

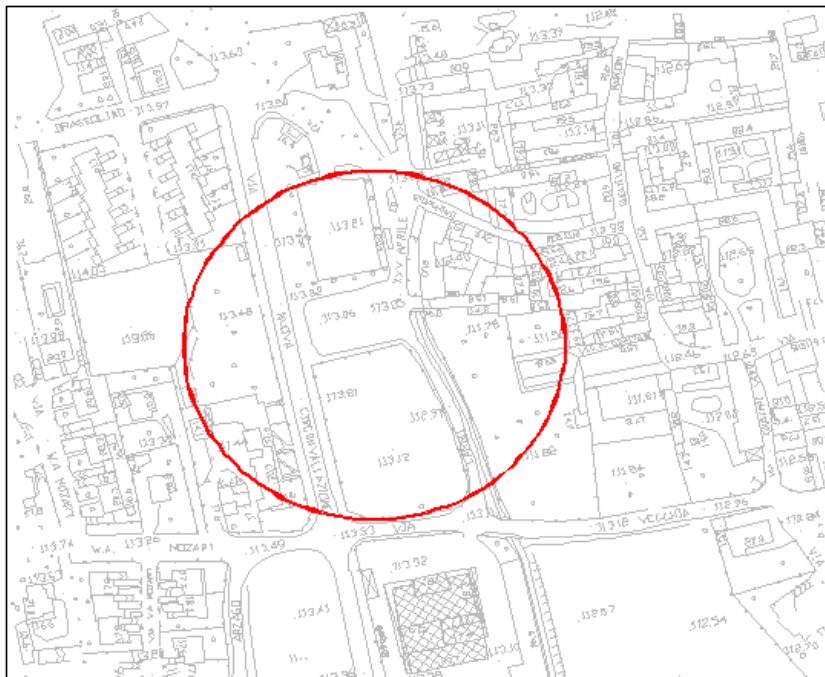
Provincia di Bergamo



Realizzazione Struttura Polivalente e Mercato Coperto
in Largo XXV Aprile

Comune di Calvenzano

Relazione geologica – geotecnica - geofisica



Bergamo, 30-10-2007

Dott. Geol. Pedrali Carlo (O.G.L. n.860)

INDICE

1. PREMESSA	3
2. INQUADRAMENTO GEOLITOLOGICO - GEOMORFOLOGICO	4
4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO DELL'AREA	6
5. INDAGINI IN SITO	6
5.1. ANALISI SISMICA DEL SITO	7
5.1.1. Indagini geofisiche di tipo attivo	7
5.1.2. Indagini geofisiche di tipo passivo	8
5.1.3. Risultati indagini geofisiche e definizione categoria sismica del suolo di fondazione	8
5.1.4. Valutazione dei possibili fenomeni di amplificazione sismica	13
5.2. PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (DSPH)	16
5.2.1. Modalità effettuazione prova	16
5.2.2. Elaborazione prove penetrometriche	17
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO	19
6.1. CORRELAZIONE TRA I RISULTATI OTTENUTI CON LE PROVE IN SITO	19
7. CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI	20
8. STIMA DEI CEDIMENTI	23
8.1 STIMA DEL COEFFICIENTE DEL SOTTOFONDO	25
9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE RELATIVE AL PROGETTO	25

La presente relazione è composta da 25 pagine di testo e da 2 allegati contenenti i risultati delle indagini insito e la documentazione fotografica.

Dott. Geol. Pedrali Carlo
O.G.L. 860

1. PREMESSA

La presente relazione espone i risultati delle indagini geologiche, geognostiche e geofisiche effettuate per conto del Comune di Calvenzano, in merito alla prevista realizzazione nuova struttura Polivalente e realizzazione nuovo Mercato Coperto.

Entrambi gli edifici non prevedono piani interrati, ad esclusione di un piccolo interrato per il locale caldaia nel caso della struttura polivalente.

In relazione a quanto indicato nella normativa vigente, i fabbricati in questione sono definiti come “**edifici pubblici rilevanti**” (D.D.U.O. n.19904 del 21/11/2003); mentre il comune in cui sono situati, è classificato dal punto di vista della nuova classificazione sismica, in **zona 4 – “zona a bassa sismicità”** (D.G.R. n.7/14964 il 24 novembre 2003).

Per quanto riguarda l’”Azione Sismica”, gli edifici pubblici in questione rientrano nella “Classe d’Importanza” **2** (vita utile 100 anni, tempo riferimento fenomeni $T_r=1000$ anni).

Secondo quanto indicato dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni ed in accordo con il Progettista e con l’Ufficio Tecnico Comunale sono state effettuate le seguenti indagini in sito:

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni:

1. **effettuazione di cinque prove penetrometriche dinamiche DPSH** in corrispondenza dello sviluppo planimetrico dei due edifici.

Per la caratterizzazione geofisica dei terreni:

1. **esecuzione di indagine sismica di superficie di tipo attivo/passivo (MASW + Microtremori)**. Effettuazione di due linee sismiche all’incirca ortogonali una all’altra per la valutazione di un profilo medio delle V_s sino alla massima profondità raggiungibile.

2. INQUADRAMENTO GEOLITOLOGICO - GEOMORFOLOGICO

L'area in questione è posta ad una quota di circa 113 m s.l.m. (secondo quanto riportato sulla base topografica comunale) ed è situata in corrispondenza di un'area pianeggiante della bassa pianura bergamasca. Il gradiente topografico medio nella zona è di circa il 3 per mille.

Gli unici elementi di alterazione morfologica presenti nell'area di studio sono rappresentati dalle incisioni dei canali irrigui quali: la roggia Maggiore presente ad una quindicina di metri circa a est dell'area in questione.

Secondo quanto riportato sulle note illustrative della “Carta Geologica della Provincia di Bergamo” (AAVV., anno 2000), nell'area affiorano depositi fluvioglaciali dell'Unità di Cantù (Bacino dell'Adda, Tardo Pleistocene Superiore).

Questi depositi fluvioglaciali costituiscono la porzione occidentale del territorio comunale e la zona di alimentazione è di pertinenza abduana.

Le caratteristiche granulometriche di questi depositi superficiali sono quelle di prevalenti ghiaie a matrice sabbiosa con abbondanti ciottoli arrotondati. Si tratta di depositi a supporto clastico dove è riconoscibile una stratificazione da suborizzontale grossolana ad incrociata planare a basso angolo; meno frequentemente si osserva una stratificazione incrociata concava. Frequenti appaiono le intercalazioni di strati e lenti sabbiose a struttura interna laminata depostesi in seguito a fenomeni di esondazione. La copertura loessica è assente. L'unità, in questione presenta uno spessore compreso tra i 10 e i 15 metri.

