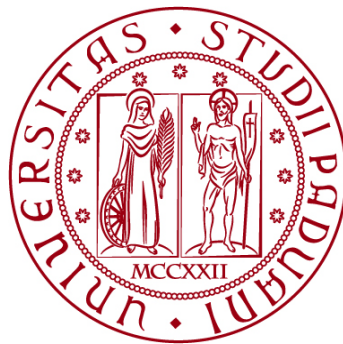


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

**Analisi geotecniche per la conservazione della
Cappella degli Scrovegni: valutazione e confronto
delle distribuzioni granulometriche e dei risultati della
prova S.P.T.**

Relatore: Prof.ssa Ing. Giorgia Dalla Santa

Laureando: CHIARA BELLOSGUARDO

ANNO ACCADEMICO 2022-2023

INDICE

Introduzione	III
1. PROVE GEOFISICHE	
1.1 Indagini sismiche	1
1.2 Indagini geofisiche preliminari	2
1.3 Prove geofisiche finali	3
2. METODI E MATERIALI PER LE PROVE GEOTECNICHE	
2.1 Realizzazione delle perforazioni	5
2.2 Certificati stratigrafici	7
2.3 Classificazione granulometrica	8
2.4 Prova penetrometrica dinamica S.P.T.	9
2.5 Colonna risonante	12
3. ANALISI DEI RISULTATI DELLA CLASSIFICAZIONE GRANULOMETRICA	
3.1 Analisi dei certificati stratigrafici	15
3.2 Calcolo dei parametri delle curve granulometriche	19
3.3 Frazioni granulometriche	22
3.4 Confronto tra le curve granulometriche	26
3.5 Modello stratigrafico	33
3.6 Classificazione granulometrica dei campioni di P1	35

4. ANALISI DEI RISULTATI DELLA PROVA S.P.T.	
4.1 Valutazioni preliminari	41
4.2 Calcolo della densità relativa	44
4.3 Calcolo dell'angolo d'attrito	47
4.4 Discussione dei risultati della prova S.P.T.	54
5. ANALISI DEI RISULTATI DELLA PROVA IN COLONNA RISONANTE	
5.1 Analisi dei grafici $G-\gamma$	57
5.2 Analisi dei grafici profondità-G	60
5.3 Analisi del grafico $p'-G_0$	61
Conclusioni	66
Bibliografia	67

INTRODUZIONE

Il presente lavoro ha come obiettivo l'analisi e il confronto delle prove di tipo geotecnico e geofisico realizzate nell'area circostante la Cappella degli Scrovegni, situata nel centro storico della Città di Padova. Il monumento fu costruito tra il 1303 e il 1305 per volere di Enrico Scrovegni e accoglie all'interno il ciclo di affreschi realizzato da Giotto, opere pittoriche e scultoree di notevole rilevanza storica ed artistica, la cui conservazione rappresenta la priorità dell'intero progetto di ricerca.

Le prove in oggetto sono state ordinate per determinare se i lavori di riqualificazione del Piazzale Boschetti, posto sulla sponda opposta del Canale Piovego, avrebbero indotto cedimenti del terreno in prossimità della Cappella. In particolare, nell'area era prevista la realizzazione di un auditorium e la costruzione avrebbe causato l'abbassamento della falda in corrispondenza dell'edificio storico; non essendo nota la composizione del terreno sottostante, si era previsto di indagare con metodi geotecnici e geofisici la sua natura per valutare e, se necessario, intervenire per scongiurare il pericolo di cedimenti che avrebbero danneggiato l'opera.

L'obiettivo di costruire un auditorium per la Città di Padova ha origine nel 1989 e, dopo diversi anni di discussione riguardo la giusta ubicazione, nel 2006 viene indetto un concorso da parte del Comune per la scelta del progetto preliminare; tuttavia, tra il 2016 e il 2017 il progetto di costruire l'immobile in Piazzale Boschetti viene abbandonata, preferendo una diversa area della città.

Nonostante fosse venuta meno la ragione originaria delle indagini, il Settore Cultura, Turismo, Musei e Biblioteche del Comune di Padova, in collaborazione con il Ministero della Cultura e il Segretariato Regionale del Veneto, ha comunque deciso di eseguire le indagini scientifiche nel sito, data l'importanza acquisita nel 2021, anno in cui è diventato parte del patrimonio dell'umanità UNESCO nell'ambito dei cicli affrescati del XIV secolo di Padova. Così, gli studi previsti per la realizzazione dell'auditorium si sono trasformati in un'indagine conoscitiva del sottosuolo dell'area circostante la Cappella degli Scrovegni, anche in prospettiva di eventuali interventi per la conservazione di quest'ultima. L'area valutata nel corso dei rilevamenti ha coinvolto anche gli spazi che accolgono i reperti di epoca romana, in particolare l'Arena; si è potuto, quindi, valutare i risultati ottenuti anche in relazione a precedenti studi riguardanti proprio i siti più antichi.

Le prove in sito sono state realizzate dal Centro Interdipartimentale di Ricerca CIBA dell'Università degli Studi di Padova tra marzo e settembre 2022.

In seguito, i dati derivanti dalle prove geofisiche sono stati approfonditamente analizzati e confrontati con le conoscenze dell'area acquisite in studi precedenti; questa tesi rappresenta una prima analisi ed elaborazione delle successive prove geotecniche.

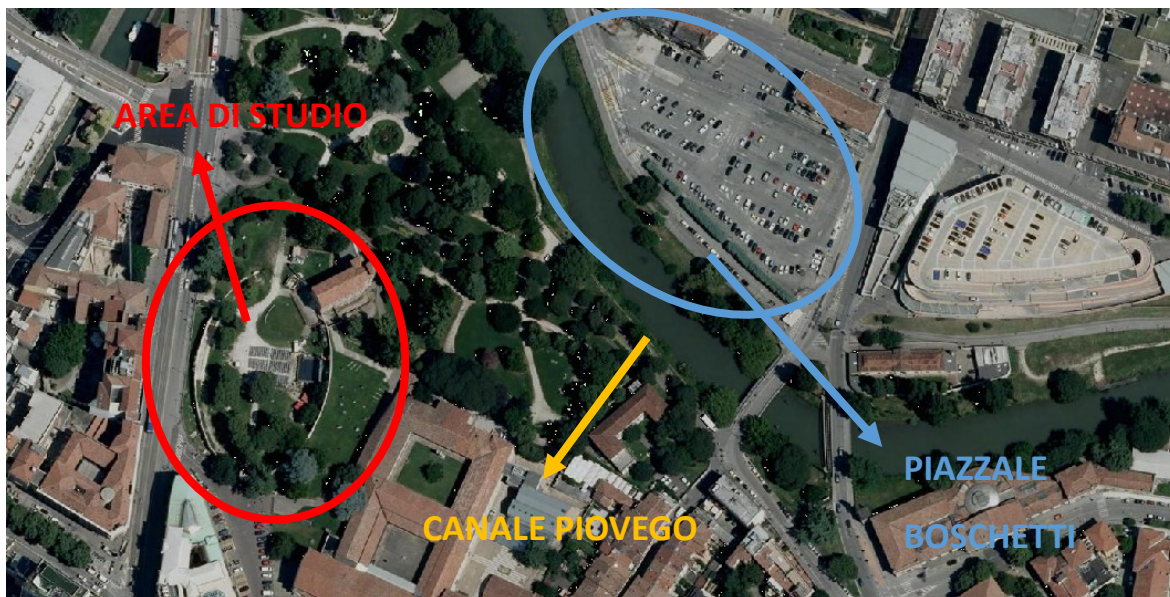


Figura 1. Posizioni dell'area di studio e del Piazzale Boschetti rispetto al Canale Piovego

Questo lavoro di tesi triennale ha come obiettivo quindi l'analisi e l'interpretazione dei dati ottenuti dai rilevamenti di tipo geotecnico e il loro confronto con gli altri studi ad essi correlati. Nella prima parte verranno illustrate brevemente le prove geofisiche secondo l'ordine cronologico in cui sono state effettuate e l'interpretazione ad esse associata. I capitoli successivi, invece, riguarderanno le prove geotecniche eseguite: estrazione di materiale mediante carotaggio, analisi granulometrica dei campioni, prova S.P.T. e prova in colonna risonante. Tutti i dati utilizzati per lo sviluppo delle diverse analisi geotecniche derivano da prove eseguite su campioni di terreno estratto da n. 3 perforazioni realizzate in prossimità dell'abside della Cappella; le prove sono state eseguite tra il 2022 e il 2023 nei laboratori del Dipartimento DICEA dell'Università degli Studi di Padova e, solo per lo sviluppo della prova in colonna risonante, nel laboratorio ISMGEO.

I due aspetti che verranno approfonditi maggiormente sono le caratteristiche granulometriche del terreno mediante le curve granulometriche e la resistenza al taglio a partire dai dati ottenuti dalla prova penetrometrica in sito SPT; gli esiti della prova in colonna risonante saranno sviluppati solo parzialmente e riguarderanno le caratteristiche di resistenza in condizioni dinamiche dei campioni esaminati.

I risultati relativi alle distribuzioni granulometriche dei campioni analizzati hanno permesso di individuare la natura del terreno del sito analizzato e, quindi, di effettuare delle riflessioni riguardo il rischio di cedimenti; inoltre, è stato possibile ricavare il modello geotecnico che descrive la distribuzione degli strati di terreno nel sottosuolo del sito in oggetto e le loro caratteristiche. A partire dagli esiti della prova S.P.T. si sono individuate ulteriori caratteristiche del terreno, tra cui la densità relativa, il peso specifico e l'angolo d'attrito. Infine, i dati risultanti dalla prova in colonna risonante hanno permesso di approfondire gli aspetti legati alla resistenza del terreno e alle tensioni a cui è sottoposto.

CAPITOLO 1

PROVE GEOFISICHE

Lo studio del sito della Cappella degli Scrovegni è stato realizzato con l'impiego di varie prove geofisiche e geotecniche, svolte in cinque fasi principali: indagini sismiche, indagini geofisiche preliminari, perforazioni con estrazione delle carote, esami geotecnici e prove geofisiche finali. Per ottenere i dati necessari all'analisi dal punto di vista geotecnico del terreno si era ipotizzato di realizzare n. 3 perforazioni in prossimità dell'abside della Cappella e, prima di procedere con i carotaggi, si sono realizzate delle valutazioni con metodi geofisici per escludere la presenza di anomalie (come, ad esempio, la presenza di tubazioni, resti archeologici ecc.) che avrebbero ostacolato la perforazione dei pozzi. In seguito all'estrazione delle carote di terreno in corrispondenza dei tre punti del sito individuati, sono state effettuate delle ulteriori prove geofisiche in foro, inserendo cioè i dispositivi di rilevazione dei dati all'interno dei fori stessi. Le indagini sismiche, invece, sono state svolte non nelle immediate vicinanze dell'edificio, ma hanno fornito dati utili a capire le caratteristiche dell'intero sito.

Per monitorare le sollecitazioni indotte nel terreno e ricavare ulteriori dati sismici durante l'esecuzione della prova S.P.T. è stata disposta una ulteriore maglia di sensori sismici. I 200 dispositivi sono stati posizionati nell'area circostante la Cappella e all'interno di essa sul pavimento del vano ipogeo.

1.1 INDAGINI SISMICHE

Contestualmente alle prove svolte in superficie nel terreno immediatamente circostante la Cappella degli Scrovegni si sono realizzati anche degli studi nell'area dell'Arena di epoca romana e accanto al complesso dei Musei Civici con l'ausilio di strumentazione sismica.

I dispositivi di rilevamento sono stati disposti secondo due maglie di forma rettangolare, per un totale di 1478 unità sollecitate da onde generate da una serie di 38 magli lasciati cadere al suolo secondo una procedura prestabilita (figura 1.1). Con il medesimo procedimento sperimentale si sono svolti due studi: il primo (Barone et al., 2022) basato sull'analisi delle onde attive generate durante la prova, il secondo (Cassiani et al, 2022) sul confronto e integrazione dei risultati ottenuti dalle onde attive e dalle onde passive, queste ultime dovute al rumore delle attività svolte nel territorio circostante. Le acquisizioni hanno permesso una migliore caratterizzazione del terreno fino alla profondità di circa 10 m dal piano campagna. In particolare, si sono ottenute nuove informazioni riguardanti l'antico anfiteatro e le strutture ad esso correlate. Si è osservato

che l'area esterna all'Arena è caratterizzata da una velocità di propagazione delle onde sismiche superiore, in media, a quella registrata all'interno; questo risultato è indice di una minore densità del terreno all'interno del perimetro dell'Arena, probabilmente attribuibile al fatto che sono terreni depositati più recentemente. Inoltre, alla profondità di circa 6 m si registra per entrambe le maglie un incremento significativo della velocità delle onde sismiche.

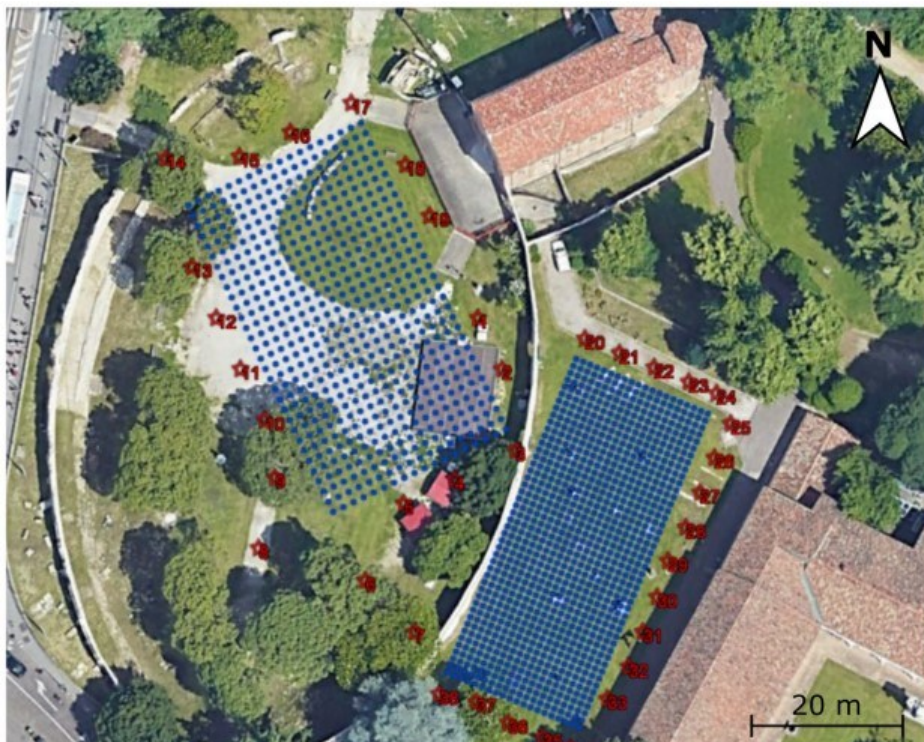


Figura 1.1. Disposizione dei sensori secondo le due maglie rettangolari (Barone et al., 2022)

1.2 INDAGINI GEOFISICHE PRELIMINARI

Le indagini geofisiche preliminari sono state effettuate il 18 marzo 2022 per escludere la presenza di ordigni bellici, resti archeologici o servizi in corrispondenza dei punti individuati in un precedente sopralluogo per effettuare le perforazioni. Sono state utilizzate due tecnologie: GPR e ERT, entrambe sviluppate lungo tre linee rette poste in prossimità degli altrettanti punti d'interesse, come illustrato in figura 1.2

La prova GPR (*Ground Penetrating Radar*) è di tipo non invasivo e permette di rilevare la presenza di discontinuità nel sottosuolo. Generalmente è utilizzata per indagare le variazioni delle proprietà degli strati naturali di terreno, ma, come in questo caso, può essere impiegata per individuare strutture di origine antropica. Il dispositivo impiegato nella procedura è dotato di un emettitore di segnali che vengono riflessi o dispersi dalle interfacce tra materiali aventi

differenti caratteristiche elettromagnetiche; il segnale viene poi registrato dal ricevitore ed elaborato dagli esperti per ottenere i dati voluti (Annan, 2002).

La tecnologia ERT (*Electrical Resistivity Tomography*) è una prova geofisica che viene sviluppata con l'impiego di elettrodi infissi nel terreno collegati mediante un filo conduttore di corrente. In base alle anomalie registrate rispetto al segnale elettrico immesso nel sistema

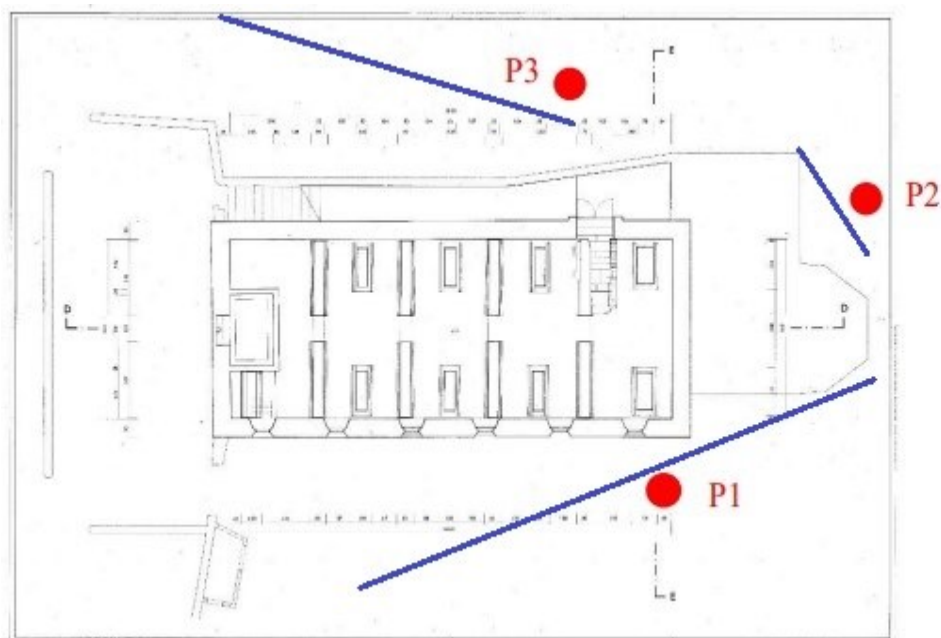


Figura 1.2. Posizioni ipotizzate per le perforazioni e linee lungo le quali si sono svolte le prove geofisiche preliminari (dalla relazione per il monitoraggio delle perforazioni)

vengono valutate le caratteristiche del terreno e la presenza di elementi estranei in profondità (Gunther e Rucker, 2012).

L'analisi dei dati ottenuti dalle singole prove e dal loro confronto ha evidenziato la presenza di sottoservizi in prossimità dei punti individuati per le perforazioni poste a circa un 1 m di profondità e resti di strutture antropiche, forse correlate all'anfiteatro romano o di epoca successiva. Inoltre, non sono stati rilevati oggetti metallici riconducibili ad ordigni bellici.

Sulla base dello studio preliminare si sono poi scelte le precise posizioni in cui effettuare i carotaggi, comunque in prossimità di quelle individuate precedentemente.

1.3 PROVE GEOFISICHE FINALI

In seguito alla realizzazione delle perforazioni e all'estrazione del materiale per le analisi stratigrafiche e geotecniche si sono effettuate nuovamente delle prove geofisiche con la tecnologia ERT, nel settembre 2022. Questa volta sono state eseguite direttamente "in foro", cioè gli elettrodi sono stati inseriti all'interno dei pozzi scavati per ottenere maggiori informazioni sulla composizione del terreno e a profondità più elevate rispetto a quelle

ispezionate durante la prima rilevazione con questa metodologia. Infatti, le prove preliminari hanno prodotto risultati fino alla profondità di 4 m, quelle finali poco oltre i 20 m.

I rilevamenti prodotti in questa fase hanno evidenziato che la composizione del terreno in prossimità della Cappella degli Scrovegni e al di sotto di essa è abbastanza omogenea, pur se caratterizzata dalla presenza di livelli diversi e comprende strati la cui granulometria varia tra la sabbia grossolana e il limo. Questi risultati saranno poi confermati dall'analisi delle carote estratte e dalle prove per la valutazione della granulometria dei campioni. Inoltre, si è evidenziato come gli elementi di origine antropica siano presenti fino alla profondità massima di 5 m in alcuni punti e 7 m in altri.

Le prove presentate nel capitolo sono state tutte analizzate e confrontate per ottenere maggiori informazioni sul sito. Esse hanno permesso in parte di approfondire e chiarire alcuni aspetti emersi in occasione di studi precedenti, in parte di svolgere in sicurezza le successive ricerche geotecniche.

Di seguito si sono riportati solamente i risultati che hanno una maggiore affinità con l'obiettivo dello studio: lo sviluppo dei dati raccolti con le prove di natura geotecnica. Tuttavia, le misure geofisiche e, in particolare, le prove sismiche, hanno messo in luce importanti aspetti relativi ai resti di epoca romana e hanno permesso di testare nuove tecniche di indagine, ovvero l'integrazione di dati attivi e passivi per l'analisi con strumentazione sismica.

CAPITOLO 2

METODI E MATERIALI PER LE PROVE GEOTECNICHE

Dopo aver effettuato gli studi preliminari sul sito in cui si sarebbero realizzate le perforazioni per escludere la presenza di elementi estranei che avrebbero compromesso la procedura, è stato possibile individuare con maggiore sicurezza la posizioni in cui effettuare i carotaggi. Quindi è stato possibile procedere con lo studio e la realizzazione dei carotaggi nel mese di maggio 2022.

2.1 REALIZZAZIONE DELLE PERFORAZIONI

Come indicato nella relazione pre-perforazioni dalla direttrice del CIBA, Prof. Ing. Rita Deiana, la prima fase degli scavi si è svolta in modo graduale per circa 1.5 – 2 m dal piano campagna per evitare di intercettare accidentalmente i sottoservizi posti nelle vicinanze. Esclusa questa eventualità per tutti i fori, si è proceduto alla realizzazione dei pozzi fino alla loro definitiva profondità. Le perforazioni sono state eseguite con l'ausilio di una perforatrice idraulica del tipo MC 450 P, caratterizzata da dimensioni medio-piccole; la scelta deve essere stata determinata dalla posizione in cui effettuare i fori che non offre ampi spazi per eseguire manovre con macchinari di grandi dimensioni. Inoltre, il diametro del foro della perforazione è di modesta entità, ovvero 127 mm, pari a quello degli elementi tubolari impiegati come rivestimento per il sostegno dello scavo.



Figura 2.1. Procedure di realizzazione delle perforazioni: a) sondaggio P3, b) sondaggio P1 (dai certificati stratigrafici)

Il metodo di perforazione utilizzato è il carotaggio continuo a rotazione a secco: i campionatori sono stati infissi nel terreno senza l'impiego di fluidi che ne facilitano l'affondamento, ma sfruttando solamente la rotazione generata dalla macchina perforatrice. Questo metodo è stato

utilizzato per l'intera profondità dei pozzi, ovvero 20 m. Per le perforazioni è l'estrazione delle carote si è utilizzato il carotiere semplice dal diametro di 101 mm.

Durante l'intera operazione di perforazione, la Cappella degli Scrovegni è stata monitorata da 200 sensori sismici che hanno permesso di valutare le sollecitazioni a cui è stata sottoposta e di controllare che non fossero tali da metterne a rischio la stabilità.

I tre pozzi sono stati denominati P1, P2 e P3 e la loro locazione è riportata in figura 2.2.

