


STUDIO DI GEOLOGIA TECNICA Dott. Geologo CARLO CIPRIANI
Via privata mimosa 8/7 RECCO
Tel. 0185-76993
indagini geologiche
geotecniche
idrogeologiche
prospezioni geofisiche

COMUNE DI COGORNO (Provincia di Genova)

RELAZIONE GEOLOGICA ESECUTIVA CON RISULTANZE DERIVATE
DALL'ESECUZIONE DI CAROTAGGI E INDAGINI GEOGNOSTICHE
RELATIVE AL PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI NUOVO EDIFICIO
DENOMINATO "IL PORTALE DEL PARCO" INERENTE IL PROGETTO
"LE VIE DELL'ACQUA" IN LOCALITA' SALVATORE DI COGORNO



Localizzazione: Latitudine 44° 19' 53,90"
Longitudine 9° 20' 57,00"

Data: febbraio 2017	Committente: Comune di Cogorno	Il geologo  <i>Carlo Cipriani</i>
---------------------	-----------------------------------	--

RELAZIONE GEOLOGICA ESECUTIVA CON RISULTANZE DERIVATE
DALL'ESECUZIONE DI CAROTAGGI E INDAGINI GEOGNOSTICHE
RELATIVE AL PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI NUOVO EDIFICIO
DENOMINATO "IL PORTALE DEL PARCO" INERENTE IL PROGETTO
"LE VIE DELL'ACQUA" IN LOCALITA' SALVATORE DI COGORNO


INDICE

1. PREMESSA
2. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA
3. IDROLOGIA
4. PROVE PENETROMETRICHE
5. INDAGINI GEOFISICHE
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PROVE DI LABORATORIO
7. CARATTERIZZAZIONE SISMICA
8. CONCLUSIONI

TAV.1 CARTA GEOLOGICA scala 1:5000
TAV.2 CARTA PLANIMETRICA GENERALE scala 1:250
TAV.3 SEZIONE GEOLOGICA scala 1:200

Allegati

TABELLA DELLE NORMATIVE DEL PIANO DI BACINO
RISULTATI ANALISI MASW- REMI
RAPPORTO SPETTRALE HVSR
PROVE PENETROMETRICHE DPT
PROVE STATICHE CPT
COLONNA STRATIGRAFICA
PROVE DI LABORATORIO
PARAMETRI SISMICI
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Data: febbraio 2017	Committente: Comune di Cogorno	Il geologo 
---------------------	-----------------------------------	--

RELAZIONE GEOLOGICA ESECUTIVA CON RISULTANZE DERIVATE
DALL'ESECUZIONE DI CAROTAGGI E INDAGINI GEOGNOSTICHE
RELATIVE AL PROGETTO DI REALIZZAZIONE DI NUOVO EDIFICIO
DENOMINATO "IL PORTALE DEL PARCO" INERENTE IL PROGETTO "LE
VIE DELL'ACQUA" IN LOCALITA' SALVATORE DI COGORNO

1. PREMESSA

L'area sede dell'intervento è localizzata nel Comune di COGORNO in una zona pianeggiante a quota 8.3m s.l.m. in frazione San Salvatore, all'interno della struttura del "Villaggio del Ragazzo"

L'intervento consiste nella demolizione di un edificio esistente e nella costruzione di un nuovo edificio che si svilupperà su n.2 piani fuori terra e presenterà una pianta rettangolare di dimensioni circa (33 x 8m). La struttura portante sarà costituita da un telaio tridimensionale in cemento armato composto da travi e pilastri disposti su due ordini. Il progetto prevede lo spostamento volume dell'edificio (per restare fuori dalla fascia di rispetto di un elettrodotto dell'alta tensione) che avrà le stesse dimensioni ma con una estetica consona al luogo e al paesaggio circostante.

La presente relazione geologica ha lo scopo di adempiere la normativa vigente con particolare riferimento:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, pubblicato nella G.U. del 4 febbraio 2008, n.29, "Nuove norme tecniche per le costruzioni" testo normativo che raccoglie le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli sicurezza, la pubblica incolumità con particolare riferimento alla puntuale valutazione della pericolosità sismica del territorio e quindi alle esigenze di una moderna progettazione sismoresistente delle opere di ingegneria civile ;
- "Pericolosità sismica e criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale (Allegato al voto n.36 del 27.07.2007);
- DGR n.1308 del 24/10/2008 "OPCM 3519/2006. Nuova classificazione sismica del territorio della regione Liguria"
- Leggi regionali in materia di pianificazione (PTCP)
- Legge Regionale in materia di vincolo idrogeologico N.4 del 12.1.99 - art. 34-35 con la " Nota circolare" R.L. 57382 del 6.05.91
- Legge regionale n.9/93 che in conformità alla Legge n.183/1989 detta le attività programmatiche e di pianificazione relative ai Piani di bacino idrografici. Piani Bacino Legge 180/98 –Ambito 16 approvato con DCP n.67 del 12.12.2002
- Regolamento urbanistico comunale e relativa normativa geologica
- DGR n.859 del 18/7/2008 Criteri per la gestione e l'utilizzo delle terre e rocce da scavo e DM n.161 del 10 agosto 2012

Tenuto conto delle normative più sopra citata si è ritenuto di condurre a termine in questa fase di indagini e rilevamenti mediante osservazione dirette di superficie, l'assistenza alle perforazione di un sondaggio a carotaggio continuo (l'esecuzione dei lavori di carotaggio stata affidata alla ditta GeA Geofisica e Ambientete S.a.s. di Loano), l'esecuzione da parte dello scrivente di tre prove penetrometriche dinamiche DPT integrate da tre prove statiche CPT (realizzate dallo studio Defranchi di Genova) e attraverso l'interpretazione di prove sismiche (MASW-ReMi e HVSR) realizzate dallo scrivente. Tutto ciò ha consentito la costruzione del modello geologico che diviene imprescindibile per la redazione del successivo modello geotecnico, facente parte della relazione geotecnica (quindi costituisce un documento progettuale separato dalla relazione geologica).

La caratterizzazione geologica e modellazione del sito ha comportato la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici strutturali, idrogeologici, geomorfologici e più in generale di pericolosità geologica del territorio. Essa è stata sviluppata, come già detto, attraverso un sondaggio geognostico a carotaggio continuo e all'esecuzione di prove su campioni indisturbati per definire le proprietà geotecniche e il comportamento meccanico dei terreni al fine di costituire un utile elemento di riferimento per il progettista geotecnico e strutturista.

La stesura della presente relazione costituisce la elaborazione e l'interpretazione dei dati raccolti, con la documentazione della fattibilità ambientale dell'opera con relative indagini geologiche e idrogeologiche e della definizione del livello di pericolosità geologica. L'apporto geologico dovrà protrarsi con l'assistenza geologica in fase di progetto esecutivo con l'approfondimento di indagini geognostiche e con l'illustrazione delle problematiche emerse e delle successive verifiche in fase di esecuzione.

Dall'esame delle normative e della cartografia tematica inerente il P.R.G. l'area di studio ricade in zona di tipo **A2** (con limitati condizionamenti di ordine geologico)

2. GEOLOGIA E GEOMORFOLOGIA

Nell'ambito dell'area interessata all'intervento sono presenti le seguenti formazioni, così identificate iniziando dalla più antica:

Argilloscisti di val Lavagna

La formazione è costituita essenzialmente da argilloscisti, si riconoscono due orizzonti: gli argilloscisti con intercalazioni di "pseudo-palombini", scisti argillosi lamellari, dotati di fitti piani di scistosità, di colore grigio spesso minutamente pieghettati (scisti manganesiferi), ed un livello di argilloscisti con lenti di scisti rossi e strati di arenaria (scisti zonati). All'interno degli argilloscisti è presente la facies ardesiaca rappresentata da torbiditi calcaree costituite da alternanze di strati silicoclastici (calcareniti, marne, marne calcaree e argilliti) in strati spessi noti con il nome *Aredesie* e/o lavagne. In questa formazione la base stratigrafica è definita dagli scisti manganesiferi mentre il tetto è contraddistinto da scisti zonati.

Alluvioni recenti e antiche

Sono costituite da livelli limo-sabbiosi e di sabbie ghiaiose con livelli di ciottoli e ghiaie. Talora possono essere frequenti grossi trovanti a testimonianza di consistenti fasi di trasporto solido da parte dei corsi d'acqua. La potenza dei sedimenti alluvionali è superiore a 30m. Sono presenti depositi alluvionali antichi spesso terrazzati talora frammisti in prossimità dei versanti a coltri detritiche pedemontane.