L'area d'intervento è situata più di 150 metri a valle del pozzo comunale di via Donizetti ad uso idropotabile. Si riporta integralmente la descrizione stratigrafica dei terreni incontrati nella perforazione del pozzo. A partire dal piano campagna si incontrano:

- “da 0 a 0,5 m terreno vegetale;
- da 0,5 a 21,0 m ciottoli grossi;
- da 21,0 a 23,8 m conglomerato;
- da 23,8 a 38,5 m ghiaia media con poca sabbia;
- da 38,5 a 40,0 m ghiaia con argilla gialla;

- da 40,0 a 44,6 m ghiaia e ghiaietto con poca sabbia;
- da 44,6 a 49,1 m argilla giallastra;
- da 49,1 a 52,8 m ghiaia, ghiaietto e sabbia;
- da 52,8 a 55,2 m argilla compatta con poca sabbia;
- da 55,2 a 57,0 m ghiaietto con sabbia;
- da 57,0 a 59,7 m sabbia fine giallastra con tracce di ghiaietto;
- da 59,7 a 67,2 m argilla con arenaria e tracce di ghiaia;
- da 67,2 a 69,4 m ghiaietto e ghiaia con sabbia;
- da 69,4 a 71,5 m argilla con ghiaia;
- da 71,5 a 73,0 m ghiaia e sabbia ;
- da 73,0 a 75,7 m conglomerato;
- da 75,7 a 78,2 m sabbia media grigia e ghiaietto;
- da 78,2 a 80,4 m argilla giallastra sabbiosa;
- da 80,4 a 86,0 m arenaria compatta e lenti di conglomerato;
- da 86,0 a 98,8 m argilla giallastra compatta;
- da 98,8 a 101,5 m arenaria e lenti sabbiose;
- da 101,5 a 106,0 m sabbia fine e media e qualche ghiaietto;
- da 106,0 a 112 m argilla compatta”.

In corrispondenza della verticale di prova P4 è stata effettuata una perforazione, tramite trivella manuale dotata di carotiere, che ha consentito la visione diretta dei primi livelli di terreno costituiti da terreno di riporto per 30-40 centimetri, quindi sabbie fini limoso ghiaiose di colore bruno chiaro. La profondità massima raggiunta è stata di -0,80 metri dal p.c.; oltre, la presenza di ghiaia grossolana impediva il recupero del terreno.

L'area di studio appare ricadere in classe di **fattibilità 1 (Classe di fattibilità senza particolari problematiche)**, inoltre cade al di fuori della zona di rispetto del pozzo di via Donizetti, ridelimitata con criterio temporale nel 2004.

4. INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO DELL'AREA

Lo “Studio Geologico di corredo ai sensi della L.R.41/97” indica, nell’area d’indagine, una soggiacenza della falda idrica superficiale (riferita al marzo 2000) contenuta tra i 7 e gli 8 metri dal piano campagna. Il flusso idrico sotterraneo risulta diretto verso NNW-SSE.

In data 13/11/2007 non è stato possibile installare alcun piezometro nei fori delle prove penetrometriche per il franamento delle pareti; tuttavia è stato possibile accertare la posizione del livello freatico durante l’esecuzione delle indagini che risultava posto a circa -7,5 metri dal p.c.. Contemporaneamente è stato misurato lo stesso livello freatico nel piezometro realizzato in corrispondenza delle scuole elementari.

5. INDAGINI IN SITO

Le indagini effettuate in sito sono state ubicate sulla planimetria schematizzata di figura n.2.

Le prove penetrometriche hanno raggiunto le seguenti profondità:

- la prova P1 ha raggiunto la profondità di 6,0 metri, quindi è andata a rifiuto;
- la prova P2 ha raggiunto la profondità di 10,0 metri;
- la prova P3 ha raggiunto la profondità di 10,0 metri;
- la prova P4 ha raggiunto la profondità di 10,0 metri;
- la prova P5 ha raggiunto la profondità di 12,6 metri;

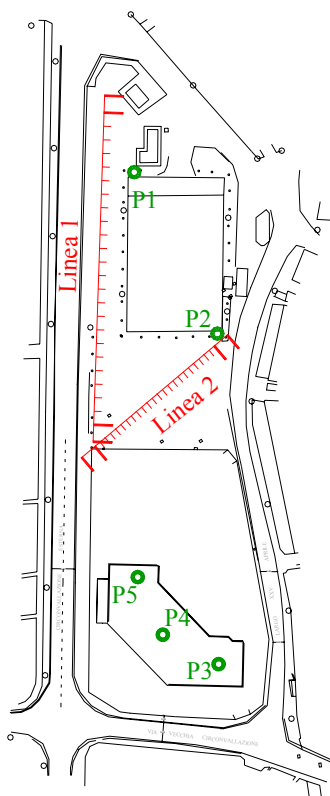


Figura n.2 Ubicazione delle indagini effettuate.
In rosso le linee sismiche, i cerchi in verde sono le prove penetrometriche.

5.1. Analisi sismica del sito

Per valutare l'andamento della velocità delle onde di taglio (V_s) con la profondità, a partire dal piano campagna, sono state impiegate due tecniche che utilizzano le onde superficiali.

Tra le tecniche d'indagine che sfruttano le onde superficiali, quelle che hanno avuto maggior sviluppo recentemente sono: la tecnica MASW e quella dei Microtremori. Queste tecniche hanno il vantaggio di indagare volumi di terreno più estesi rispetto ad altre tecniche puntuali, anche di tipo diretto, pur mantenendo contenuti i costi.

5.1.1. Indagini geofisiche di tipo attivo

Nella tecnica di tipo indiretto-attivo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), la generazione delle onde superficiali si ottiene con l'energizzazione in superficie ottenuta mediante sistemi impulsivi; conseguentemente si ha la formazione nel terreno di un treno di onde complesso comprendente onde di Rayleigh.

La tecnica MASW, similmente a quello che avviene per la sismica a rifrazione, si basa sulla registrazione dei primi arrivi delle onde superficiali prodotte, in corrispondenza di una catena di geofoni.

Il risultato è quello di ottenere per ogni stendimento geofisico, un profilo verticale del valore della velocità delle onde di taglio collocabile all'incirca nella zona centrale dello stendimento.

5.1.2. Indagini geofisiche di tipo passivo

La tecnica di tipo indiretto – passivo dei Microtremori, non necessita al contrario della precedente metodologia (MASW) di una sorgente artificiale di energia, ma registra esclusivamente i micro movimenti della crosta terrestre indotti da fenomeni naturali quali: venti e onde oceaniche; o antropici quali: traffico veicolare o rumore industriale, etc..

La tecnica dei microtremori consente di determinare la velocità delle onde di taglio, essa è in grado di operare anche in contesti urbani rumorosi e ristretti non necessitando di energizzazioni del terreno, si basa sulla semplice registrazione prolungata dei treni di onde superficiali in arrivo alla catena di geofoni e prodotti da sorgenti distanti di tipo naturale o antropico non controllate.

Nel caso in questione, per ottenere una maggiore capacità di risoluzione in profondità, sono state combinate le due metodologie: MASW + Microtremori. Ciò consente di migliorare l'attendibilità dell'interpretazione soprattutto negli strati più superficiali.

5.1.3. Risultati indagini geofisiche e definizione categoria sismica del suolo di fondazione

Per il comune di Calvenzano (cod. ISTAT: 03016047), la cartografia della pericolosità sismica di base (vedi Albarello et alii, 2001; CD-ROM Rischio Sismico 2001 con aggiornamento classificazione sismica al 2003) indica i seguenti parametri di accelerazione convenzionale massima (Pga atteso) rispettivamente per tempi di ritorno di T=475 anni e T=975 anni.