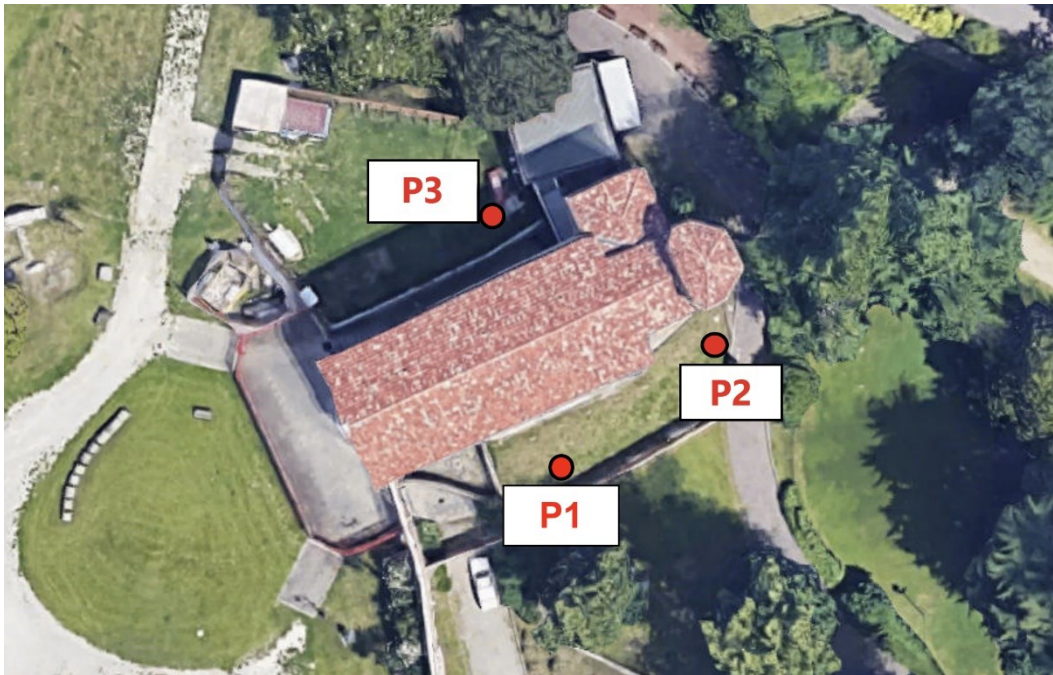


Figura 2.2. Posizioni delle perforazioni (dai certificati stratigrafici)

Per le tre perforazioni è stata prescritta l'estrazione di campioni mediante i carotatori per l'intera altezza; perciò, per ognuna di esse sono state composte quattro cassette catalogatrici, ognuna delle quali contenente cinque carote di altezza pari a 1 m. L'estrazione di campioni impiegando un carotiere semplice a rotazione a secco permette di ottenere campioni di classe Q2 o Q3, utili a realizzare il certificato stratigrafico, la distribuzione granulometrica e, solo per un campione Q3, a valutare il contenuto d'acqua (Facciorusso et al., 2011). Il materiale così estratto è caratterizzato da un elevato grado di disturbo e di conseguenza non può essere utilizzato per la valutazione dettagliata delle caratteristiche meccaniche del terreno. Infatti, il materiale contenuto nelle cassette è stato utilizzato solo per la realizzazione dei certificati stratigrafici dei tre pozzi, delle curve granulometriche e della prova in colonna risonante di alcuni campioni provenienti da P1. Sono stati estratti anche tre campioni indisturbati di tipo Osterberg, due nel pozzo P2 e uno nel pozzo P1, per valutare le caratteristiche di compressibilità e resistenza di alcuni strati.

Contestualmente alla realizzazione delle perforazioni e all'estrazione del materiale da esse, si sono effettuate anche delle misurazioni della resistenza del terreno alla penetrazione dinamica mediante la prova S.P.T. a diverse profondità. Questa prova viene realizzata mediante una punta cava che viene infissa nel terreno per effetto della caduta di un maglio su di essa contando il numero di colpi necessari per realizzare un affondamento di 45 cm; all'interno dello strumento viene raccolto il materiale attraversato e i campioni così raccolti sono stati utilizzati per la successiva classificazione granulometrica, in modo da associare le caratteristiche di quel livello alla sua resistenza.

Al termine dell'estrazione delle carote, all'interno dei pozzi sono stati inseriti degli estensimetri affiancati da fibre ottiche che costituiscono la strumentazione che verrà utilizzata per monitorare i fenomeni deformativi che interessano l'area di studio. L'estensimetro è una barra realizzata in INVAR, una lega metallica di ferro, nichel, cromo e carbonio caratterizzata da un coefficiente di dilatazione termica molto basso (circa 10^{-6} K^{-1}) e molto utilizzata negli strumenti di misura di precisione. Questo elemento permette di misurare la variazione di distanza tra i due estremi e, quindi, la deformazione totale dello strato di terreno che attraversa. La fibra ottica è una fibra di vetro che, affiancata all'estensimetro, permette di registrare le deformazioni del terreno ad elevatissima frequenza spaziale e temporale e di individuare in quali punti dello strato di terreno si verificano le deformazioni.

All'interno delle perforazioni sono stati inseriti anche i cavi necessari al funzionamento della strumentazione della prova ERT, che, come anticipato nel paragrafo 1.3, è stata ripetuta al termine delle operazioni di estrazione del terreno.

I dati raccolti durante questa fase dello studio del sito sono stati utilizzati per la realizzazione dei certificati stratigrafici e delle distribuzioni granulometriche, il cui contenuto verrà illustrato di seguito.

2.2 CERTIFICATI STRATIGRAFICI

Per ognuno dei pozzi realizzati è stato compilato un certificato contenente la descrizione stratigrafica e altre informazioni relative alla procedura eseguita. La stratigrafia riporta le tipologie di strati che compongono il campione estratto e il loro spessore; alcune parti della stratigrafia non sono state completate perché corrispondono alle porzioni di carota sigillate nei campioni di tipo Osterberg. Sono riportati anche i numeri dei campioni utilizzati per la classificazione granulometrica, la profondità da cui provengono rispetto al piano campagna e

la loro tipologia, che per la maggior parte corrisponde ad un campione indisturbato rotativo. Nel certificato sono riportati i risultati delle diverse prove S.P.T. svolte: ad ogni prova sono associati la profondità a cui è stata eseguita, la deformazione registrata, il numero di colpi necessari ad ottenerla e il numero dell'energizzazione applicata.

A questi dati si aggiungono altre informazioni relative alle procedure eseguite e alla strumentazione utilizzata, oltre ad uno schema raffigurante la configurazione della strumentazione inserita all'interno del pozzo. All'interno del documento contenete il certificato sono riportate anche le immagini delle cassette di catalogazione contenenti i campioni estratti.



Figura 2.3. Esempi di cassette catalogatrici del pozzo P1 (dai certificati stratigrafici)

2.3 CLASSIFICAZIONE GRANULOMETRICA

La classificazione granulometrica è stata eseguita per numerosi campioni provenienti da varie profondità. La maggior parte dei campioni proviene dai pozzi P1 e P2, mentre per il pozzo P3 sono stati processati solamente due campioni. Il materiale estratto dal pozzo P1 è stato sottoposto ad un'ulteriore procedura di classificazione granulometrica mediante la vagliatura meccanica, ma considerando dei campioni diversi da quelli processati in un primo momento.

Per la procedura sono stati utilizzati 16 vagli aventi diametro dei fori variabile tra 101.6 e 0.074 mm. Il campione, precedentemente lavato e seccato, è stato pesato per ottenerne il peso complessivo e poi posizionato sui vagli sovrapposti. Per via leggera vibrazione, il materiale attraversa i vagli che trattengono elementi di dimensione sempre più piccola procedendo verso il fondo della strumentazione. La componente passante anche attraverso il vaglio posto alla base, ovvero il vaglio 200, viene raccolta in un vassoio per essere eventualmente analizzata con una prova aerometrica. Alla fine del procedimento il contenuto di ogni vaglio viene pesato ed espresso come percentuale del peso totale del campione.

I dati ottenuti sono stati raccolti in una tabella in cui al numero di ogni vaglio è associata la percentuale di peso totale trattenuto. Nei casi in cui il peso della componente passante attraverso il vaglio 200 è stata superiore al 15% si è effettuata anche la prova aerometrica per classificare anche la parte più fina del terreno. Questa prova prevede di inserire all'interno di un cilindro contenente 1 L acqua distillata 50 g di terreno raccolto sul vassoio posizionato sul fondo dei vagli e della sostanza antiflocculante per evitare l'aggregazione dei granuli. I tre elementi vengono miscelati e mediante un densimetro si valuta la densità a precisi intervalli temporali; si determina così la velocità di variazione della densità e dal risultato è possibile determinare il peso delle particelle aventi determinate dimensioni. Per i campioni per cui è stata eseguita anche questa procedura la tabella contenente le percentuali ottenute dalla vagliatura meccanica è stata aggiornata con i dati della prova aerometrica.

Le percentuali ottenute e i numeri dei vagli ad esse associate sono state poi inserite all'interno di un grafico che restituisce la curva granulometrica del campione. Tale curva permette di determinare se il campione è ben gradato, ovvero se contiene materiale di dimensioni diverse ma in percentuali simili tra loro, oppure se è costituito prevalentemente da grani aventi una determinata dimensione.

2.4 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA S.P.T.

La prova S.P.T. permette di valutare con un approccio empirico la resistenza del terreno alla penetrazione dinamica di un campionatore posto sul fondo della perforazione. L'azione dinamica è generata da un maglio, il cui peso corrisponde a 63.5 kgf, che viene lasciato cadere da un'altezza pari a 760 mm su una testa di battuta posizionata sulla sommità di una batteria di aste; la batteria termina con il campionatore che penetra nel terreno per effetto della caduta del maglio.

Il campionatore permette di estrarre contemporaneamente alla prova piccole quantità di terreno per analisi successive; in questo caso i campioni sono stati utilizzati per la classificazione granulometrica (figura 2.4).



Figura 2.4. Punta cava utilizzata nella prova S.P.T. per l'estrazione dei campioni di terreno

La procedura descritta viene ripetuta tre volte per ogni campione di terreno che si vuole analizzare; ad ogni fase si registra il numero di colpi del maglio sulla testa di battuta necessari a realizzare un abbassamento di 15 cm del campionatore nel terreno; nella prima fase del procedimento si include nell'abbassamento anche quello dovuto alla penetrazione per gravità. Quindi, la prova si conclude quando si sono completate le tre fasi e si è registrata una penetrazione totale dello strumento nel terreno pari a 45 cm. I dati relativi al numero di colpi effettuati e alla profondità raggiunta dal carotatore sono stati poi raccolti nei certificati dei sondaggi.

La resistenza alla penetrazione è il risultato della somma del numero di colpi registrati nella seconda e nella terza fase:

$$N_{spt} = N_2 + N_3$$

Nei casi in cui il numero di colpi registrati durante una delle fasi sia superiore a 50 o N_{spt} sia superiore a 100 e non si siano raggiunti rispettivamente 15 o 30 cm di affondamento la prova si conclude e si registrano i dati ottenuti.

Come anticipato, l'interpretazione dei dati della prova S.P.T è eseguita con un approccio empirico e mira ad individuare la resistenza al taglio opposta dal terreno sottoposto alla penetrazione dinamica.

Per le sabbie è possibile determinare una relazione tra N_{spt} e la resistenza al taglio, espressa nella forma

$$\tau = \tan\varphi'(\sigma - u)$$

dove φ' è l'angolo di picco, ovvero il massimo angolo d'attrito del terreno, σ la tensione totale e u la pressione dell'acqua presente nel terreno. Nel calcolo della resistenza al taglio non è inclusa la coesione perché si suppone che la rottura avvenga in condizioni drenate. Poiché la resistenza al taglio di un terreno granulare è influenzata dallo stato di addensamento del campione, si sono sviluppati metodi che esprimono la relazione secondaria esistente tra la densità del terreno e il valore del coefficiente N_{spt} : dal valore di densità relativa si determina poi l'angolo d'attrito del terreno. A tal proposito sono state individuate numerose formule che esprimono la relazione tra questi parametri, ma, dal momento che sono tutte formule sperimentali, per ottenere un valore preciso della resistenza del materiale è opportuno confrontare i risultati ottenuti con le diverse trattazioni ed assumere come valore finale una media tra questi. Inoltre, tali relazioni tengono conto della tensione litostatica verticale efficace al posto della tensione normale media sulla superficie di rottura, data la stretta correlazione tra i due valori e la facilità di calcolo.

Tra le relazioni più affidabili che esprimono la relazione tra il numero della prova S.P.T. e la densità relativa del materiale per materiale granulare si hanno:

$$D_R = \sqrt{\frac{N_{SPT}}{(17 + 24 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a})}}$$

(Gibbs e Holtz)

$$D_R = 0.21 \cdot \sqrt{\frac{N_{SPT}}{\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} + 0.7}}$$

(Meyerhof)

$$D_R = \sqrt{\frac{C_N \cdot N_{SPT}}{60}} \quad C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \text{ per sabbie fini}$$

$$C_N = \frac{3}{2 + \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}} \text{ per sabbie grosse}$$

(Skempton)

$$D_R = 0.22 \cdot N_{SPT}^{0.57} \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.14} \text{ per sabbie fini}$$

$$D_R = 0.18 \cdot N_{SPT}^{0.57} \left(100 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{-0.14} \text{ per sabbie grosse}$$

(Yoshida e Kokusho)

Per ricavare il valore dell'angolo d'attrito dalla densità relativa si utilizza la correlazione di Schmertmann, variabile in base alla granulometria del terreno:

$$\varphi' = 28 + 0.14D_R \quad \text{per sabbia fine uniforme}$$

$$\varphi' = 31.5 + 0.115D_R \quad \text{per sabbia media uniforme e sabbia fine ben gradata}$$

$$\varphi' = 34.5 + 0.1D_R \quad \text{per sabbia grossa uniforme e sabbia media ben gradata}$$

$$\varphi' = 38 + 0.08D_R \quad \text{per sabbia e ghiaia poco limosa}$$

Esistono alcune relazioni che permettono di ricavare direttamente il valore dell'angolo d'attrito dal risultato della prova S.P.T., in modo da ridurre gli errori di approssimazione che si commettono effettuando il passaggio intermedio per ricavare la densità relativa; tra queste formule si ha:

$$\varphi' = \arctan \left[\frac{N_{SPT}}{12.2 + 20.3 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$$

(Kulhawy e Mayne)

Le relazioni che permettono di correlare i risultati della prova S.P.T. alla resistenza del terreno sono molto numerose e si sono qui riportate solamente alcune di quelle riportate in letteratura come più affidabili e adatte alle tipologie di terreno trattate nella ricerca qui presentata, e che quindi sono state poi effettivamente applicate, come descritto nel capitolo 4.

2.5 COLONNA RISONANTE

La colonna risonante è uno strumento che permette di effettuare prove di carico che hanno l'obiettivo di determinare con maggiore precisione rispetto alle tradizionali prove statiche il tratto iniziale della curva sforzo-deformazione. Con questo tipo di prova è possibile valutare deformazioni molto piccole, comprese tra 10^{-5} % e 10^{-1} %, e che risultano particolarmente rilevanti per analizzare il comportamento del terreno in caso di sollecitazioni sismiche. Supponendo che il materiale si comporti come un mezzo elastico e isotropo, i parametri principali che si ricavano dalla prova in colonna risonante sono il modulo di elasticità tangenziale, G, e lo smorzamento D. G è uno dei parametri deformativi, insieme al modulo di deformazione volumica K, e corrisponde al rapporto tra la tensione tangenziale e la deformazione angolare, ovvero la pendenza del grafico sforzo-deformazione (figura 2.5).

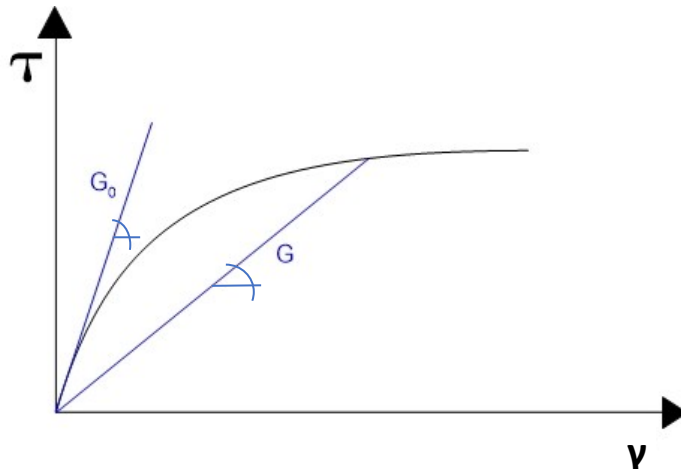


Figura 2.5 Esempio di grafico sforzo- deformazione, in cui è evidenziato il significato grafico di G

I campioni impiegati per la prova hanno forma cilindrica con diametro pari a 30-70 mm e altezza a 70-140 mm. La prova in colonna risonante è preceduta da una fase di consolidazione di tipo isotropo. Successivamente a quest'ultima procedura si applica una sollecitazione di torsione ciclica mediante dei magneti che interagiscono con delle bobine attraversate da corrente elettrica la cui frequenza è uguale a quella dell'azione agente sul provino. La base d'appoggio del provino è una pietra porosa in modo da permettere il drenaggio dell'acqua durante l'esecuzione della prova. La deformazione del campione viene registrata per mezzo di un accelerometro e corrisponde ad una rotazione della parte sommitale del materiale.

Il valore del parametro G dipende non solo dalla composizione granulometrica del terreno, ma anche da altri fattori, tra cui lo stato tensionale efficace agente sul terreno in sito; perciò, è opportuno che la prova venga eseguita in modo tale da riprodurre uno stato tensionale che sia simile a quello realmente agente sul terreno utilizzato per la prova sperimentale. La prova viene eseguita applicando azioni che si mantengono costanti in un ciclo di sollecitazione, ma con frequenza variabile per valutare come cambia la risposta del materiale. Infatti, l'obiettivo della prova corrisponde alla determinazione della frequenza di risonanza, o naturale, del sistema da cui si ricava il modulo G del terreno analizzato con la relazione:

$$G = \rho \left(2\pi \cdot l \cdot \frac{f_n}{\beta} \right)$$

dove ρ è la densità del materiale, l l'altezza del campione, f_n la frequenza naturale e β un coefficiente legato alla velocità di propagazione dell'onda di taglio e alla pulsazione naturale. La frequenza di risonanza è riconoscibile in ogni ciclo di sollecitazione poiché corrisponde alla frequenza di applicazione dell'azione per quale si ottiene la massima risposta del campione, ovvero la massima ampiezza di deformazione.

Dopo aver effettuato un certo numero di cicli di carico e aver determinato il valore del modulo G per ognuno di essi, si realizza una curva G -deformazione per determinare come varia tale grandezza in funzione della massima deformazione ottenuta in ognuno dei cicli della prova; in particolare, il grafico corrisponde ad una curva di decadimento perché si osserva che all'aumentare della deformazione, diminuisce il valore di G .

Durante la prova in colonna risonante si raccolgono anche i dati relativi al decadimento ottenuto in ogni ciclo di carico a partire dalle deformazioni ottenute; la relazione che restituisce D per ogni ciclo corrisponde a:

$$D = \frac{f_1 - f_2}{2 \cdot f_n}$$

in cui f_1 e f_2 corrispondono alle frequenze con cui viene applicata l'azione per le quali si ottiene una deformazione uguale a $1/\sqrt{2}$ volte quella massima ottenuta per il ciclo. Calcolati i valori di D per ognuno dei cicli di sollecitazione eseguiti, si realizza un grafico D -deformazioni che, al contrario del precedente, ha un andamento crescente.

Entrambi i grafici che coinvolgono la deformazione sono in scala logaritmica in corrispondenza dell'asse delle ascisse dal momento che si vuole determinare il comportamento del terreno per piccoli spostamenti.

Nei capitoli successivi verranno riportati i risultati ottenuti dalle analisi granulometriche dei campioni estratti con il carotaggio e la punta cava utilizzata per la prova S.P.T., il procedimento eseguito per lo sviluppo dei dati ricavati mediante la prova di penetrazione dinamica e ciò che ne è emerso in termini di angolo d'attrito; inoltre, si cercherà di confrontare i risultati ottenuti dai terreni provenienti dai tre pozzi. Infine, verranno illustrati i risultati ottenuti dalla prova in colonna risonante, effettuata per valutare il comportamento del terreno anche in ambito sismico.

CAPITOLO 3

ANALISI DEI RISULTATI DELLA CLASSIFICAZIONE GRANULOMETRICA

I risultati che verranno discussi di seguito riguardano gli aspetti granulometrici dei campioni estratti dalle tre perforazioni. I dati utilizzati per queste valutazioni sono contenuti all'interno dei certificati stratigrafici e nelle tabelle che riportano i risultati ottenuti dalla vagliatura meccanica e dall'aerometria. In particolare, nel presente lavoro di tesi si sono calcolati i parametri (coefficiente di uniformità e curvatura) delle curve granulometriche e si sono realizzati dei confronti tra gli esiti ottenuti dai vari campioni analizzati. Infine, si è proceduto a realizzare il modello geotecnico che descrive la configurazione stratigrafica del sito.

3.1 ANALISI DEI CERTIFICATI STRATIGRAFICI

I certificati stratigrafici compilati per le tre perforazioni illustrano che il sito è costituito prevalentemente da materiale sabbioso per l'intera profondità dei sondaggi. Tuttavia, la matrice della sabbia è piuttosto variabile, infatti si possono riconoscere alcuni strati contenenti sabbia grossolana e anche ghiaia grossa e altri strati più fini, definiti come argillosi. In figura 3.1 sono illustrati i campioni estratti dalle tre perforazioni e le rispettive profondità espresse in metri, come rappresentati nei certificati stratigrafici.

La parte più superficiale del terreno non è stata sottoposta alla procedura di vagliatura meccanica e seguente analisi granulometrica perché costituita da materiale di riporto dalla composizione molto variabile. Infatti, come riportato nei certificati, fino alla profondità di circa 5 m nei pozzi P1 e P3 e 2 m nel pozzo P2 si è rinvenuto del materiale di riporto e modellazione morfologica particolarmente vario perché costituito da materiale la cui matrice varia dalle dimensioni della ghiaia fino a quelle dell'argilla. Quindi lo studio di questa componente di terreno non sarebbe rilevante perché troppo grossolano per essere soggetto a cedimenti anche nei punti in cui si trova al di sotto della falda. Inoltre, questi strati non hanno influenza sul comportamento delle fondazioni della Cappella, perché queste ultime si trovano ad una profondità maggiore rispetto ai primi. Dal pozzo P3 è stato estratto anche uno strato di spessore di circa 1.3 m facente parte di un'opera muraria antica, forse riconducibile alle strutture interrato

dell'antico Palazzo Scrovegni che sorgeva proprio in prossimità della Cappella e del sondaggio in questione, come illustrato in un acquerello del XIX di Marino Urbani (figura 3.1).

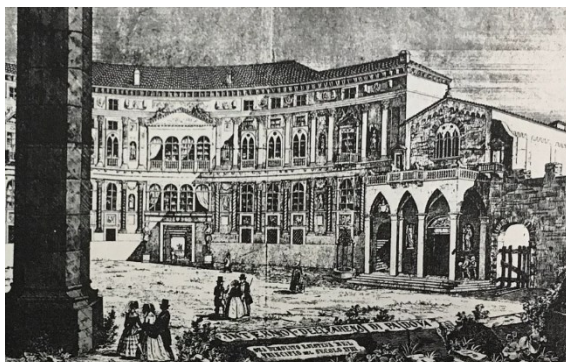


Figura 3.1. La Cappella degli Scrovegni e Palazzo Scrovegni

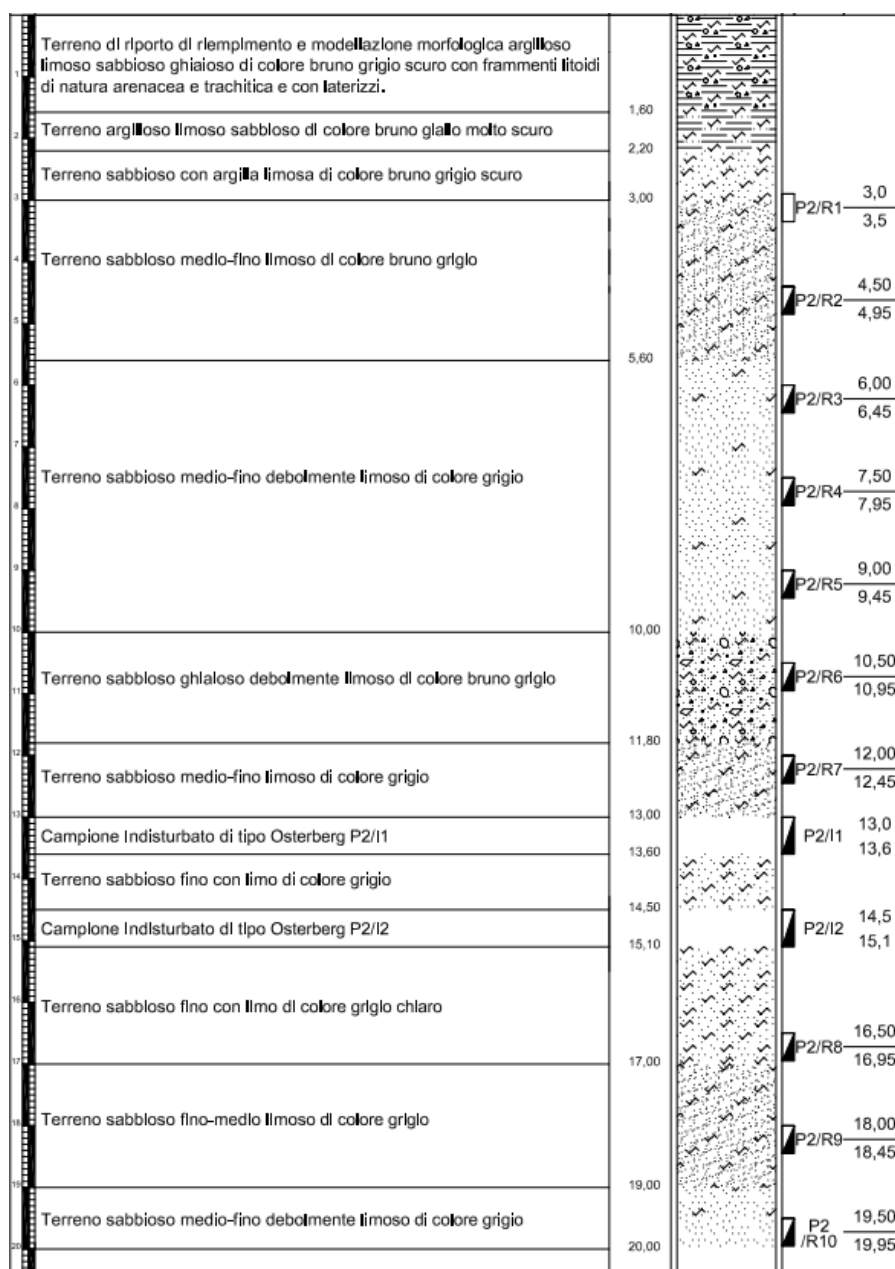


Figura 3.2 Stratigrafia del sondaggio P1 (dai certificati stratigrafici)

La presenza di terreno di riporto in quest'area è con grande probabilità riconducibile al periodo di costruzione del Palazzo e della Cappella: potrebbe essere stato utilizzato come riempimento per lo scavo realizzato per l'edificazione dei monumenti. Gli strati sottostanti al terreno di riporto sono caratterizzati da un susseguirsi di diversi terreni di colore grigio o grigio bruno a matrice prevalentemente sabbiosa più o meno grossa e contenente ghiaia o limo e questo andamento è riscontrabile in tutti e tre i sondaggi. Nelle figure 3.2, 3.3 e 3.4 sono rappresentati degli estratti dei certificati stratigrafici, nei quali sono riportati i campioni estratti e le loro profondità di provenienza e gli strati di terreno individuati.

