei cedimenti, a favore della sicurezza, in quanto si è ipotizzato che fra il prescavo e la messa in opera della fondazione, passi molto tempo, tale da inficiare le caratteristiche di deformabilità del fondo scavo (fenomeni di rigonfiamento e di allentamento per detensionamento).

7.1.3. Fattori di capacità portante e fattori di correzione

Ogni relazione di cui sopra utilizza fattori di capacità portante e fattori di correzione (fattori di forma, di profondità ...) nella formulazione matematica sviluppata dal relativo autore.

Nel caso esemplificato sono stati applicati i fattori di Brinch Hansen alla stratigrafia geotecnica descritta nel paragrafo 4.

7.1.4. Effetto sismico

Il comune di Bergamo ricade in zona sismica 3 (bassa sismicità).

Per valutare l'effetto sismico sulla tensione limite calcolata in condizioni drenate, è stata applicata la correzione di Paolucci & Pecker (1997) che tiene conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione dell' R_d o q_{lim} o N_{lim} mediante l'introduzione di fattori correttivi z funzione del coefficiente sismico orizzontale (K_h).



7.2 Calcolo delle tensioni indotte e stima dei cedimenti (Sd)

7.2.1. Tensioni indotte (Metodo di Boussinesq)

Il metodo di Boussinesq considera il terreno come un mezzo omogeneo elastico ed isotropo. Dato un carico concentrato Q , applicato in superficie, la relazione di Boussinesq fornisce la seguente espressione della tensione verticale indotta in un punto $P(x,y,z)$ posto alla profondità z :

$$q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$$

dove: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$;

Per ottenere la pressione indotta da un carico distribuito occorre integrare tale espressione su tutta l'area di carico, considerando il carico Q come un carico infinitesimo agente su una areola dA . L'integrazione analitica di questa espressione si presenta estremamente complessa specialmente nel caso di carichi distribuiti in modo non uniforme. Pertanto si ricorre a metodi di soluzione numerica. Dato il carico agente sulla fondazione, si calcola il diagramma delle pressioni indotte sul piano di posa della fondazione. Si divide l'area di carico in un elevato numero di areole rettangolari a ciascuna delle quali compete un carico dQ : la tensione indotta in un punto $P(x,y,z)$, posto alla profondità z , si otterrà sommando i contributi di tutte le areole di carico calcolati come nella formula di Boussinesq.

7.2.2 Cedimenti elastici

I cedimenti di una fondazione di dimensioni $B \times L$ posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left(I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2 \right) I_F$$

dove:

q_0 è intensità della pressione di contatto;

B' è la minima dimensione dell'area reagente;

E' e μ sono i parametri elastici del terreno;



I_i sono i coefficienti di influenza dipendenti da: L'/B' , spessore dello strato H , coefficiente di Poisson μ , profondità del piano di posa D .

I coefficienti I_1 e I_2 si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da Steinbrenner (1934) (V. Bowles), in funzione del rapporto L'/B' ed H/B , utilizzando $B'=B/2$ e $L'=L/2$ per i coefficienti relativi al centro e $B'=B$ e $L'=L$ per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza I_F deriva dalle equazioni di Fox (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di Poisson e del rapporto L/B .

In modo da semplificare l'equazione si introduce il coefficiente I_S :

$$I_S = I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore H vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \cdot \frac{1 - \mu^2}{E_S} I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo.

Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a $5B$ se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore.

Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

7.3. Stima delle tensione ammissibile e dei cedimenti

Nello sviluppo dei calcoli sono state considerate fondazioni superficiali ($D/B < 4$) continue larghe 2 metri.

I profili di resistenza descrivono un terreno con caratteristiche meccaniche scadenti. Se si esclude il riporto, nei primi 3,6-6 metri di profondità il numero di colpi per



avanzamenti unitari è compreso tra 2 e 3. In questo intervallo il comportamento meccanico del sottosuolo è assimilabile a quello di un terreno puramente coesivo.

Alla profondità massima di quasi sei metri (prova 5) si registra un sensibile incremento della resistenza meccanica dovuta alla presenza di un terreno ghiaioso a supporto di matrice limoso sabbioso/argilloso, con mediocri proprietà meccaniche.

Per quanto concerne la falda, all'interno dei fori penetrometrici è stata rilevata acqua sotterranea ad una profondità di circa 6, 8 metri dal piano campagna. Tali rilevazioni sono riferite ad un periodo particolarmente siccitoso e pertanto non sono ritenute sufficientemente attendibili. Alcune rilevazioni condotte nel lotto di terreno limitrofo hanno in passato evidenziato la presenza di acqua tra i due ed i tre metri di profondità ed è a questa indicazione che ci siamo attenuti nella definizione delle condizioni al contorno.

Nella TABELLA 16 e 17 è riportato il carico a rottura ottenuto utilizzando un coefficiente di sicurezza variabile in funzione della tipologia di analisi prescelta, in accordo con la normativa e secondo scelte cautelative effettuate dagli autori.

Tali valori dovranno essere verificati dal progettista in un'ottica di stabilità globale delle strutture in progetto, con i reali carichi di esercizio al fine di soddisfare la disequazione $E_d \leq R_d$ fra azioni (Ed) e resistenze (Rd).

Tabella 16: TENSIONE AMMISSIBILE- QUOTA FONDAZIONI EDIFICIO A

sbancamento	incastro	quota fondazione	falda	metodo	condizioni	qlim	Fs	qamm
m dal p.c.	m	m dal p.c.	m dal p.c.			Kg/cmq		Kg/cmq
0,80	0,70	1,5	2,5	tradizionale	non drenate	1,17	3,0	0,39
0,80	0,70	1,5	2,5	tradizionale	drenate	1,41	3,0	0,47

Tabella 17: TENSIONE AMMISSIBILE- QUOTA FONDAZIONI EDIFICIO B E AUTORIMESSE

sbancamento	incastro	quota fondazione	falda	metodo	condizioni	qlim	Fs	qamm
m dal p.c.	m	m dal p.c.	m dal p.c.			Kg/cmq		Kg/cmq
3,20	0,70	3,9	2,5	tradizionale	non drenate	1,28/3,82	3,0	0,42/1,27
3,20	0,70	3,9	2,5	tradizionale	drenate	1,52/2,27	3,0	0,50/0,76



A causa delle modeste proprietà meccaniche del primo sottosuolo le fondazioni dovranno necessariamente formare una base rigida appoggiata su materiale addensato da ottenere mediante la sostituzione del terreno in posto con un riporto costituito da una giusta miscela di materiale granulare e fine, regolarizzato con conglomerato magro armato, per permettere una diffusione del carico su di un'area più ampia di terreno. In questo caso, a titolo indicativo di pre-dimensionamento delle opere, a uso esclusivo del progettista, responsabile delle verifiche di stabilità e unico conoscitore delle reali e definitive caratteristiche tecniche, forze e carichi in gioco nel sistema progettuale finale, il valore di riferimento da assumere in un'ottica cautelativa che deriva dall'analisi dei cedimenti può essere considerato 0,6 kg/cmq.

In alternativa dovranno essere impiegate fondazioni indirette (pali). E' evidente che nell'ambito dello stesso corpo di fabbricato dovrà essere adottata un'unica tipologia fondazionale al fine di non ingenerare cedimenti differenziali tra parti contigue della struttura.



8. CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

Il progetto prevede il recupero dell'immobile denominato Edificio A, la demolizione e ricostruzione del fabbricato denominato Edificio B, e la formazione di un piano interrato adibito ad autorimessa. L'intervento è localizzato in via P. e M. Curie in Bergamo.

Le indagini geognostiche hanno accertato che il materiale di cui si compone il primo sottosuolo è formato in prevalenza da limi ed argille poco consistenti e da ghiaie a supporto di matrice limoso sabbioso/argilloso fino ad una decina di metri di profondità. E' stata inoltre individuata una circolazione idrica sotterranea che può interessare il sottosuolo fin nei primi metri.

A causa delle scadenti proprietà meccaniche del terreno e della possibile presenza di acqua ci si dovrà preoccupare di operare in sicurezza prevedendo la realizzazione di opere di sostegno prima dell'apertura degli scavi. E' inoltre necessario mettere in atto tutte le precauzioni necessarie per rendere salubri i locali interrati quali, ad esempio, la formazione di vespai drenanti integrati dalla messa in opera di opere di impermeabilizzazione che impieghino geomembrane sintetiche e/o geocompositi bentonitici in pannelli in grado di costruire un'efficacia barriera ai fluidi. Applicando tale metodologie l'intervento risulterà compatibile con la situazione idrogeologica del sottosuolo.

Le fondazioni dovranno essere formate da una piastra rigida appoggiata su materiale addensato da ottenere mediante la sostituzione del materiale in posto con un riporto costituito da una giusta miscela di materiale granulare e fine, regolarizzato con conglomerato magro armato per permettere una diffusione del carico su di un'area più ampia di terreno. In questo caso, a titolo indicativo di pre-dimensionamento delle opere, a uso esclusivo del progettista, responsabile delle verifiche di stabilità e unico conoscitore delle reali e definitive caratteristiche tecniche, forze e carichi in gioco nel sistema progettuale finale, il valore di riferimento da assumere in un'ottica cautelativa che deriva dall'analisi dei cedimenti può essere considerato 0,6 kg/cmq.