Dal punto di vista morfologico l'area di intervento ricade all'interno di una zona pianeggiante dovuta ad alluvioni antiche ormai terrazzate e sopraelevate di circa 8m sopra l'attuale alveo. Nell'area dove è prevista l'intervento, all'interno del villaggio del Ragazzo, sono presenti coperture dovute ad apporti alluvionali che hanno caratterizzato questa zona pianeggiante, ora sopraelevata rispetto all'alveo del fiume di circa 6,5m (dato ricavato dalla carta topografica)

3. IDROGEOLOGIA

Le formazioni rocciose e i terreni descritti precedentemente presentano diverse caratteristiche di permeabilità:

- * gli argilloscisti poco permeabili, possono presentare localmente intensa fessurazione nelle quali si può riscontrare una circolazione di acqua. Nonostante ciò, costituiscono generalmente il substrato impermeabile di supporto alla falda freatica;

- * le coltri di copertura alluvionali sono da considerare permeabili per porosità con una circolazione idrica assai variabile dovuta alla variabilità della granulometria della componente della sabbia e ghiaia.

In vicinanza della sede dei lavori si è riscontrata la presenza di pozzi ad uso irriguo sia scavati che battuti che hanno permesso di confermare la presenza della falda all'interno della coltre alluvionale ad una profondità di -6.20 dal p.c. (dicembre 2016). Tale profondità può essere correlata con la quota del livello del pelo libero del fiume Entella; ciò ci permette di ritenere che vi sia una correlazione tra livello della falda e deflusso del fiume che determina una fluttuazione stagionale del livello della falda.

L'installazione di un piezometro di 2", successivamente alla realizzazione del sondaggio a carotaggio continuo, ha permesso di tenere sotto controllo il livello della falda; le misure eseguite sia sul piezometro installato che su un secondo (esistente all'interno del Villaggio) a fine del mese di febbraio hanno permesso di constatare che il livello della falda era a - 6,12m dal p.c.

In corrispondenza dell'area pianeggiante esiste un deflusso superficiale collegato alle strutture sportive adiacenti, spesso nei terreni attigui ancora coltivati le acque meteoriche sono legate all'assorbimento per porosità e solo in parte sono convogliate in solchi di scolo superficiali.

Dall'esame della cartografia del Piano di Bacino adottato dalla Provincia risulta che l'area ricade storicamente inondabili e rientra nelle fasce fluviali B delle aree alluvionabili (con tempi di ritorno di 200anni)

4. PROVE PENETROMETRICHE

Per la definizione stratigrafica e per la valutazione dei parametri geotecnici del sottosuolo interessato dall'intervento, si è proceduto alla realizzazione di una campagna geognostica consistita nell'esecuzione di tre sondaggi penetrometrici **DPT** di tipo dinamico e di tre sondaggi **CPT** di tipo statico. Le prove sono state ubicate in corrispondenza del sedime del fabbricato in progetto dove il terreno naturale non risulta coperto da asfalto, in modo tale da fornire una dettagliata caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dell'area; i risultati conseguiti, integrati con quanto osservato dalle indagini geofisiche, hanno permesso di ipotizzare una sezione geologico-geofisica interpretativa dei terreni (vedi allegato 2.7). L'elaborazione, interpretazione e visualizzazione grafica delle prove penetrometriche consente di "catalogare e parametrizzare" il suolo attraversato con un'immagine in continuo, che permette anche di avere un raffronto sulle consistenze e sulle caratteristiche geotecniche dei terreni e ci permette una correlazione diretta con sondaggi eseguiti per la caratterizzazione stratigrafica.

4.1 prove penetrometriche DPT

Ci si è avvalsi di strumentazione dinamica leggera modello SUNDA DL30 con le seguenti caratteristiche tecniche:

Peso massa battente	M = 30kg	Angolo d'apertura punta	$\beta = 60^\circ$
Peso sistema di battuta	p = 15 kg	Lunghezza asta	La = 1.00 m
Altezza di caduta libera	H = 0.20 m	Peso asta per metro	Ma = 2.4 kg/m
Diametro punta conica	Dp = 35.7 mm	Diametro aste	Da = 20 mm
Area base punta conica	Ap = 10 cm ²	Infissione per colpo	e = 0.10 m

La prova consiste nell'infissione di una punta conica, di area standard pari a 10 cmq, attraverso una batteria di aste che riceve l'energizzazione necessaria tramite l'impatto di un maglio di 30 Kg che cade ripetutamente con una frequenza di 55 colpi al minuto da un'altezza di 20 cm. Il conteggio del numero di colpi necessario per l'avanzamento di un tratto di 10 cm, in condizioni di assenza di attrito laterale (controllate tramite la periodica rotazione delle aste), permette la stima della stratigrafia del terreno attraversato e delle sue caratteristiche di resistenza al taglio.

L'utilizzo dei dati, ricavati da correlazioni indirette e facendo riferimento a vari autori, deve essere trattato in ogni caso con le opportune cautele. Le prove sono state approfondite sino alla profondità massima di 5,3m (prova n.3) e tutte le prove si è arrivati *al rifiuto all'avanzamento della punta* (con questo termine si intende che il maglio rimbalza ripetutamente per un numero di colpi N comunque superiore a 75) senza produrre alcun significativo avanzamento della batteria di aste. Il numero elevato di colpi registrato (Ncolpi=97 e successivi Ncolpi=75), incluso il rifiuto strumentale, sia ascrivibile alla presenza dei livelli di ghiaie e sabbie più grossolane come riscontrato dal sondaggio a carotaggio continuo (vedi allegato 6). Anche la stratigrafia ricavata dalla prova MASW-ReMi ci permette di affermare che le velocità Vs misurate al di sotto dei 5,5m risultano sempre superiori ai 400 m/sec facendoci supporre che i terreni alluvionali siano costituiti da ghiaie sabbiose molto addensate come confermato successivamente dal carotaggio geognostico S1.

Le tabelle e gli istogrammi riportati in allegato 4 riportano il numero di colpi N_{DL30} per ogni infissione di 10 cm e nella tabella è riportato il valore corrispondente della resistenza dinamica alla punta R_{pd} .

Quest'ultimo valore, R_{pd} , è ottenuto con una formula empirica detta «*degli olandesi*» ed è un parametro caratteristico dello stato di addensamento e di consistenza del terreno con cui possono essere presentati e/o paragonati i risultati di prove dinamiche realizzate con strumenti con caratteristiche differenti:

$$R_{pd} = \frac{M^2 \cdot \hat{I} \cdot H}{AP \cdot \hat{I} \cdot e \cdot (M+P)}$$

dove:

- M (kg) = massa battente;
- H (cm) = altezza di caduta;
- AP (cm²) = area della punta conica;
- e (cm) = infissione per colpo;
- P (kg) = peso totale aste

Poiché le prove penetrometriche standard (SPT) rappresentano, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi N_{SPT} ottenuto con la suddetta prova, pertanto è stato necessario correlare il numero di colpi N_{DL30} misurati prova del penetrometro dinamico con quelli delle prove in foro di sondaggio SPT (Standard Penetration Test) N_{SPT} . Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software*. Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da diversi autori

Di seguito vengono sintetizzati i risultati delle prove (vedi allegato 4) attraverso le tabelle in cui sono evidenziati gli spessori dei vari livelli che sono stati ritenuti omogenei e le caratteristiche geotecniche ricavate dai carotaggi attribuibili sulla base delle correlazioni da Shioi-Fukuni validi per sabbie e ghiaie e sabbie-ghiaiose

Interpretazione geotecnica delle prove penetrometriche

Prova penetrometrica N.1

Livello	Profondità dal p.c	Tipo di terreno	Valore medio N_{DL30}	N_{SPT}	Classificazione AGI	Angolo attrito	gsat t/m3
1	0÷ 2.0	Terreno vegetale limo sabbioso	3.42	2.7	Sciolto	21°	1.5-1.6
2	2.1-4.4	Alluvioni a prevalenza ghiaiosa sabbiosa	29.9	23.5	moderatamente addensato	33°	1.8-1.9
2	4,5	Alluvioni a prevalenza ghiaiosa sabbiosa	Rifiuto alla punta		Molto addensate	>33°	1.9 -2