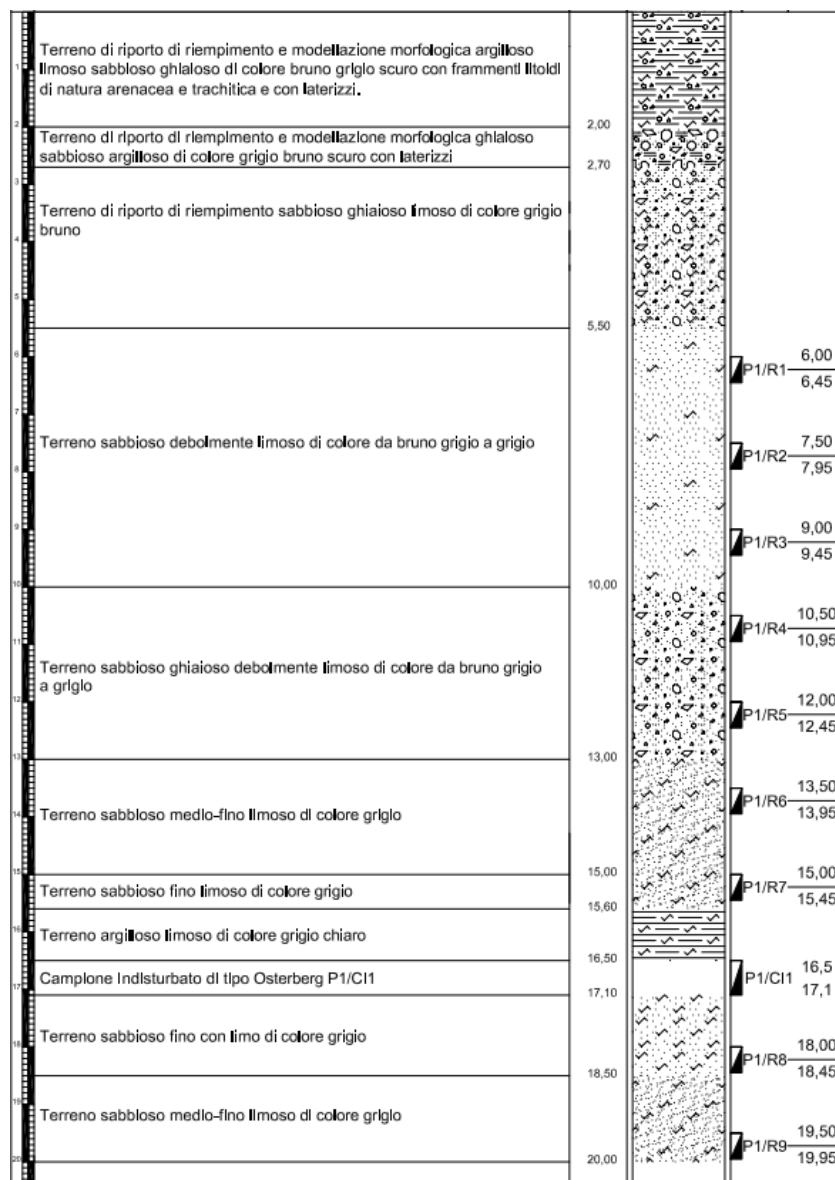


Figura 3.3. Stratigrafia del sondaggio P2 (dai certificati stratigrafici)

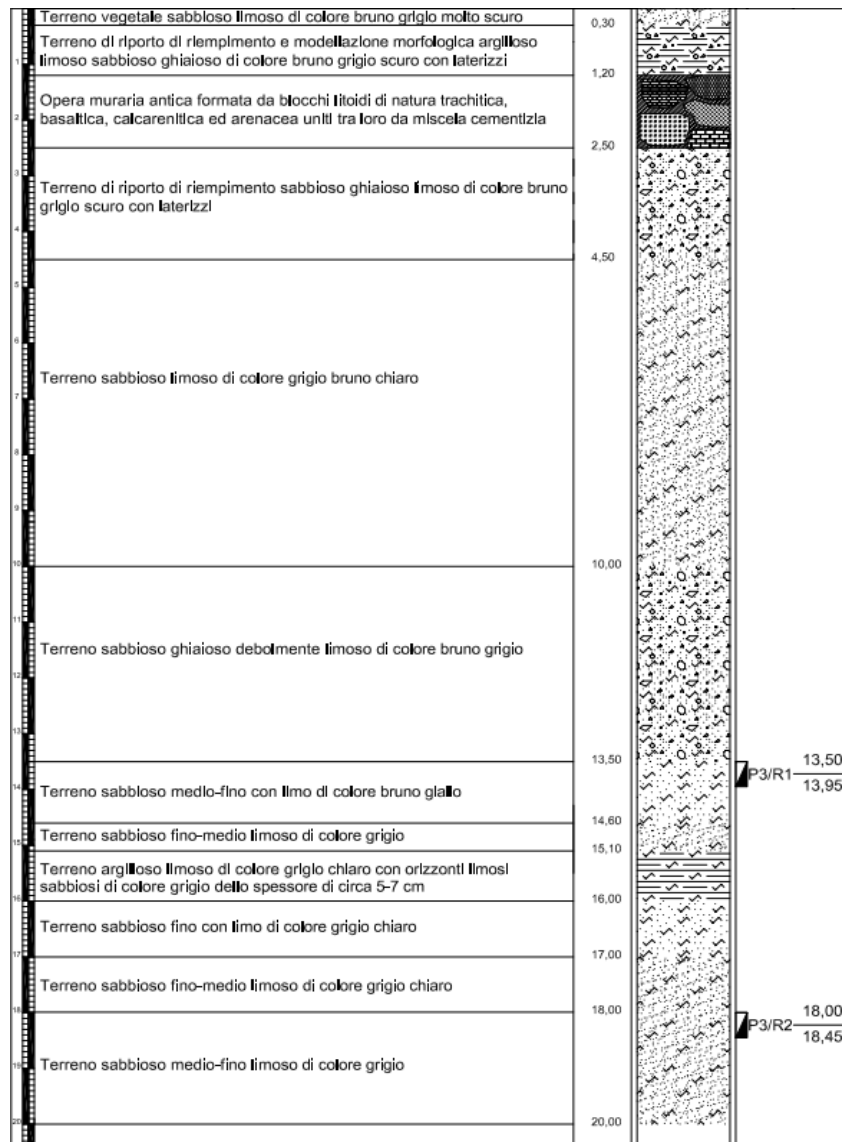


Figura 3.4. Stratigrafia del sondaggio P3 (dai certificati stratigrafici)

Risulta anomala la differenza di circa tre metri tra lo spessore dello strato di riporto tra i pozzi P1 e P3 e il pozzo P2, nonostante le perforazioni siano molto vicine tra loro e a distanze molto simili dall'edificio (figura 3.5).

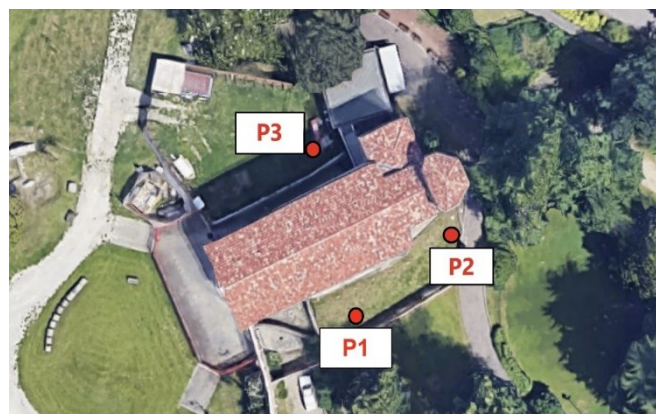


Figura 3.5. Posizioni delle perforazioni

Questo aspetto potrebbe essere spiegato dalla presenza al di sotto della Cappella della cripta: infatti quest'ultima è interposta proprio tra le perforazioni P1 e P3, quindi, è possibile che lo scavo sia stato approfondito nella zona della cripta e sia stato mantenuto più sopraelevato nella zona dell'abside, accanto alla quale si è realizzato il pozzo P2.

Un'altra anomalia che potrebbe essere riconducibile alla presenza della cripta è la differenza di profondità dal piano campagna della superficie della falda che risulta essere pari a 3 m in prossimità di P2 e più bassa di circa 0.75 m in corrispondenza degli altri due. Nonostante l'abbassamento della falda in corrispondenza del cenobio, si verifica comunque un costante allagamento di alcuni centimetri sul fondo del vano che si può innalzare in caso di precipitazioni. La questione riguardante la soluzione da adottare per risolvere questa situazione è molto controversa, in quanto in molti richiedono che si trovi una soluzione al problema della risalita dell'acqua dal fondo della cripta che si trova in uno stato di degrado; tuttavia, come riportato nell'articolo "Cappella degli Scrovegni: non toccate niente" di Chiara Mezzalana pubblicato nel portale "Il Bo live", è opinione dei docenti dell'Università di Padova Paolo Simonini, Paolo Salandin e Claudio Modena, che hanno condotto uno studio sulla situazione idrogeologica del sito, che l'allagamento della cripta non possa essere risolto senza rischiare di indurre dei cedimenti nel terreno al di sotto del monumento, dal momento che non se ne conosce la precisa composizione. Infatti, il problema della costante presenza di acqua sul fondo potrebbe essere eliminato abbassando il livello della falda con un impianto di drenaggio ma questo potrebbe rischiare di compromettere la stabilità dell'edificio. Inoltre, si è accertato che l'umidità non risale attraverso le pareti laterali della cripta e quindi non c'è alcun pericolo di danneggiamento degli affreschi interni. Il vano sotterraneo è comunque dotato di una vasca all'interno della quale viene convogliata l'acqua di falda grazie alle pendenze del fondo e che viene svuotata mediante un sistema di pompe. Quindi, anche se il cenobio rimane in uno stato di degrado costante, è opportuno non intervenire con soluzioni che potrebbero danneggiare ancor di più l'edificio.

3.2 CALCOLO DEI PARAMETRI DELLE CURVE GRANULOMETRICHE

La classificazione granulometrica è stata effettuata secondo le modalità illustrate nel paragrafo 2.3 per tutti i campioni estratti dalle tre perforazioni, ad eccezione dei campioni indisturbati di tipo Osterberg che richiedono di essere analizzati con ulteriori procedure per ottenere dati più

specifici sulle loro caratteristiche. A partire dai risultati ottenuti dalla classificazione si sono ricavate poi le curve granulometriche.

Con l'ausilio delle curve elaborate in seguito alla classificazione, nel presente lavoro di tesi si è proceduto ad eseguire delle valutazioni più approfondite. Nelle tabelle 3.1, 3.2 e 3.3 sono riportati per tutti i campioni valutati i valori di D_{50} , D_{10} , D_{30} e D_{60} che rappresentano i diametri corrispondenti ad una percentuale di materiale passante rispettivamente di 50, 10, 30 e 60, valutati direttamente dalle curve granulometriche per via grafica.

A partire dai diametri ricavati dalle curve si sono ottenuti anche i coefficienti di uniformità e curvatura con le relazioni:

$$U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad C = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

Il coefficiente di uniformità permette di ottenere una misura dell'uniformità delle dimensioni dei grani del terreno, poiché più questo valore è vicino all'unità minore sarà la differenza tra D_{10} e D_{60} e questo aspetto è indice di un terreno omogeneo. Il coefficiente di curvatura viene utilizzato per determinare se sono mancanti alcuni diametri nella distribuzione granulometrica e quindi se in alcuni punti la curva cambia pendenza bruscamente.

Tabella 3.1. Parametri delle curve granulometriche dei campioni di P1

CAMPIONE	Profondità (m)	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	U	C
P1/R1	6,00	0,32	0,095	0,255	0,38	4	1,8
P1/R2	7,50	0,43	0,09	0,32	0,49	5,44	2,32
P1/R3	9,00	0,3	0,125	0,22	0,35	2,8	1,11
P1/R4	10,50	0,34	0,13	0,255	0,4	3,08	1,25
P1/R5	12,00	0,53	0,13	0,4	0,6	4,62	2,05
P1/R6	13,50	0,28	-	0,22	0,3	-	-
P1/R7	15,00	0,175	0,045	0,095	0,19	4,22	1,06
P1/R8	18,00	0,11	0,042	0,063	0,127	3,02	0,74
P1/R9	19,50	0,25	-	0,19	0,27	-	-

Tabella 3.2. Parametri delle curve granulometriche dei campioni di P2

CAMPIONE	Profondità (m)	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	U	C
P2/R1	3,00	0,295	-	0,195	0,347	-	-
P2/R2	4,50	0,33	0,075	0,25	0,38	5,07	2,19
P2/R3	6,00	0,39	0,13	0,29	0,45	3,46	1,44
P2/R4	7,50	0,385	0,11	0,3	0,43	3,91	1,9
P2/R5	9,00	0,39	0,12	0,28	0,45	3,75	1,45
P2/R6	10,50	0,7	0,14	0,45	0,95	6,79	1,52
P2/R7	12,00	0,4	-	0,26	0,47	-	-
P2/R8	16,50	0,092	0,029	0,054	0,13	4,48	0,77
P2/R9	18,00	0,18	0,035	0,125	0,195	5,57	2,29
P2/R10	19,50	0,28	0,13	0,24	0,295	2,27	1,5

Tabella 3.3. Parametri delle curve granulometriche dei campioni di P3

CAMPIONE	Profondità (m)	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	U	C
P3/R1	13,50	0,078	0,013	0,041	0,15	11,54	0,86
P3/R2	18,00	0,2	-	0,17	0,21	-	-

I valori di D_{10} di alcuni campioni non sono presenti nelle tabelle perché non ricavabili dalle curve granulometriche; questo aspetto è dovuto al fatto che le curve si interrompono in corrispondenza della linea associata al vaglio 200 e non è possibile conoscere l'andamento del grafico al di sotto della dimensione minima valutata con la vagliatura meccanica. Per poter completare la curva sarebbe necessaria una valutazione mediante l'analisi aerometrica, ma in questi casi non è stata effettuata perché la percentuale di peso passante al vaglio 200 è inferiore al 15% del peso totale del campione. I campioni sono in generale poco omogenei dal punto di vista granulometrico; infatti, i valori di U sono compresi tra 3 e 6, fino a raggiungere 11.54 in P3/R1 che è molto ben gradato. Osservando le curve granulometriche dei campioni si può notare come esse comprendano intervalli dimensionali in cui il massimo e il minimo valore differiscono di almeno un ordine di grandezza; perciò, anche graficamente si può dedurre che i campioni sono abbastanza gradati.

I valori riassunti nelle tabelle 3.1 e 3.2 sono stati utilizzati per realizzare anche dei grafici a dispersione con diverse coppie di dati: D_{10} - D_{50} (figura 3.6), U - D_{50} (figura 3.7) e C - D_{50} (figura 3.8). Da questa valutazione si sono esclusi i campioni estratti dal pozzo P3 perché l'unico campione, P3/R1, di cui si sarebbe potuto realizzare un grafico, ovvero di cui si dispone del valore D_{10} , presenta valori anomali dei parametri calcolati e si suppone non siano rappresentativi dello strato di terreno da cui proviene.

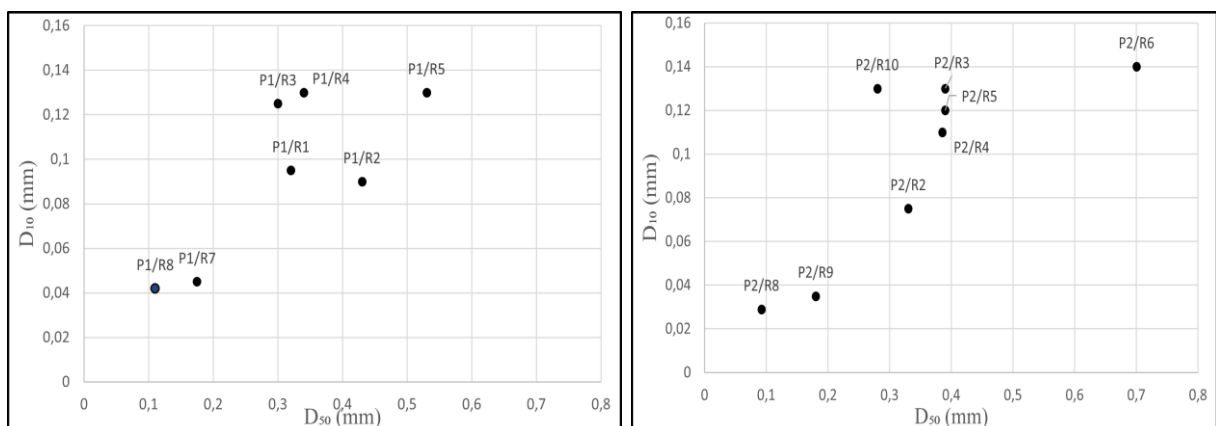


Figura 3.6. Grafici a dispersione D_{10} - D_{50} dei campioni di P1 e P2

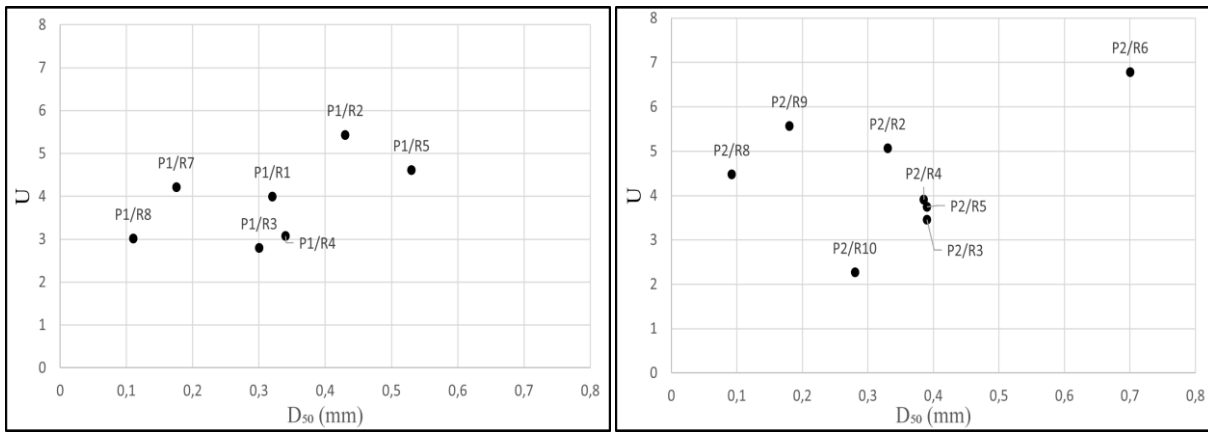


Figura 3.7. Grafico a dispersione U - D₅₀ dei campioni di P1 e P2

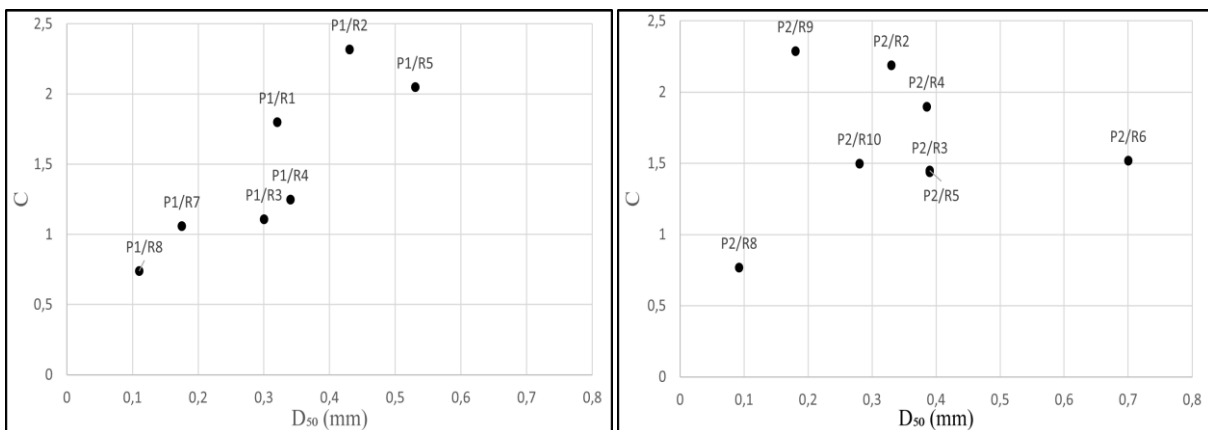


Figura 3.8. Grafico a dispersione C - D₅₀ dei campioni di P1 e P2

Queste rappresentazioni permettono di identificare meglio le differenze e le somiglianze tra i valori di D₅₀, U e C ottenuti dai campioni provenienti dalla medesima perforazione, ma anche da pozzi diversi. Dai grafici a dispersione si possono ricavare alcune osservazioni: D₅₀ assume valori minimi nei campioni estratti a profondità comprese tra 15.00 e 18.00 m per entrambe le perforazioni e i parametri U e C non subiscono particolari variazioni in base alla profondità da cui provengono i campioni.

3.3 FRAZIONI GRANULOMETRICHE

Per poter analizzare e confrontare i risultati ottenuti dalle curve granulometriche anche in termini di contenuto di ghiaia, sabbia e limo dei campioni estratti, si sono realizzati i grafici delle frazioni granulometriche per le tre perforazioni. Questi diagrammi contengono i valori percentuali delle tre tipologie di terreno, calcolati a partire dalle curve realizzate per ogni campione. Con l'ausilio di queste rappresentazioni è possibile studiare come variano con la profondità le percentuali calcolate e confrontare con maggiore facilità i risultati ottenuti per tre pozzi. Nelle figure 3.9, 3.10 e 3.11 sono riportate le frazioni granulometriche associate ai campioni estratti a varie profondità dalle perforazioni.

Analizzando le frazioni granulometriche dei campioni del pozzo P1 si osserva che il terreno è composto per la maggior parte da materiale sabbioso.