In alternativa dovranno essere utilizzate fondazioni profonde (pali). E' evidente che nell'ambito dello stesso corpo di fabbricato dovrà essere adottata un'unica tipologia fondazionale al fine di non ingenerare cedimenti differenziali tra parti contigue della struttura.



I risultati dei calcoli geotecnici rappresentano un utile riferimento per il progettista per un corretto pre-dimensionamento delle strutture fondali e per le successive verifiche di stabilità del sistema sovrastruttura-fondazione previste dalla vigente normativa (per cui è necessario conoscere gli effettivi valori dei carichi previsti, le dimensioni esecutive delle strutture e le sollecitazioni effettivamente trasmesse dalla struttura al terreno).

Eventuali disomogeneità del terreno rispetto alla situazione stratigrafica descritta dovranno essere segnalate alla direzione lavori.

Dott. Geol. Renato Caldarelli



Dott. Geol. Massimo Elitropi

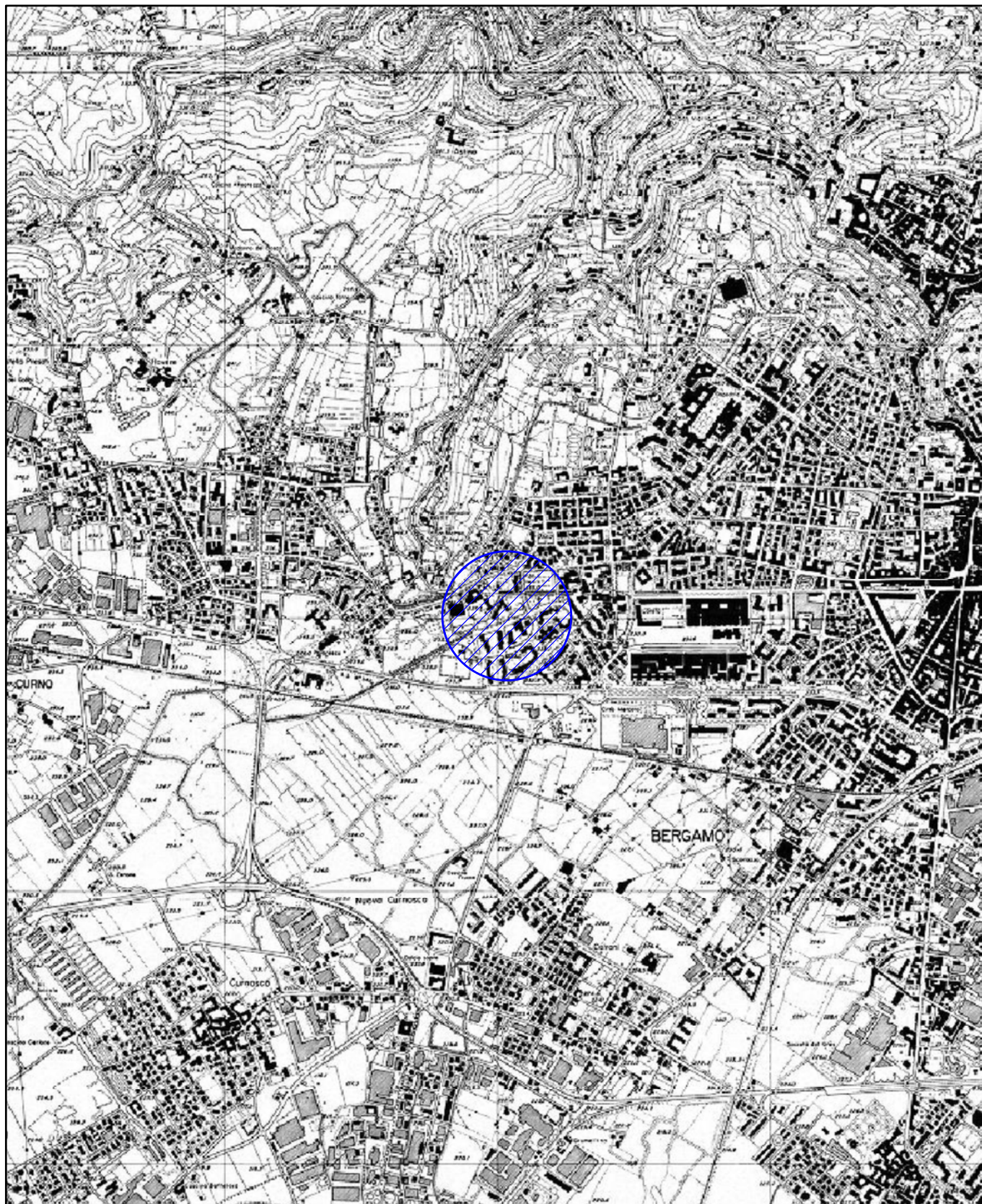


Sono allegati:

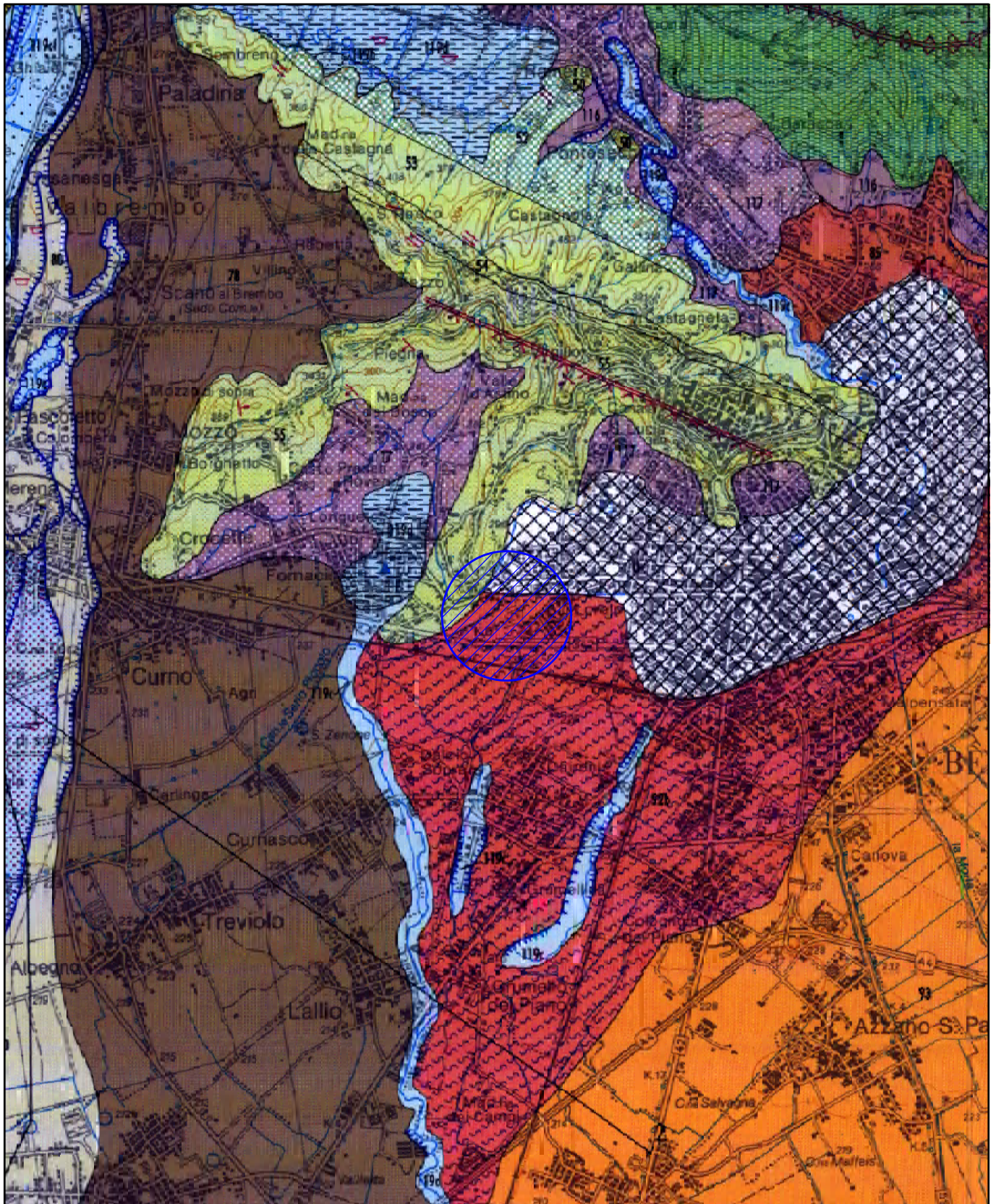
1. Inquadramento geografico;
2. Stralcio della carta geologica della Provincia di Bergamo;
3. Planimetria di progetto e ubicazione delle indagini in sito;
4. Prove penetrometriche dinamiche continue;
5. Velocità delle onde S, prova MASW V_{s30} .