PGA 475S	PGA 975S
0,08906	0,11366

Per il calcolo del valore di $V_{s_{30}}$ è stata utilizzata la seguente espressione:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_{(i=1, N)} h_i / V_{si}} \quad [1]$$

Il valore del periodo fondamentale di vibrazione del terreno è stato calcolato mediante la seguente espressione:

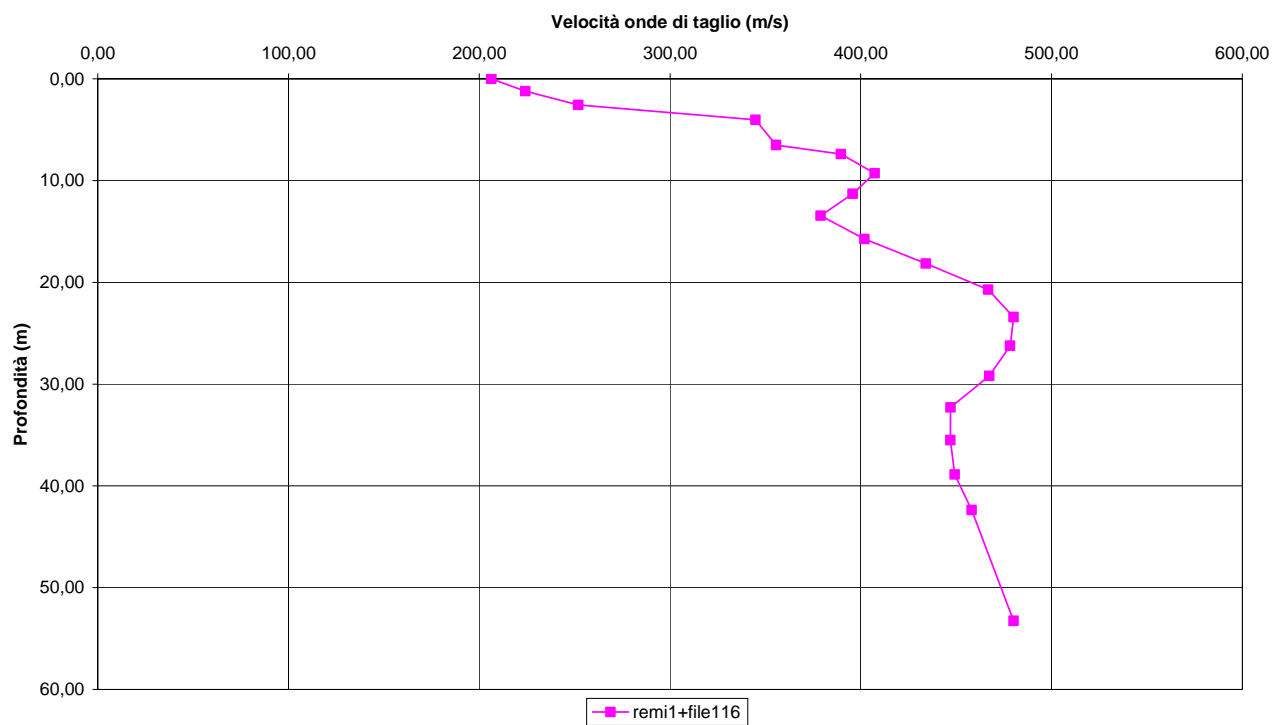
$$T_0 = \frac{4 * \sum_{(i=1, N)} h_i}{\sum_{(i=1, N)} (V_{si} * h_i) / (\sum_{(i=1, N)} h_i)} \quad [2]$$

dove h_i e V_{si} indicano rispettivamente lo spessore in metri e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6} \%$,) dello strato i -esimo per il totale degli N strati riconosciuti nei primi 30 metri di sottosuolo a partire dalla superficie per la prima formula e considerando tutta la successione stratigrafica sino al raggiungimento del bedrock-like ($V_s \geq 800$ m/s), per la seconda formula.

La tabella sottostante indica la categoria sismica di appartenenza del suolo di fondazione ed i parametri dello spettro di risposta elastico di normativa. In base ai valori di V_s ottenuti, il terreno rientra nella categoria **C**.

Profondità sommità strato Z (m)	Velocità onde di taglio (m/s)
0,00	206,36
1,21	224,19
2,56	251,95
4,04	344,82
6,50	355,69
7,40	389,56
9,28	407,33
11,30	395,75
13,45	379,02
15,74	401,95
18,16	434,17
20,72	466,85
23,41	480,13
26,23	478,34
29,19	467,44
30,0	467,4
32,28	447,11
35,51	447,02
38,87	449,19
42,37	458,14
53,27	480,13

Tabella n.1 Valori della velocità delle onde di taglio a partire dal piano campagna .

Calcolo V_{s30} in m/s

352,8

CLASSIFICAZIONE DEL SITO secondo le Norme Tecniche per le costruzioni (Decreto 14/09/2006)				
Località:	Centro polivalente XXV Aprile			
Metodo di indagine:	RE.MI.+ MASW			
Strumentazione utilizzata:	Sismografo Geode, 24 canali, 24 bits			
Metodo di energizzazione:	Rumore naturale + mazza da 5 kg			
Geometria dello stendimento:	lineare con 24 geofoni - interasse 4 m			

VELOCITA' SISMICA ONDE DI TAGLIO Vs30 (m/s)	352,8
Dati i risultati, il sito in esame risulta rispondere alla categoria di suolo di tipo: (si vedano le tabelle sottostanti per ricavare i valori di ag e del coeff. S)	C

Classificazione delle zone di sismicità		Classe d'importanza	
zona	accelerazione orizzontale (ag/g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Edifici in classe 1. Valori di ag/g accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A (substrato sismico)	Edifici in classe 2. Valori di ag/g accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A (substrato sismico)
1	> 0,25	0,35	0,49
2	0,15 - 0,25	0,25	0,35
3	0,05 - 0,15	0,15	0,21
4	< 0,05	0,05	0,07

Categorie di suolo di fondazione:		Parametri spettro di risposta elastico:			
		S	TB	TC	TD
A	Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi con valori Vs30 > 800 m/s e con strati di alterazione superficiale h max = 5m	1	0,15	0,4	2
B	Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s o valori di Nspt>50 o Cu>250 kPa	1,25	0,15	0,5	2
C	Depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di Vs30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s o con 15<Nspt<50 o 70<Cu<250 kPa.	1,25	0,15	0,5	2
D	Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti, caratterizzati da valori di Vs30<180 m/s o da Nspt<15 o Cu<70 kPa.	1,35	0,2	0,8	2
E	Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali, con valori di Vs30 simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, su di un substrato di materiale più rigido con Vs30>800 m/s	1,25	0,15	0,5	2
S1	Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità (PI>40) e contenuto di acqua, con 10<Cu<20 kPa e caratterizzati da valori di Vs30<100 m/s.	valutazioni da effettuarsi con studi specifici			
S2	Deposito di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti				

con S = coefficiente che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione in direzione orizzontale

Figura n. 3 Scheda riassuntiva classificazione del terreno secondo normativa

5.1.4. Valutazione dei possibili fenomeni di amplificazione sismica

In merito alla valutazione di eventuali fenomeni di amplificazione sismica locale e dello spettro di risposta elastico e/o di progetto da adottare si è proceduto, secondo quanto indicato dalla normativa regionale, ad effettuare una verifica di secondo e di terzo livello sul sito in questione.