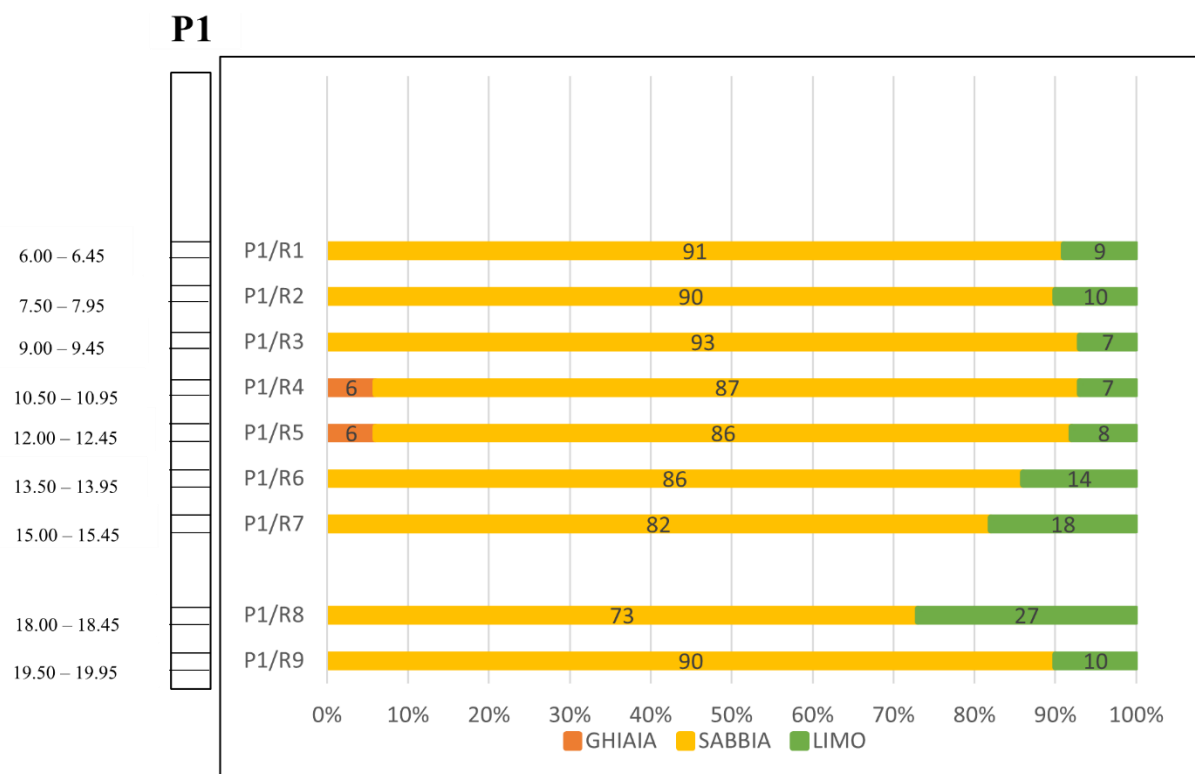


Figura 3.9. Frazioni granulometriche dei campioni di P1

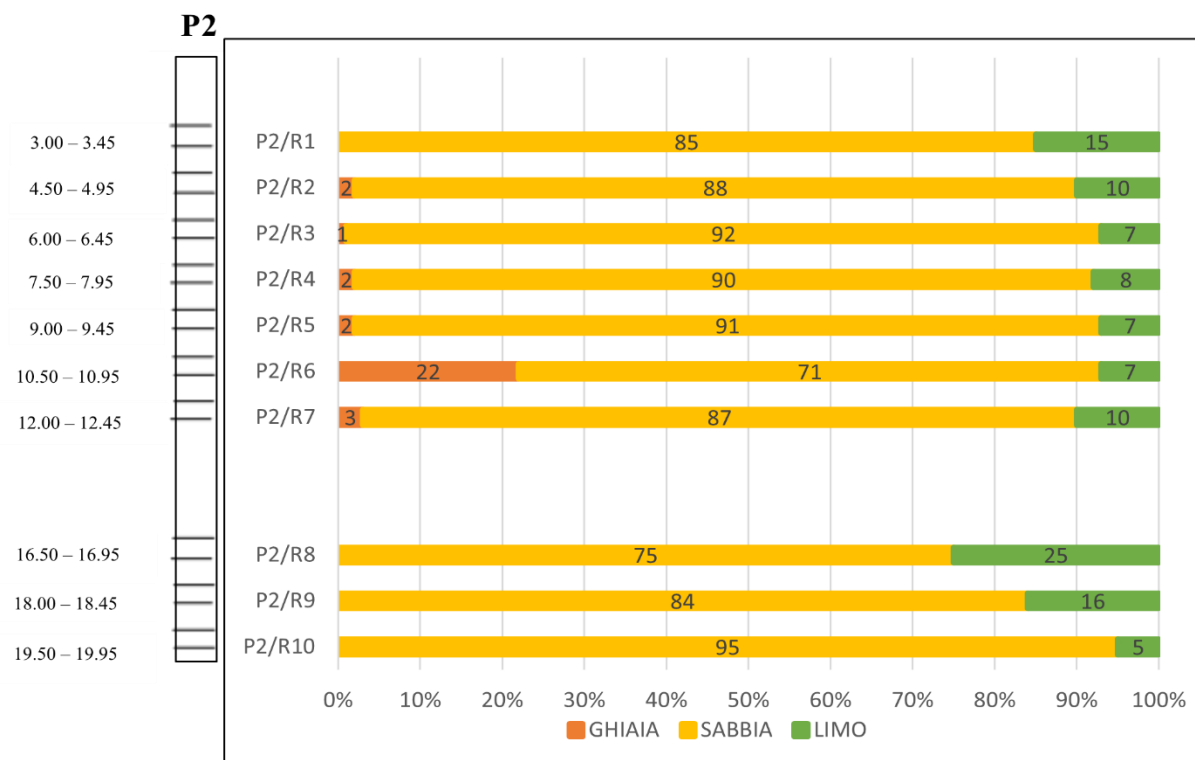


Figura 3.10. Frazioni granulometriche dei campioni di P2

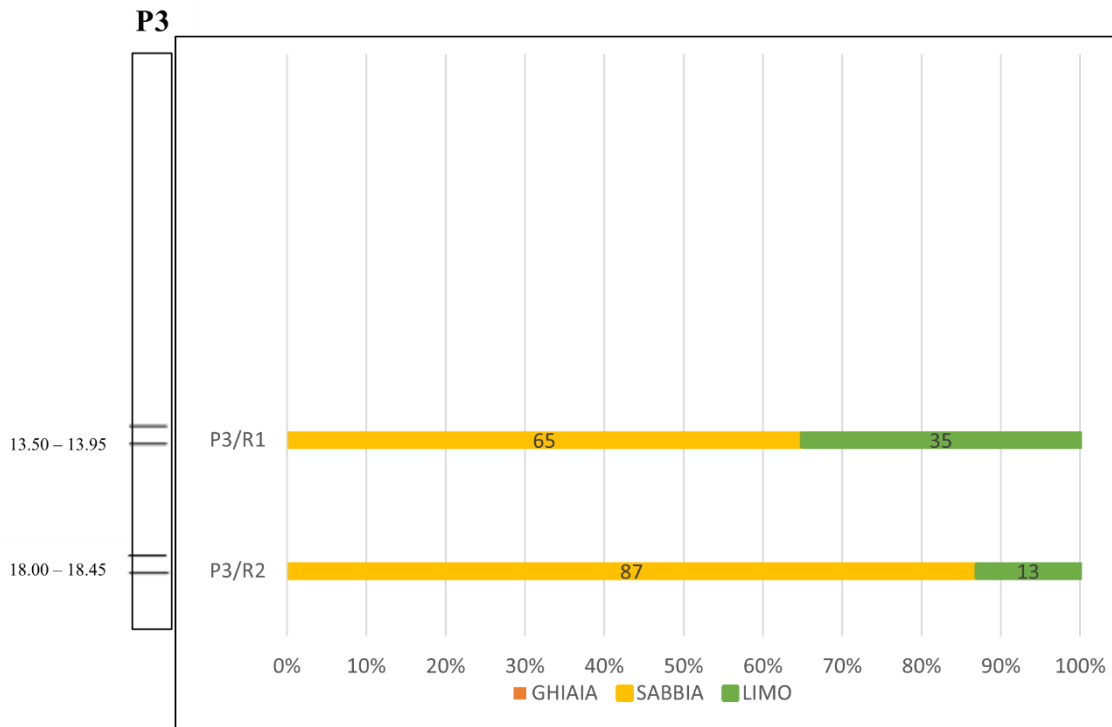


Figura 3.11. Frazioni granulometriche dei campioni di P3

In tutti i campioni è presente del materiale limoso e la frazione di questo materiale è variabile e consistente nella maggior parte dei campioni. Le percentuali di limo hanno un andamento crescente con la profondità, ma tra P1/R8 e P1/R9 si ha una diminuzione di questa frazione abbastanza evidente.

Questo aspetto è dovuto al fatto che c'è uno strato argilloso tra P1/R7 e P1/R8; quindi, i due campioni adiacenti allo strato di materiale fino hanno frazioni limose più consistenti e P1/R9 ha caratteristiche più simili agli altri strati di terreno soprastanti. Solo nei campioni ricavati alle profondità di 10.5 e 12.45 m si trova della ghiaia, come espresso anche dal certificato stratigrafico del pozzo nel quale è registrato un solo strato ghiaioso alle medesime profondità. I grafici delle frazioni granulometriche relative ai pozzi P2 e P3 presentano, come nel precedente, una predominante componente sabbiosa.

Dall'analisi delle frazioni granulometriche di P3 si osserva che il campione P3/R1 è molto differente sia dal campione estratto da P1 alla medesima profondità, sia dall'andamento generale delle altre frazioni granulometriche; infatti, si ha un'elevata frazione di materiale limoso. Le percentuali di sabbia e limo ricavate da P3/R2 sono molto simili a quelle di P2/R9, proveniente dalla stessa profondità del primo, ma non a quelle di P1/R8, nonostante provenga anch'esso da 18 m di profondità

Poiché sono stati estratti solo due campioni dal pozzo P3, è possibile fare delle considerazioni e dei confronti sull'andamento della frazione limosa solo a partire dai risultati ottenuti da P2: anche in questo caso si osserva una crescita di questa componente con la profondità, con un valore massimo ottenuto dal campione P2/R8; inoltre, si ha un'evidente diminuzione del contenuto di limo alla profondità di 19.5 m. Il risultato è molto simile a quello ottenuto dal grafico delle frazioni granulometriche di P1.



Figura 3.12. Confronto tra le frazioni granulometriche di P1 e P2

I campioni P2/R1 e P2/R2 presentano un contenuto superiore di limo rispetto a quelli sottostanti, ma non è possibile confrontare questo risultato con il pozzo P1 del quale non sono stati analizzati campioni di terreno provenienti dalle medesime profondità di quelli di P2; infatti, fino alla profondità di circa 5.5 m è presente del terreno di riporto in corrispondenza di P1 e questo non è stato considerato nello studio. La differenza maggiore tra P1 e P2 riguarda la componente di ghiaia che è maggiore nei campioni della seconda perforazione, anche se è presente in quantità molto esigue; tuttavia, in entrambi i pozzi si ha una maggiore percentuale di materiale grossolano alla profondità di circa 10.5 m (figura 3.12).

Confrontando i risultati ottenuti dai grafici delle frazioni granulometriche, si evince che la composizione del terreno è in generale simile in tutte e tre le perforazioni, ovvero si ha una prevalenza di materiale sabbioso, percentuali variabili ma consistenti di limo e presenza di materiale più grossolano solo in alcuni campioni e in quantità molto esigue. Si notano, però, anche delle differenze tra i campioni provenienti da diversi pozzi ma dalle medesime profondità, soprattutto tra P1 e P2 dei quali si dispone di un maggior numero di campioni.

Per approfondire gli aspetti legati alle incongruenze rilevate dallo studio delle frazioni granulometriche, si sono realizzati anche dei confronti tra le curve granulometriche di alcuni dei campioni che sono apparsi più rilevanti in questo ambito.

Nel prossimo paragrafo, infatti, saranno presentati i grafici relativi ai confronti tra le curve granulometriche, realizzati a partire dai dati ottenuti dalla classificazione granulometrica.

3.4 CONFRONTO TRA LE CURVE GRANULOMETRICHE

Fino alla profondità di 13.5 m si sono confrontati solamente i terreni estratti dai pozzi P1 e P2, dal momento che per il pozzo P3 si sono estratti solo due campioni e ad elevate profondità.

Il primo confronto si è effettuato tra i campioni P1/R1 e P2/R3 estratti alla profondità di 6 m: le due curve sono quasi coincidenti e lo strato di terreno a cui appartengono viene classificato in entrambi i certificati come terreno sabbioso medio-fino debolmente limoso di colore grigio (figura 3.13).

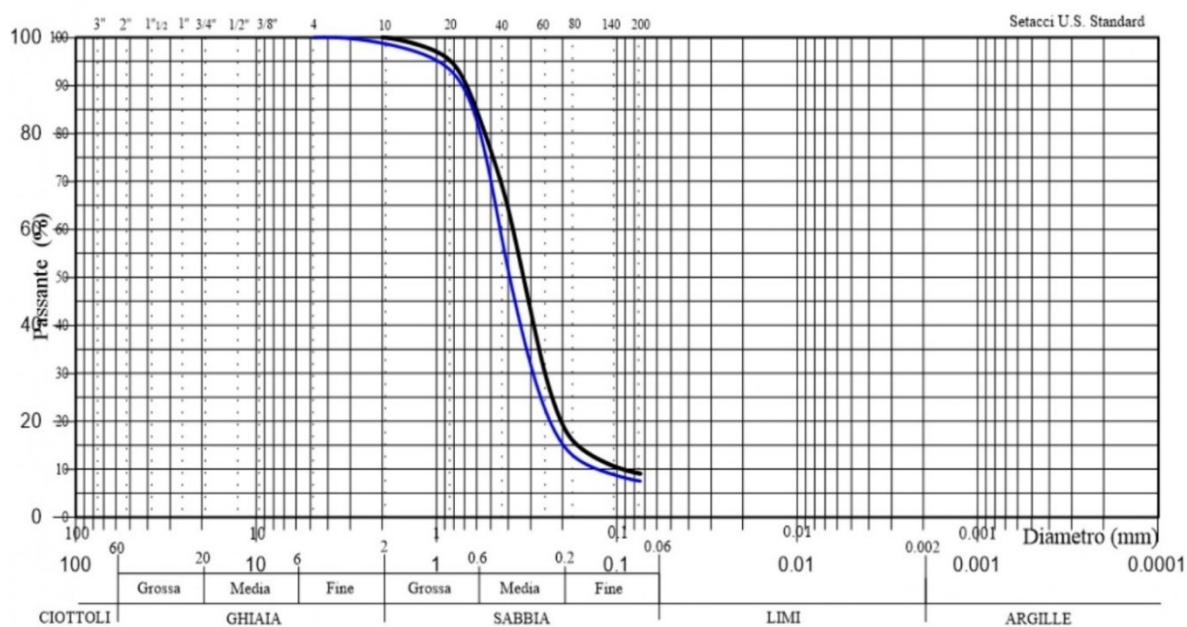


Figura 3.13. Confronto tra le curve granulometriche di P1/R1 (nero) e P2/R3 (blu)

Dalla valutazione dei risultati della classificazione granulometrica riguardante i campioni P1/R2 e P2/R4 estratti alla profondità di 7.5 m e costituiti dello stesso terreno dei primi due campioni, è emerso che le curve granulometriche (figura 3.14) sono molto simili tra loro, come nel confronto precedente. Questo strato si estende fino alla profondità di 10 m in entrambi i sondaggi ed è plausibile che le stesse valutazioni coinvolgano anche il terzo pozzo, poiché anche nel certificato di quest'ultimo si riporta uno strato sabbioso con limo che raggiunge la stessa profondità.

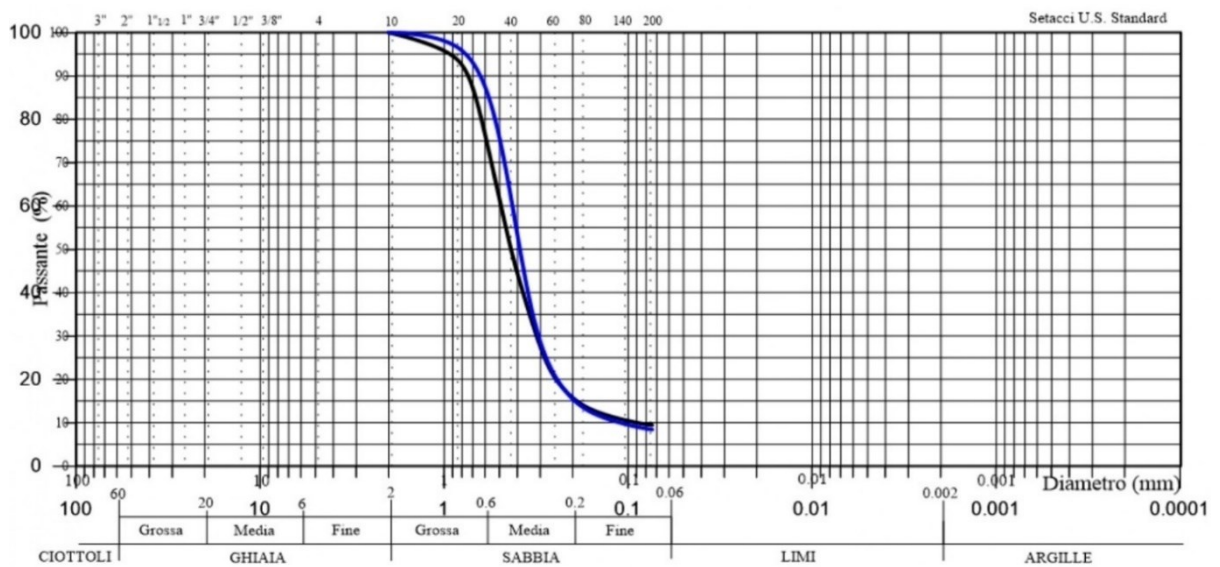


Figura 3.14. Confronto tra le curve granulometriche di P1/R2 (nero) e P2/R4 (blu)

Il confronto successivo riguarda i campioni estratti alla profondità di 10.5 m, ovvero P1/R4 e P2/R6; in questo caso, nonostante nei certificati i due terreni apparissero molto simili e in particolare fossero stati classificati come terreno sabbioso ghiaioso e debolmente limoso, le curve granulometriche risultano piuttosto diverse. Quindi si è confrontato il campione del sondaggio P1 con il terreno estratto alla profondità di 9 m dal pozzo P2, P2/R5.

In questo caso si è osservata una maggiore affinità tra le curve dei due campioni, come illustrato in figura 3.15. Valutando i risultati delle frazioni granulometriche si può confermare questo aspetto in quanto c'è una maggiore somiglianza tra le percentuali delle tre componenti di P1/R4 e P2/R5, piuttosto che tra quelle di P1/R4 e P2/R6.

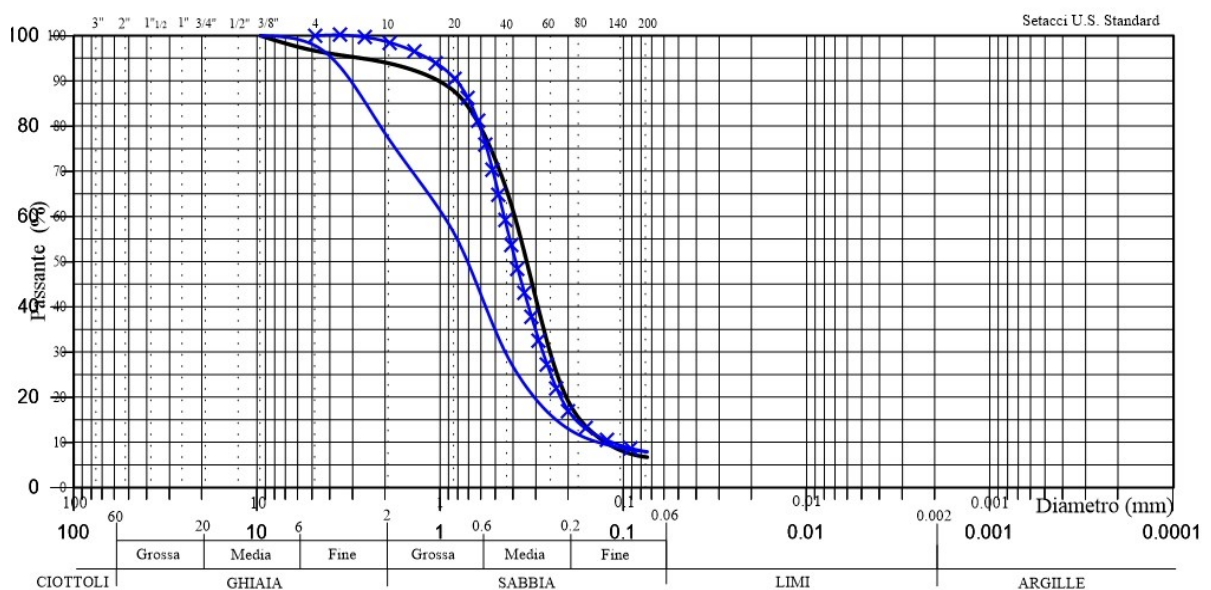


Figura 3.15. Confronto tra le curve granulometriche P1/R4 (nero), P2/R5 (blu, simbolo) e P2/R6 (blu)

L'analisi dei campioni P1/R5 e P2/R7 ricavati alla profondità di 12 m presenta un discreto discostamento, ma minore rispetto a quello riscontrato nel caso precedente; aggiungendo anche la curva del campione P1/R6 relativo alla profondità di 13.5 m per verificare se ci fosse una maggiore affinità con il campione del pozzo P2, si è ottenuto che non si verifica la stessa situazione avuta per il confronto precedente.

Il grafico (figura 3.16) illustra come non ci sia una totale corrispondenza tra i campioni del sondaggio P1 e P2; tuttavia, le curve, seppur non sovrapposte, hanno lo stesso andamento e la differenza maggiore riguarda il contenuto di materiale grossolano. Infatti, come riportato nei certificati dei sondaggi, il campione P1/R5 fa parte di uno strato di terreno contenente anche ghiaia, invece gli altri due di strati sabbiosi limosi.

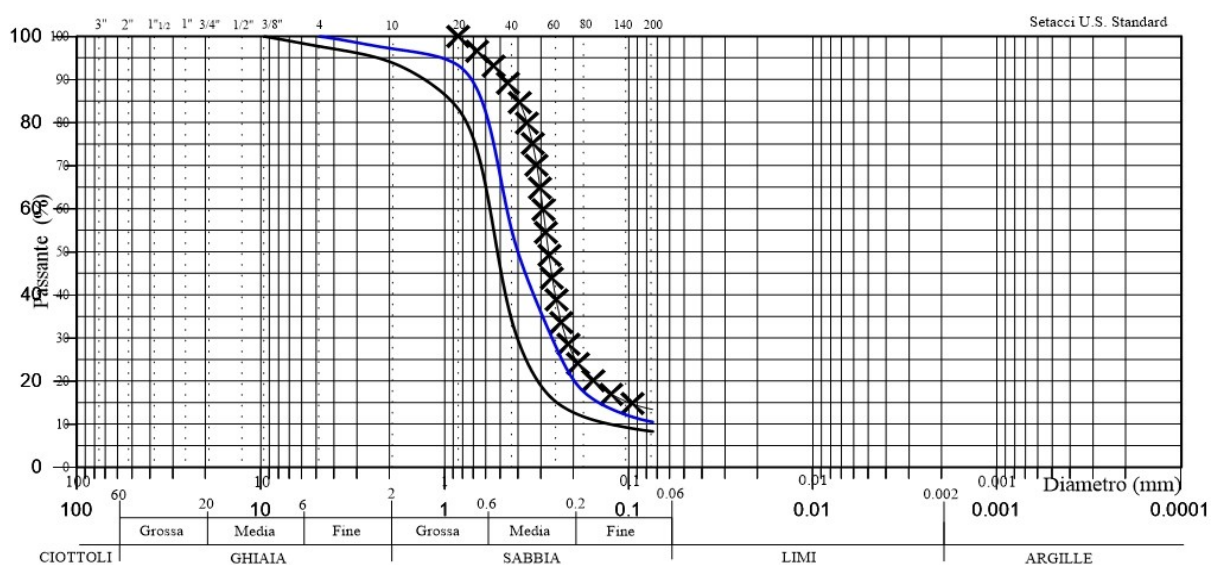


Figura 3.16. Confronto tra le curve granulometriche P1/R5 (nero), P1/R6 (nero, simbolo) e P2/R7 (blu)

Confrontando i campioni P1/R8 e P2/R9 provenienti da una profondità pari a 18 m si ottiene un risultato simile a quello ottenuto in alcuni dei casi precedenti, ovvero c'è una certa distanza tra le curve, ma inserendo nel grafico anche la curva di P2/R8, ricavato da 16.6 m di profondità, si ottiene una maggiore somiglianza con P1/R8 (figura 3.17).

Il risultato è coerente con la classificazione riportata nei certificati dal momento che il campione P2/R9 è parte di uno strato sabbioso medio-fino, invece gli altri due campioni di un terreno sabbioso fino. Si può notare, inoltre, che la percentuale del peso di terreno passante al vaglio 200 è superiore al 15% del totale, quindi, si è realizzata anche la prova di aerometria per stabilire la distribuzione granulometrica della componente limosa dei campioni. Inoltre, si osserva dalle frazioni granulometriche che nei due campioni si raggiungono le massime percentuali di contenuto di limo dei rispettivi pozzi.