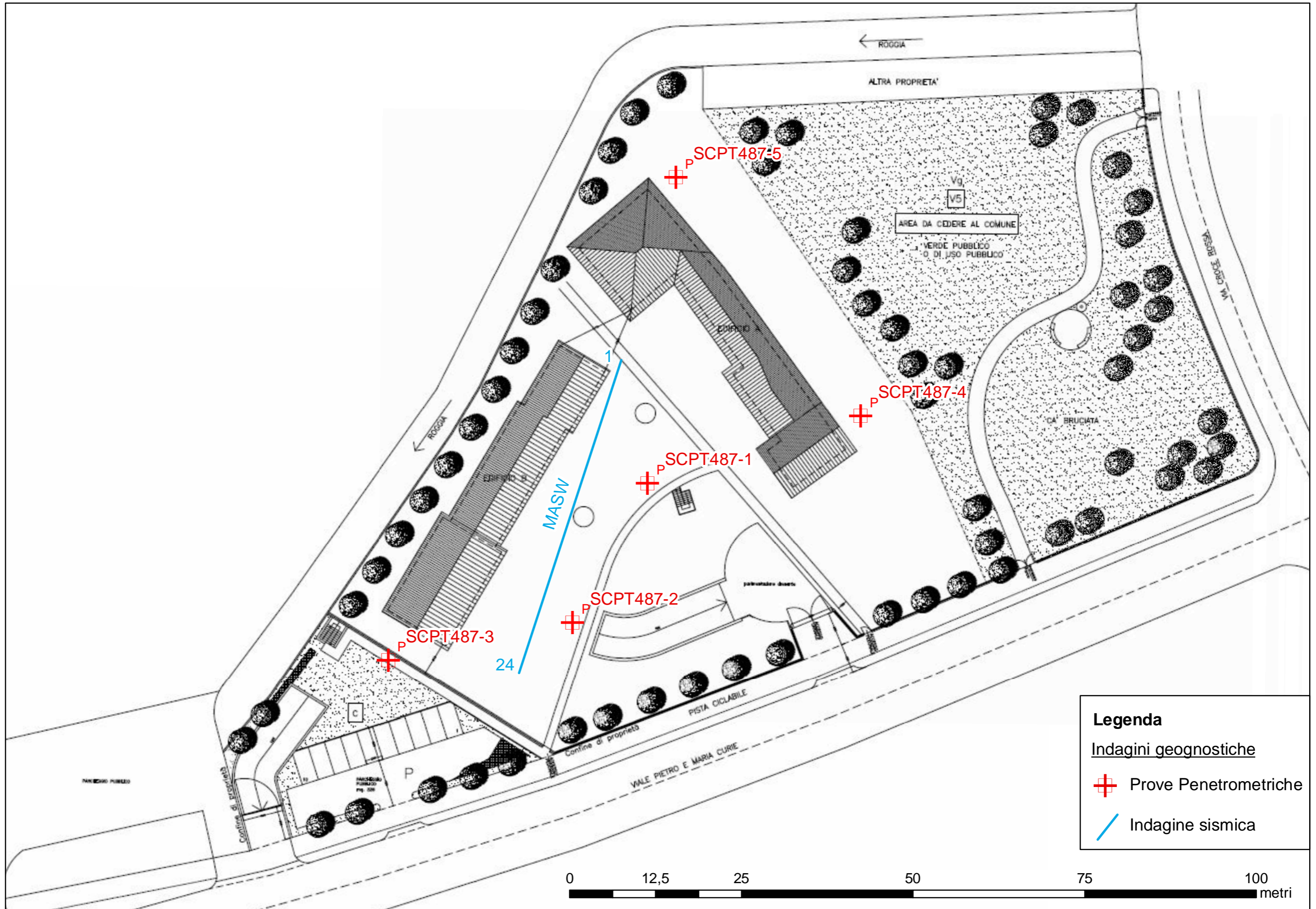
ALLEGATI

INQUADRAMENTO GEOGRAFICO (SCALA 1:20.000)



**STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA DELLA PROVINCIA
DI BERGAMO (SCALA 1:40.000)**





Legenda

Indagini geognostiche

- ⊕ Prove Penetrometriche
- Indagine sismica

**PROVE PENETROMETRICHE
DINAMICHE CONTINUE (S.C.P.T.)**

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : TG 63-100 M-A.C

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : TG 63-100 M-A.C

PESO MASSA BATTENTE	M = 73,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 0,63 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 51,00 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,43 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0,90 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,31 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,30 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	SI
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 8,93 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,141$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

n° 1

- indagine :	ARCH. LIVIO MILANESI	- data :	07/02/2012
- cantiere :		- quota inizio :	PIANO CAMPAGNA
- località :	BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE	- prof. falda :	8,00 m da quota inizio
- note :		- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	80	657,8	----	1	3,90 - 4,20	9	54,5	----	6
0,30 - 0,60	28	214,8	----	2	4,20 - 4,50	16	96,9	----	6
0,60 - 0,90	5	38,4	----	2	4,50 - 4,80	13	78,7	----	6
0,90 - 1,20	2	15,3	----	2	4,80 - 5,10	13	74,8	----	7
1,20 - 1,50	2	14,4	----	3	5,10 - 5,40	11	63,3	----	7
1,50 - 1,80	3	21,6	----	3	5,40 - 5,70	11	63,3	----	7
1,80 - 2,10	3	21,6	----	3	5,70 - 6,00	12	65,7	----	8
2,10 - 2,40	3	20,3	----	4	6,00 - 6,30	13	71,2	----	8
2,40 - 2,70	4	27,1	----	4	6,30 - 6,60	11	60,2	----	8
2,70 - 3,00	7	47,4	----	4	6,60 - 6,90	14	73,2	----	9
3,00 - 3,30	6	38,3	----	5	6,90 - 7,20	14	73,2	----	9
3,30 - 3,60	6	38,3	----	5	7,20 - 7,50	80	418,2	----	9
3,60 - 3,90	7	44,7	----	5					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,43** cm² - D(diam. punta)= **51,00** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 2

- indagine :	ARCH. LIVIO MILANESI	- data :	07/02/2012
- cantiere :		- quota inizio :	PIANO CAMPAGNA
- località :	BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE	- prof. falda :	8,00 m da quota inizio
- note :		- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	50	411,1	----	1	5,10 - 5,40	11	63,3	----	7
0,30 - 0,60	38	291,6	----	2	5,40 - 5,70	10	57,5	----	7
0,60 - 0,90	8	61,4	----	2	5,70 - 6,00	13	71,2	----	8
0,90 - 1,20	3	23,0	----	2	6,00 - 6,30	14	76,7	----	8
1,20 - 1,50	2	14,4	----	3	6,30 - 6,60	14	76,7	----	8
1,50 - 1,80	4	28,8	----	3	6,60 - 6,90	37	193,4	----	9
1,80 - 2,10	4	28,8	----	3	6,90 - 7,20	21	109,8	----	9
2,10 - 2,40	5	33,8	----	4	7,20 - 7,50	6	31,4	----	9
2,40 - 2,70	6	40,6	----	4	7,50 - 7,80	7	35,0	----	10
2,70 - 3,00	6	40,6	----	4	7,80 - 8,10	10	50,0	----	10
3,00 - 3,30	6	38,3	----	5	8,10 - 8,40	12	60,0	----	10
3,30 - 3,60	7	44,7	----	5	8,40 - 8,70	17	81,5	----	11
3,60 - 3,90	10	63,9	----	5	8,70 - 9,00	17	81,5	----	11
3,90 - 4,20	13	78,7	----	6	9,00 - 9,30	16	76,7	----	11
4,20 - 4,50	12	72,7	----	6	9,30 - 9,60	22	101,2	----	12
4,50 - 4,80	10	60,5	----	6	9,60 - 9,90	25	115,0	----	12
4,80 - 5,10	9	51,8	----	7					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 3

- indagine :	ARCH. LIVIO MILANESI	- data :	07/02/2012
- cantiere :		- quota inizio :	PIANO CAMPAGNA
- località :	BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE	- prof. falda :	8,00 m da quota inizio
- note :		- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	2	16,4	----	1	5,10 - 5,40	7	40,3	----	7
0,30 - 0,60	5	38,4	----	2	5,40 - 5,70	4	23,0	----	7
0,60 - 0,90	3	23,0	----	2	5,70 - 6,00	7	38,3	----	8
0,90 - 1,20	1	7,7	----	2	6,00 - 6,30	9	49,3	----	8
1,20 - 1,50	----	----	----	3	6,30 - 6,60	11	60,2	----	8
1,50 - 1,80	1	7,2	----	3	6,60 - 6,90	8	41,8	----	9
1,80 - 2,10	4	28,8	----	3	6,90 - 7,20	8	41,8	----	9
2,10 - 2,40	5	33,8	----	4	7,20 - 7,50	12	62,7	----	9
2,40 - 2,70	5	33,8	----	4	7,50 - 7,80	18	90,0	----	10
2,70 - 3,00	4	27,1	----	4	7,80 - 8,10	20	100,0	----	10
3,00 - 3,30	5	32,0	----	5	8,10 - 8,40	19	95,0	----	10
3,30 - 3,60	6	38,3	----	5	8,40 - 8,70	21	100,6	----	11
3,60 - 3,90	13	83,1	----	5	8,70 - 9,00	21	100,6	----	11
3,90 - 4,20	11	66,6	----	6	9,00 - 9,30	23	110,2	----	11
4,20 - 4,50	10	60,5	----	6	9,30 - 9,60	28	128,8	----	12
4,50 - 4,80	9	54,5	----	6	9,60 - 9,90	31	142,6	----	12
4,80 - 5,10	10	57,5	----	7					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 4