Prova penetrometrica N.2

1	0÷ 2.2	Terreno vegetale limo sabbioso	3.82	3	Sciolto	21.7°	1.5-1.6
2	2.3-2.8	Alluvioni a prevalenza ghiaiosa sabbiosa	27.5	21.5	moderatamente addensato	32.9°	1.8-1.9
2	2.9	Alluvioni a prevalenza ghiaiosa sabbiosa	Rifiuto alla punta		Molto addensate	>33°	1.9 -2

Prova penetrometrica N.3 (in corrispondenza sondaggio a carotaggio continuo S1)

1	0-1,4	Terreno vegetale limo sabbioso	5.29	4.41	Poco addensato	22.8°	1.5-1.6
2	1.5-2.2	Alluvioni a prevalenza ghiaiosa sabbiosa	18.62	14.58	moderatamente addensate	29.79	1.87
3	2.3-33	Alluvioni a prevalenza limo- sabbiosa	9.82	7.69	Poco addensato	25.7°	1.65
4	3.4-4.9	Alluvioni a prevalenza ghiaiosa sabbiosa	37.81	29.61	moderatamente addensate	36°	2
5	5-5.3	Alluvioni a prevalenza ghiaiosa sabbiosa	84.5	66	Molto addensate	>36°	2.1
6	5.4	Alluvioni ghiaia-sabbiosa	Rifiuto alla punta		Molto addensate	>36°	2.1

4.2 prove penetrometriche CPT

Sono state eseguite dallo studio De Franchi di Genova (per conto dell'Impresa Geofisica ed Ambiente s.a.s. appaltatrice delle indagini) tre prove penetrometriche statiche denominate *CPT1-2-3*. Il posizionamento delle prove è stato indicato dettagliatamente dallo scrivente presente in cantiere.

4.2 1 Attrezzatura utilizzata (cpt)

Si tratta di un penetrometro statico dinamico (TG 63/73-100 di fabbricazione PAGANI GEOTECHNICAL EQUIPMENT (PGE) che in modalità dinamica viene utilizzato in configurazione standard – *superpesante DPSH MEARDI-AGI*.

In modalità statica lo strumento è autoancorante tramite eliche laterali ed ha una spinta massima di 10t. La punta è conica meccanica telescopica con manicotto laterale di tipo "Begemann"; le caratteristiche strumentali sono le seguenti (cfr. *Caratteristiche tecniche in allegato*):

PUNTA CONICA MECCANICA

Diametro base del cono	w	=	35.7 mm
Area base del cono	A	=	10 cm ²
Angolo apertura del cono	r	=	60°

MANICOTTO LATERALE TIPO "BEGEMANN"

Diametro manicotto cilindrico	w	=	35.7 mm
Altezza manicotto cilindrico	h	=	133 mm
Area sup. laterale manicotto	Am	=	150 cm ²

Velocità avanzamento punta	=	2 cm / sec (È 0.5 cm /sec)
Spinta massima strumento	=	10t
Costante di trasformazione	Ct	= 10

Nei diagrammi allegati, per ogni 20 cm di avanzamento si riportano i seguenti valori:

L_p = Lettura di punta = Lettura di campagna durante l'infissione della sola punta

L_L = Lettura laterale = Lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto laterale

R_p (kg/cm²) = resistenza alla punta = $L_p \hat{=} Ct/10$

R_L (kg/cm²) = resistenza laterale locale = $(L_L - L_p) \hat{=} Ct/150$

R_p / R_L = "rapporto Begemann", (parametro utilizzato per la valutazione del tipo di terreno attraversato)

Le prime due letture in superficie (sino 40 cm dal p.c.) sono nulle perché sono quelle relative alle operazioni di infissione completa di tutta la lunghezza della punta.

4.2.2 Note sull'esecuzione delle prove

Come da richiesta le prove sono state spinte sino alle profondità indicate dallo scrivente e sospese quando l'attrito laterale poteva falsare i dati non più attendibili. Le prove sono risultate significative essendosi registrati rari valori poco attendibili in relazione a disfunzioni ed imprecisioni di lettura soprattutto al manicotto laterale (LL) così come elencato nelle tabelle seguenti:

CPT1 (in corrispondenza sondaggio a carotaggio continuo S1)

profondità	Lettura poco attendibile alla punta	Lettura poco attendibile al manicotto
0.40 – 0.60		X
2.40 - 2.60		X

CPT2

profondità	Lettura poco attendibile alla punta	Lettura poco attendibile al manicotto
0.40 – 0.60		X
0.60 – 0.80		X
1.60 – 1.80		X

CPT3

profondità	Lettura poco attendibile alla punta	Lettura poco attendibile al manicotto
1.40 – 1.60		X
1.60 – 1.80		X
2.40 – 2.60		X
3.00 – 3.20		X
3.20 - 3.40		X

In questi casi le interpretazioni risultanti delle valutazioni litologiche sono da considerarsi del tutto indicative e conseguentemente anche le parametrizzazioni in funzioni delle condizioni di drenaggio.

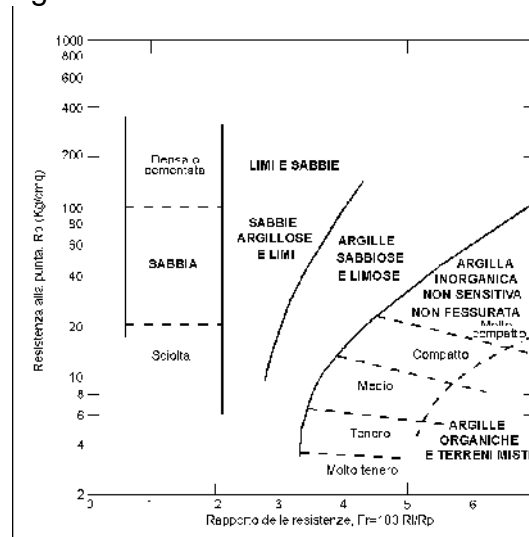
4.2.3 Interpretazione del profilo stratigrafico

Oltre i due diagrammi di lettura (si è allegato anche un diagramma delle *Valutazioni Litologiche* del tipo di terreno attraversato in relazione alle correlazioni proposte da vari autori (*Begemann, 1965 & A.G.I., 1977, Schmertmann, 1978*)).

Infatti dai risultati delle prove penetrometriche statiche si possono ricavare indicazioni per la costruzione di massima del profilo stratigrafico dei terreni attraversati (vedi allegato 5). Vari autori hanno elaborato diagrammi di correlazione, su base statistica, che permettono di ricavare la natura dei terreni tramite il rapporto tra la resistenza alla punta R_p e la resistenza laterale R_l . Nel nostro caso per la ricostruzione stratigrafica è stata utilizzata la carta di classificazione di *Schmertmann* (1978) e la tabella di correlazione fornita da *Begemann* (1965) e ripresa nelle *Raccomandazioni AGI* (1977).

Metodo di Schmertmann.

Il metodo di SCHMERTMANN considera come indicativo della litologia della verticale indagata i valori R_p di resistenza alla punta e il rapporto delle resistenti Fr (con $Fr\%=100 Rl/Rp$); le valutazioni litologiche evidenziano per le tre prove la presenza di limi e limi sabbiosi con livelli più sabbiosi. (vedi allegato 5). Anche secondo il grafico seguente:



facendo riferimento alla nostra prova cpt1 relativa al livello tra 1.6 e 1.8m (in corrispondenza del campione indisturbato prelevato) si può riscontrare che (diagramma con $Y = r_p$ medio di 25-30 e $X =$ un rapporto $100Rl/Rp=1.39$) il livello investigato risulta una sabbia;

Metodo di Begemann

Il metodo di BEGEMANN considera il rapporto tra R_p e R_l come parametro indicativo delle variazioni litologiche. In particolare l'Autore suggerisce le seguenti correlazioni:

Rapporto R_p/R_l	Litologia
$R_p/R_l < 15$	Argilla organica e torba
$15 < R_p/R_l < 20$	Limo e/o argilla inorganica
$30 < R_p/R_l < 60$	Limo sabbioso e sabbia limosa
$R_p/R_l > 60$	Sabbie o sabbia più ghiaia

Bisogna inoltre rimarcare che in relazione al meccanismo di scorrimento del manicotto laterale, quando si attraversano strati sottili o nel passaggio tra strati a comportamento molto differente (e soprattutto in caso di terreni eminentemente granulari), le letture L_L possono essere mal registrabili o non corrette.