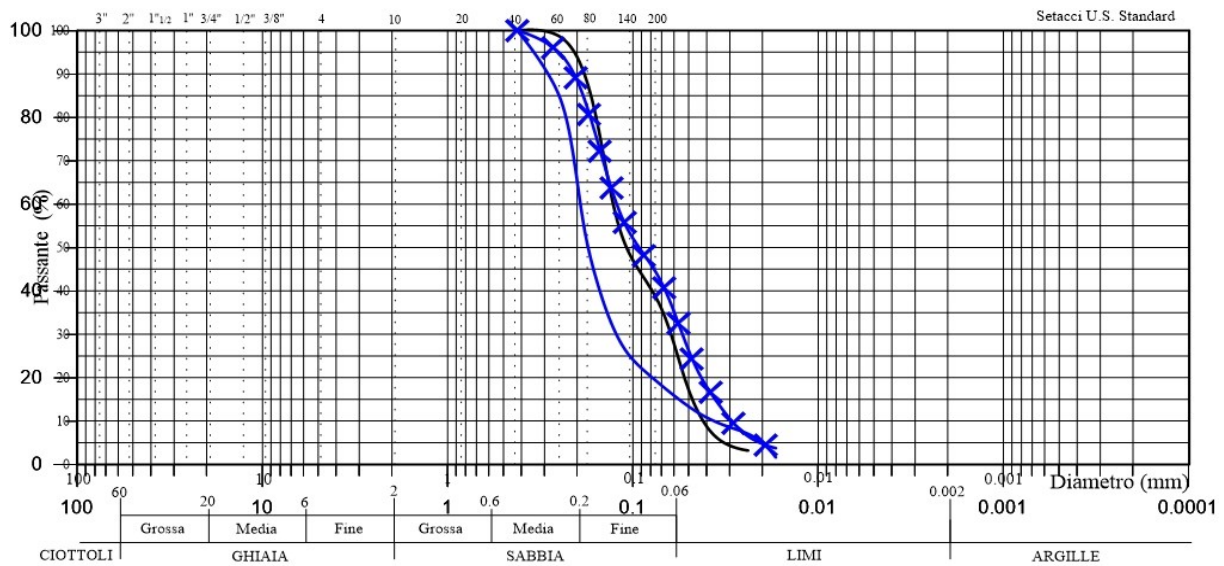


Figura 3.17. Confronto tra le curve granulometriche P1/R8 (nero), P2/R8 (blu, simbolo) e P2/R9 (blu)

L'ultima analisi che riguarda i pozzi P1 e P2 coinvolge i campioni estratti alla profondità di 19.5 m; questa volta le curve tornano ad essere molto vicine tra loro (figura 3.18), soprattutto nelle percentuali di materiale più grossolano. Entrambi i campioni sono parte di un terreno sabbioso medio-fino limoso.

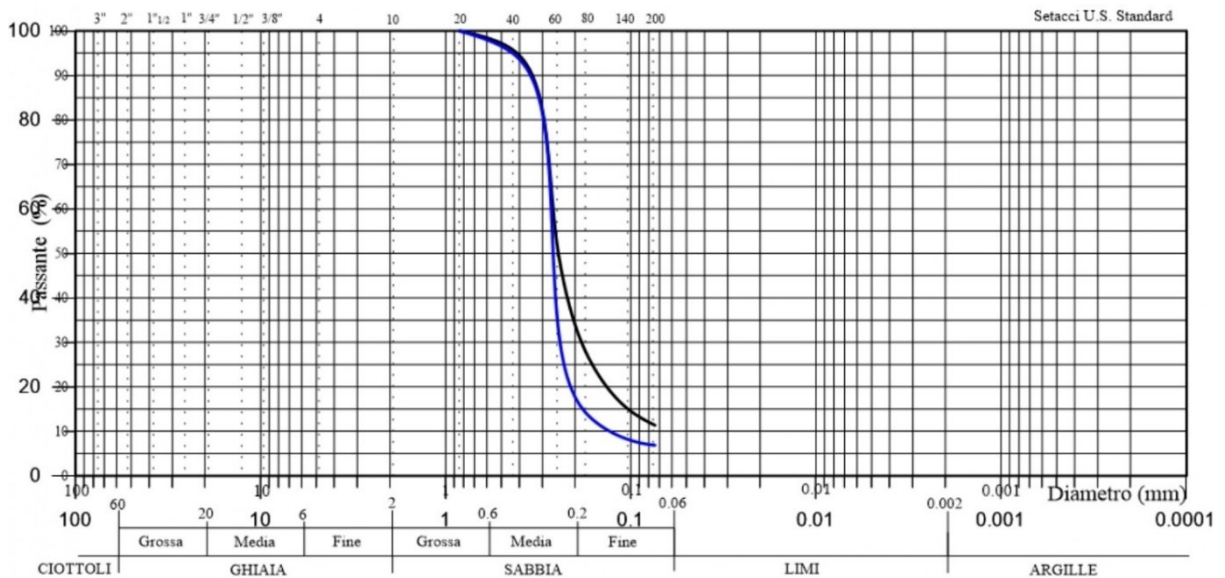


Figura 3.18. Confronto tra le curve granulometriche P1/R9 (nero) e P2/R10 (blu)

Considerando tutti i confronti realizzati tra i sondaggi P1 e P2 si può notare come a profondità comprese tra 6 e 10 m il terreno abbia aspetto e curve di distribuzione granulometrica molto simili tra i due pozzi, in accordo con le percentuali delle frazioni granulometriche. Non è possibile sapere se prima della sistemazione del terreno di riporto questa caratteristica potesse

essere estesa anche agli strati più superficiali; tuttavia, la descrizione degli strati che si trovano al di sopra del piano di fondazione è irrilevante per gli obiettivi della ricerca.

Analizzando le curve granulometriche dei campioni estratti a profondità maggiori di 10 m si nota come il terreno diventi meno omogeneo tra i due pozzi. Tuttavia, si ritrova la precedente somiglianza confrontando i campioni di P1 con quelli di P2 estratti a profondità inferiori di circa 1.5 m rispetto ai primi.

Gli ultimi campioni confrontati sono relativi alla parte più profonda dei sondaggi e le curve granulometriche risultano in parte sovrapponibili.

Dai risultati ottenuti dai campioni si può dedurre che il terreno nell'area circostante i pozzi P1 e P2 non presenta particolari anomalie riguardanti la loro granulometria; infatti, gli strati a profondità inferiore a 10 m e superiore a 19 m hanno distribuzioni granulometriche molto simili tra loro e le differenze riscontrate nella fascia intermedia di terreno non sono particolarmente significative. Le incongruenze tra le granulometrie ricavate dalle stesse profondità sono di piccola entità e dalle stratigrafie si osserva che, seppur con qualche differenza tra le due perforazioni, il terreno si presenta come una sovrapposizione di strati costituiti sabbia media e sabbia fine contenente limo. Il modello stratigrafico ricavato è descritto più dettagliatamente nel paragrafo 3.5

La maggiore affinità riscontrata tra alcuni campioni estratti a profondità diverse e distanti circa 1.5 m potrebbe essere casuale e riconducibile al fatto che le estrazioni effettuate sono puntuali e necessariamente presentano delle differenze. Inoltre, queste differenze non sono presenti nelle porzioni più superficiali e profonde dei carotaggi. A questa osservazione si aggiunge il fatto che le differenze tra curve hanno entità variabile e, come visibile dal confronto tra i campioni P1/R5, P1/R6 e P2/R7, non c'è sempre una buona corrispondenza tra i campioni provenienti da profondità diverse. Da ciò si ricava che non è presente un discostamento netto tra gli strati di terreno. Tuttavia, dalle osservazioni raccolte si può ipotizzare che nella porzione a profondità compresa tra 10 e 19 m gli strati non seguano un andamento orizzontale e parallelo al piano campagna, ma che effettivamente ci sia un approfondimento degli strati di circa 1.5 m proseguendo dal pozzo P2 verso il pozzo P1. In altre parole, il discostamento tra gli strati è dovuto semplicemente all'inclinazione delle superfici di separazione degli strati rispetto alla direzione orizzontale. Il fatto che non ci sia sempre una buona corrispondenza tra gli strati posti a distanza verticale di 1.5 m è dovuto al fatto che si tratta di misure puntuali. Questa ipotesi è avvalorata anche dal fatto che nel certificato della perforazione P1 è riportato uno strato argilloso limoso di colore grigio chiaro alla profondità di 15.6 m che non ha nessuna corrispondenza nella stratigrafia dell'altro scavo: queste piccole variazioni sono dovute alla

variabilità naturale. Tuttavia, ad una profondità pari a 14.5 m nel sondaggio P2 si è estratto un campione indisturbato di tipo Osterberg e immediatamente sotto ad esso è riportato uno strato di terreno sabbioso fino limoso di colore grigio chiaro. Lo strato argilloso è infatti stato campionato attraverso il campione indisturbato per eseguire ulteriori prove in laboratorio e per questa ragione non è visibile nella stratimetria; inoltre, il terreno registrato, di cui è parte il campione P2/R8, al di sotto del campione Osterberg è molto fino, come visibile dalla figura 3.17, e potrebbe corrispondere alla fascia più profonda dello strato argilloso.

I risultati ottenuti sono visibili anche nei grafici delle frazioni granulometriche.

Confrontando la stratimetria del pozzo P3 con quelle degli altri due pozzi si può notare che risultano molto simili tra loro: anche nella terza perforazione si ha una sovrapposizione di strati sabbiosi con eventuale presenza di ghiaia o limo; inoltre, è registrato uno strato argilloso a circa 15 m di profondità, quindi poco al di sopra di quanto ottenuto per il sondaggio P1. Per il sondaggio P3 si sono realizzati solamente due campioni per le analisi granulometriche alle profondità di 13.5 e 18 m.

Il primo è caratterizzato da una curva granulometrica poco ripida, come illustrato in figura 3.19, che è tipica di un materiale ben gradato, in questo caso sabbioso e limoso.

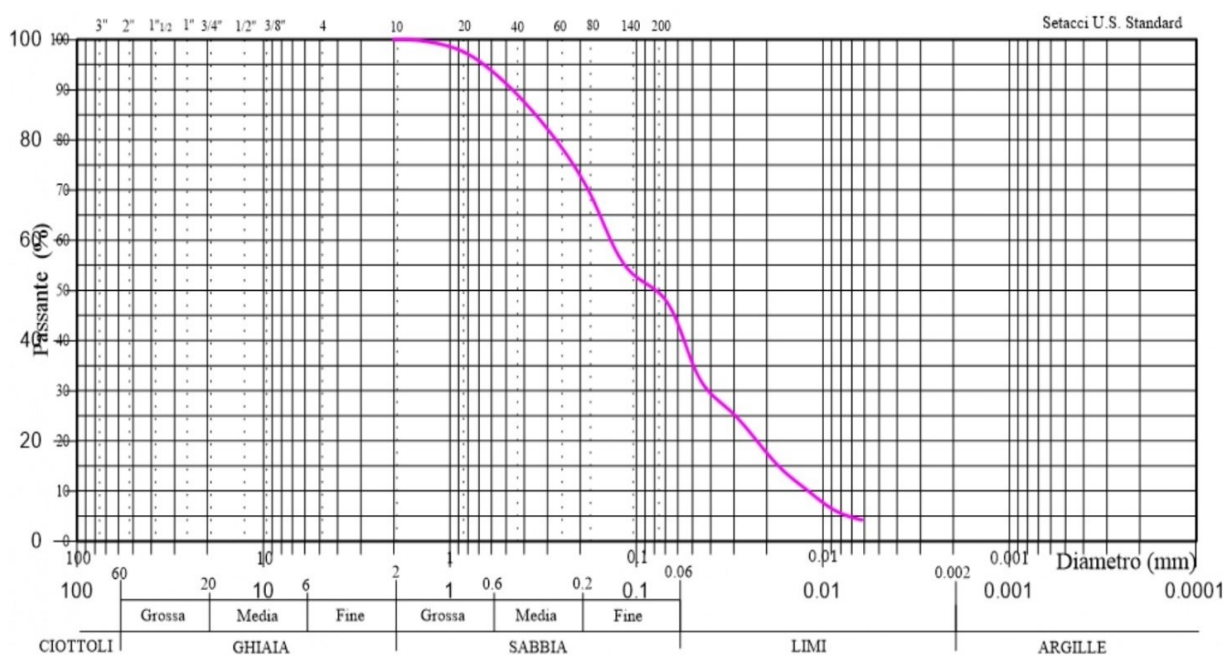


Figura 3.19. Curva granulometrica P3/R1

Questo andamento non è riconoscibile nella curva del campione estratto dal pozzo P1; invece, per il pozzo P2 non è stata realizzata la curva relativa a questa profondità, in quanto si è estratto un campione indisturbato.

Però, confrontando la profondità di estrazione e la stratimetria P3 si osserva che il campione deriva da una zona di transizione tra uno strato di terreno sabbioso ghiaioso debolmente limoso e uno di terreno sabbioso medio-fino con limo; perciò, si può concludere che il campione non è rappresentativo di uno strato specifico, ma contiene materiale derivante dalle due zone confinanti e questo ha determinato una curva ben gradata. Invece, nel sondaggio P1 la zona di confine tra gli strati si trova ad una distanza maggiore dal punto di estrazione del campione. In questo modo è possibile spiegare anche il motivo per cui la frazione di limo del campione P3/R1 risulta molto diversa rispetto a quella ottenuta dalle altre frazioni granulometriche.

La curva relativa al secondo campione, P3/R2, risulta molto simile a quella del campione P2/R9 proveniente dalla stessa profondità (figura 3.20) e questo è coerente con la somiglianza tra i sondaggi effettuati e l'abbassamento degli strati centrali in corrispondenza della zona attorno a P1.

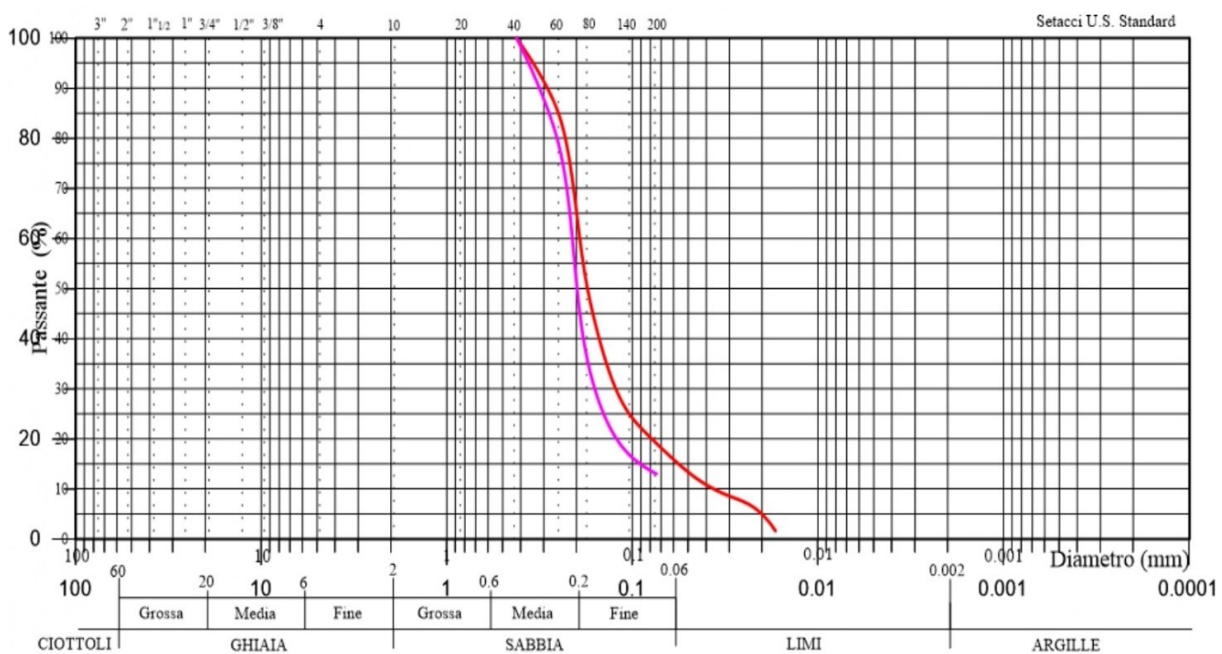


Figura 3.20. Confronto tra le curve granulometriche P2/R9 (rosso) e P3/R2 (magenta)

Dopo aver analizzato i certificati stratigrafici e le curve granulometriche dei tre sondaggi e averli confrontati tra loro, si può concludere che il terreno che costituisce l'area di studio attorno alla Cappella degli Scrovegni non presenta particolari caratteristiche o anomalie per quanto concerne gli aspetti granulometrici. Il sottosuolo è complessivamente di natura sabbiosa e questo limita il rischio che al di sotto dell'edificio possano verificarsi cedimenti dovuti alla variazione della quota della falda; infatti, gli effetti più evidenti dei cedimenti si hanno in corrispondenza dei terreni a grana fine. Nelle stratimetrie dei sondaggi è stato rilevato uno strato costituito da terreno argilloso che, in caso di abbassamento della falda, sarebbe soggetto ad una

diminuzione di spessore conseguente all'espulsione dell'acqua dalla matrice solida del terreno e alla riduzione del volume dei vuoti interstiziali. Tuttavia, lo strato argilloso si trova alla profondità di circa 15.5 m, quindi si dovrebbe verificare un abbassamento notevole della falda, circa 12 m, per indurre un cedimento. Per poter valutare con maggiore precisione il cedimento atteso in questa situazione si dovrebbe realizzare una prova edometrica. L'obiettivo primario per cui sono stati ordinati gli studi nell'area circostante la Cappella riguardava proprio l'eventualità che si potessero verificare dei cedimenti a causa dell'abbassamento del livello della falda in seguito ai lavori di realizzazione dell'auditorium; successivamente, però, l'ipotesi di costruire l'opera nell'area di Piazzale Boschetti è stata abbandonata. Gli studi, ormai avviati, sono stati comunque completati e hanno messo in luce che, se anche si fosse proseguito con il progetto, non ci sarebbero stati elementi che possano rappresentare un fattore di rischio per il monumento dal punto di vista dei cedimenti.

3.5 MODELLO STRATIGRAFICO

Considerando i risultati ottenuti dai certificati stratigrafici, dai grafici delle frazioni granulometriche e dai confronti tra le curve granulometriche delle perforazioni, si è infine determinata la rappresentazione della sequenza stratigrafica in sito. Dal momento che le posizioni scelte per i pozzi non si trovano lungo un'unica linea retta, si sono rappresentate distintamente le coppie P1-P2 e P1-P3. Si sono scelte queste due configurazioni (figura 3.21) perché sono quelle che coinvolgono gli aspetti emersi dalle valutazioni precedenti e maggiormente discussi; infatti, non sono state trovate particolari differenze tra le stratificazioni in P2 e P3.

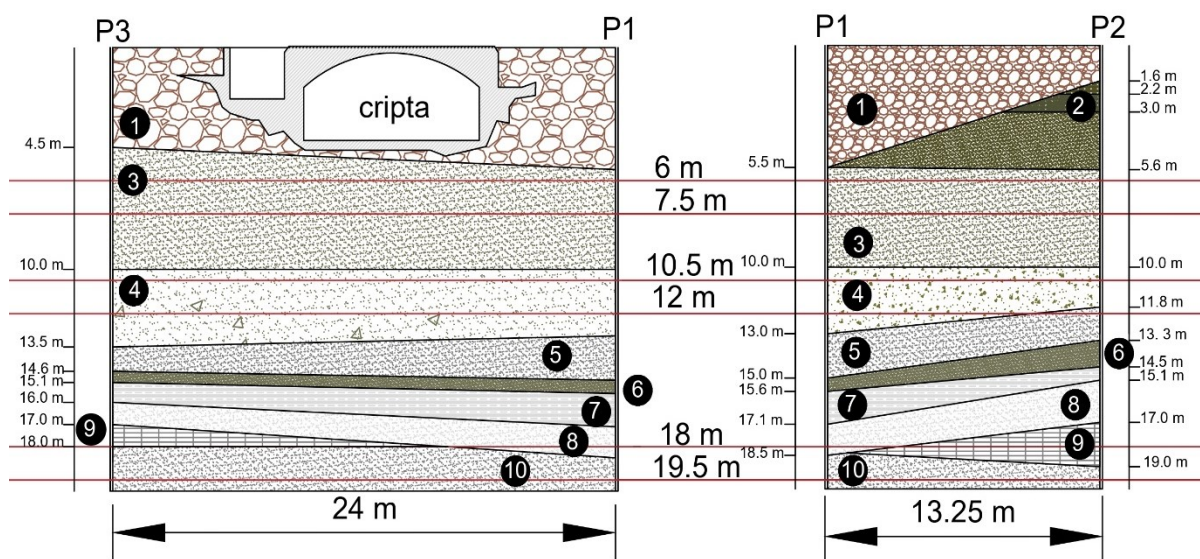


Figura 3.21. Stratificazione del terreno tra le coppie di pozzi P1-P3 e P1-P2

Nella rappresentazione grafica si sono riportate anche le profondità dalle quali derivano i campioni valutati in fase di confronto tra le curve granulometriche e che sono maggiormente rilevanti per determinare l'andamento delle quote degli strati di terreno. In tabella 3.4 sono riportate le definizioni associate ad ogni strato di terreno; gli strati sono indicati nel modello con numero e la descrizione corrisponde a quella riportata nei certificati stratigrafici

Tabella 3.4. Descrizione degli strati di terreno

Strato	Descrizione
1	Terreno di riporto
2	Terreno argilloso e sabbioso medio-fino (solo in P2)
3	Terreno sabbioso debolmente limoso
4	Terreno sabbioso ghiaioso debolmente limoso
5	Terreno sabbioso medio-fino limoso
6	Terreno sabbioso fino limoso
7	Terreno argilloso limoso
8	Terreno sabbioso fino con limo
9	Terreno sabbioso fino-medio limoso
10	Terreno sabbioso medio-fino debolmente limoso

La rappresentazione della sequenza stratigrafica del terreno tra le perforazioni è realizzata in modo tale che i campioni estratti da P1 e P2 alle profondità di 6, 7.5 e 19.5 m provengano dai medesimi livelli di terreno, poiché il confronto tra le granulometrie ha evidenziato una certa somiglianza tra le coppie di campioni provenienti dalle stesse profondità.

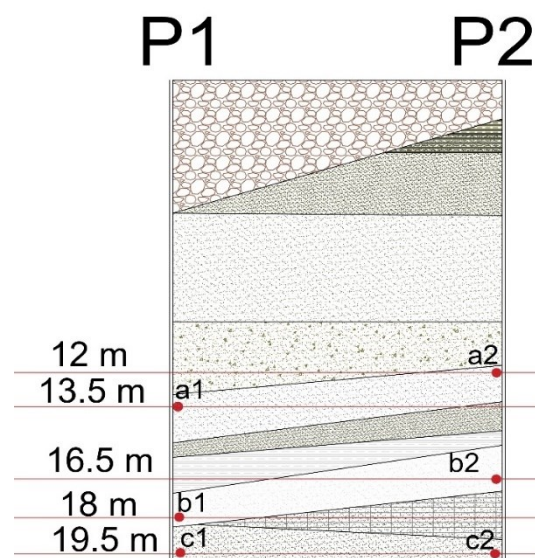


Figura 3.22. Posizione dei campioni confrontati all'interno degli strati di terreno

Per realizzare gli strati intermedi si è fatto riferimento soprattutto ai risultati della classificazione dei diversi strati riportata nei certificati stratigrafici. Procedendo in questo modo si è ottenuto che, ad eccezione dei campioni estratti a 10.5 m di profondità, effettivamente i campioni provenienti dalle stesse profondità da P1 e P2 appartengono a diverse tipologie di terreno. Come si può osservare dalla figura 3.21, queste differenze si possono spiegare con un abbassamento degli strati verso il pozzo P1; inoltre, questa soluzione, oltre ad essere conforme con quanto espresso dai risultati dei certificati stratigrafici, permette di spiegare come i campioni di P1 ad alcune profondità siano simili a quelli di P2 estratti circa 1.5 m più in superficie. In particolare i punti a1, a2, b1 e b2 di figura 3.22 rappresentano l'appartenenza ai medesimi terreni delle coppie di campioni P1/R5 e P2/R6 e P1/R8 e P2/R8; invece, le posizioni dei punti c1 e c2 dimostrano come l'affinità tra i campioni P1/R9 e P2/R10 sia dovuta alla loro appartenenza allo stesso strato.

La realizzazione della sequenza stratigrafica a partire dai certificati stratigrafici del terreno ha messo in luce anche la presenza di alcuni livelli di terreno che non sono stati rilevati in tutte le perforazioni. Alla profondità di circa 17 m si registra in corrispondenza di P2 e P3 un terreno sabbioso fino-medio limoso di colore grigio che non si ritrova nella stratigrafia di P1; quindi, questo materiale è stato rappresentato in modo tale che non raggiunga il pozzo P1, ma non è possibile determinare a partire dai dati disponibili fino a quale distanza dai due pozzi si estenda questo strato e dove esso si interrompa. Perciò la stratigrafia riporta un'ipotetica configurazione di questo strato.