- indagine :	ARCH. LIVIO MILANESI	- data :	07/02/2012
- cantiere :		- quota inizio :	PIANO CAMPAGNA
- località :	BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE	- prof. falda :	9,00 m da quota inizio
- note :		- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	22	180,9	----	1	5,10 - 5,40	15	86,3	----	7
0,30 - 0,60	48	368,3	----	2	5,40 - 5,70	14	80,5	----	7
0,60 - 0,90	6	46,0	----	2	5,70 - 6,00	12	65,7	----	8
0,90 - 1,20	3	23,0	----	2	6,00 - 6,30	15	82,2	----	8
1,20 - 1,50	1	7,2	----	3	6,30 - 6,60	18	98,6	----	8
1,50 - 1,80	2	14,4	----	3	6,60 - 6,90	16	83,6	----	9
1,80 - 2,10	3	21,6	----	3	6,90 - 7,20	23	120,2	----	9
2,10 - 2,40	1	6,8	----	4	7,20 - 7,50	20	104,6	----	9
2,40 - 2,70	3	20,3	----	4	7,50 - 7,80	16	80,0	----	10
2,70 - 3,00	3	20,3	----	4	7,80 - 8,10	19	95,0	----	10
3,00 - 3,30	7	44,7	----	5	8,10 - 8,40	11	55,0	----	10
3,30 - 3,60	7	44,7	----	5	8,40 - 8,70	14	67,1	----	11
3,60 - 3,90	9	57,5	----	5	8,70 - 9,00	13	62,3	----	11
3,90 - 4,20	11	66,6	----	6	9,00 - 9,30	16	76,7	----	11
4,20 - 4,50	11	66,6	----	6	9,30 - 9,60	17	78,2	----	12
4,50 - 4,80	13	78,7	----	6	9,60 - 9,90	23	105,8	----	12
4,80 - 5,10	17	97,8	----	7					

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
TABELLE VALORI DI RESISTENZA

n° 5

- indagine :	ARCH. LIVIO MILANESI	- data :	07/02/2012
- cantiere :		- quota inizio :	PIANO CAMPAGNA
- località :	BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE	- prof. falda :	6,00 m da quota inizio
- note :		- pagina :	1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	N(colpi r)	asta
0,00 - 0,30	3	24,7	----	1	3,90 - 4,20	5	30,3	----	6
0,30 - 0,60	6	46,0	----	2	4,20 - 4,50	6	36,3	----	6
0,60 - 0,90	3	23,0	----	2	4,50 - 4,80	6	36,3	----	6
0,90 - 1,20	3	23,0	----	2	4,80 - 5,10	5	28,8	----	7
1,20 - 1,50	2	14,4	----	3	5,10 - 5,40	6	34,5	----	7
1,50 - 1,80	3	21,6	----	3	5,40 - 5,70	3	17,3	----	7
1,80 - 2,10	4	28,8	----	3	5,70 - 6,00	16	87,6	----	8
2,10 - 2,40	3	20,3	----	4	6,00 - 6,30	22	120,5	----	8
2,40 - 2,70	3	20,3	----	4	6,30 - 6,60	22	120,5	----	8
2,70 - 3,00	2	13,5	----	4	6,60 - 6,90	13	68,0	----	9
3,00 - 3,30	4	25,6	----	5	6,90 - 7,20	19	99,3	----	9
3,30 - 3,60	4	25,6	----	5	7,20 - 7,50	30	156,8	----	9
3,60 - 3,90	5	32,0	----	5	7,50 - 7,80	80	400,0	----	10

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

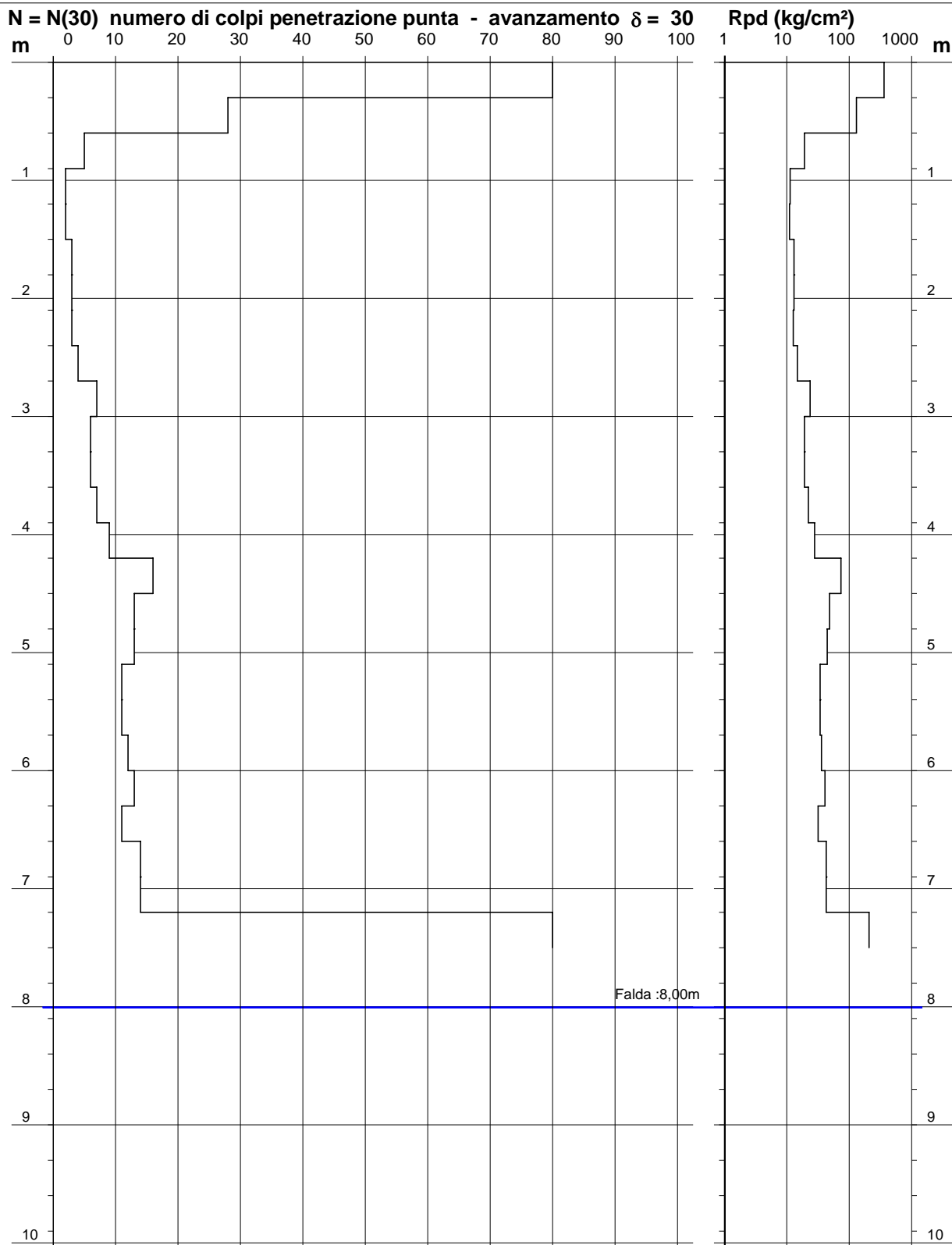
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 1

Scala 1: 50

- indagine : ARCH. LIVIO MILANESI
- cantiere :
- località : BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE

- data : 07/02/2012
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 8,00 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**
- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**
- Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