La verifica di secondo livello è stata effettuata seguendo la procedura descritta nell'allegato 5 alla D.G.R. n. 8/1566 del 22 dicembre 2005 "Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57 comma 1 della l.r. dell'11/03/2005 n.12"; essa ha consentito di valutare il valore del fattore di amplificazione (Fa) del sito di studio.

Nel caso specifico, visto che il sito è collocato in pianura, è stato considerato esclusivamente il fattore di amplificazione (Fa) relativo agli effetti litologici, che è stato determinato attraverso l'impiego delle **Schede - Litologia** opportunamente predisposte dal Politecnico di Milano, per conto della Regione Lombardia.

Tale metodologia consente, in relazione alle caratteristiche litologiche, geotecniche e sismiche dei terreni presenti, una valutazione di tipo semiquantitativo degli effetti di amplificazione sismica attesi.

Il valore del fattore di amplificazione, determinato mediante l'uso delle schede citate (a meno dell'approssimazione alla prima cifra decimale), viene utilizzato per valutare il grado di protezione raggiunto dall'applicazione della normativa vigente.

La valutazione del grado di protezione fornito dall'applicazione dei parametri di normativa è effettuata in termini di contenuto energetico, confrontando il valore di Fa ottenuto dalle schede di valutazione, con il parametro di analogo significato definito come "**Valore di Soglia**" e fornito per ciascun comune della Lombardia dal Politecnico di Milano.

Tale valore è stato valutato per qualunque categoria di suolo, relativamente ai due intervalli del periodo proprio di oscillazione delle tipologie edilizie presenti con maggior frequenza in Lombardia ($0,1 \leq T \leq 0,5$ sec e $0,5 \leq T \leq 1,5$ sec).

Tali valori sono contenuti nel file "**soglie_lomb.xls**" disponibile nella banca dati regionale e di seguito si riporta quanto estratto per il comune di Calvenzano.

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.5-1.5 s				
COMUNE	Classificazione	Suolo tipo A	Suolo tipo B-C-E	Suolo tipo D
Calvenzano	4	0,8	1,3	2,1

VALORI DI SOGLIA PER IL PERIODO COMPRESO TRA 0.1-0.5 s				
COMUNE	Classificazione	Suolo tipo A	Suolo tipo B-C-E	Suolo tipo D
Calvenzano	4	0,6	0,8	0,8

Tabella n.2. Valori di Soglia forniti per il comune di Calvenzano.

Il **valore di soglia (S)** rappresenta quindi il numero limite oltre il quale lo spettro proposto dalla normativa risulta insufficiente a tenere in considerazione l'amplificazione realmente presente nel sito di studio. Si possono presentare due situazioni:

- laddove il valore di F_a determinato tramite scheda, risulta **inferiore** al valore di soglia corrispondente, la normativa è da considerarsi sufficientemente cautelativa per poter comprendere anche gli effetti di amplificazione sismica locale. Si applica quindi lo spettro previsto dal DM 14/09/2005;
- laddove il valore di F_a determinato risulta invece **superiore** al valore di soglia corrispondente, la normativa è da considerarsi insufficiente nel salvaguardare gli edifici dagli effetti di amplificazione sismica locale.

Nel caso in questione, esaminando l'andamento del valore della velocità delle onde di taglio con la profondità, determinato con le indagini geofisiche, e confrontando tale andamento con quello riportato sulle diverse schede litologiche, si riscontra una generale validità applicativa solamente con la scheda "Effetti litologici limoso-sabbiosa (tipo2)".

Fino alla profondità di 20-25 metri l'incremento del valore della velocità delle onde di taglio risulta rapido, quindi tra i 25-35 metri si ha una leggera inversione di velocità, più in profondità l'incremento del valore delle V_s riprende con gradiente ridotto. La profondità raggiunta dall'indagine di circa 53 metri non consente di raggiungere il valore di 800 m/s (bedrock-like), ma interpolando i dati acquisiti con l'equazione $V_s = 0,0084z^3 - 0,8451z^2 + 26,509z + 200$, si può stimare che tale valore possa essere raggiunto attorno ai 70-75 metri di profondità.

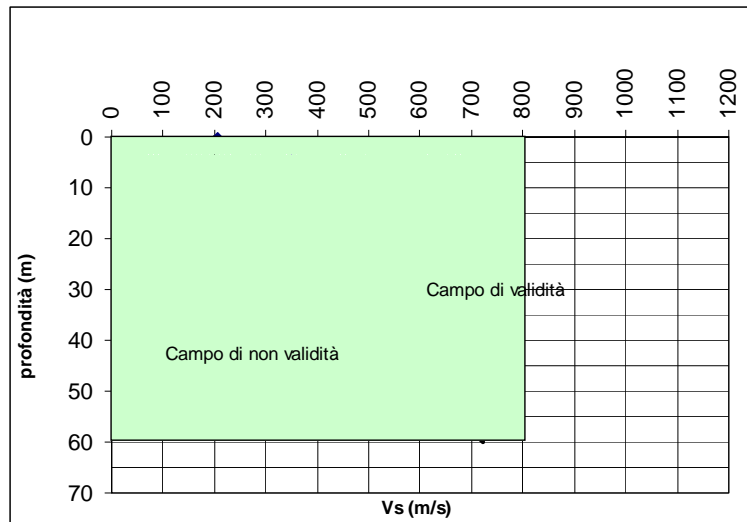


Figura n.4 Andamento della velocità con la profondità.

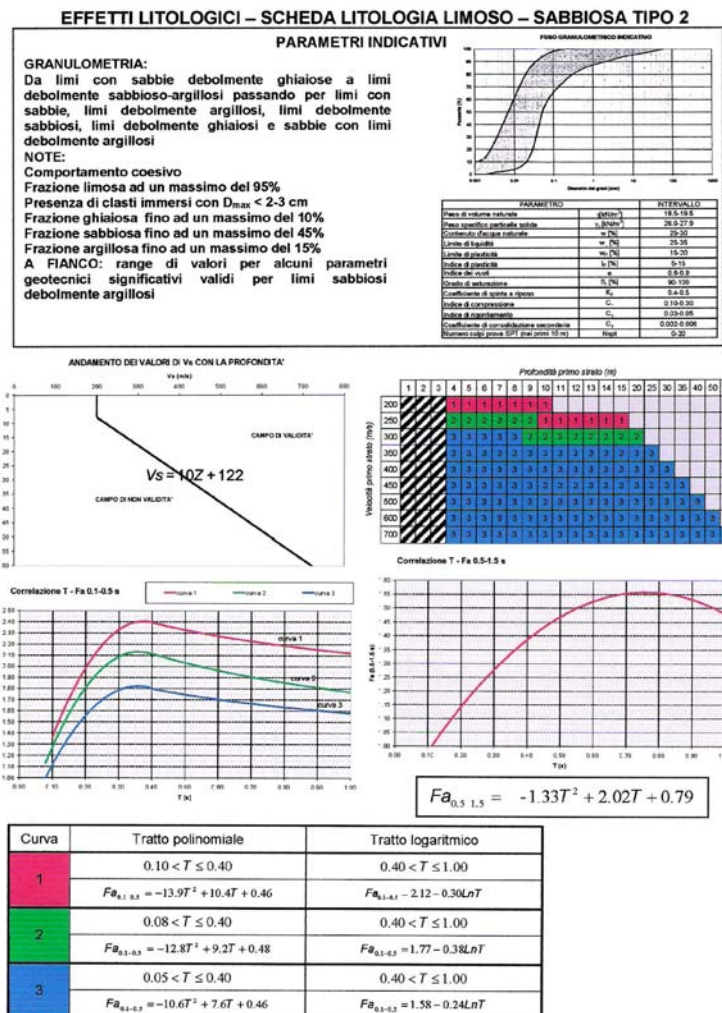


Figura n.5 Scheda allegata alla D.G.R. n.8/1566 del 22/12/2006

Il valore del periodo proprio del sito (T_0) calcolato con i dati acquisiti direttamente sino a 51 metri e con quelli calcolati per interpolazione dei dati sino alla profondità di circa 70 metri, è risultato uguale a $T_0=0,615$ secondi.