Al di sotto del terreno di riporto estratto da P2 si sono trovati degli strati di materiale argilloso e sabbioso che non è stato rilevato nelle altre due perforazioni. Probabilmente questi terreni erano presenti anche in corrispondenza di P1 e P3, ma sono stati rimossi e sostituiti con materiale di riporto durante la fase di costruzione della Cappella o in occasione di altre attività che hanno coinvolto il sito. Per la rappresentazione delle superfici di confine tra questi strati si è supposto che seguano l'andamento dello strato immediatamente sottostante, ovvero parallelo al piano campagna.

3.6 CLASSIFICAZIONE GRANULOMETRICA DEI CAMPIONI DI P1

Il terreno estratto dal pozzo P1 è stato sottoposto ad un'ulteriore analisi granulometrica nel mese di giugno del 2023. La procedura è stata eseguita dall'istituto ISMOGEO su campioni

provenienti dal pozzo P1 e a partire dal materiale contenuto nelle cassette catalogatrici; infatti, non si è utilizzato il terreno estratto contestualmente alla prova S.P.T., come in precedenza, in modo tale da valutare buona parte del materiale proveniente dalla perforazione. Complessivamente si sono processati 10 campioni, ognuno dei quali costituito dal materiale corrispondente ad una colonna di 1 m di altezza, ovvero il terreno contenuto in uno dei cinque settori di una cassetta. In particolare si sono analizzati campioni provenienti da profondità comprese tra 5 e 15 m. I campioni utilizzati per la prova hanno masse comprese tra 3.8 e 6.6 kg. L'unica differenza tra la procedura di vagliatura meccanica eseguita nella fase precedente e quella in oggetto consiste nell'utilizzo di alcuni setacci aventi dimensioni diverse. Per nessuno dei campioni si è svolta la classificazione mediante aerometria. I dati ottenuti dalla vagliatura sono stati riassunti in curve granulometriche, le quali sono state poi riunite in un unico grafico (figura 3.23).

Dal confronto delle curve si può osservare che tutte le curve hanno la stessa forma con percentuali di materiale sabbioso, ghiaioso e limoso molto simili. L'unica curva che si distingue maggiormente dalle altre è quella relativa al materiale estratto a profondità comprese tra 5 e 6 m.

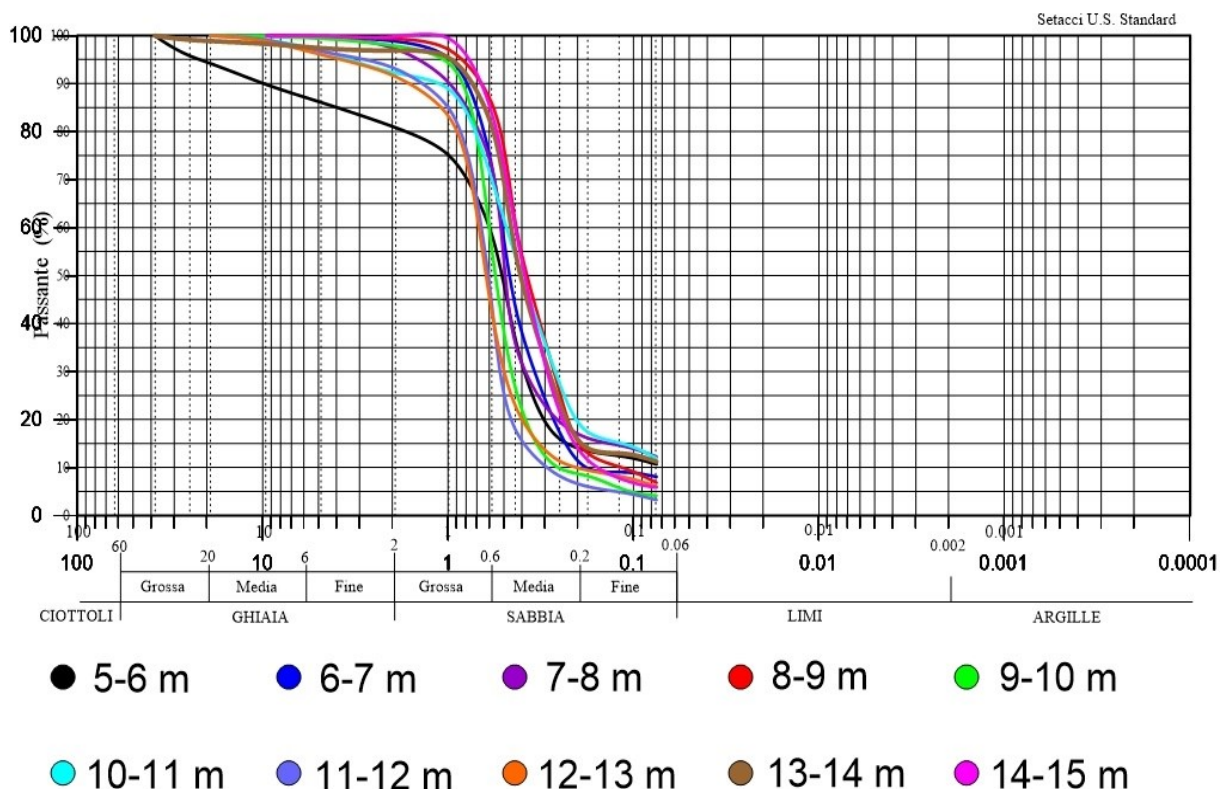


Figura 3.23. Curve granulometriche dei campioni di P1

In quest'ultimo campione si può riconoscere una maggiore presenza di materiale grossolano rispetto agli altri; infatti, nel pozzo P1 è stato rinvenuto uno strato di materiale di riporto in

parte grossolano che si estende fino alla profondità di 5.5 m e che, quindi, è presente anche nel campione in questione. I risultati ottenuti da questa seconda classificazione granulometrica sono in accordo con quanto definito in precedenza: i campioni contenenti una maggiore percentuale di materiale grossolano sono quelli derivanti da profondità comprese tra 10 e 13 m, dove è presente uno strato sabbioso ghiaioso, invece gli altri campioni sono caratterizzati da una maggiore presenza di sabbia e materiale fino.

A partire dalle curve granulometriche dei campioni di P1 classificati si sono determinati i valori dei coefficienti D_{50} , D_{10} , D_{30} , D_{60} , di uniformità e di curvatura, come riportato in tabella 3.5.

I valori ottenuti per i coefficienti delle curve granulometriche sono coerenti con le osservazioni esposte precedentemente riguardanti la stratificazione del terreno: D_{50} è massimo alle profondità comprese tra 11 e 13 m in cui si ha una maggiore quantità di materiale ghiaioso e decresce in corrispondenza degli strati più profondi dove il terreno diventa più fino.

Tabella 3.5. Parametri delle curve granulometriche dei campioni di P1

CAMPIONE	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	U	C
5-6 m	0.52	0.075	0.39	0.61	8,13	3,32
6-7 m	0.46	0.19	0.35	0.51	2,68	1,26
7-8 m	0.48	-	0.39	0.53	-	-
8-9 m	0.37	0.12	0.18	0.43	3,58	0,62
9-10 m	0.54	0.25	0.46	0.61	2,44	1,38
10-11 m	0.40	-	0.26	0.48	-	-
11-12 m	0.62	0.30	0.53	0.71	2,36	1,31
12-13 m	0.64	0.20	0.50	0.73	3,65	1,71
13-14 m	0.40	-	0.29	0.46	-	-
14-15 m	0.38	0.16	0.29	0.43	2,68	1,22

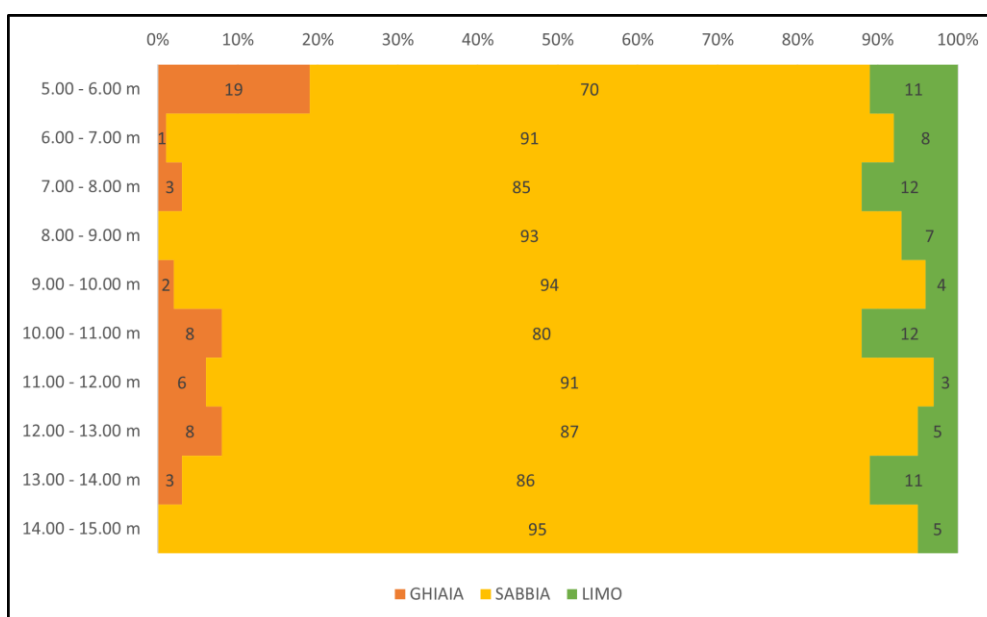


Figura 3.24. Frazioni granulometriche dei campioni di P1

Rispetto a quanto ottenuto per i campioni estratti contestualmente alla prova S.P.T., in questa analisi si osserva, sia dalla forma e posizione delle curve, sia dai valori più elevati di D_{50} , una maggiore presenza di ghiaia e sabbia grossa. Invece, i valori assunti dal coefficiente di uniformità sono minori rispetto ai primi campioni; perciò, il materiale classificato in questa fase è costituito per la maggior parte da granuli appartenenti ad un breve intervallo di dimensioni. In figura 3.24 sono raffigurate le frazioni granulometriche di questo gruppo di campioni. Dal grafico si osserva che le percentuali di ghiaia, sabbia e limo sono simili tra i diversi campioni; tuttavia, rispetto alle frazioni granulometriche ottenute dai campioni di P1 analizzate al paragrafo 3.3, sono maggiori le percentuali di materiale ghiaioso e inferiori quelle di limo

Il grafico di figura 3.25 rappresenta le combinazioni dei valori di D_{50} e D_{10} , per i campioni per cui è stato possibile determinare quest'ultima grandezza, mediante un grafico a dispersione in scala logaritmica. I punti ottenuti dalle coppie di valori occupano un'area molto ristretta del grafico e sono raggruppati vicino alla bisettrice. Questo risultato è dovuto alla somiglianza tra le curve granulometriche, definite precedentemente, e ciò comporta ottenere valori simili dei parametri tra i campioni. Inoltre, i campioni sono caratterizzati da granulometrie piuttosto uniformi e, di conseguenza, i punti del grafico sono vicini alla bisettrice dell'area del grafico. Il punto che maggiormente si discosta dagli altri è rappresentativo del campione estratto alla profondità di 5-6 m e che presenta una granulometria meno uniforme.

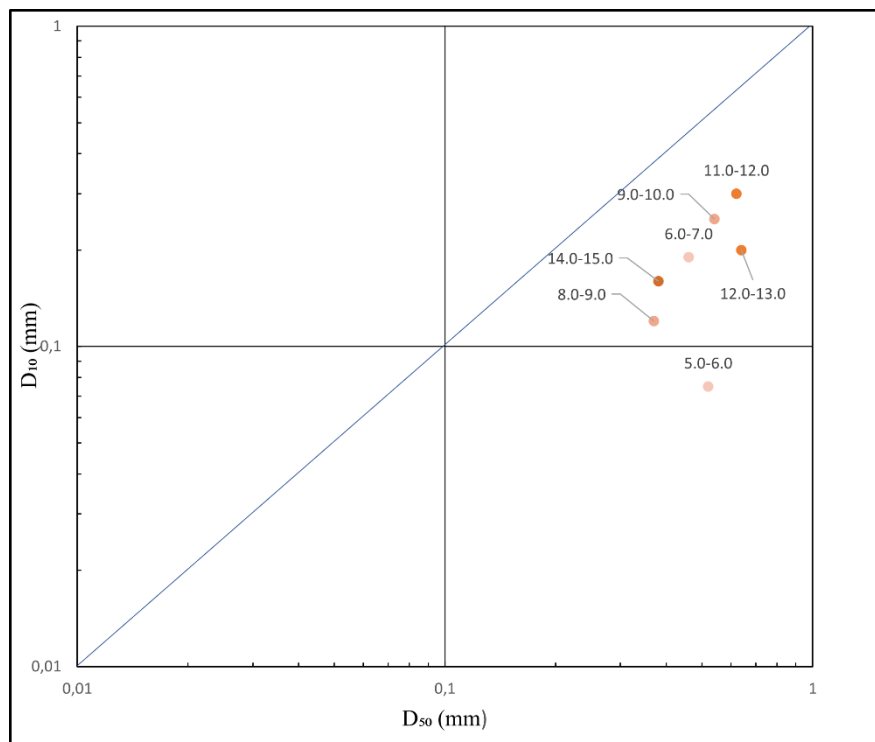


Figura 3.25. Grafico a dispersione della combinazione D_{10} - D_{50}

I grafici a dispersione di figura 3.26 propongono altre combinazioni di parametri ottenuti dalle curve granulometriche. I risultati ottenuti sono molto simili a quelli già osservati nel grafico della combinazione D_{10} - D_{50} : i punti sono ravvicinati e in posizionati in prossimità della bisettrice dell'area dello schema. Potendo effettuare anche dei confronti tra i diagrammi, è possibile ricavare delle informazioni ulteriori. I punti di figura 3.26a sono maggiormente ravvicinati sia alla bisettrice, sia tra loro rispetto a quelli di figura 3.26b. Il primo aspetto è dovuto al fatto che la parte centrale delle curve, costituita per lo più di sabbia media, è molto più pendente rispetto alla parte finale che si estende tra la sabbia media e la sabbia fine. La differenza di pendenza determina una maggiore o minore somiglianza tra i valori dei diametri che caratterizzano determinate percentuali di materiale passante; in questo caso, avendo una maggiore uniformità dimensionale dei granuli di terreno nella parte centrale delle curve granulometriche, i valori di D_{50} e D_{30} sono più simili tra loro e, di conseguenza, i punti del grafico sono in prossimità della bisettrice.

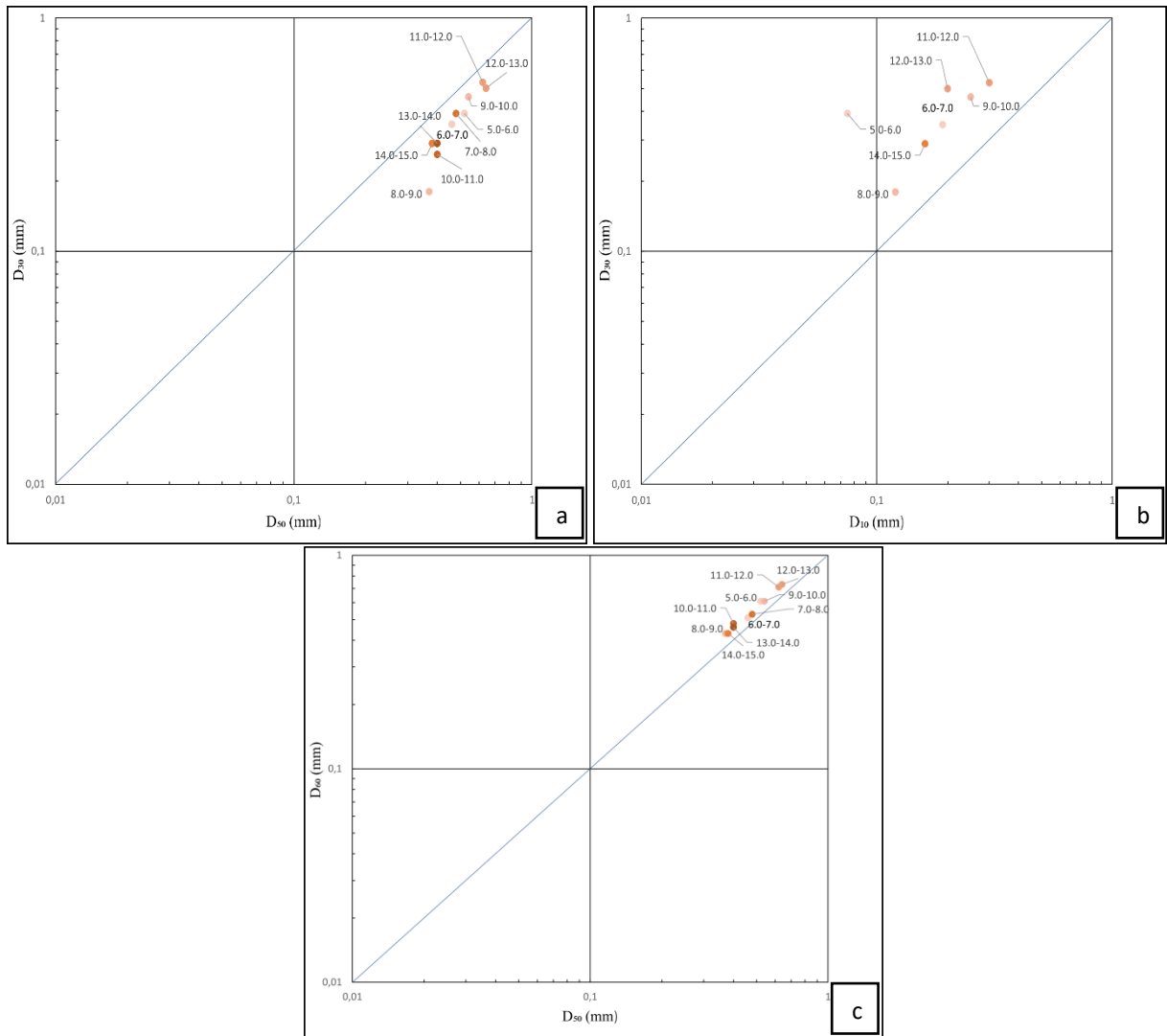


Figura 3.26. Grafici a dispersione delle combinazioni dei parametri delle curve granulometriche

La seconda osservazione dipende dal fatto che le curve sono particolarmente ravvicinate nella loro parte centrale e si diradano leggermente in quella finale. Perciò, i valori assunti da D_{50} e D_{30} sono simili tra le diverse curve e D_{10} si differenzia maggiormente; di conseguenza, si può osservare che nel grafico di figura 3.26a i punti occupano un'area più ristretta rispetto ai punti rappresentati in 3.26b.

In figura 3.26c i punti che individuano le coppie di valori di D_{50} e D_{60} si trovano quasi sulla linea della bisettrice perché per tutti i campioni le due grandezze sono quasi coincidenti e le caratteristiche del grafico possono essere spiegate secondo le osservazioni esposte precedentemente.

Se si realizzassero grafici a dispersione con altre combinazioni di parametri si otterrebbero risultati molto simili a quelli descritti, ovvero configurazioni dei diagrammi pressochè uguali, con alcune differenze di vicinanza dei punti, tra loro e alla bisettrice, in base ai coefficienti coinvolti; in particolare, più sono vicini i valori dei pedici dei parametri che individuano le percentuali di materiale passante, più tali parametri saranno somiglianti e individueranno punti che si trovano in prossimità della bisettrice.

Nel presente capitolo si sono analizzate le caratteristiche strettamente legate alla granulometria del terreno estratto dalle tre perforazioni eseguite attorno all'abside della Cappella degli Scrovegni. Sulla base degli aspetti emersi si può concludere brevemente che la stratigrafia individuata nel sito è quella tipica dell'area geografica, la Pianura Padana, in cui si trova il sito: alternanza di strati sabbiosi (con uno spessore cumulato fino a 20 m pari a 15.9 m) con presenza di argilla (spessore cumulato 2.10 m) e sabbia con ghiaia (spessore cumulato 2 m). Le curve granulometriche che si sono realizzate mediante la classificazione dei campioni estratti utilizzando le due diverse modalità hanno confermato quanto emerso dalla prima classificazione stratigrafica delle carote estratte e hanno permesso di definire con maggiore esattezza lo sviluppo degli strati individuati; in particolare è emerso come ci sia un'abbassamento di questi strati dai pozzi P2 e P3 verso P1. La configurazione stratigrafica individuata permette di presumere che la Cappella non sia soggetta a particolari rischi di cedimento degli strati di terreno sottostanti, dal momento che sono costituiti prevalentemente di sabbia e questo materiale non si deforma in misura estesa in caso di abbassamento della falda freatica, eventualità che si voleva studiare in origine.

Oltre alla possibilità di cedimento del terreno, è importante determinarne alcune caratteristiche meccaniche, tra cui la resistenza al taglio, che verrà valutata sulla base dei dati ottenuti dalla prova S.P.T. nel prossimo capitolo.

CAPITOLO 4

ANALISI DEI RISULTATI DELLA PROVA S.P.T.

La prova S.P.T. consiste in una prova penetrometrica dinamica utilizzata per determinare una misura della resistenza del terreno, ovvero l'angolo d'attrito. Nel sito della Cappella degli Scrovegni la prova è stata realizzata secondo le procedure riportate nel paragrafo 2.4 in corrispondenza di tutte le perforazioni effettuate e a diverse profondità; in particolare, è stata eseguita per un numero di volte pari a quello dei campioni estratti per le analisi granulometriche descritte nei paragrafi 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4. Infatti, questi campioni sono stati estratti contemporaneamente alla prova poiché lo strumento utilizzato per il calcolo dell'affondamento di quest'ultimo nel terreno è una punta cava e il materiale raccolto all'interno di essa corrisponde a quello utilizzato per le analisi precedenti. Successivamente, verranno discussi i risultati ottenuti dall'applicazione delle formule sperimentali, illustrate nel capitolo 2, ai dati raccolti durante la prova per il calcolo della densità relativa e dell'angolo d'attrito dei terreni.

4.1 VALUTAZIONI PRELIMINARI

I dati risultanti dalla prova S.P.T. sono tre valori interi per ogni campione e corrispondono al numero di colpi di maglio necessari a realizzare un'abbassamento della punta nel terreno di 15 cm. Questi risultati sono stati raccolti nei certificati stratigrafici in corrispondenza della profondità a cui fanno riferimento. L'analisi dei dati prevede inizialmente la determinazione, per ognuno dei campioni, del valore N_{spt} che si ottiene dalla somma di N_2 e N_3 . I risultati di questa operazione sono riportati in tabella 4.1:

Tabella 4.1. Risultati della prova S.P.T.

<i>PROFONDITÀ</i>	<i>P1</i>	<i>P2</i>	<i>P3</i>
3.00-3.50 m	-	21	-
4.50-4.95 m	-	19	-
6.00-6,45 m	20	18	-
7.50-7.95 m	22	27	-
9.00-9.45 m	13	33	-
10.50-10.95 m	21	40	-
12.00-12.45 m	35	33	-
13.50-13.95 m	39	-	31
15.00-15.45 m	25	-	-
16.50-16.95 m	-	36	-
18.00-18.45 m	28	46	35
19.50-19.95 m	40	58	-

Per tutti i campioni è stato possibile concludere la prova, dal momento che nessuna delle fasi della penetrazione della punta nel terreno ha richiesto un numero eccessivo di colpi, ripetto ai limiti imposti dalla procedura della prova.

Analizzando i valori di N_{spt} ottenuti dalle prove in sito e registrati nei certificati stratigrafici si può osservare che il dato assume valori compresi tra 13 e 58 e tende a crescere con la profondità, ad eccezione di alcuni punti in cui non si verifica questo andamento (figura 4.1). Inoltre si osserva nel maggior numero di profondità considerate che i campioni di P2 sono caratterizzati da un valore di N_{spt} superiore rispetto a quelli di P1 e P3.