4.2.3 Note sull'interpretazione dei parametri geotecnici

Per la parametrizzazione geotecnica dei terreni attraversati si possono utilizzare le seguenti correlazioni derivanti dalla bibliografia più recente e comunemente utilizzata

1. Condizioni di drenaggio: in riferimento alla litologia indicata nei diagrammi di correlazione litologica valutata sulla base dell'andamento degli istogrammi di resistenza, i valori della resistenza alla punta relativi ai livelli eminentemente coesivi sono correlabili con i parametri non drenati (coesione non drenata C_u), mentre quelli relativi ai materiali eminentemente granulari sono correlabili con i parametri drenati (densità relativa D_r , angolo di attrito efficace ϕ').
2. Angolo di attrito efficace w' : esistono numerose correlazioni per ricavare l'angolo d'attrito efficace, correlazioni che sono sintetizzate nel diagramma seguente in funzione dei vari autori e delle caratteristiche granulometriche del terreno.

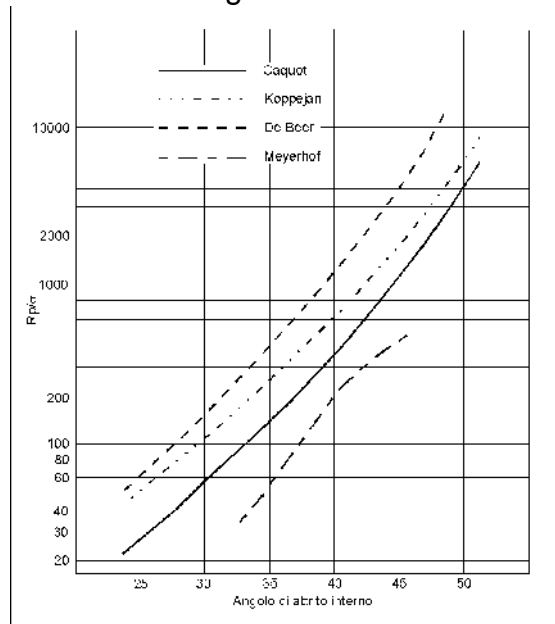


Fig. 1.5 - Metodi di Caquot, Koppejan, De Beer e Meyerhof per la valutazione dell'angolo di attrito (per il metodo di Meyerhof nell'asse delle ordinate va posta R_p).

Per quanto riguarda la nostra prova cpt1 lo strato sabbioso tra 1.6 e 1.8 in corrispondenza del campione indisturbato (con un r_p medio di 2695 kPa e un valore per sigma che in questo caso di 37,6 Kpa) presenta secondo le curva di Caquot un valore presunto di circa 32° che ben si approssima con il valore ricavato dalla prova di taglio (vedi paragrafo 6.3.1 e allegato 7) un valore di angolo di attrito efficace 33.6°. Dalla curva di Caquot è possibile ricavare un valore indicativo dell'angolo di attrito per i livelli investigati con le prove CPT interessati dai terreni di fondazione secondo la seguente tabella :

Livello prova CPT	Prova CPT n.1				Prova CPT n.2				Prova CPT n.3			
	Rp	gamma	Rp/gamma	Angolo attrito	Rp	gamma	Rp/gamma	Angolo attrito	Rp	gamma	Rp/gamma	Angolo attrito
- 1.4m	1470	27,6	59	29	882	27,6	32	26	1960	27,6	71	31
-1,6m	2450	31,6	75	31	1274	31,6	40	27	5780	31,6	182	36
-1,8 m	2940	35,6	82	32	1960	35,6	55	29	4606	35,6	129	34
-2m	2646	39,6	66	30	2548	39,6	64	30	2450	39,6	61	30
-2,2m	9212	43,5	211	37	-----	-----			3724	43,5	85	32
-2,4m	-----	-----			-----	-----			6370	47,4	134	34
-2.6m									6664	51,4	129	34

5. INDAGINI GEOFISICHE

Si è proceduto alla realizzazione di una campagna geognostica consistita nell'esecuzione di **indagini sismiche** attraverso *analisi spettrale delle onde di superficie MASW combinata con la tecnica ReMi* che permettono di stimare il parametro sismico V_{s30} necessario per definire il tipo di categoria del sottosuolo secondo le indicazioni della normativa sismica e mediante la misura del *rapporto spettrale HVSR a stazione singola* che ha permesso una valutazione attendibile della frequenza fondamentale del sito. I profili effettuati hanno dato risultati reciprocamente compatibili e correlabili tra loro.

L'impiego congiunto della tecnica MASW abbinata alla Re.Mi e della misura HVSR ha permesso una migliore definizione della struttura sismostratigrafica del sottosuolo contribuendo a eliminare eventuali incertezze insite nell'impiego di una sola tecnica geofisica. Vengono di seguito esposte le risultanze delle indagini eseguite.

5.1 Indagine MASW e Re.Mi con metodo-programma MASW (Roma,2002)

E' stato realizzato uno stendimento con andamento orizzontale, localizzato nella parte esterna al campo di pallacanestro (vedi foto1), operando con onde P con lo scopo di ottenere informazioni indirette sulla natura dei terreni e sulle caratteristiche elastiche dei vari livelli che costituiscono il sottosuolo lungo la strada.

Vengono di seguito esposte le risultanze delle indagini eseguite .L'attrezzatura e la strumentazione utilizzata è costituita da:

- un sistema di energizzazione per le onde P: la sorgente è costituita da una mazza del peso di 8 Kg battuta verticalmente su piastra circolare in alluminio del diametro di 25 cm posta direttamente sul terreno per la generazione prevalentemente di onde P e secondariamente di onde S, in grado di generare onde elastiche ad alta frequenza ricche di energia con forme d'onda ripetibili e direzionali;
- un sistema di ricezione: costituito da 16 geofoni frequenza propria 4.5 Hz, ovvero dei trasduttori di velocità grado di tradurre in segnale elettrico la velocità con cui il suolo si sposta al passaggio di onde sismiche longitudinali e trasversali prodotte da una specifica sorgente;
- sistema di acquisizione dati: sismografo a trasmissione digitale del segnale costituito da unità miniaturizzate e indipendenti che distribuisce l'elettronica lungo tutto lo stendimento. Dispone di 127 dB di dinamica a qualsiasi frequenza di campionamento, con memoria dinamica a 64KBytr, frequenza da 200 a 20000Hz;
- un sistema di trigger: innesca la registrazione nel preciso istante in cui avviene un'energizzazione e fissa l'inizio della registrazione.

Lo strumento utilizzato è il sismografo Do.Re.Mi. della ditta Sara electronic Instruments s.r.l. di Perugia. Il software per l'acquisizione dei dati sismici è stato fornito dalla ditta costruttrice dello strumento.

Il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) è una tecnica di indagine non invasiva che permette di individuare il profilo di velocità delle onde di taglio Vs. sulla base della misura delle onde superficiali eseguita in corrispondenza di diversi sensori (geofoni) posti sulla superficie del suolo. Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive (fenomeno della dispersione geometrica) cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach. ID., 1999, Aki, K. and Richards. P.G., 1980).

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi e quindi interessano gli strati più profondi del suolo.

Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo *attivo* e metodo *passivo* o in combinazione di entrambi come nel nostro caso. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto della superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori; nel caso del metodo passivo si registra un segnale di maggior durata generato da qualsiasi attività antropica o solo dal rumore ambientale di fondo esistente, lo stendimento nel nostro caso è stato di tipo lineare.

Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 10Hz e 70Hz, quindi fornisce informazioni sulla parte più superficiale del suolo, generalmente compresa nei primi 30m-50m in funzione della rigidità del suolo e delle caratteristiche della sorgente; il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0Hz e 10Hz, quindi dà informazione su strati più profondi del suolo generalmente al di sotto di 50m.

I fondamenti teorici del metodo MASW fanno sempre riferimento ad un semispazio stratificato con strati paralleli e orizzontali, quindi una limitazione alla sua applicabilità potrebbe essere rappresentata dalla presenza di pendenze significative superiori a 20° sia della topografia sia delle diverse discontinuità elastiche. La metodologia utilizzata consiste in tre fasi:

- calcolo della curva di dispersione sperimentale dal campo di moto acquisito nel dominio spazio-tempo lungo lo stendimento, energizzando uno dei due estremi dello stendimento;
- calcolo della curva di dispersione apparente numerica mediante il metodo Roma (2001)
- calcolo della curva di dispersione effettiva numerica mediante il metodo Lai-Rix (1998)

• Individuazione del profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_{sv} , modificando opportunamente lo spessore h , le velocità delle onde di taglio V_{sv} e di compressione V_p (o in alternativa il coefficiente di Poisson ν), la densità di massa ρ degli strati che costituiscono il modello del suolo fino a raggiungere una sovrapposizione ottimale tra la curva di dispersione sperimentale e la curva di dispersione numerica corrispondente al modello di suolo assegnato; l'affidabilità del profilo di velocità V_s trovato durante il processo di inversione è valutata tramite la definizione dell'errore relativo tra le due curve.