Adottando la procedura regionale ed utilizzando quindi le formule riportate sulla scheda scelta per il calcolo del Fattore di Amplificazione Sismica, si ricava un valore di $F_a=1,95$ per l'intervallo di T compreso tra 0,1 e 0,5; il valore del Fattore di Amplificazione ottenuto per l'intervallo compreso tra 0,5 e 1,5 è uguale a **1,53**.

Come si può chiaramente constatare, entrambi i valori del Fattore di Amplificazione ottenuti risultano superiori ai valori di Soglia forniti dalla Regione Lombardia (vedi tabella n.2.) per il tipo di terreno presente . .

Pertanto la normativa nazionale risulta non sufficientemente cautelativa nei confronti dei fenomeni di amplificazione sismica locale, quindi la normativa regionale consiglia o di effettuare indagini più approfondite oppure di adottare i parametri di progetto forniti dalla normativa nazionale per la zona sismica 3.

La verifica di terzo livello è stata effettuata con un codice di calcolo che utilizza un modello monodimensionale a strati continui, considerando un comportamento sismico del terreno di tipo visco-elastico-lineare (Shake 91). Il campo di applicazione di Shake ben si adatta alla situazione di bassa pianura distante dai rilievi.

La verifica con Shake 91, è stata ottenuta introducendo la stratigrafia del pozzo di via Donizetti e il valore delle V_s ottenute, verificando il valore del F.A. per ognuno dei sei accelerogrammi con tempo di ritorno di $T=975$ anni; ha determinato:

- *che c'è amplificazione attorno a 0,69-0,60 sec;*
- *$F_a (0,1-0,5) = 1,36-1,41$;*
- *$F_a (0,5-1,5) = 1,50-1,59$*

I risultati ottenuti confermano, anche se in minor misura, quanto determinato sopra con la verifica di secondo livello.

5.2. Prove penetrometriche dinamiche (DSPH)

5.2.1. Modalità effettuazione prova

Le prove penetrometriche dinamiche sono state eseguite con un penetrometro di tipo idraulico montato su un mezzo semovente cingolato. La prova consiste nell'infissione verticale di una punta

conica (diametro 51 mm e conicità 60°) montata all'estremità inferiore di una serie di aste di 32 mm di diametro; l'infissione avviene attraverso un sistema di battitura costituito da un maglio del peso di 73,5 kg, che viene sganciato automaticamente da un'altezza di 75 centimetri.

Durante la prova viene rilevato il numero di colpi necessari per la penetrazione nel terreno di 300 mm della punta. Il numero di colpi necessari all'avanzamento della punta viene assunto come indice della resistenza alla penetrazione (N_{DPSH}). Tale indice di resistenza viene rilevato in continuo lungo tutta la verticale di prova.

Il numero di colpi N_{DPSH} registrato deve essere inferiore o al massimo uguale a 100 per l'avanzamento di 30 centimetri della punta, in caso contrario la prova è da considerarsi conclusa e viene detta "a rifiuto".

Le prove penetrometriche sono state condotte secondo gli standard consigliati dall'Associazione Geotecnica Italiana ("Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche" giugno 1977), a cui si rimanda per una descrizione più dettagliata delle modalità esecutive delle prove.

5.2.2. Elaborazione prove penetrometriche

In allegato alla relazione sono forniti, di ogni verticale d'indagine, i diagrammi del numero di colpi N_{dp} /profondità e i diagrammi dell'andamento dei valori di resistenza dinamica alla punta (R_d) calcolati con la nota formula degli Olandesi:

$$R_d = \frac{M^2 * H}{A * e * (M+m)} \quad (\text{Kg/cm}^2)$$

dove:

M = peso del maglio;

H = volata del maglio;

A = area di base della punta conica;

e = $10/N_{dp}$ è l'avanzamento in relazione al passo d'infissione;

m = peso complessivo dell'incudine e delle aste alla profondità di prova;

I valori di numero di colpi/piede (N_{dpsh}) ottenuti dalle prove in sito vengono convertiti nel valore di N_{spt} attraverso la correzione $N_{spt} = N_{dp} * \beta_t$ dove: β_t è il coefficiente teorico di energia ($\beta_t = Q/Q_{spt} \sim 1,149$) che tiene conto del tipo di strumentazione impiegata nelle prove.

Utilizzando le correlazioni sperimentali fornite in bibliografia tra il numero colpi N_{spt} e i parametri geotecnici, sono stati ricavati, per i vari tipi di terreno presenti a partire da piano campagna:

- il valore del grado di addensamento dei terreni incoerenti, espresso come densità relativa (D_r %);
- il valore dell'angolo di attrito efficace (ϕ');
- il valore del modulo elastico (E').

Per quanto riguarda il peso di volume naturale è stato considerato un valore di 1,7 Kg/dmc per i terreni sabbiosi superficiali, mentre è stato attribuito un valore di 1,8 - 1,9 Kg/dmc per gli orizzonti addensati più profondi.

Il valore della densità relativa è stato determinato con la formula di Peck e Bazaraa (1967):

$$(1) \quad D_R = [N / (20 * (1 + 0,04 * \sigma_{vo}))]^{0.5} * 100 \text{ per } \sigma_{vo} \leq 75 \text{ KPa},$$

$$(2) \quad D_R = [N / (20 * (3,25 + 0,01 * \sigma_{vo}))]^{0.5} * 100 \text{ per } \sigma_{vo} > 75 \text{ KPa},$$

L'angolo di attrito efficace ϕ' dei terreni incoerenti è stato valutato attraverso le note relazioni di Schmertmann (1977):

$$(3) \quad 28 + 0,14 * D_r;$$

valida per sabbie fini uniformi superficiali

$$(4) \quad 34,5 + 0,1 * D_r;$$

valida per sabbia grossa uniforme o sabbia media ben gradata

Il valore del modulo elastico drenato è stato determinato con la formula di Denver (1982):

$$(5) \quad E = S_1 * N_{spt} + S_2, \text{ in MPa};$$

con $S_1 = 0,316$ ed $S_2 = 1,58$ validi per sabbie argillose, Webb (1970).

con $S_1 = 0,756$ ed $S_2 = 18,75$ validi per ghiaie e sabbie, D'Appollonia (1970).