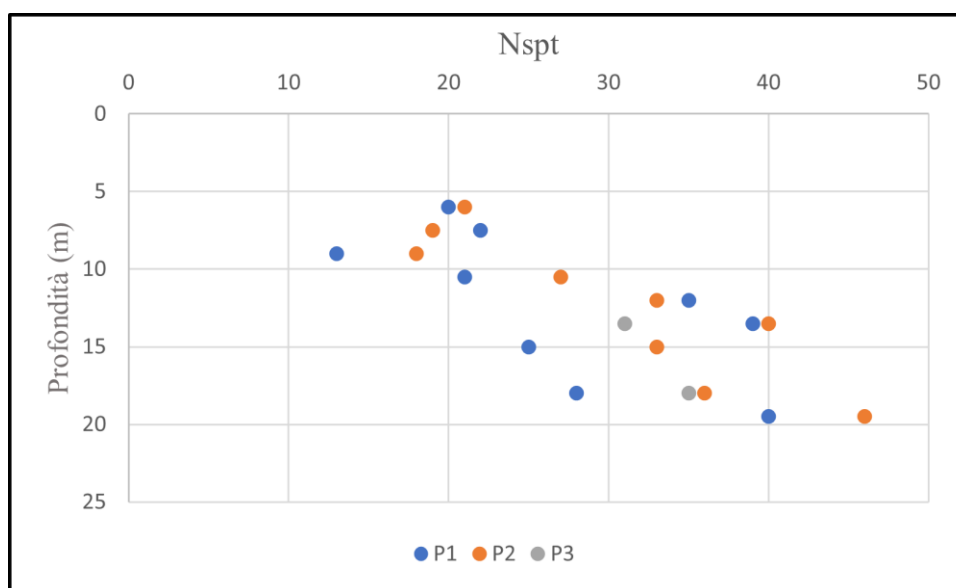


Figura 4.1. Valori di N_{spt} a profondità variabile nei tre pozzi

Dal momento che più è elevato il numero di colpi durante la prova, più è resistente il terreno, si può dedurre che in questo sito gli strati più profondi sono quelli più tenaci, come atteso, visto che sono caratterizzati da una maggiore tensione efficace. Inoltre, si osserva che solo ad alcune profondità i valori di N_{spt} sono simili nei tre pozzi, anche se i campioni provengono dai medesimi strati di terreno. Ad esempio, i campioni estratti da P1 e P2 alla profondità di 10.5 m appartengono allo stesso terreno sabbioso ghiaioso debolmente limoso, ma i valori della prova sono molto diversi tra loro; tuttavia, questo risultato è concorde con il confronto tra le curve granulometriche dei due campioni, dal momento che esse appaiono leggermente diverse tra loro (come si era già fatto notare nel paragrafo 3.4) e questo comporta anche delle variazioni nelle caratteristiche meccaniche dei terreni analizzati. Lo stesso risultato si verifica anche tra i campioni estratti alla profondità di 19.5 provenienti da P1 e P2. In altri casi, invece, si nota una buona concordanza tra i risultati ottenuti dalla prova SPT nei campioni che hanno curve

granulometriche simili. Ad esempio, i campioni provenienti da P1 e P2 e dalle profondità di 6 e 7.5 m sono caratterizzati da valori tra loro vicini.

Questi risultati evidenziano che la resistenza del terreno al taglio non è funzione solamente delle caratteristiche granulometriche, ma dipende da altri fattori, tra cui la tensione litostatica, e la densità relativa. Inoltre, bisogna considerare che la prova S.P.T. valuta il terreno puntualmente e quindi è normale che ci siano alcune differenze nei valori di N_{spt} provenienti dai medesimi terreni. Perciò, il solo valore di N_{spt} non è sufficiente a trarre delle conclusioni riguardo l'esito della prova e la resistenza del terreno; infatti, successivamente al calcolo di N_{spt} è necessario calcolare la densità relativa del terreno. Questo valore si ottiene mediante delle formule sperimentali che coinvolgono il valore di N_{spt} , della tensione litostatica verticale efficace σ'_{v0} e della pressione atmosferica.

Per fare questo, si sono utilizzate le relazioni riportate nel paragrafo 2.3, in quanto risultano essere quelle più adatte ai terreni coinvolti nello studio. Inoltre, si è scelto di applicare un certo numero di formule diverse ai dati di tutti i campioni, in modo tale da confrontarne i risultati ricavati ed ottenere dei risultati finali più attendibili. Infatti, tali formule sono sperimentali e, quindi, forniscono risultati approssimati; per verificare che la procedura e le formule applicate siano adatte ai campioni di terreno analizzati, può essere utile applicare diverse relazioni per confrontare tra loro i risultati ottenuti.

Per poter svolgere questa fase dell'analisi è necessario misurare con opportuna procedura di laboratorio anche i pesi specifici degli strati di terreno per poter valutare la pressione litostatica efficace alle varie profondità considerate. Tuttavia in questo caso il peso di volume non era stato valutato. Per questa ragione, si sono assunti come valori ipotetici di peso specifico del terreno un valore di minimo e uno di massimo (18 e 21 kN/m³), che sono tipici di un terreno sabbioso e saturo. Quindi, i calcoli sono stati svolti due volte in modo tale da confrontare i risultati ottenuti con i due pesi specifici assunti. Si è scelto di non applicare un diverso valore di peso specifico ad ognuno degli strati individuati in base alla granulometria in quanto tutti i campioni presentano una matrice prevalentemente sabbiosa e le componenti di ghiaia e limo nella maggior parte dei casi sono esigue; inoltre il calcolo svolto è basato su valori ipotetici di peso specifico e quindi l'introduzione di un maggior numero di valori approssimati potrebbe aumentare il grado di incertezza dei risultati. Le uniche variazioni rispetto ai pesi specifici assunti riguardano lo strato di materiale di riporto superficiale e gli strati di sabbia e argilla individuati nei primi campioni del pozzo P2. In particolare, nel primo caso si sono assunti pesi specifici di 16.5 e 18.5 kN/m³ dal momento che si tratta di materiale più grossolano rispetto al

terreno naturale, ma composto anche da una certa frazione argillosa, e che non è saturo trovandosi al di sopra della falda; tuttavia, nei pozzi P1 e P3 un parte di questo materiale si trova al di sotto della falda e si è supposto che, trattandosi di materiale saturo, potesse raggiungere un peso specifico simile a quello assunto per il terreno sottostante. Quindi anche in questo caso si sono svolti i calcoli assumendo la prima volta il valore minimo ipotizzato e la seconda quello massimo, in modo concorde a quanto fatto per il terreno sottostante.

Il terreno che costituisce gli strati al di sotto del materiale di riporto individuati nella perforazione P2 è prevalentemente argilloso e si trova al di sopra della falda; quindi, trattandosi di materiale fino e insaturo, si è supposto un valore di peso specifico pari a 20 kN/m^3 .

Il valore di pressione atmosferica assunto in fase di calcolo è 100 Pa , in base a quanto richiesto dalla procedura per l'applicazione delle formule che individuano la densità relativa.

I dati assunti nelle fasi di calcolo per i tre pozzi sono riassunti nelle tabelle 4.2 e 4.3:

Tabella 4.2. Valori minimi dei dati utilizzati per il calcolo di Dr

CARATTERISTICA	P1	P2	P3
Profondità falda (m)	3.70	3.00	3.80
Pressione atmosferica (Pa)	100	100	100
Peso specifico terreno di riporto secco (kN/m^3)	16.50	16.50	16.50
Peso specifico strati argillosi (kN/m^3)	-	20	-
Peso specifico strati sabbiosi e di riporto saturi (kN/m^3)	18	18	18

Tabella 4.3. Valori massimi dei dati utilizzati per il calcolo di Dr

CARATTERISTICA	P1	P2	P3
Profondità falda (m)	3.70	3.00	3.80
Pressione atmosferica (Pa)	100	100	100
Peso specifico terreno di riporto secco (kN/m^3)	18.50	18.50	18.50
Peso specifico strati argillosi (kN/m^3)	-	20	-
Peso specifico strati sabbiosi e di riporto saturi (kN/m^3)	21	21	21

4.2 CALCOLO DELLA DENSITÀ RELATIVA

Alcune delle relazioni utilizzate per il calcolo di Dr sono caratterizzate da diverse formulazioni in base alla tipologia di terreno; in particolare, le formule di Skempton e di Yoshida e Kokusho

vengono utilizzate distinguendo le sabbie fini da quelle più grossolane. In questo studio si è determinato a quale delle due categorie ognuno dei campioni appartenesse mediante le curve granulometriche: si è osservato se fosse prevalente la componente di sabbia grossa o di sabbia fina. Per tutti i campioni la frazione di sabbia media è predominante, ma è stato necessario valutare anche le frazioni di sabbia grossa e fina per poter scegliere quali delle formule applicare. La densità relativa è stata calcolata per la maggior parte dei campioni utilizzando le formule relative alle sabbie fini, ad eccezione dei campioni P1/R4 (10.50-10.95 m), P1/R5 (12.00-12.45 m) e P2/R6 (10.50-10.95 m) che sono stati estratti in corrispondenza di un terreno sabbioso contenente ghiaia, quindi più grossolano rispetto agli altri. Nelle tabelle 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9 sono riportati i valori di densità relativa ottenuti per le tre perforazioni utilizzando le diverse formulazioni e considerando le due serie di valori per le caratteristiche precedentemente individuate. Dai risultati ottenuti si osserva che la formula di Meyerhof restituisce il valore massimo di densità relativa e quello minimo dalla formula di Skempton o Yoshida e Kokusho, in base al campione.

Confrontando i risultati ottenuti considerando il valore minimo e massimo di peso specifico del terreno si ottiene che nel secondo caso i valori di densità relativa sono minori rispetto al primo; questo esito è dovuto al fatto che, a parità di N_{spt} , il campione sottoposto ad una maggiore tensione litostatica, quindi maggiore confinamento, risulta più cedevole e quindi dotato di una minore resistenza al taglio.

Tabella 4.4. Valori di densità relativa dei campioni di P1 ottenuti con i dati minimi

Formula	P1/R1	P1/R2	P1/R3	P1/R4	P1/R5	P1/R6	P1/R7	P1/R8	P1/R9
Gibbs e Holz	0,74	0,74	0,55	0,68	0,85	0,87	0,68	0,68	0,79
Meyerhof	0,76	0,77	0,57	0,70	0,88	0,90	0,70	0,70	0,82
Skempton	0,60	0,61	0,46	0,57	0,72	0,73	0,57	0,57	0,67
Yoshida e Kokusho	0,65	0,68	0,49	0,52	0,69	0,72	0,55	0,58	0,70

Tabella 4.5. Valori di densità relativa dei campioni di P2 ottenuti con dati minimi

Formula	P2/R1	P2/R2	P2/R3	P2/R4	P2/R5	P2/R6	P2/R7	P2/R8	P2/R9	P2/R10
Gibbs e Holz	0,83	0,75	0,70	0,83	0,88	0,94	0,83	0,79	0,87	0,96
Meyerhof	0,86	0,78	0,72	0,85	0,91	0,97	0,85	0,82	0,90	0,99
Skempton	0,67	0,61	0,57	0,68	0,73	0,79	0,69	0,67	0,74	0,81
Yoshida e Kokusho	0,71	0,65	0,61	0,76	0,84	0,75	0,81	0,82	0,94	1,06

Tabella 4.6. Valori di densità relativa dei campioni di P3 ottenuti con dati minimi

Formula	P3/R1	P3/R2
Gibbs e Holz	0,77	0,76
Meyerhof	0,80	0,78
Skempton	0,65	0,64
Yoshida e Kokusho	0,77	0,80

Tabella 4.7. Valori di densità relativa dei campioni di P1 ottenuti con i dati massimi

Formula	P1/R1	P1/R2	P1/R3	P1/R4	P1/R5	P1/R6	P1/R7	P1/R8	P1/R9
Gibbs e Holz	0,71	0,71	0,52	0,63	0,79	0,80	0,62	0,62	0,72
Meyerhof	0,73	0,73	0,53	0,65	0,81	0,83	0,64	0,64	0,74
Skempton	0,58	0,58	0,43	0,55	0,69	0,68	0,53	0,53	0,62
Yoshida e Kokusho	0,64	0,66	0,48	0,50	0,67	0,85	0,65	0,68	0,83

Tabella 4.8. Valori di densità relativa dei campioni di P2 ottenuti dai dati massimi

Dal	Formula	P2/R1	P2/R2	P2/R3	P2/R4	P2/R5	P2/R6	P2/R7	P2/R8	P2/R9	P2/R10
	Gibbs e Holz	0,82	0,73	0,68	0,79	0,83	0,88	0,77	0,73	0,80	0,87
	Meyerhof	0,85	0,76	0,70	0,81	0,86	0,91	0,79	0,75	0,82	0,90
	Skempton	0,66	0,60	0,56	0,65	0,69	0,76	0,65	0,62	0,68	0,75
	Yoshida e Kokusho	0,70	0,64	0,60	0,74	0,82	0,73	0,79	0,80	0,91	1,03

momento che si utilizzano formule sperimentali, è possibile che alcuni risultati non siano ammissibili; infatti, per esempio, per il campione P2/R10 si è ottenuto un valore di densità relativa superiore ad 1 con la formula di Yoshida e Kokusho e questo valore è anomalo. Perciò non si considererà l'angolo d'attrito ottenuto mediante questo valore di densità relativa.

Tabella 4.9. Valori di densità relativa dei campioni di P3 ottenuti con i dati massimi

Formula	P3/R1	P3/R2
Gibbs e Holz	0,71	0,69
Meyerhof	0,74	0,71
Skempton	0,60	0,59
Yoshida e Kokusho	0,75	0,78

4.3 CALCOLO DELL'ANGOLO D'ATTRITO

Dopo aver calcolato la densità relativa di tutti i campioni utilizzando le formule empiriche, si sono determinati gli angoli d'attrito dei terreni estratti. Le relazioni applicate in questa fase coinvolgono la densità relativa calcolata precedentemente e, anche in questo caso, si distinguono in base alla granulometria del terreno trattato. Per determinare quali formule fossero più adatte al calcolo dell'angolo d'attrito si sono utilizzate nuovamente le curve granulometriche facendo riferimento alla forma della curva, che esprime l'uniformità o meno delle dimensioni dei grani, e alle frazioni di sabbia grossa e fina. Ovviamente, si sono realizzate delle considerazioni sulle curve coerenti con le distinzioni individuate in fase di calcolo della densità relativa; tuttavia, in alcuni casi sono state necessarie ulteriori valutazioni dal momento che le relazioni per il calcolo dell'angolo d'attrito richiedono delle distinzioni ulteriori rispetto alle formule precedenti.

Per la maggior parte dei campioni l'angolo d'attrito ottenuto è compreso tra 38° e 44°; per i campioni caratterizzati da una granulometria più grossolana l'angolo d'attrito risultante è maggiore e per quelli con granulometria più fina è inferiore.

Avendo a disposizione i risultati ottenuti considerando i due valori estremi di peso specifico del terreno, è possibile confrontare gli esiti ottenuti mediante i due procedimenti. Nel calcolo della densità relativa si può osservare un decremento medio di tale grandezza del 4,3% nel caso in cui si utilizzi il peso di volume inferiore, ma tale decremento diventa molto inferiore, circa 1%, nel valore ottenuto degli angoli d'attrito. Quindi risulta trascurabile la differenza tra i valori di angolo d'attrito ottenuti con i valori massimi e minimi. Perciò, di seguito verranno riportati solamente i risultati relativi ai calcoli effettuati considerando i valori massimi di peso specifico del terreno.

Si assume come unico valore di angolo d'attrito tra quelli ottenuti mediante le varie formule la mediana di tali valori. Gli angoli d'attrito ottenuti per ognuno dei campioni valutati sono riportati nelle tabelle 4.10, 4.11 e 4.12:

Tabella 4.10. Angoli d'attrito dei campioni di P1

	<i>P1/R1</i>	<i>P1/R2</i>	<i>P1/R3</i>	<i>P1/R4</i>	<i>P1/R5</i>	<i>P1/R6</i>	<i>P1/R7</i>	<i>P1/R8</i>	<i>P1/R9</i>
$\varphi(^{\circ})$	40,9	41,1	39,3	42,4	43,5	42,8	38,6	38,6	41,7
<i>Terreno</i>	sabbia	sabbia	sabbia	sabbia- ghiaia	sabbia- ghiaia	sabbia	sabbia- limo	sabbia- limo	sabbia

Tabella 4.11. Angoli d'attrito dei campioni di P2

	P2/R1	P2/R2	P2/R3	P2/R4	P2/R5	P2/R6	P2/R7	P2/R8	P2/R9	P2/R10
φ (°)	42,7	41,4	40,5	42,4	42,8	44,7	42,2	40,1	41,0	43,4
Terreno	sabbia-argilla	sabbia	sabbia	sabbia	sabbia	sabbia-ghiaia	sabbia-limo	sabbia-limo	sabbia	sabbia

Tabella 4.12. Angoli d'attrito dei campioni di P3

	P3/R1	P3/R2
φ (°)	41,6	39,7
Terreno	sabbia	sabbia

Si sono calcolati gli angoli d'attrito dei campioni anche mediante una formula diretta che non prevede il passaggio intermedio dell'individuazione della densità relativa; i risultati ottenuti con questo metodo si sono rivelati diversi rispetto a quelli ottenuti con le relazioni precedenti in misura variabile in base al campione.

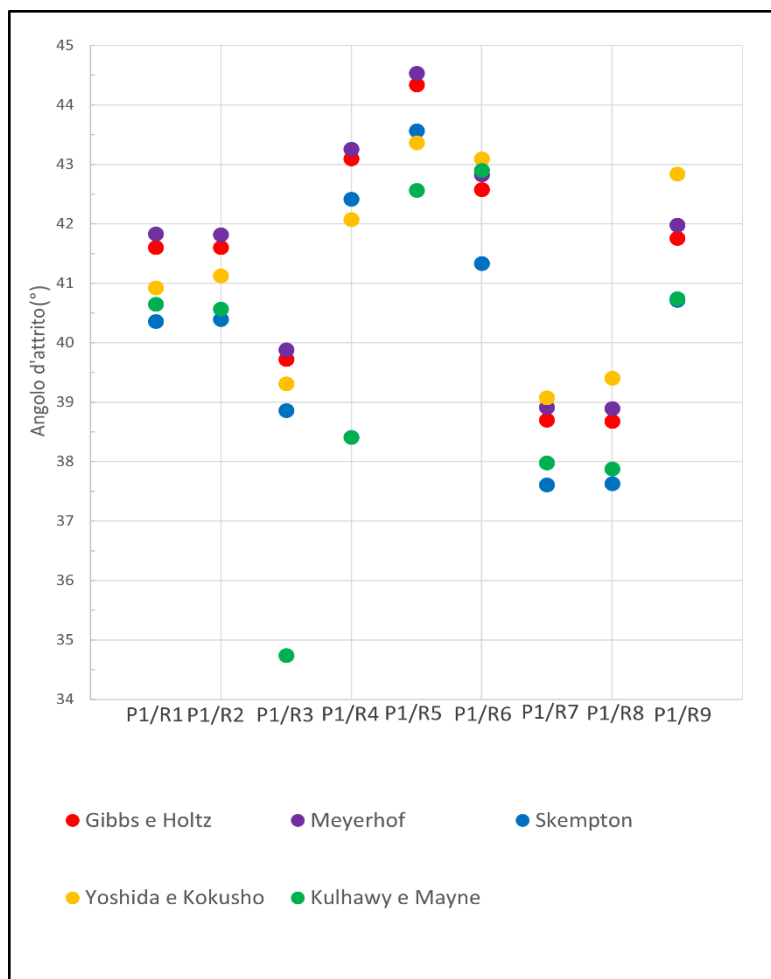


Figura 4.2. Confronto tra gli angoli d'attrito ottenuti per i campioni di P1

Queste variazioni sono dovute al fatto che con l'eliminazione di un passaggio intermedio nel calcolo dell'angolo si diminuiscono le fonti di errore e approssimazione, quindi i risultati risultano più attendibili; tuttavia è necessario confrontare i risultati ottenuti con diverse relazioni per eliminare eventuali risultati anomali.

Nei grafici delle figure 4.2, 4.3 e 4.4 sono rappresentati i confronti tra i valori di angolo d'attrito ottenuti con le diverse formule.

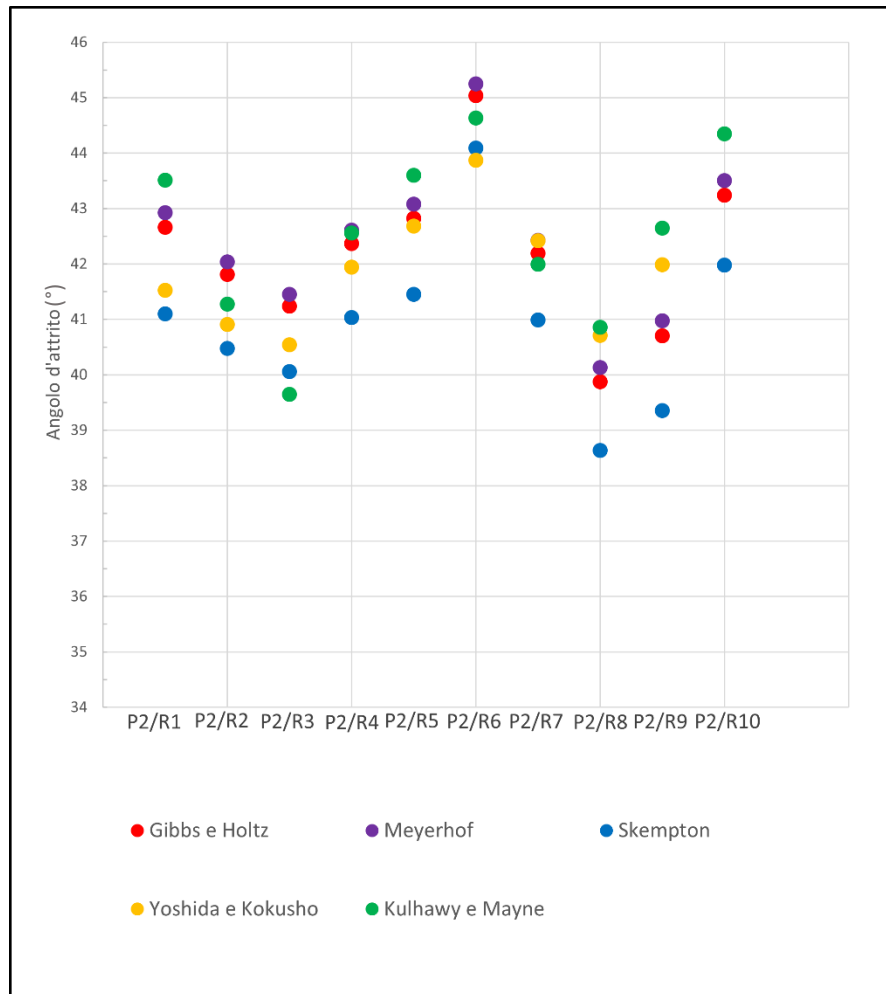


Figura 4.3. Confronto tra gli angoli d'attrito ottenuti per i campioni di P2

Le maggiori differenze tra gli angoli d'attrito calcolati con formule a singolo e doppio passaggio si riscontrano in quei campioni che presentano valori di N_{spt} anomali. Per esempio, dal campione P1/R3, che è caratterizzato da un valore di N_{spt} pari a 13, che è minore rispetto a quelli ottenuti per campioni provenienti dal medesimo terreno e da profondità attigue, si sono ottenuti due angoli tra i quali c'è una differenza di 5°. Questo esito deriva dal fatto che le formule che coinvolgono la densità relativa vengono applicate anche sulla base della granulometria, che invece viene trascurata nella formula di Kulhawy e Mayne. In questo caso

il risultato della prova nel campione P1/R3 probabilmente non è davvero rappresentativo dello strato di terreno a causa di un calo della densità relativa in questo punto dello strato e sono più corretti i risultati ottenuti dagli altri campioni estratti dal medesimo terreno; tuttavia, le curve granulometriche di questi campioni sono molto simili a quella di P1/R3 e quindi si è utilizzata la stessa formula per il calcolo dell'angolo d'attrito a partire dalle densità relative.