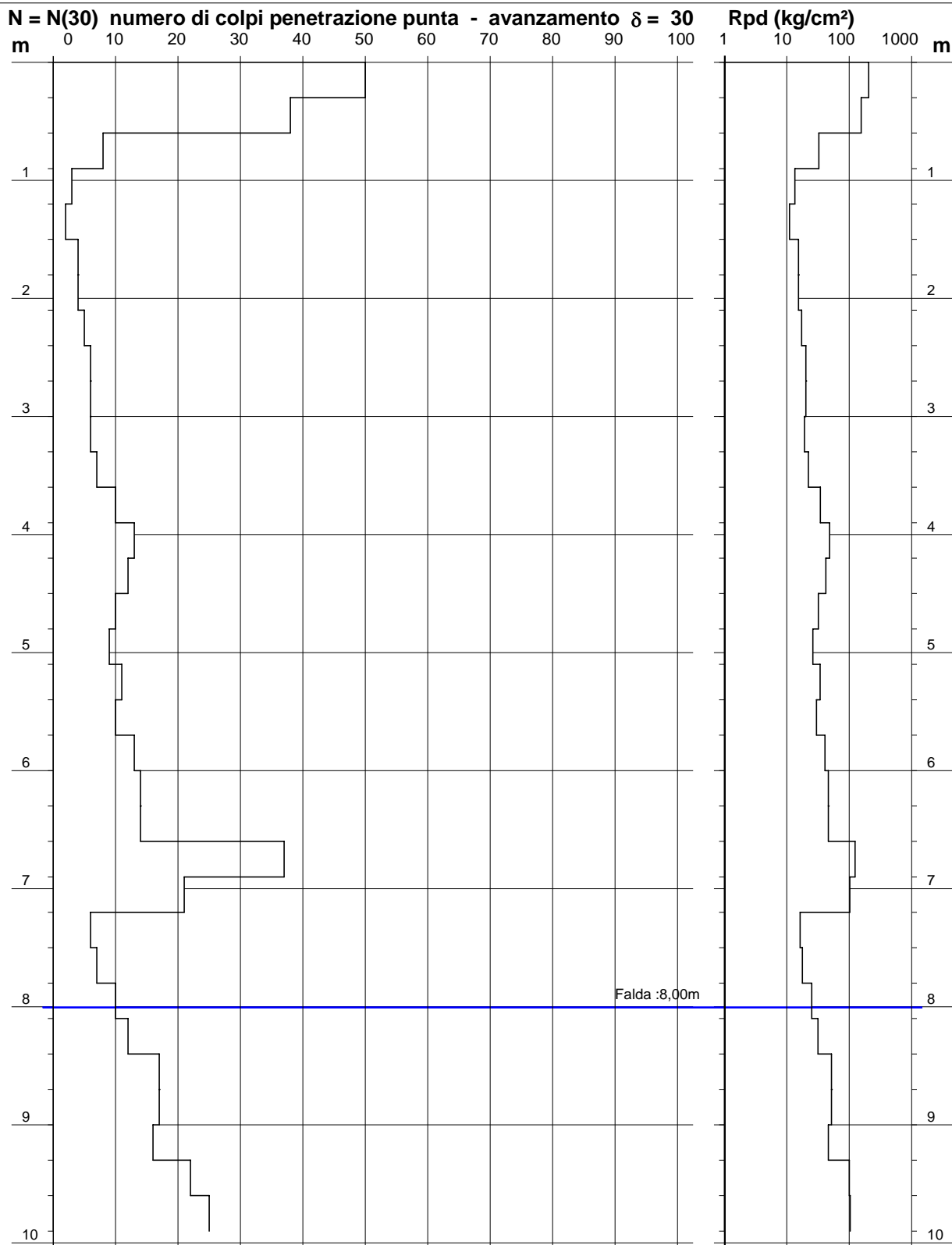
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 2

Scala 1: 50

- indagine : ARCH. LIVIO MILANESI
- cantiere :
- località : BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE

- data : 07/02/2012
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 8,00 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**
- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**
- Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

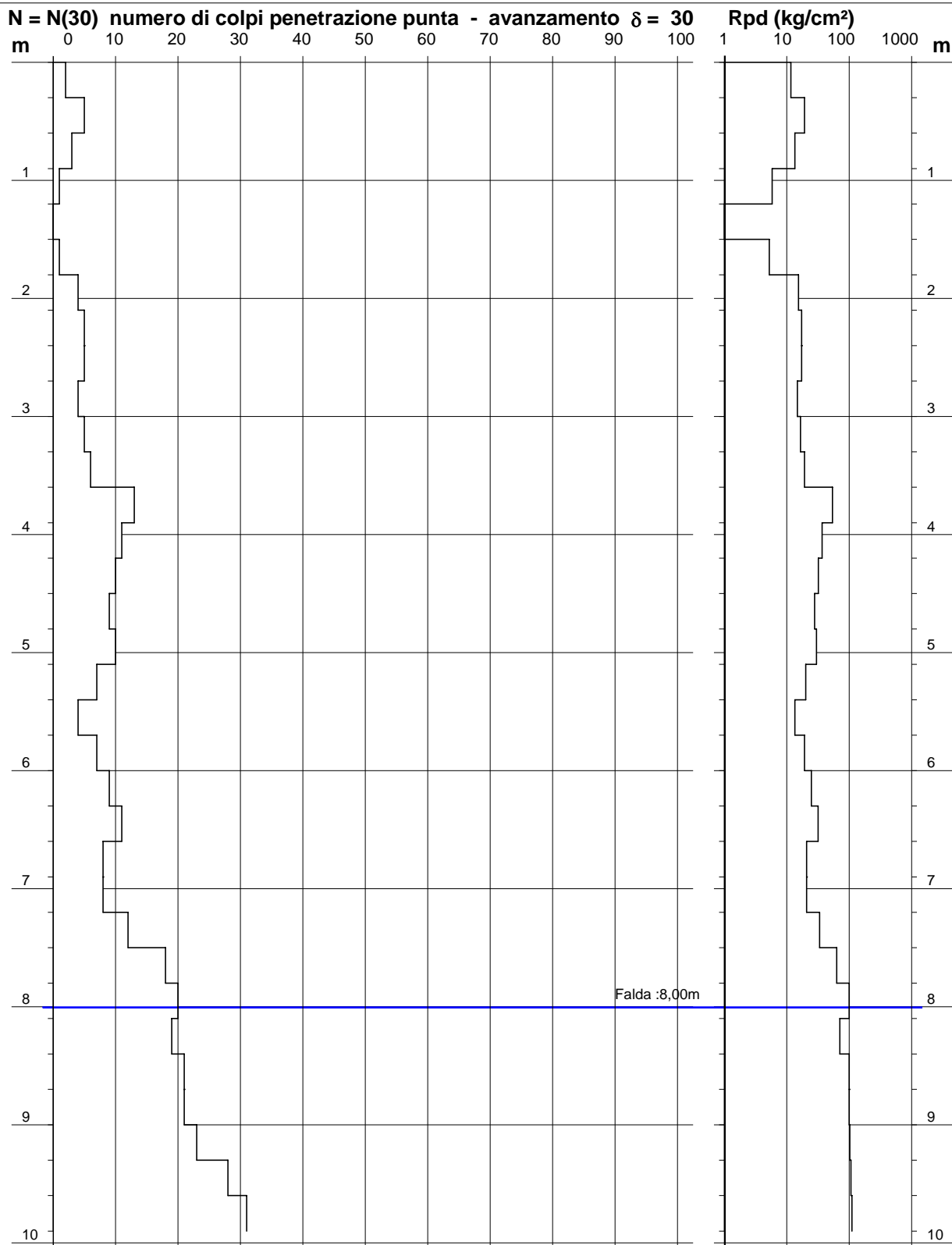
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 3

Scala 1: 50

- indagine : ARCH. LIVIO MILANESI
- cantiere :
- località : BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE

- data : 07/02/2012
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 8,00 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**
- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**
- Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm] - Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

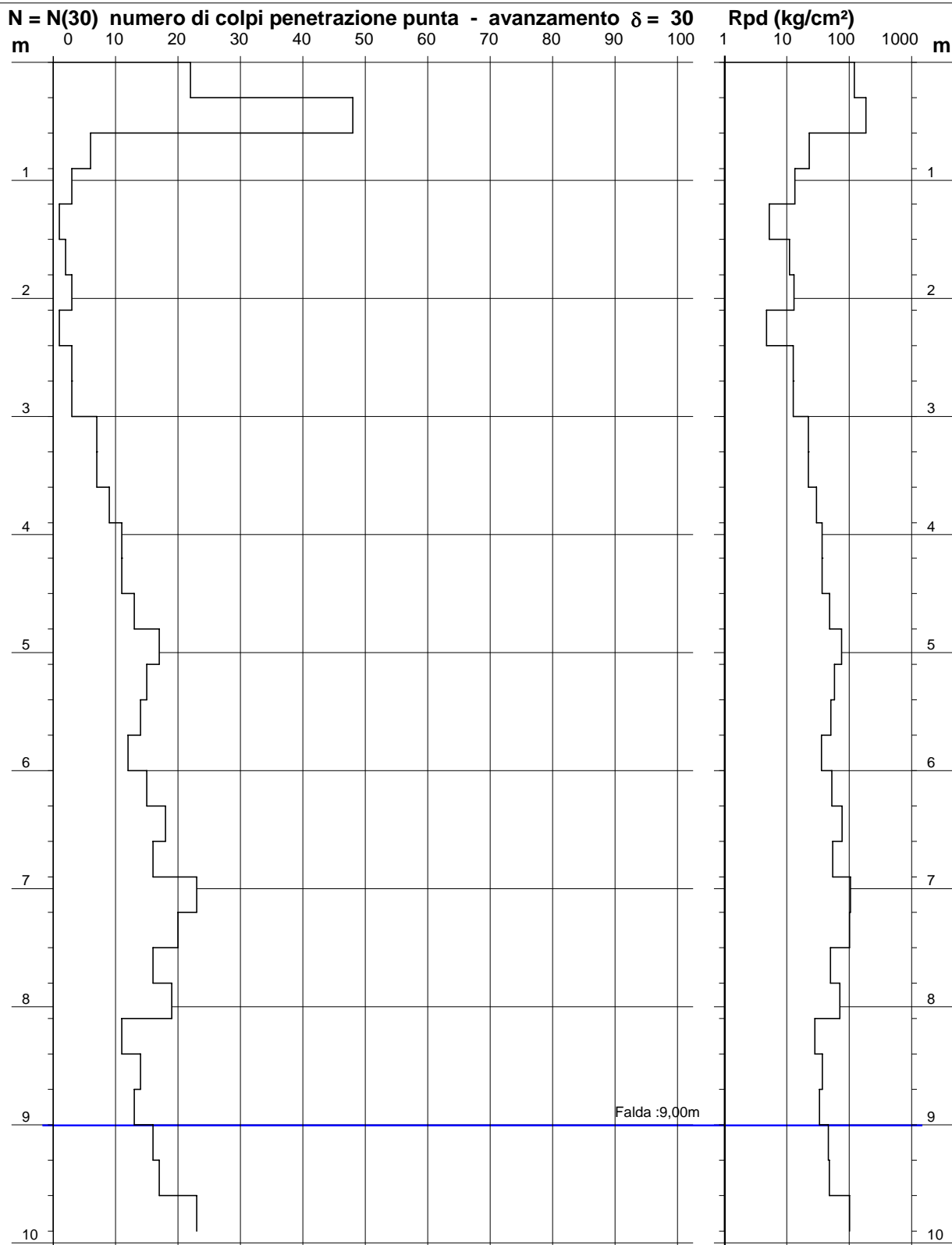
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 4