L'elaborazione è stata eseguita tramite il software MASW (V. Roma. 2007) e l'acquisizione è stata eseguita lungo uno stendimento utilizzando 16 geofoni da 4.5 Hz secondo la seguente configurazione spaziale e temporale:

PARAMETRI CONFIGURAZIONE SISMICA MASW –RE.MI		
	Metodo attivo MASW	Metodo passivo RE.MI.
Orientazione	N-S	N-S
Dislivello altimetrico tra gli end-shot	0m	0m
Lunghezza stendimento ricevitori	30m	30m
Numero geofoni	16	16
Distanza intergeofonica	2m	2m
Numero punti energizzazione dal punto estremo	1	Nessuno
Distanza dal Off-set sorgente	2-4-6m	Nessuno
Durata / lunghezza acquisizione	2 -4sec	30 sec
Intervallo di campionamento	500 micro sec	2 micro sec
Massima frequenza campionabile	2000 Hz	500 Hz

Per valutare la validità delle ipotesi di monodimensionalità (strati piani e paralleli) sono state eseguite più acquisizioni con diversa durata di acquisizione.

Durante la fase di acquisizione della prova MASW si sono eseguiti diversi shots esterni a 2-4-6m per valutare la stabilità della curva dispersione sperimentale apparente, necessaria per verificare l'assenza di eccessive variazioni laterali e fondamentale prima di eseguire la fase di inversione 1D. Sono state acquisiti i microtemori (Re.Mi) ambientali effettuando più registrazioni di 30sec con frequenza di 500Hz. L'elaborazione dei segnali Masw e ReMi è eseguita nel dominio della frequenza, analizzando l'acquisizione in termini di energia attraverso lo spettro f-k (vedi allegato 2). Le curve di dispersione ottenute dalle registrazioni con il metodo attivo e passivo sono state combinate in modo da ottenere una curva di dispersione complessiva.

Il processo di inversione, condotto sulla curva di dispersione più significativa e meglio definita nel tratto per frequenze comprese tra 15 e 50Hz è stato eseguito manualmente vincolando la scelta del modello numerico ai dati acquisiti ed accettando soluzioni con errore medio inferiore o uguale al 14% sul fitting con la curva di dispersione sperimentale apparente. La tabella di seguito riportata rappresenta il modello geofisico suddiviso nelle diverse unità geofisiche e rappresenta la soluzione ritenuta più attendibile dell'inversione della curva di dispersione sperimentale ottenuta dal sito analizzato.

Unità stratografica	Spessore (m)	Prof. (m)	Coeff. Poisson	Densità (kg/m ³)	Falda	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Note interpretative
U1	2,5	2,5	0.3	1800	no	299	599	Terreno vegetale e alluvioni limo-sabbiosi
U2	3	-5.5	0.3	1900	no	360	673	Alluvioni ghiaie sabbia con limi
U3	3	-8.5	0.48	1900	si	407	2075	Alluvioni ghiaia e sabbia
U4	8	-16.5	0.48	2000	si	521	2675	Alluvioni ghiaia e sabbia
U5	16	-32.5	0.48	2000	si	588	2998	Alluvioni più addensate
U8	-00	-00	0.2	2400	no	932	1521	Roccia compatta
Valore Vs30 = 480 m/sec								Tipo di suolo: B

5.2. Indagine sismica passiva HVSR a stazione singola

La sismica passiva a stazione singola è una tecnica di esplorazione del sottosuolo nata negli anni '50 e si è diffusa in campo applicativo solo negli anni '90 grazie al metodo di Nakamura (1989). La tecnica consiste nel registrare il microtemore sismico ambientale in sito (oscillazioni continue di piccola ampiezza nel suolo originate dalla sovrapposizione di effetti generati da sorgenti naturali e disturbi artificiali) per diversi minuti tramite strumenti (n.3 velocimetri) opportunamente sensibili e nel ricavare il rapporto tra componenti orizzontali e verticali del moto (H/V) nell'ipotesi che la componente verticale non risenta degli effetti di amplificazione.

Le registrazioni dei microtemori presente in questo studio sono state eseguite con geofono 3D-4.5Hz ed elaborate secondo le linee guida SESAME utilizzando il *Software Geopsy* (vedi Allegato 2). L'algoritmo è basato su una selezione automatica delle finestre d'analisi (anti-trigger) al fine di mantenere la parte stazionaria del segnale. Nella registrazione di 22 minuti sono state selezionate 18 finestre di analisi su un totale di 27 della durata di 35sec.

La tecnica HVSR nel nostro caso è stata impiegata principalmente per determinare la **frequenza fondamentale di risonanza del sottosuolo**, ma può essere utilizzata come elementi di supporto ad altre indagini stratigrafiche per la stima della Vs30. Nell'area di studio la frequenza caratteristica del sito risulta generata dalla discontinuità sismica localizzata alle frequenze di **2,9Hz** e associabile al contatto copertura alluvionale e roccia in posto identificabile oltre i 33m di profondità.

La frequenza di risonanza del sito rappresenta un parametro molto importante se analizzato congiuntamente a quelle proprie delle opere civili che vi ricadono sopra, in quanto in caso in caso di coincidenza delle due frequenze si può verificare il fenomeno della "doppia risonanza"

Dal punto di vista empirico, è noto che la frequenza di risonanza di un edificio è governata principalmente dall'altezza e può essere pertanto calcolata in prima approssimazione, secondo la formula:

freq. Naturale edificio= 10HZ /numero di piani

e la coincidenza di risonanza tra terreno (frequenza fondamentale di risonanza del sito) e struttura (frequenza naturale dell'edificio) può essere pericolosa perché dà luogo alla massima amplificazione .

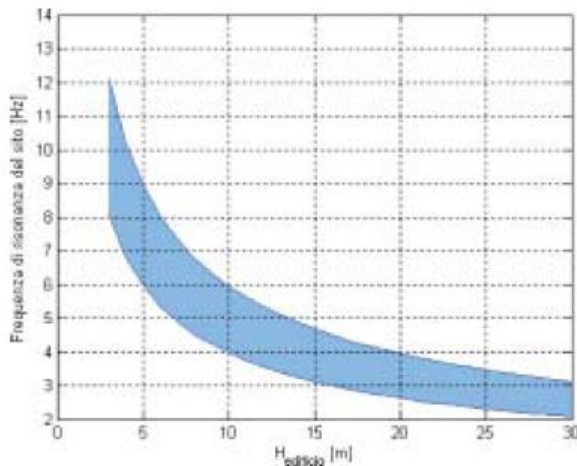
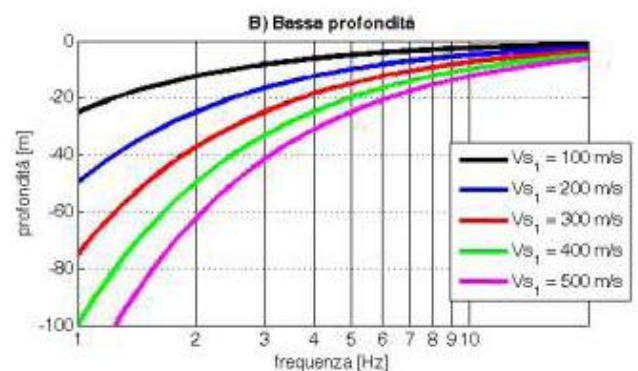


Fig. 1: Relazione tipica tra la frequenza del primo modo flessionale di vibrare ed altezza di una struttura (da Castellaro S., 2008).



Nella Fig.1 viene esemplificata la fascia azzurra da cui si evince che l'intervento ricade al di fuori della fascia di doppia risonanza. Dall'abaco si può valutare che ad una frequenza di 2.9Hz corrisponde una profondità 35-40m del sottosuolo

Con il programma GeoExplorer HVSR è stato possibile eseguire la ricerca o *fitting* manuale del profilo stratigrafico che meglio si adatta ai dati di campagna. Infatti si è potuto modellare la curva di ellitticità corrispondente al profilo stratigrafico (curva sintetica) e compararla, sovrapponendola, con la curva sperimentale ottenuta elaborando i dati dell'indagine HVSR (Tav. 3.4).