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

6.1. Correlazione tra i risultati ottenuti con le prove in sito

I risultati delle prove penetrometriche dinamiche confrontati e correlati tra loro consentono di trarre le seguenti considerazioni:

- a partire dalla superficie, prevalgono terreni sabbiosi (limoso-ghiaiosi) per uno spessore complessivo massimo di 1,8-2,7 metri;
- al di sotto del primo strato sabbioso sono nettamente prevalenti ghiaie e sabbie, ghiaie con sabbie limose, sabbie con ghiaie, sino alla profondità massima indagata (12,6 metri);
- i terreni granulari del secondo strato appaiono da addensati a fortemente addensati sino alla profondità massima d'indagine, complessivamente quindi sono individuabili 2 orizzonti geotecnicamente diversi;

strati	litologia prevalente	N _{spt}	profondità base strato (m)				
			prova 1	prova 2	prova 3	prova 4	prova 5
strato A	sabbia fine limoso ghiaiosa	5 - 12	2,7	2,4	1,8	2,4	2,1
strato B	ghiaia e sabbia	>15	>6	>10	>10	>10	>12,6

Tabella n.3

- i valori medi dei parametri geotecnici ricavati attraverso l'utilizzo delle formule sperimentali sopra indicate sono riportati nella tabella seguente:

litologia prevalente	N _{spt}	Valori parametri geotecnici					
		Dr (%)	□ m (°)	Cu m (kg/cm ²)	c' m (kg/cm ²)	E' m (MPa)	Eed m (kg/cm ²)
sabbia fine limoso ghiaiosa	5 - 12	30 - 40	24 - 30	0,00	0,00	5 - 10	-
ghiaia e sabbia	>15	40 - 80	39 - 41	0,00	0,00	38 - 50	-

Tabella n.4 Valori medi dei parametri geotecnici.

Secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche si è partiti dai parametri medi per ricavare i valori caratteristici dei parametri di resistenza al taglio del terreno con associata una probabilità di non superamento del 5%.

$$\begin{aligned}\phi'_k &= \phi'_m \cdot (1 - 1,645 \cdot V_{\phi'}); \\ Cu_k &= Cu_m \cdot (1 - 1,645 \cdot V_{Cu}); \\ c'_k &= c'_m \cdot (1 - 1,645 \cdot V_{c'}); \\ E'_k &= E'_m \cdot (1 - 1,645 \cdot V_{E'}); \\ Eed_k &= Eed_m \cdot (1 - 1,645 \cdot V_{Eed'}); \end{aligned}$$

dove:

- ϕ'_m , Cu_m , c'_m , E'_m , Eed_m : sono i valori medi dei parametri di resistenza e di deformabilità del terreno;
- $V_{\phi'}$, V_{Cu} , $V_{c'}$, $V_{E'}$, V_{Eed} : sono i coefficienti di variazione definiti come rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori relativi ai vari parametri.

litologia prevalente	N _{spt}	Valori caratteristici parametri geotecnici			
		$\div k$ (°)	Cu k (kg/cmq)	c' k (kg/cmq)	E' k (MPa)
sabbia fine limoso ghiaiosa	5 - 12	22 - 24	0,00	0,00	3 - 4
ghiaia e sabbia	>15	37 - 39	0,00	0,00	20 - 40

Tabella n.5 Parametri geotecnici caratteristici.

7. CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE DEI TERRENI

In accordo con le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) e allo stato limite di esercizio (SLE) .

Secondo la normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il “Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali” e verificando la relazione:

$$R_d > E_d$$

con:

- R_d : valore di progetto della resistenza del terreno;
- E_d : valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni nelle varie combinazioni di calcolo.

A tal fine la normativa impone l'utilizzo di **coefficienti parziali** (γ_m) riduttivi da applicare ai **valori caratteristici** (V_k) dei parametri di resistenza del terreno (vedi paragrafo precedente), secondo due combinazioni denominate M1 e M2.

Nel caso in questione, per la determinazione della **resistenza allo SLU** (capacità portante), si è scelto di adottare la combinazione M2 (vedi normativa al Capitolo 7, Tabella 7.2.11), pertanto i **valori di progetto** (V_p) dei parametri di resistenza al taglio risultano essere i seguenti:

litologia prevalente	limite strato modello geotecnico	valore medio	Parametri di progetto		
	(m)		$\div ' p$ (°)	Cu p (kg/cmq)	c' p (kg/cmq)
sabbia fine limoso ghiaiosa	1,8 - 2,7	5 - 12	18 - 20	0,00	0,00
ghiaia e sabbia	> 12,6	>15	29 - 33	0,00	0,00

Tabella n.6 Parametri di resistenza di progetto allo SLU

Si è ipotizzato due tipologie fondazionali a travi continue e a plinto, per tenere in considerazione le due tipologie di edifici che dovranno essere realizzati; inoltre sono state considerate due profondità di posa delle fondazioni: a 1-1,5 metri nello strato A e a 3 metri, alla sommità dello strato B. Il contrasto laterale minimo alla fondazione è stato considerato di 1 metro.

Il calcolo della **capacità portante**, vista la natura del terreno, è stato effettuato in condizioni drenate, considerando nullo il valore di coesione ($c'=0$) ed utilizzando per il calcolo della capacità portante la formula di **Brinch-Hansen** valida per fondazioni superficiali:

$$q_{LIM} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

In cui:

- q_{LIM} capacità portante limite del terreno di fondazione (kPa);
- γ' : peso di volume effettivo (Mg/m³);
- B: larghezza base di fondazione (m);
- c' : coesione efficace del terreno (kPa);
- q' : sovraccarico laterale (kPa);
- N_{γ} , N_c , N_q : fattori di capacità portante funzione di ϕ' (Vesic, 1975).
- s_{γ} , s_c , s_q : fattori di forma della fondazione;
- i_{γ} , i_c , i_q : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
- b_{γ} , b_c , b_q : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base di fondazione;
- g_{γ} , g_c , g_q : fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
- d_c , d_q : fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Il comune di Calvenzano ricade in **zona 4** ($A_g=0,05$), pertanto per valutare l'effetto sismico sulla capacità portante del terreno di fondazione è stata applicata la correzione di Sano che comporta una riduzione del valore dell'angolo di attrito in funzione della categoria sismica di appartenenza e quindi del valore dell'accelerazione sismica orizzontale.

I risultati dei calcoli effettuati vengono riportati nella tabella seguente

Fondazione continua

Larghezza fondazione (B)	Profondità imposta fondazione dal p.c.	Contrasto laterale minimo fondazione	Resistenza allo SLU
[m]	[m]	[m]	[kPa]
1,00	1,00	1,00	150
1,00	1,50	1,00	150
1,00	3,00	1,00	700

Tabella n.7 Stima della capacità portante allo SLU per fondazioni continue

Fondazione a plinto

Larghezza fondazione (B)	Profondità imposta fondazione dal p.c.	Contrasto laterale minimo fondazione	Resistenza allo SLU
[m]	[m]	[m]	[kPa]
1,00 x 1,00	1,50	1,00	170
1,00 x 1,00	2,00	1,50	260
1,00 x 1,00	3,00	2,50	900

Tabella n.8 Stima della capacità portante allo SLU per fondazioni a plinto.

Per la **verifica allo SLE** invece, è stata adottata la combinazione M1 dove i coefficienti riduttivi risultano unitari (vedi normativa al Capitolo 7, Tabella 7.2.1) e pertanto i **valori di progetto** (V_p) coincidono con i valori caratteristici:

$$V_p = V_k$$

Il fattore limitante nel caso dello SLE è rappresentato dal cedimento massimo e dalle distorsioni massime compatibili con la funzionalità dell'opera .