Scala 1: 50

- indagine : ARCH. LIVIO MILANESI
- cantiere :
- località : BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE

- data : 07/02/2012
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 9,00 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

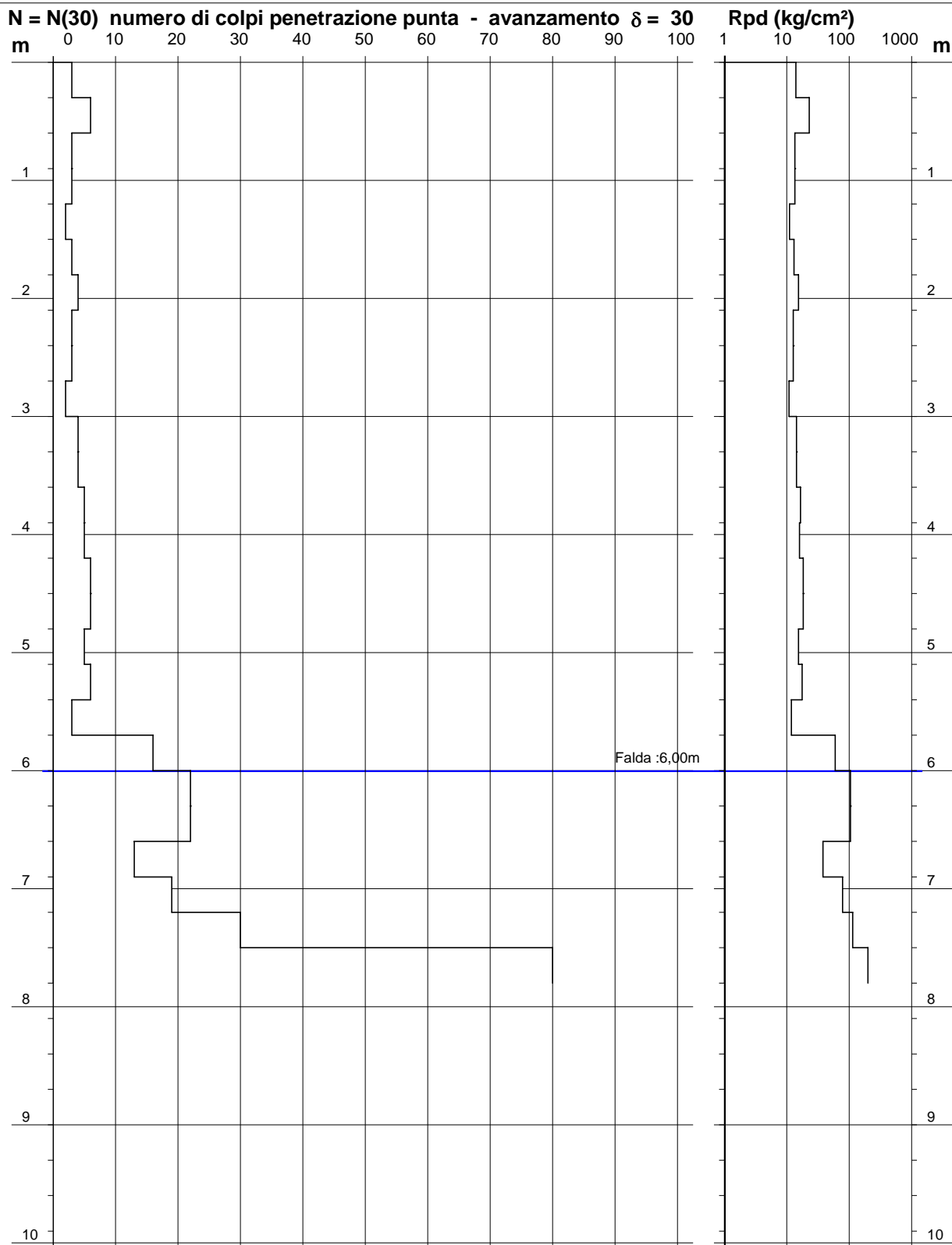
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

n° 5

Scala 1: 50

- indagine : ARCH. LIVIO MILANESI
- cantiere :
- località : BERGAMO - VIA PIETRO E MARIA CURIE

- data : 07/02/2012
- quota inizio : PIANO CAMPAGNA
- prof. falda : 6,00 m da quota inizio



- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **TG 63-100 M-A.C**

- M (massa battente)= **73,00 kg** - H (altezza caduta)= **0,75 m** - A (area punta)= **20,43 cm²** - D(diam. punta)= **51,00 mm**

- Numero Colpi Punta N = N(30) [$\delta = 30$ cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**VELOCITA' DELLE ONDE S
PROVA MASW V_{s30}**

SITO 1 (energizzazione 8m)