A tal fine, disponendo di un modello del sottosuolo ricavato dalla prova MASW, si sono definiti i parametri dei singoli strati (spessore, velocità delle onde S e P, densità) come riportati in tabella:

numero strati	Vp (m/s)	Vs (m/s)	Densità (kg/m ³)	Spessore (m)	Prof. (m)
1	400	190	1800	3.5	3.5
2	640	340	1900	30	33,5
4	1900	1100	2400		>33.5

Ciò ci ha permesso di ricavare un profilo di Vs utile a stimare la rigidità media degli strati e pertanto conferma che il sottosuolo che può essere classificato come di **tipo B**.

6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA E PROVE DI LABORATORIO

Le indagini geognostiche sono consistite in un sondaggio a carotaggio continuo con martello fondo foro con sonda idraulica a rotazione che hanno permesso di ricostruire con buona approssimazione la stratigrafia. Le carote estratte sono state alloggiare in cassette catalogatrici, con relative quote di prelievo (vedi allegato fotografico). I sondaggi sono stati spinti fino alla profondità di 22,5m, il foro è stato rivestito con tubo da diam. 127mm nei primi 20metri di perforazione, il carotaggio è stato eseguito inizialmente con diam.=127mm e quindi con 101mm fino a fondo foro.

E' stato prelevato con campionatore Shelby un campione indisturbato a profondità di 1.0-1,5m indicato come S1-Ci1. Tale profondità è stata scelta in quanto si riteneva che possa presumibilmente essere il piano fondazione dei fabbricato. E stata fatta la caratterizzazione di diversi livelli alluvionali anche per valutare che il sito sia stabile nei confronti della liquefazione.

6.1. Colonna stratigrafica

Dall'esame delle carote prelevate si sono potuti definire i seguenti strati e livelli stratigrafici più significativi riportati nelle sezioni geologiche in allegato e di seguito descritti:

Sondaggio S1

Livello	Profondità dal p.c	Campioni e Classificazione USCS	Tipo di terreno
1	0.0 ÷ .0,20		Terreno vegetale,
2	0.20÷ 2.00	C1- GM	Ghiaia, sabbia con limi
3	2,00 ÷ 5.00	C2 GW_GM C3	Ghiaia sabbiosa con limi
4	5.00 ÷ 7.00	C4	Ghiaia e ciottoli con sabbia
5	7.00 ÷ 8.30	.	Sabbia con ciottoli
6	8.30 ÷ 18.00	.	Ghiaia con ciottoli e sabbia con limo
7	18.00 ÷ 19.50	.	Sabbia fine con limo argilloso
8	19.50 ÷ 20.70	.	.ghiaia con ciottoli
9	20,70-22,50		Sabbia ghiaiosa con limo

Indicazione circa lo stato di addensamento delle alluvioni può venire dedotto dai risultati delle prove SPT in foro; infatti i valori di N_{spt} possono essere utilizzati solo per una classificazione orientativa dei terreni a composizione ghiaiosa e sabbiosa. Vengono riportati i valori Spt misurati in foro a diverse profondità e così sintetizzati:

Livello N.	Profondità dal p.c	Tipo di terreno	Colpi SPT	N_{SPT}
3	3.0-3.45m	Ghiaia, sabbiosa con limi	13-15-11	26
4	6.00-6.45m	Ghiaia e ciottoli con sabbia	14- 15-14	29
6	9.0-9.45m	Ghiaia con ciottoli e sabbia con limo	15-20-17	37
6	13.5-13.9 5m	Ghiaia con ciottoli e sabbia con limo	15-12-18	30
6	16.50-16.95m	Ghiaia con ciottoli e sabbia con limo	19-20-20	40
7	18.50-18,95	Sabbia fine con limo argilloso	20-21-18	39
9	21.00-21.45m	Sabbia ghiaiosa con limo	1-19-20	39

Il valori del numero di colpi per 30.5cm di penetrazione (il primo approfondimento di 15cm è di impostazione e il secondo di 30,5cm rappresenta la prova in due tratti) indicano che i materiali ghiaie sabbiose sono da ritenersi "mediamente addensa" per valori $N_{spt} \ 15 < N_{spt} < 30$. Indicativamente l'angolo di attrito sulla base delle correlazioni di Shioi-Fukuni è superiore a 30°

5.2. Prove fisiche

Permettono di individuare tutti quei parametri che definiscono le caratteristiche delle terre e che intervengono poi nelle varie prove geotecniche di laboratorio per il riconoscimento delle caratteristiche meccaniche. In maggior dettaglio si è investigato sul campione indisturbato C1S1 prelevato alla profondità di 1-1,5m. Le prove eseguite sono sintetizzate in tabella.

Sondaggio	Campione	Profondità	Classificazione USCS	Contenuto d'acqua			Limiti di Atterberg			Composizione granulometrica			ED		TG	
				W	γ_n	G_s	LL	LP	IP	Ghiaia	Sabbia	Limo/Argilla	Compressibilità edometrica	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	
				%	kN/m^3	Mg/m^3	%	%	%	%	%	%	*	ϕ	c'	
n°	m															
S1	C11	1.00-1.55	GM	10,94	19,78	2,77	21,3	19,3	2,1	43,95	37,93	18,12	*	33,6	3	
S1	C2	2.50-3.00	GW-GM							57,60	32,57	9,82				
S1	C3	4.50-5.00								44,74	36,26	19,01				
S1	C4	6.50-7.00								43,79	43,74	12,47				

Note: * si rimanda ai singoli certificati

5.2.1 Peso di volume

Costituisce il rapporto tra il peso della fase del terreno e il volume da esso occupato. Il peso specifico naturale γ_{nat} risulta di **19.78 kN/mc**

6.2.2 Contenuto in acqua

E' uno degli elementi fondamentali per il riconoscimento delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno. Dalle prove eseguite è stato individuato un valore percentuale del contenuto in acqua del **10.94%**

6.2.3 Analisi granulometrica e limiti di Atterberg

La vagliatura meccanica a mezzo di setacci ci permette di accertare le dimensioni delle particelle solide che costituiscono il terreno e la percentuale di frazioni prefissate mediante vagliatura sulla quantità esaminata. Il diagramma della curva granulometrica definisce il campione indisturbato S1-Ci1 prelevato tra quota 1-1,50m è classificabile come una ghiaia e sabbie con poco materiale fine **GM** (con 43,95% di ghiaia e 37,93% di sabbia con una bassa percentuale di frazione fine limo-argilloso passante al P_{200} per il 18,12%). Le altre prove granulometriche eseguite su campioni prelevati a diverse profondità evidenziano lievi differenze di percentuale in ghiaia e sabbia. I limiti di Atterberg rappresentano la proprietà indice più importante dei terreni a grana fine. E' stato ricavato dal campione S1-Ci1 un valore del limite liquido $w_L = 21,3$ un limite plastico $w_p = 19,3$ e un indice di plasticità $I_p = 2,1$. Il campione di terreno può essere classificato come **CL** argilla inorganica con plasticità da media a bassa

6.3 Prove meccaniche

6.3.1 Prova di taglio diretto

La prova di taglio è stata eseguita con l'apparecchio di Casagrande dove il campione viene introdotto nella scatola a pareti rigide e successivamente viene applicato un carico alla sommità del campione e successivamente lo stesso campione viene sollecitato con uno sforzo di taglio orizzontale fino a rottura. La prova viene ripetuta su diversi carichi verticali. Ponendo in un diagramma le tensioni normali e la resistenza al taglio sulla superficie orizzontale per le diverse prove si ottiene una retta e quindi definire l'angolo di attrito interno del terreno. Dalla prova eseguita si ricava un valore di angolo di **attrito efficace 33.6°** (valore di picco) e una **coesione efficace** corrispondente a **3 KPa**).

6.3.2 Prova di consolidazione edometrica

L'apparecchio per eseguire la prova è costituito da un cilindro metallico dotato di due basi rigide permeabili, delle quali una può scorrere come un pistone senza apprezzabili attriti. Pertanto l'unica sollecitazione applicabile è la compressione assiale che coincide con la variazione relativa di volume. Nella prova vengono misurati i parametri necessari a descrivere il comportamento reale del terreno per individuare l'entità del cedimento e per valutare come questo maturi nel tempo. I dati potranno permettere di calcolare eventuali cedimenti nel tempo della struttura.

6.4.1 Substrato roccioso.

Dai rilevamenti superficiali su affioramenti presenti sul territorio comunale sono state esaminate e valutate le seguenti caratteristiche dell'ammasso roccioso:

- resistenza della roccia
- indice R.Q.D.
- spaziatura e condizione dei giunti;
- condizioni idrauliche.