Il cedimento massimo compatibile per le fondazioni della struttura è stato imposto uguale a 25 mm. In relazione alle condizioni sopra imposte è stato valutato il valore di resistenza allo stato limite di esercizio (SLE). Per ulteriori informazioni circa il calcolo dei cedimenti si rimanda al paragrafo successivo.

Fondazione continua

Larghezza fondazione (B)	Profondità imposta fondazione dal p.c.	Contrasto laterale minimo fondazione	Resistenza allo SLE
[m]	[m]	[m]	[kPa]
1,00	1,00	1,00	63
1,00	1,50	1,00	63
1,00	3,00	1,00	300

Tabella n.9 Stima della capacità portante allo SLE per fondazioni continue.

Fondazione a plinto

Larghezza fondazione (B)	Profondità imposta fondazione dal p.c.	Contrasto laterale minimo fondazione	Resistenza allo SLE
[m]	[m]	[m]	[kPa]
1,00 x 1,00	1,50	1,00	78
1,00 x 1,00	2,00	1,50	130
1,00 x 1,00	3,00	2,50	500

Tabella n.10 Stima della capacità portante allo SLE per fondazioni a plinto.

8. STIMA DEI CEDIMENTI

Per la stima dei cedimenti si è applicato il modello di trasmissione degli sforzi in profondità basato sulla teoria dell'elasticità di Boussinesq, che permette di ricavare l'andamento delle tensioni e delle deformazioni indotte nel terreno dall'applicazione di un carico superficiale.

L'analisi degli sforzi e dei cedimenti viene condotta suddividendo il terreno di fondazione in strati di spessore variabile, secondo quanto proposto da Steinbrenner (1934), fino ad una profondità pari ad esempio a quattro volte la larghezza della fondazione continua.

Una volta noto il legame sforzi-deformazioni è possibile ricavare per ogni strato il cedimento corrispondente, ed ottenere quindi il cedimento totale come somma dei contributi dei singoli strati.

I carichi applicati sono stati determinati in modo tale da ottenere cedimenti simili su tutte le strutture di fondazione e riducendo al massimo quindi i cedimenti differenziali. Nel caso specifico sottopressioni non ne esistono perché siamo sopra il livello di falda, i cedimenti sono solamente di tipo immediato (densificazione) ed eventualmente legati all'azione sismica se la $Dr\% < 60\%$.

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità si fa riferimento a quanto ricavato dalle indagini in sito.

Con i dati e le assunzioni sopra menzionate si ottengono i valori di cedimento illustrati nella seguente tabella:

Larghezza fondazione (B)	Profondità di imposta della fondazione	Contrasto laterale minimo terreno	Carico unitario d'esercizio	Cedimento totale previsto
[m]	[m]	[m]	(kPa)	(mm)
1,00	1,00	1,00	63	14
1,00	1,50	1,00	63	5
1,00	1,00	1,00	300	17

Tabella n.11 Valutazione dei cedimenti in base ai carichi previsti allo SLE per le fondazioni continue.

Larghezza fondazione (B)	Profondità di imposta della fondazione	Contrasto laterale minimo terreno	Carico unitario d'esercizio	Cedimento totale previsto
[m]	[m]	[m]	(kPa)	(mm)
1,00 x 1,00	1,50	1,00	78	10
1,00 x 1,00	2,00	1,50	130	11
1,00 x 1,00	3,00	2,50	500	20

Tabella n.12 Valutazione dei cedimenti in base ai carichi previsti allo SLE per le fondazioni a plinto.

I cedimenti massimi risultano inferiori a 25 mm, per entrambi le ipotesi fondazionali; inoltre in relazione alle caratteristiche geometriche della struttura polivalente, la rotazione relativa massima (β) per le fondazioni continue è contenuta entro 1/750 e 1/670.

Data la prevalente natura granulare del terreno, i cedimenti prevalenti sono di tipo elastico (immediati) e si sviluppano in breve tempo.

8.1 Stima del coefficiente del sottofondo

Si definisce modulo o coefficiente di sottofondazione il valore del rapporto che lega la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno. Tra le relazioni proposte in letteratura è stata utilizzata quella di Bowles.

I risultati sono illustrati nelle seguenti tabelle:

Profondità posa fondazione [m]	Fond. continua (Bowles) Kg/cmc
1,00	0,76
1,50	0,76
3,00	5,11

Profondità posa fondazione [m]	Fond. a plinto (Bowles) Kg/cmc
1,50	0,72
2,00	1,13
3,00	4,99

Tabelle 13 e 14. Valori coefficienti di sottofondo.

9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE RELATIVE AL PROGETTO

Per quanto riguarda gli aspetti litologico-stratigrafici, nell'area in esame, si deve far riferimento oltre alla stratigrafia del vicino pozzo Donizetti alla correlazione dei risultati ottenuti con le prove penetrometriche riportati nella tabella n. 3

Il livello di falda è situato attualmente alla profondità di 7,5 metri dal piano campagna.

Per quanto riguarda l'aspetto legato all'azione sismica di progetto, il fattore di amplificazione sismica del sito, valutato con la metodologia proposta dalla Regione Lombardia, risulta superiore al valore di soglia (S) indicato per entrambi i due periodi $0,1 < T < 0,5$ sec e $0,5 < T < 1,5$ sec; pertanto la normativa

nazionale risulta non sufficientemente cautelativa nei confronti dei fenomeni di amplificazione sismica locale. In questi casi la normativa regionale consiglia o di effettuare indagini più approfondite oppure di adottare i parametri di progetto forniti dalla normativa nazionale relativamente alla **zona sismica 3**.

Per quanto riguarda le caratteristiche geotecniche dei principali orizzonti stratigrafici individuati, si rimanda alle tabelle n. 4, 5, 6.

FONDAZIONI

Per quanto riguarda la resistenza allo SLU si deve fare riferimento alla **tabelle riassuntive n. 7 e 8**. Per i valori di carico di progetto allo SLE capaci di indurre limitati cedimenti sia totali che differenziali si deve fare riferimento alla **tabelle riassuntive n. 9 e 10**.

Alla base delle fondazioni è consigliabile stendere uno strato allargato di magrone.

Sulla base di quanto emergerà durante l'apertura degli scavi e l'esecuzione dei lavori, **soprattutto nel caso si dovessero incontrare situazioni impreviste**, potrà essere opportuno un sopralluogo da parte del geologo, sulla base del quale potranno essere formulate raccomandazioni più mirate e/o dovranno essere valutati eventuali **interventi correttivi**.