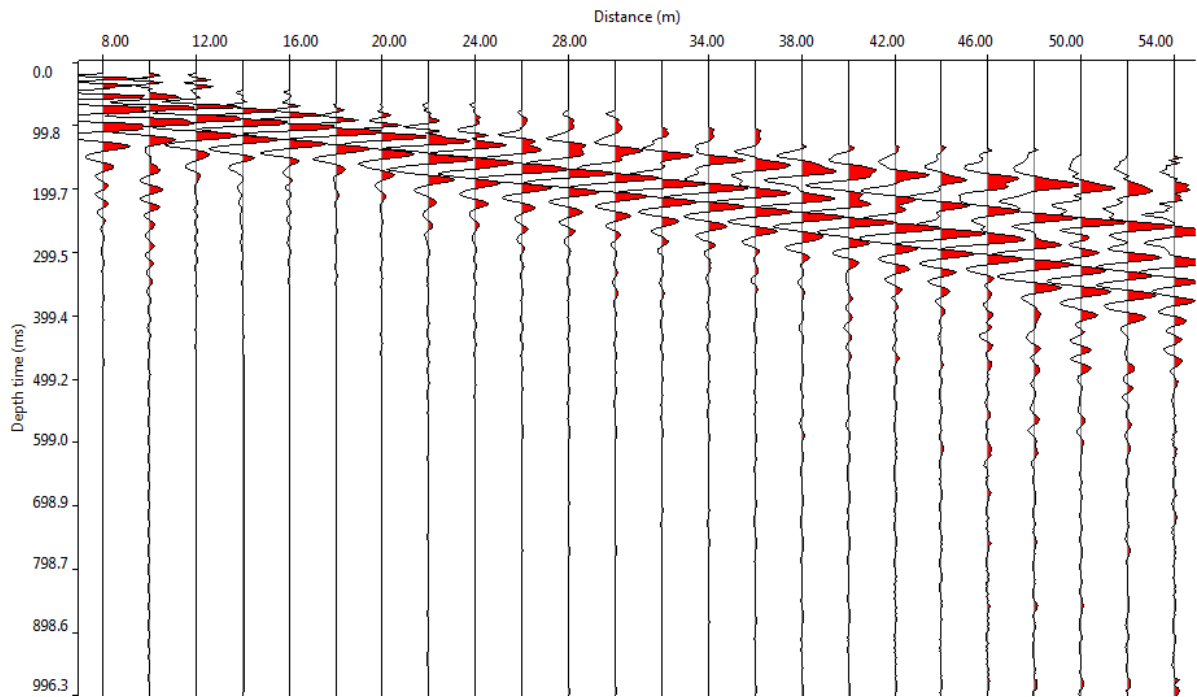


Fig. 1: Sismogramma medio

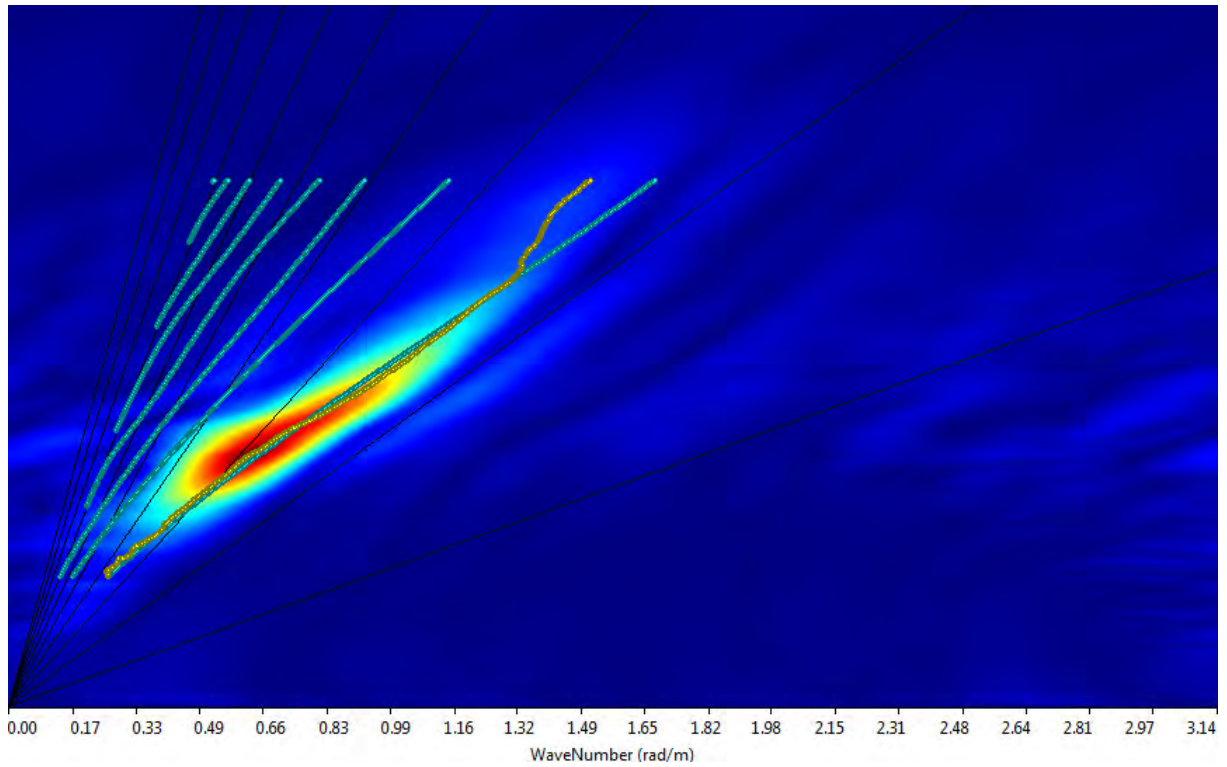


Fig. 2: Spettro Frequenza-velocità

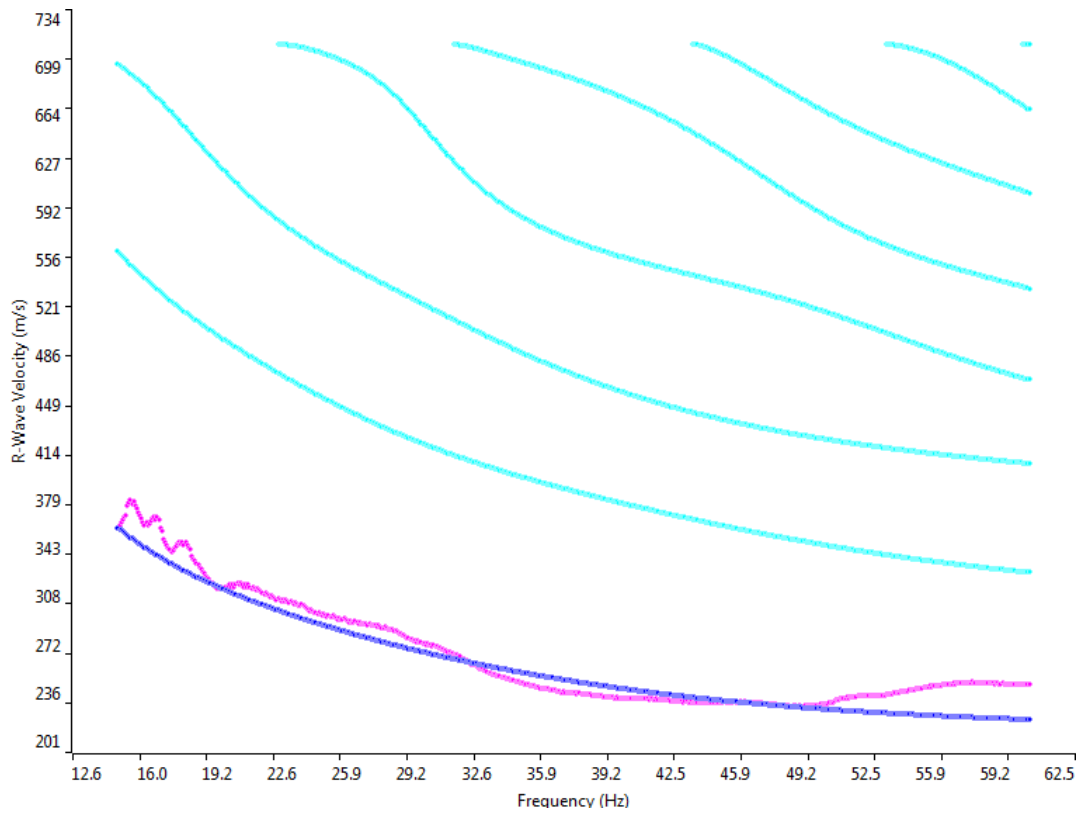


Fig. 3: Curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu)

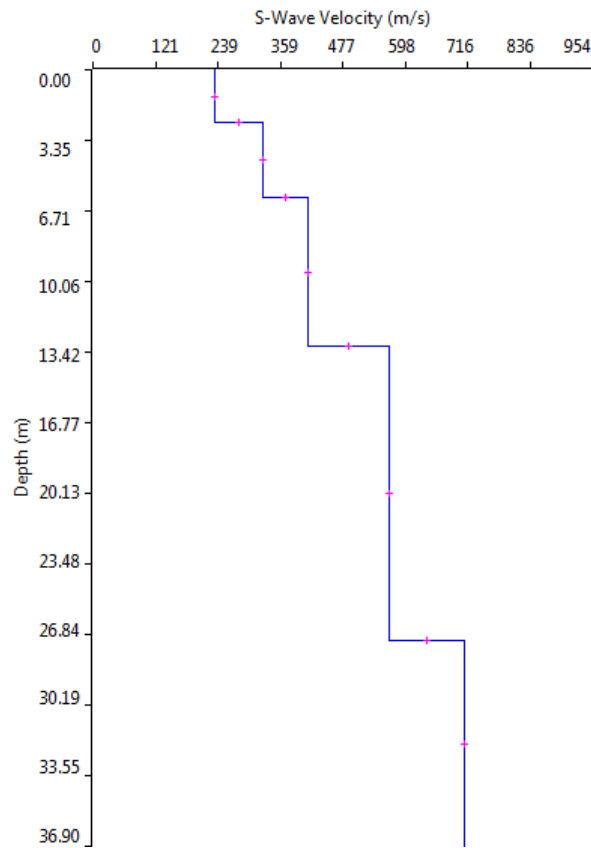


Fig. 4: Distribuzione Vs

SITO 1 (energizzazione 15m)