E' stata applicata la classificazione di Bieniawski che permette l'ottenimento dell'indice RMR dal quale è deducibile la coesione e l'angolo di attrito della roccia.

- indice R.M.R.42- 45
- Tipo di roccia mediocre
- Coesione $c = 1-1.5 \text{ Kgf/cm}^2$
- Angolo di attrito $30^\circ-35^\circ$

6.4.2 Coltre alluvionali

Le alluvioni hanno caratteristiche geotecniche variabili a causa della composizione variabile da limi sabbiosi a sabbioso-ghiaiosa con presenza di ciottoli e con matrice fine. Dall'esame dei dati ricavati dalle prove penetrometriche DPT i vari risultati possono apparire non correlabili o incongruenti con i dati ricavabili dalle prove statiche di tipo CPT e con il valore ricavato dalla prova di taglio.

Sulla base delle indagini eseguite ed in particolare delle prove CPT nei primi metri e successivamente delle prove SPT in foro oltre ai risultati ricavati dalle prove di laboratorio è stato possibile valutare e stimare i seguenti parametri geotecnici:

Livello superficiale (0-3m) caratterizzati da variabilità di consistenza e addensamento dovuto ad alternanza di limi sabbiosi a livelli di sabbie debolmente ghiaiose

- prova CPT Rapporto Rp/gamma 32-55
- angolo di attrito 26°-29°
- peso di volume 1.87 Ton/mc

Il valore di 33° è ricavato dal campione sottoposto a prova di taglio a profondità 1-1.5m caratteristico di una sabbia debolmente limosa mentre i valori di angolo di attrito dei livelli limo- sabbiosi sono stati desunti dalla elaborazione delle prove CPT

Si consiglia di utilizzare valori più conservativi caratteristici dei livelli limosi.

Livelli alluvionali ghiaiosi debolmente sabbiosi da moderatamente addensati a molto addensati (da circa 3 presumibilmente fino a circa 16m)

- N colpi SPT 26-40
- angolo di attrito >28°-30°
- peso di volume 1.9-2Ton/mc

Livelli alluvionali ghiaiosi debolmente sabbiosi alternati a sabbie limo argilloseda moderatamente addensati a molto addensati (da circa 16m a 22,5m fondo foro)

- N colpi SPT 39
- angolo di attrito > 28°-30°
- peso di volume 1.9-2Ton/mc

7. CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Per quanto riguarda i parametri sismici da assegnare al suolo di fondazione si deve fare riferimento all'aggiornamento della Regione Liguria che con deliberazione n. 1362 del 19/11/2010 ha modificato la classificazione sismica del territorio della Regione allegata alla DGR n. 1308 del 24.10.2008; quest'ultima già sostituiva la classificazione sismica di cui all'allegato 1 della DGR n.530 del 16.05.2003 che faceva riferimento alle tabelle elaborate sulla base delle norme tecniche di cui alla O.P.C.M. n. 3274.

A seguito degli aggiornamenti dei criteri generali di classificazione sismica la classificazione sismica dei comuni liguri rimane invariata rispetto al DGR 1308/2008 (zona 3S, zona 3 e zona 4) ad esclusione del territorio del Comune di Genova che viene suddiviso in due diverse zone (zona 3 e zona 4) secondo le unità urbanistiche presenti. Il territorio comunale di COGORNO viene classificato in **zona 3** (bassa pericolosità).

Con l'entrata in vigore del Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008) la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio di sito dipendente e l'azione sismica di progetto viene definita partendo dalla pericolosità di base del sito.

Dalla risultanze della misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio (prova Masw-ReMi) è stato ricavato un modello sismo-stratigrafico che ha permesso di determinare la situazione monodimensionale più sfavorevole dal punto di vista dei fenomeni di amplificazione stratigrafica assegnando al parametro V_{s30} un valore di **480m/sec**.

Per definire l'azione sismica di progetto si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle cinque categorie di sottosuolo di riferimento (tab 3.2.II del NTC) e pertanto si può ritenere che il sottosuolo possa essere classificato come di **tipo B** "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 $N_{SPT30} > 50$ nei terreni a gran grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)

I coefficienti sismici elaborati secondo il programma *Geostru Software* sono riportati in Allegato 8 in relazione al sito in esame che presenta le seguenti caratteristiche:

Localizzazione sito	latitudine	44°19' 53,90"
	longitudine	9° 20' 57,00"
Tipo di costruzione	Opere pubbliche	2
Vita nominale	Vn in anni	50
Classe d'uso in presenza di azioni sismiche	Affollamento significativo	Classe III
Coefficiente d'uso Cu		1,5
Vita e periodo di riferimento	$V_r = V_n \times C_u$	50
Categoria sottosuolo		B
Amplificazione stratigrafica S_s		1.2
Categoria topografica S_T	Versante con pendenza $<15^\circ$	T1
Amplificazione topografica S_T		1
Periodo di riferimento:		75 anni

N.B. Ai fini della identificazione della categoria di sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

Ai fini delle norme relative al D.M. 14/01/08, il termine "liquefazione" denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidità causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.

Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze [*Liquefazione § 7.11.3.4.2 della normativa*]:

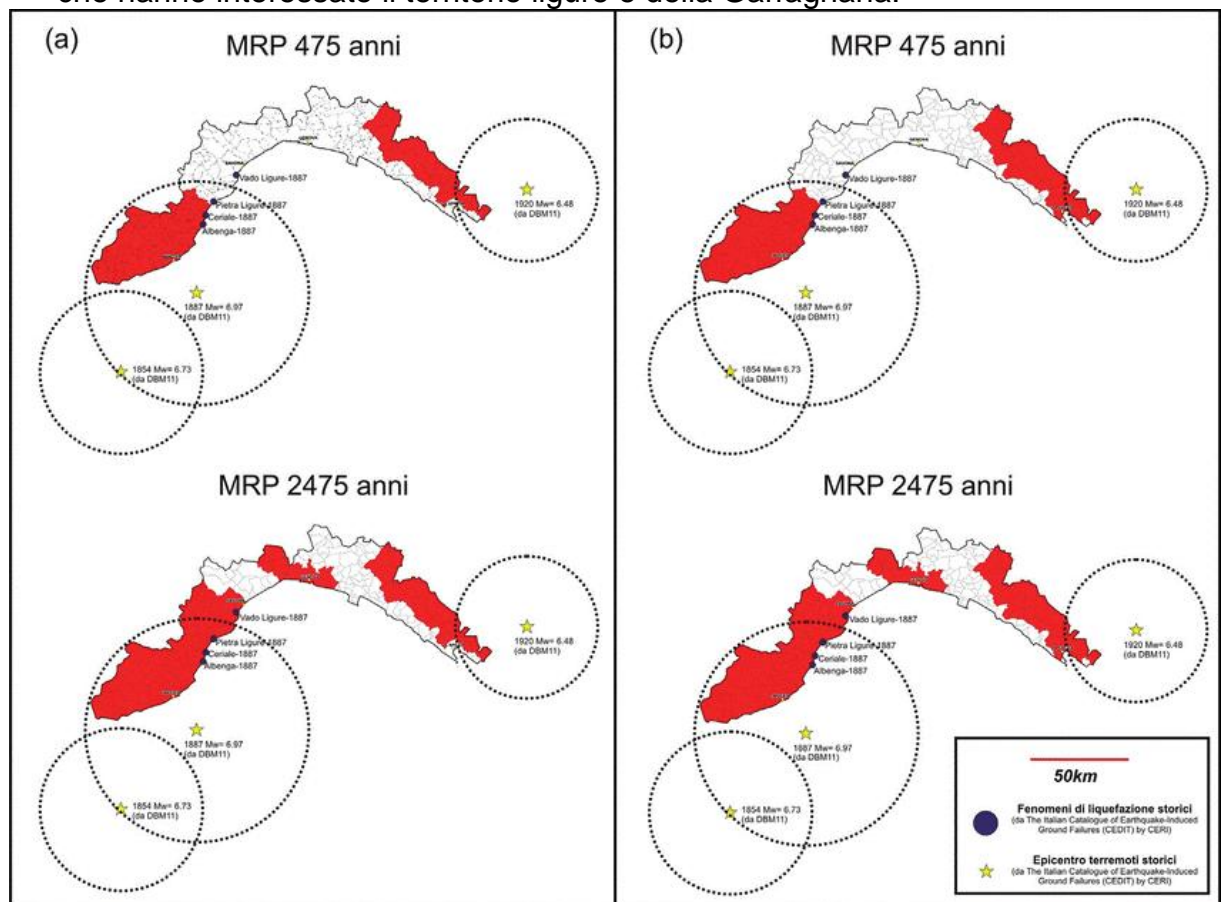
- a) Eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
 b) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g.