Bergamo, 30/10/2007

Dott. Pedrali Carlo
(O.G.L. n.860)

ALLEGATO 1

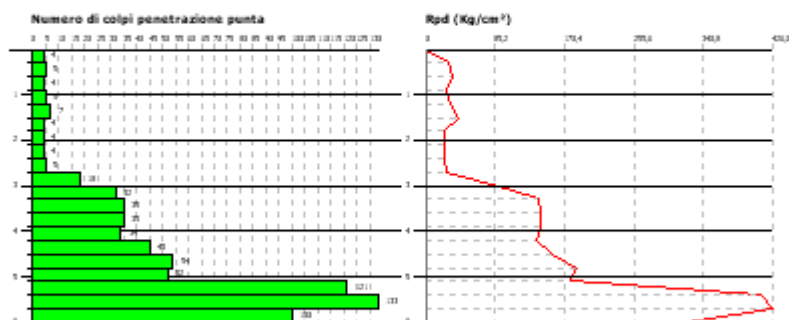
ELABORATI PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Comune Calvenzano
 Cardine : Centro Polifunzionale - Mercato coperto
 Località : Largo XXV Aprile

Data : 13/11/2007

Scala 1:20

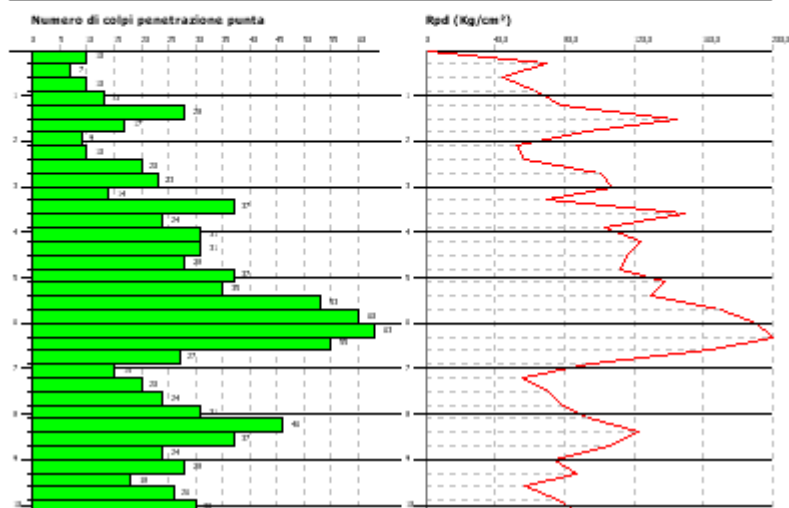


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Comune Calvenzano
 Cantiere : Centro Polifunzionale - Mercato coperto
 Località : Largo XXV Aprile

Data :13/11/2007

Scala 1:20

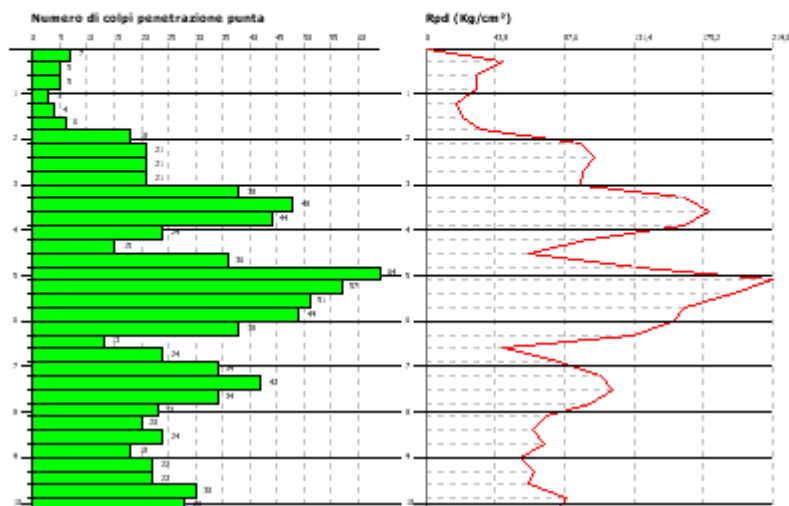


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Comune Calvenzano
 Cantiere : Centro Polifunzionale - Mercato coperto
 Località : Largo XXV Aprile

Data :13/11/2007

Scala 1:20

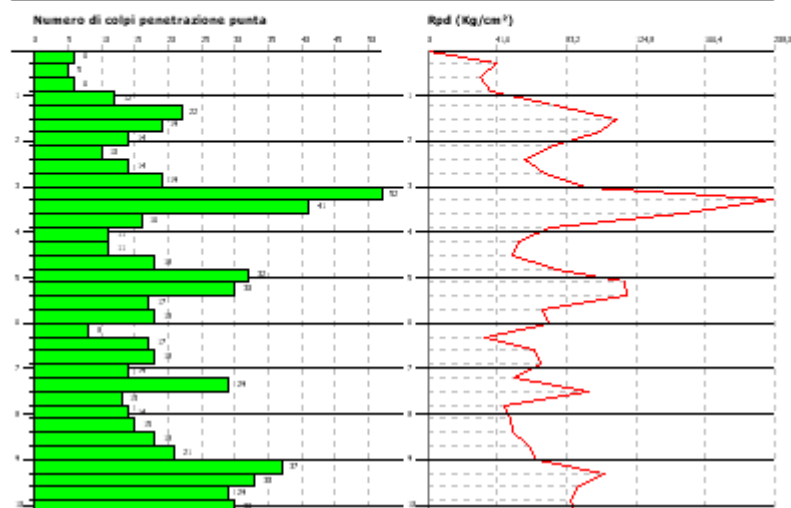


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Comune Calvenzano
 Cantiere : Centro Polifunzionale - Mercato coperto
 Località : Largo XXV Aprile

Data :13/11/2007

Scala 1:20

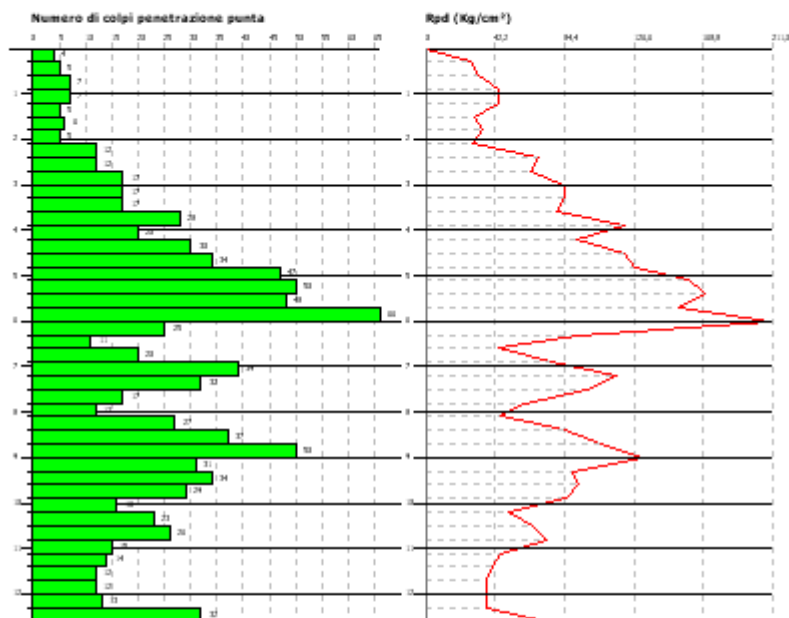


PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.5
Strumento utilizzato... SCPT TG 63-200 PAGANI
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA-Rpd

Committente : Comune Calvenzano
 Cantiere : Centro Polifunzionale - Mercato coperto
 Località : Largo XXV Aprile

Data :13/11/2007

Scala 1:20



ALLEGATO 2

ALLEGATO FOTOGRAFICO



Foto n.1 Panoramica con identificazione della linea sismica n.1.



Foto n.2 Particolare della linea sismica n.2.



Foto n.3 Panoramica dell'area di futura edificazione mercato coperto. Prova P2 in corso.



Foto n.4 Panoramica dell'area di futura edificazione Centro Polivalente Largo XXV Aprile.