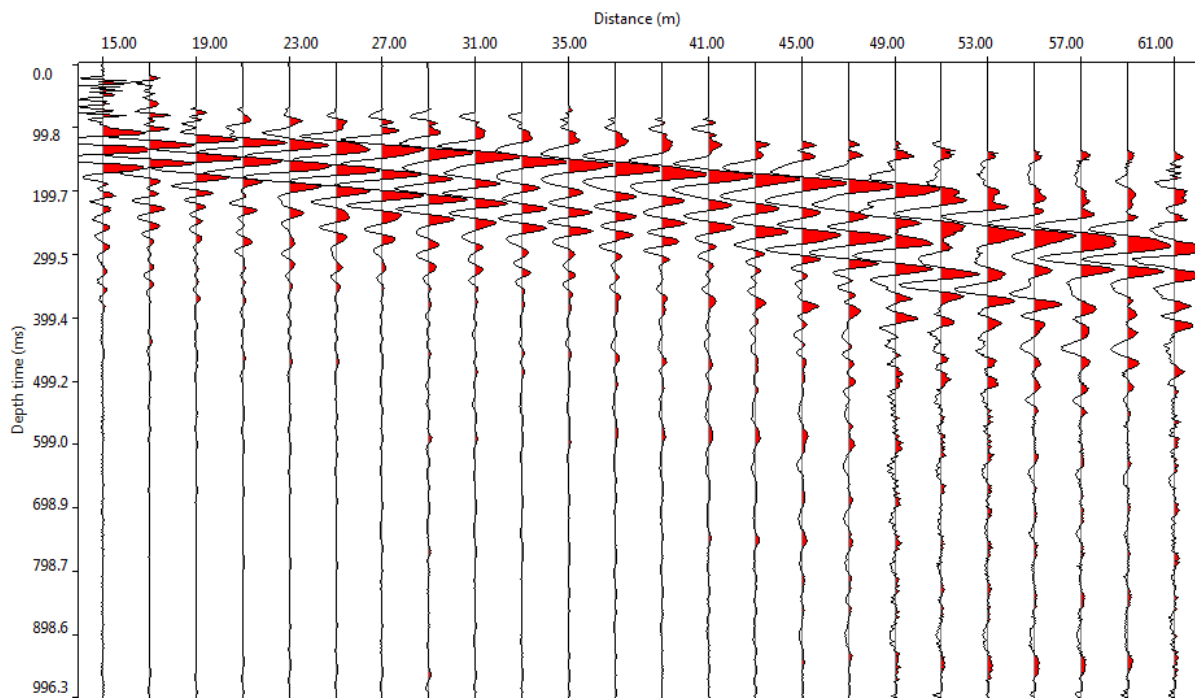


Fig. 5: Sismogramma medio

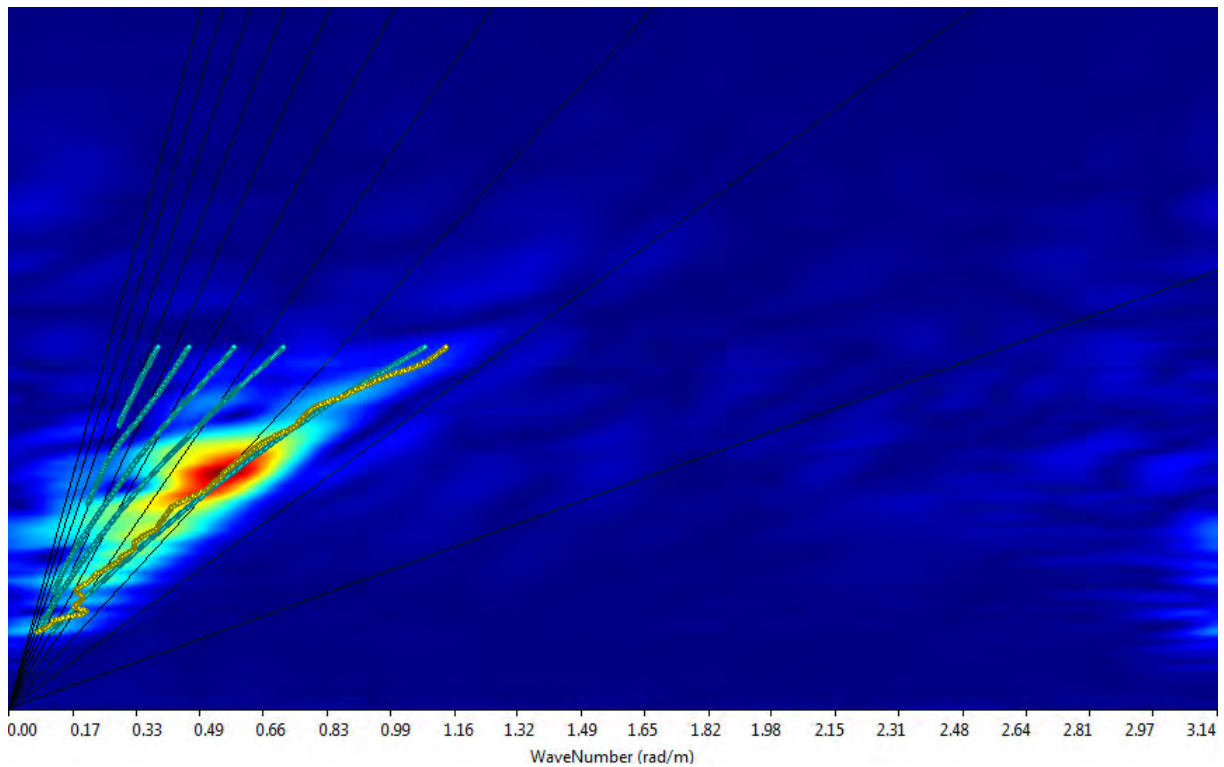


Fig. 6: Spettro Frequenza-velocità

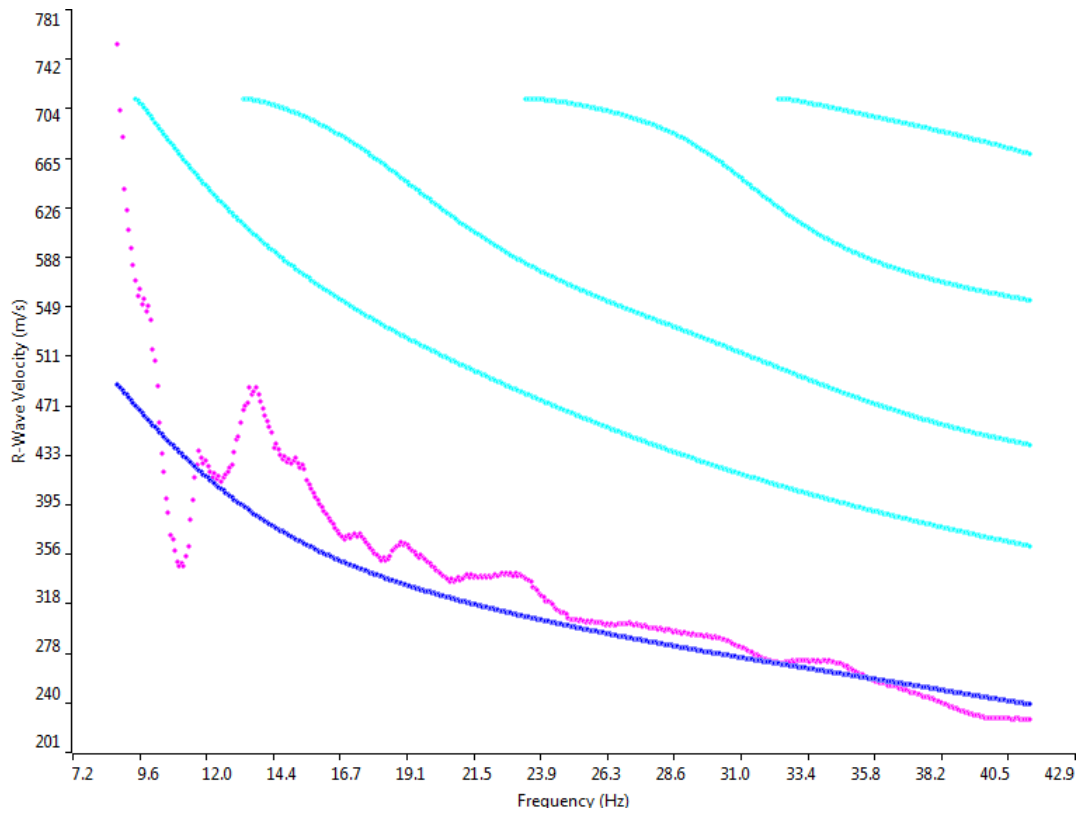


Fig. 7: Curva di dispersione sperimentale (viola) e teorica (blu)

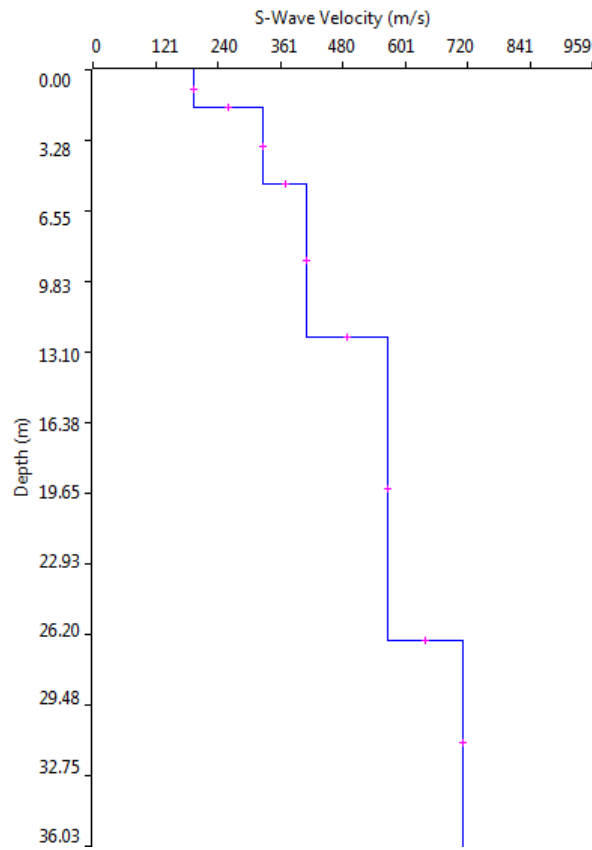


Fig. 8: Distribuzione Vs