La possibilità che si verifichino fenomeni di liquefazione è bassa o nulla se si verifica almeno una delle condizioni precedenti. Mentre per la verifica del primo requisito è sufficiente attenersi allo studio di pericolo a scala nazionale (gruppo di lavoro MPS 2004) Per quanto concerne la stima di M gli ICMS propongono 4 diversi metodi di calcolo.

Lo studio "Analisi della pericolosità sismica per valutazione della suscettibilità alla liquefazione del territorio ligure (R.De Ferrari, S.Barani, G.Ferretti D.Bottero 2015)" ha definito, sulla base delle caratteristiche sismiche, dove la probabilità di verificarsi di fenomeni di liquefazione sia bassa o nulla.

Allo scopo di delimitare tali aree sono state adottate procedure basate sui seguenti parametri:

- sono stati considerati valori di ag corrispondenti a tre periodi medi di ritorno 478anni, 975anni e 2476anni;
- valore di magnitudo ottenuta dalla disaggregazione 1D della pericolosità sismica per tutto il territorio regionale;
- osservazioni macrosismiche associate a fenomeni di liquefazione censite ;
- i risultati delle verifiche sono sovrapposti alle mappe in figura: i simboli blu rappresentano i siti dove storicamente sono stati segnalati fenomeni di liquefazione, i cerchi tratteggiati neri, associati a tre eventi sismici principali che hanno interessato il territorio ligure e della Garfagnana.



Lo studio, in relazione al sopraccitate considerazioni sismologiche, conclude che impiegando relazioni empiriche e con la scelta di T_g per un MRP di 2475 anni è possibile definire i comuni suscettibili di liquefazione (aree rosse), in esso non sono compresi i Comuni della valle dell'Entella.

Si ritiene che il rischio di liquefazione in caso di sisma sia molto basso in quanto:

- 1) la granulometria del terreno superficiale appare principalmente di tipo limoso sopra falda;
- 2) le caratteristiche granulometriche per i terreni sotto falda che presentano una velocità $V_s > 400$ m/sec fanno supporre la presenza di terreni costituiti da ghiaie sabbiose molto addensate fino al substrato; ciò è stato confermato da sondaggio a carotaggio continuo dove si sono potuti evidenziare la presenza di ghiaie sabbiose con valori di SPT
- 3) I fenomeni di liquefazione in Liguria risultano assai rari e non sono mai stati registrati in provincia di Genova, infatti la magnitudo del sisma atteso generalmente fa ritenere che le possibilità del verificarsi di tale fenomeno siano trascurabile

8. CONCLUSIONI

Questa fase di indagini geologico-tecniche mediante osservazione dei terreni e le ricostruzioni lito-stratigrafiche, derivate dalle indagini geofisiche, hanno consentito il raggiungimento di una sufficiente definizione del quadro litologico e stratigrafico del sottosuolo in esame.

Vengono di seguito riportate alcune considerazioni applicative che potranno meglio essere precisate e definite in sede di progettazione esecutiva:

- dal punto di vista della pericolosità e fattibilità si è potuta accertare che l'area oggetto di intervento è localizzata in ambito di fondovalle su tessuto urbano il cui sottosuolo è costituito da depositi alluvionali; facendo riferimento al regolamento urbanistico e al piano di Bacino 180 –Ambito 16, è da sottolineare che il manufatto esistente ricade nella fascia fluviale B.
Si dovrà comunque tenere conto di accorgimenti tecnico-costruttivi che riducano la vulnerabilità del nuovo manufatto e prevedano misure a tutelare la pubblica incolumità.
Dovranno anche essere attuate specifiche azioni di protezione civile e, nello specifico, l'interdizione al passaggio ed allo stazionamento di persone al piano terra nel corso di piogge intense o persistenti ovvero nel caso di allerta meteorologico emesso dagli Organi Regionali preposti e reso pubblico dal Comune e dai mass media. Un'apposita segnaletica all'ingresso dei locali dovrà preavvertire di detta eventualità. Dovrà altresì essere predisposto un piano di evacuazione con l'indicazione delle vie di fuga per raggiungere le aree in cui non esiste rischio di inondazione .
- dal punto di vista idrogeologico l'intervento prevede un modesto incremento delle superfici impermeabilizzate. Non si è riscontrata la presenza della falda libera fino a profondità di 6.2m. Le verifiche geotecniche dovranno ipotizzare un innalzamento della falda fino ad interferire con il piano fondazione in occasione di eventi alluvionali particolarmente intensi.

Dovranno inoltre essere previsti:

- a) un accurato governo delle acque di scorrimento superficiale mediante la creazione di nuove opere di canalizzazione e cunette in corrispondenza delle aree che verranno impermeabilizzate con allontanamento delle acque pluviali fino al torrente ;
 - b) impianto di pompaggio per eventuali rischi di allagamento degli scavi con l'allontanamento delle acque fino al fiume.
 - c) esecuzione dei lavori di scavo in periodi di minima piovosità.
- dal punto di vista geomorfologico prima dell'inizio dei lavori sarà opportuno predisporre una serie di analisi sulle terre. Solo successivamente la terra da scavo potrà essere conferita a discarica autorizzata o risistemata in loco.
 - dal punto di vista geotecnico dovrà essere redatta relazione geotecnica concernente le tensioni distribuite al terreno tramite le fondazioni, le caratteristiche delle opere delle fondazioni necessarie alla realizzazione del progetto.
I dati dovranno essere congruenti con quelli forniti dallo strutturista (dati prestazionali dell'opera: tipo, vita nominale, classe d'uso) e dal geologo (modello geologico e stratigrafico del luogo). Si consiglia in fase di scavo di poter controllare le caratteristiche geotecniche del piano di imposta delle fondazioni con eventuali ulteriori approfondimenti di tipo geotecnico
 - dal punto di vista strutturale le opere e le componenti strutturali dovranno essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione con livelli di sicurezza previsti dalle NTC. Le opere e le varie tipologie strutturali dovranno possedere i requisiti di sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU), di stati limite di esercizio (SLE) e di robustezza nei confronti di azioni eccezionali (incendio, esplosioni etc).
Rimane pertanto compito dell'Ingegnere Progettista la valutazione e la interpretazione definitiva dei dati geotecnici e la rispondenza alle necessità progettuali.
 - dal punto di vista progettuale per quanto attiene alle opere di fondazione, stante la quota di imposta dell'opera, esse potranno essere poggiate sulla coltre alluvionale. La compatibilità dei carichi con le caratteristiche geotecniche dei terreni più superficiali e dei possibili cedimenti richiedono una attenta valutazione. Si suggerisce una soluzione fondazionale che assicuri il minimo carico sul terreno, minimizzi eventuali cedimenti differenziali e soprattutto la massima rigidità strutturale, condizioni ottenibili con fondazioni dirette a platea. La scelta fondazionale spetterà al Progettista incaricato.
I possibili scavi necessari per la posa delle fondazioni, in rapporto alla natura sostanzialmente poco addensati dei primi metri dei terreni, consiglia di eseguire gli scavi con una certa cautela adottando la tecnica di scavo a campione. Si consiglia di prestare attenzione ai fronti di scavo che necessariamente dovranno essere scarpati con inclinazione prossima all'angolo d'attrito della coltre superficiale.

Si dovranno coprire i fronti di scavo in occasione di eventi meteorici significativi predisponendo teli impermeabili ancorati al suolo.

- dal punto di vista normativo l'intervento non interferisce con le norme fissate dal Piano di Bacino "180", non si sono rilevati vincoli condizionanti la proposta edilizia.

Sulla base di quanto sopra espresso e tenuto conto di quanto precisato in merito alle prescrizioni e ai necessari approfondimenti di tipo geotecnica si ritiene l'area compatibile a reperire l'intervento di progetto. Ulteriori approfondimenti potranno essere eseguiti in fase di apertura di cantiere.

IL GEOLOGO



Stampa professionale del Dott. Geol. Carlo Cipriani, A.P. n. 102, data teor. 25-05-1992. La stampella è circolare e riporta il testo "ORDINE REGIONALE DEI GEOL. DELLA LIGURIA" e un emblema con "1863". Sotto la stampella è presente la firma manoscritta "Carlo Cipriani".