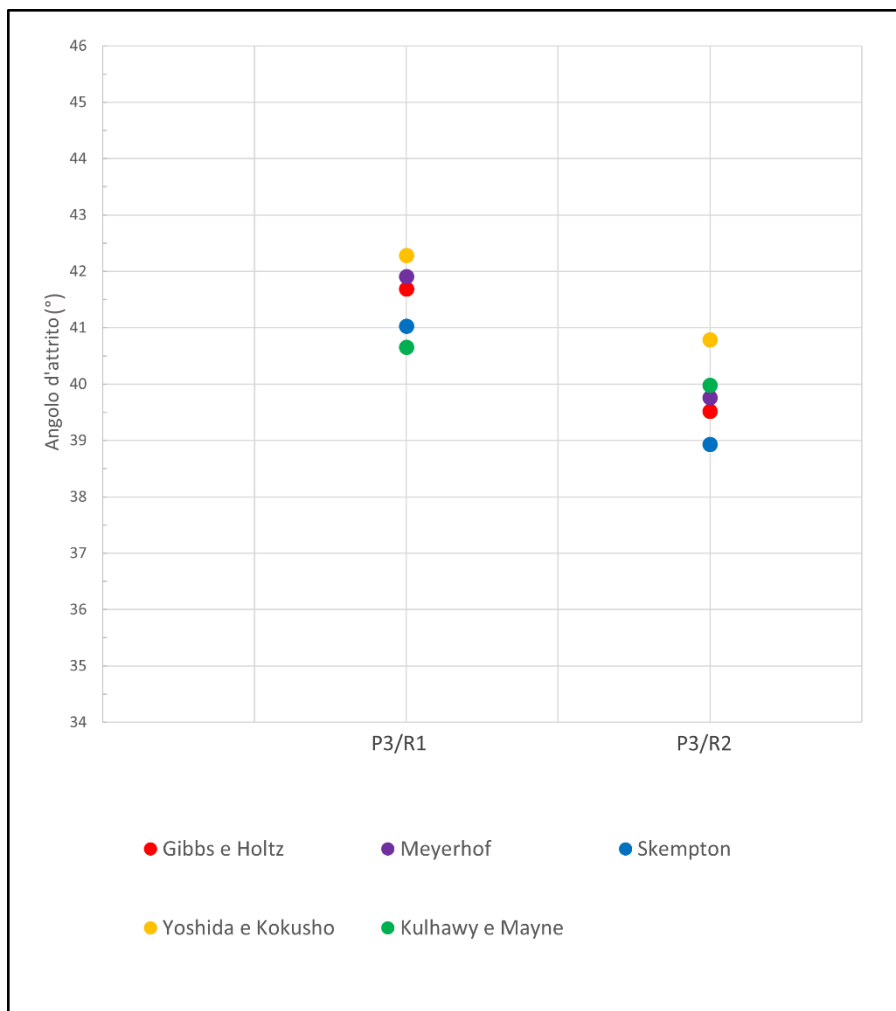


Figura 4.4. Confronto tra gli angoli d'attrito ottenuti per i campioni di P3

Dal momento che le formule a due passaggi prevedono un angolo d'attrito minimo che dipende dalla curva granulometrica del campione, si sopravvaluta la resistenza del terreno nei punti in cui c'è una diminuzione della densità relativa, ma il risultato appare più adatto a descrivere in generale le caratteristiche dell'intero strato; infatti l'angolo d'attrito di P1/R3 ottenuto con questo procedimento è inferiore di circa 1° rispetto a quelli ottenuti dagli altri campioni provenienti dal medesimo terreno. Nella determinazione dell'angolo associato a questo tipo di campioni si assume come valore la mediana tra i risultati ottenuti e, quindi, si otterrà un valore dotato delle caratteristiche appena descritte, essendo maggiori in numero le relazioni che coinvolgono la densità relativa. Invece, la formula che prevede un unico passaggio valuta

solamente la tensione litostatica verticale e il valore di N_{spt} per determinare l'angolo d'attrito e perciò restituisce più precisamente la resistenza al taglio nel punto considerato. In alcuni campioni si verifica la situazione opposta, ovvero il terreno ha una più elevata densità relativa che determina un angolo d'attrito superiore rispetto a quello che si otterrebbe con le formule basate su i valori comuni di resistenza e sulla granulometria. In generale, si osserva una maggiore somiglianza tra i risultati ottenuti con le due tipologie di formule quando la densità relativa è circa 0,7.

Si riscontra una maggiore differenza tra gli angoli d'attrito, relativi al medesimo campione, calcolati utilizzando la formula di Kulhawy e Mayne e i due diversi gruppi di dati rispetto a quelli ottenuti con le altre relazioni; questo risultato è probabilmente dovuto al fatto che l'impiego di formule a due passaggi introduce incertezze e approssimazioni che permettono di mitigare le differenze tra i valori ottenuti assumendo ipotesi diverse. Al contrario, la formula diretta prevede un maggior grado di precisione e, quindi, si osservano valori diversi nei due procedimenti che applicano pesi specifici diversi. Tuttavia, gli angoli definitivi per ogni campione sono espressi dalla mediana dei risultati ottenuti con tutte le formule considerate e, quindi, si avranno nuovamente delle variazioni percentuali molto basse, poco oltre l'1%.

Gli strati caratterizzati da un maggior angolo d'attrito sono quelli contenenti ghiaia e che si trovano ad una profondità compresa tra 10 m e 13 m in P1 e tra 10 m e 11.8 m in P2. In questi campioni l'angolo è compreso tra 41° e 45° e si ottiene questo risultato mediante la formula applicabile a terreni sabbiosi contenenti ghiaia. I minimi angoli d'attrito si riscontrano in corrispondenza di profondità comprese tra 15 e 18 m, dove si registrano nei certificati stratigrafici dei terreni costituiti da sabbia molto fina, limo e argilla. I campioni dotati di questa caratteristica provengono da profondità in cui si verifica anche una diminuzione dei valori di N_{spt} e questo aspetto è coerente con il fatto che generalmente i terreni limosi sono caratterizzati da un minore angolo d'attrito rispetto alle sabbie più grossolane e, di conseguenza, una minore resistenza al taglio.

Mediante il confronto tra i risultati ottenuti dalla prova S.P.T. si sono effettuati anche dei confronti tra i tre pozzi per definire come variano le caratteristiche di resistenza all'interno dei singoli strati. Per questo scopo si sono realizzati dei grafici a dispersione che contengono i punti aventi coordinate date dai valori di N_{spt}/σ' in ascissa e D_r in ordinata. Per questa valutazione si sono utilizzati i risultati ottenuti con i massimi pesi specifici del terreno e D_r corrisponde alla mediana dei valori ottenuti con le diverse formule.

In figura 4.5 è rappresentato il grafico a dispersione relativo allo strato di terreno sabbioso medio-fino debolmente limoso che si estende fino alla profondità di 10 m in P1 e P2.

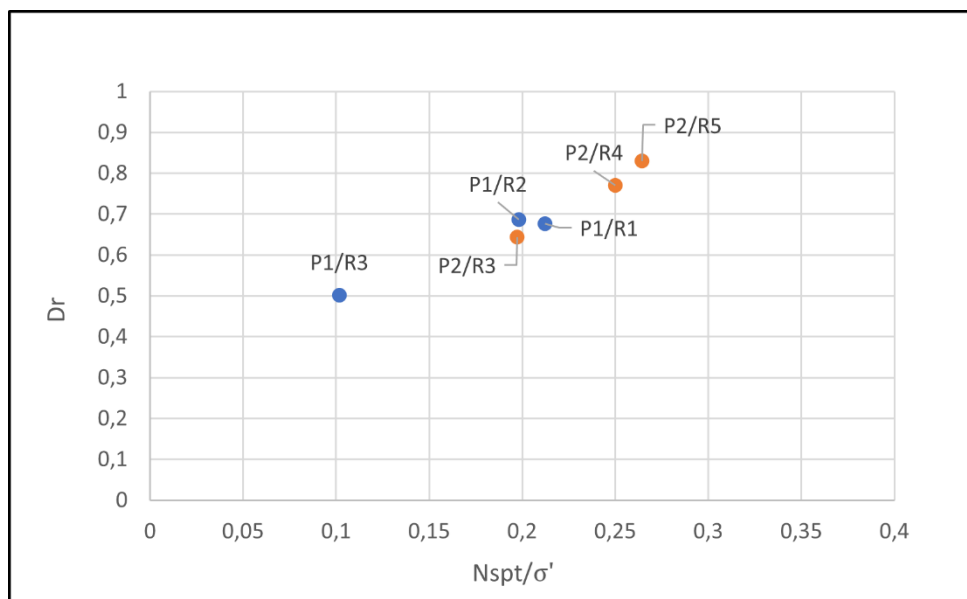


Figura 4.5. Grafico a dispersione dei campioni di P1 (blu) e P2 (arancione) estratti a profondità comprese tra 6 m e 9 m

I punti rappresentati sono vicini e questo indica che il terreno ha densità e caratteristiche di resistenza al taglio che non variano particolarmente nello spazio compreso tra le due perforazioni. Un solo punto non soddisfa questa osservazione: si tratta del campione P1/R3 e, considerando anche le precedenti valutazioni, si può supporre che rappresenti un'anomalia di densità relativa dello strato di terreno da cui proviene. In questo strato si osserva che all'aumentare della profondità, e quindi della tensione litostatica verticale, aumentano anche il numero N_{spt} e il rapporto tra quest'ultimo e la tensione. Inoltre tale crescita è maggiormente evidente nei campioni di P2, in cui si osserva anche un aumento della densità relativa con la profondità; invece, nei campioni di P1 la densità relativa si mantiene quasi costante. Dal momento che le tensioni litostatiche verticali efficaci nei due pozzi sono quasi uguali alle medesime profondità, si può supporre che l'aumento più evidente del rapporto N_{spt}/σ' in P2 sia dovuto ad una maggiore densità relativa del terreno che assume maggiore resistenza in questo pozzo.

Oltre al grafico di figura 4.5, si sono realizzati altri grafici a dispersione che coinvolgono la densità relativa e il rapporto tra N_{spt} e la tensione litostatica verticale efficace per gli strati di terreno dei quali si possiedono campioni provenienti da pozzi diversi (figura 4.6).

In questi grafici si possono osservare caratteristiche simili a quelle descritte per il primo confronto: i punti sono vicini, la maggior parte dei campioni di P2 hanno densità relativa e rapporto tra le due grandezze superiori rispetto a quelle dei campioni delle altre perforazioni e all'aumentare della profondità crescono D_r e N_{spt}/σ' . Quest'ultima osservazione è valida solamente per i campioni del grafico di figura 4.3a, poiché per gli altri strati si dispone di un solo campione per strato di ogni pozzo e quindi non è possibile verificare questo tipo di andamento.

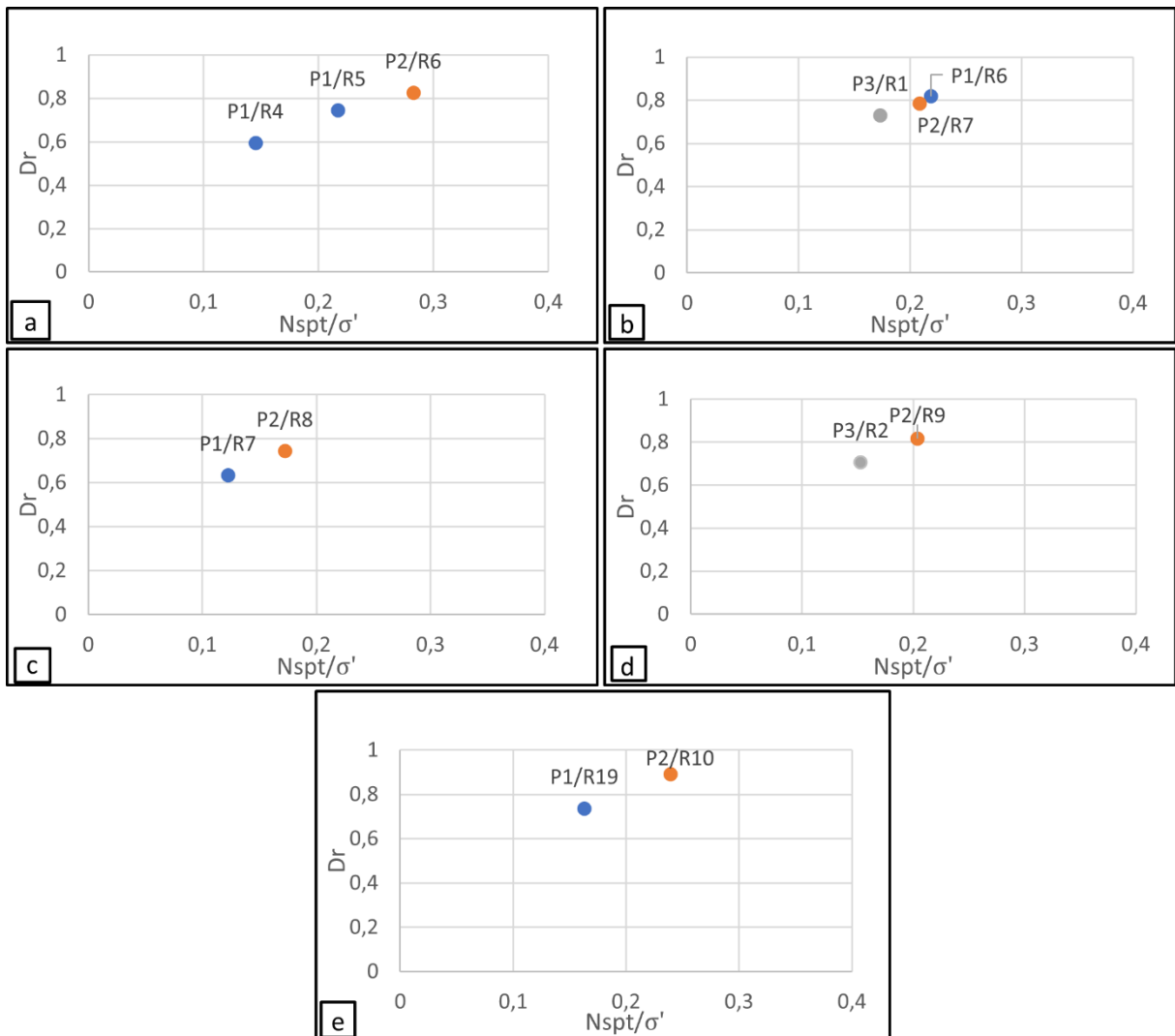


Figura 4.6. Grafici a dispersione della densità relativa degli strati di terreno

Inoltre non sarebbe corretto applicare questa considerazione a campioni provenienti da strati diversi, dal momento che cambiano le caratteristiche del terreno e la resistenza non dipende più solamente dalla tensione litostatica verticale e dalla densità relativa, come invece accade nei campioni provenienti da un medesimo strato.

4.4 DISCUSSIONE DEI RISULTATI DELLA PROVA S.P.T.

I risultati ottenuti dalla prova S.P.T. non hanno evidenziato nessuna particolare anomalia nel sito in valutazione e le differenze riscontrate tra le caratteristiche dei campioni analizzati sono di piccola entità e dovute all'eterogeneità del terreno. I valori di angolo d'attrito ottenuti per i diversi strati sono piuttosto elevati se confrontati con i valori comuni di questa grandezza: i materiali sabbiosi hanno generalmente angolo d'attrito compreso tra 30° e 35° , ma i campioni di terreno analizzati in questo studio hanno restituito valori compresi tra 40° e 44° . Anche gli strati aventi granulometria più fina presentano la medesima caratteristica. Questi esiti dimostrano che il terreno che circonda la Cappella degli Scrovegni è molto compatto e quindi particolarmente resistente. I valori di densità relativa ottenuti con l'applicazione delle formule sperimentali confermano la precedente conclusione: infatti, tale grandezza solo nella minoranza dei campioni è inferiore a 60%. Tuttavia, bisogna considerare che l'intera procedura di calcolo degli angoli d'attrito è stata eseguita considerando dei valori comuni, ma ipotetici, di peso specifico del terreno ed è possibile che conoscendo le reali caratteristiche degli strati si ottengano dei risultati più comuni di angolo d'attrito. In particolare, se il terreno avesse peso specifico superiore a quello assunto i valori di angolo d'attrito e densità relativa sarebbero inferiori.

Sulla base delle precedenti osservazioni risulta maggiormente appropriata la scelta di considerare i risultati ottenuti dall'applicazione dell'estremo superiore dell'intervallo di peso specifico del terreno; infatti se il terreno è particolarmente compatto avrà un elevato peso di volume.

In corrispondenza del pozzo P2 si sono ottenuti valori di densità relativa, e quindi di resistenza al taglio, superiori rispetto a quelli delle altre due perforazioni nella maggior parte dei campioni. Tale risultato potrebbe essere dovuto ad una maggiore densità del terreno in corrispondenza di P2 causato da un precarico applicato in questa zona che ha determinato una riduzione dei vuoti interstiziali tra i granuli e un addensamento degli strati. Un'ulteriore ipotesi sul motivo per cui in P2 si hanno angoli d'attrito più elevati è una sottostima del peso specifico degli strati più superficiali di questa perforazione. Infatti, solo in P2 si sono riconosciuti degli strati sabbiosi e argillosi in prossimità della superficie, i quali sono stati sostituiti con del materiale di riporto in P1 e P3. Si è supposto che questo terreno abbia un peso specifico pari a 20 kN/m^3 , ma se fosse superiore si otterrebbe un aumento della tensione litostatica verticale sull'intera altezza della perforazione e questa modifica determinerebbe anche una diminuzione della densità relativa e degli angoli d'attrito di tutti i campioni di P2; questa considerazione è valida se si assume che gli strati comuni alle tre perforazioni abbiano gli stessi pesi specifici. Per verificare questa

ipotesi si è realizzato nuovamente il procedimento di calcolo ipotizzando che il terreno superficiale in P2 abbia peso di volume pari a 22 kN/m³ e applicando i valori massimi di peso specifico agli strati sottostanti. Con queste nuove ipotesi si sono ottenuti gli angoli d'attrito riassunti in tabella 4.13:

Tabella 4.13. Angoli d'attrito dei campioni di P2 ottenuti modificando il peso specifico del terreno

	<i>P2/R1</i>	<i>P2/R2</i>	<i>P2/R3</i>	<i>P2/R4</i>	<i>P2/R5</i>	<i>P2/R6</i>	<i>P2/R7</i>	<i>P2/R8</i>	<i>P2/R9</i>	<i>P2/R10</i>
φ (°)	42,6	41,2	40,5	42,3	42,8	44,6	42,1	40,1	40,9	43,3

I valori di angolo d'attrito ottenuti modificando il peso specifico inizialmente assunto per gli strati superficiali del pozzo P2 sono di poco inferiori rispetto ai risultati ottenuti precedentemente. Dal momento che gli esiti derivanti dalle nuove ipotesi non presentano variazioni sostanziali rispetto a quelli precedenti, si può concludere che le differenze riscontrate tra P2 e le altre due perforazioni sono probabilmente dovute ad un addensamento del terreno in corrispondenza del secondo pozzo.

CAPITOLO 5

ANALISI DEI RISULTATI DELLA PROVA IN COLONNA RISONANTE

Nel mese di luglio 2023 sono state effettuate delle ulteriori prove sul materiale estratto nel sito della Cappella degli Scrovegni: la prova in colonna risonante. Come illustrato nel paragrafo 2.5, questo tipo di procedura permette di conoscere il comportamento del terreno quando è soggetto a sollecitazioni che provocano piccole deformazioni, per esempio in caso di sisma.

I campioni sottoposti alla colonna risonante provengono dalla perforazione P1 e, in particolare, sono stati ricostruiti a partire dal materiale contenuto nelle cassette catalogatrici mediante la procedura di tamping. I terreni analizzati con la prova in colonna risonante erano infatti stati estratti mediante una procedura, carotaggio continuo a rotazione a secco, che determina un elevato grado di disturbo e non permette di effettuare valutazioni sulle proprietà meccaniche del terreno; quindi, per eseguire la prova, tutti i campioni sono stati ricostruiti, consolidati e soggetti a tensioni assiali e radiali per riprodurre le condizioni originarie dei terreni. Complessivamente si sono trattati cinque campioni provenienti da diverse profondità: 6.00-7.00 m, 7.00-8.00 m, 9.00-10.00 m, 10.00-11.00 m e 14.00-15.00 m. Tutti i provini sono stati realizzati di forma cilindrica, con diametro di 50 mm e altezza pari a 99.8 mm; inoltre, per ognuno di essi si sono calcolati il peso specifico, il contenuto d'acqua e l'indice dei vuoti. Prima di procedere con la prova dinamica si sono sottoposti i campioni ad una fase di consolidazione. Le tensioni applicate durante questa procedura, riportate in tabella 5.1, sono state scelte in modo tale da risultare simili a quelle effettivamente agenti sul terreno in sito.

Tabella 5.1. Tensioni applicate ai campioni della prova in colonna risonante

Campione	6.00-7.00 m	7.00-8.00 m	9.00-10.00 m	10.00-11.00 m	14.00-15.00 m
RN	75 kPa	75 kPa	100 kPa	100 kPa	150 kPa
S.P.T. (18 Kn/m ³)	80 kPa	88 kPa	104 kPa	113 kPa	145 kPa
S.P.T. (21 Kn/m ³)	100 kPa	111 kPa	133 kPa	145 kPa	190 kPa

In tabella 5.1 si sono riportati anche i valori di tensione litostatica verticale efficace calcolati mediante i dati assunti per l'elaborazione dei dati della prova S.P.T. I dati che restituiscono le tensioni che più si avvicinano a quelle utilizzate per la stima della tensione nella prova in colonna risonante sono quelli minimi. Si osserva che i risultati ottenuti per le due prove non

coincidono ma sono simili tra loro. Le differenze riscontrate sono dovute al fatto che si sono assunti valori di peso specifico del terreno diversi; inoltre, la prova in colonna risonante prevede dei valori fissati di tensione applicabile e, quindi, è possibile che la tensione agente sul terreno in sito sia diversa da quella imposta nella procedura.

Al termine della fase di consolidazione si sono determinati i nuovi valori dei parametri che caratterizzano i campioni (tabella 5.2): dimensioni, peso specifico, contenuto d'acqua, saturazione e indice dei vuoti. Dal momento che il provino ha subito una compressione, si osserva una riduzione dell'altezza, del diametro e dell'indice dei vuoti; al contrario, crescono il contenuto d'acqua e il peso specifico. Quest'ultimo valore è in tutti i campioni pari a circa 20.6 Kn/m³ e, dal momento che la consolidazione ha lo scopo di riportare il campione alle condizioni e caratteristiche possedute originariamente nel sito, l'ipotesi che il terreno saturo abbia un peso specifico di 21 Kn/m³, fatta nel corso dello sviluppo dei risultati della prova S.P.T. nel capitolo precedente, assume maggiore consistenza. La saturazione viene mantenuta pari al 100%.

Tabella 5.2. Parametri calcolati al termine della consolidazione

CAMPIONI	σ' (Kpa)	D (mm)	H (mm)	γ (Kn/m ³)	w (%)	e	S (%)
6.00-7.00 m	75	49.4	98.6	20.6	20.0	0.543	100
7.00-8.00 m	75	49.2	98.3	20.73	19.4	0.526	100
9.00-10.00 m	100	49.6	98.9	20.52	20.6	0.557	100
10.00-11.00 m	100	49.2	98.1	20.79	19.3	0.520	100
14.00-15.00 m	150	49.6	98.9	20.53	20.6	0.556	100

5.1 ANALISI DEI GRAFICI G - γ

Effettuata l'operazione preliminare di consolidazione, si è proceduto con la prova in colonna risonante. Ogni campione è stato sottoposto alla procedura descritta al paragrafo 2.4 e si sono realizzate le curve G-deformazione. Questi grafici hanno andamento decrescente e ciò significa che il valore di G decade gradualmente all'aumentare della deformazione registrata.

In figura 5.1 sono riunite tutte le curve G-deformazione in modo tale da poterle confrontare e determinare come cambiano i valori assunti dal parametro deformativo al variare della profondità del terreno a cui si fa riferimento.

Confrontando tutte le curve relative ai campioni sottoposti alla prova in colonna risonante, si osserva che sono accumulate dalla stessa forma: decrescente con l'aumento della deformazione. Inoltre, dove la deformazione angolare assume un valore pari a circa 0,001% i

grafici assumono una curvatura maggiore rispetto al tratto precedente; perciò, a partire da questo punto G decresce più velocemente. Inoltre, i valori massimi e minimi di deformazione raggiunti da ogni campione sono variabili; in particolare, i provini che hanno restituito un valore di G più elevato degli altri hanno subito una deformazione massima e minima inferiore.

I valori ottenuti per il parametro G sono comuni per le sabbie caratterizzate da livelli di compattezza medio-alti. Questo risultato è in accordo con le osservazioni elaborate riguardo l'elevata densità e peso specifico del terreno analizzato.

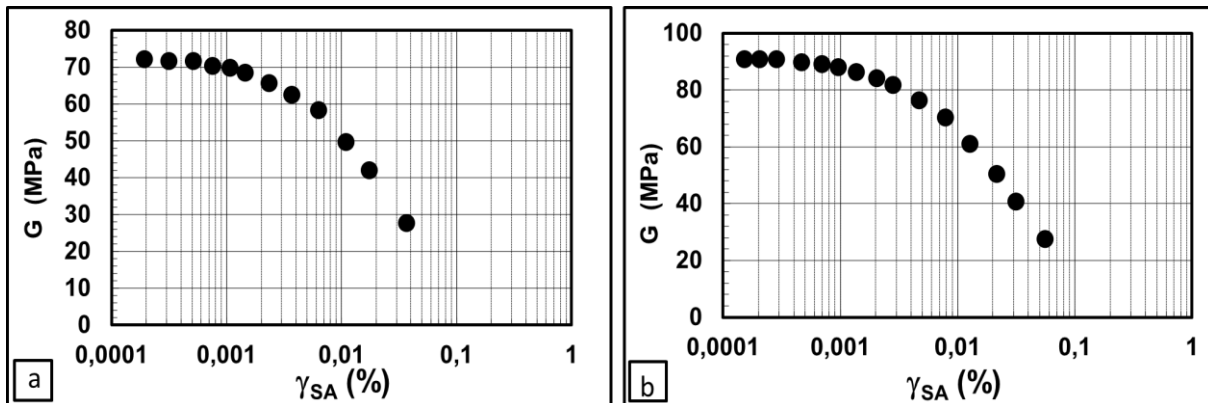


Figura 5.1. Esempi di curve G -deformazione: a) 6.00-7.00 m, b) 9.00-10.00 m (dai certificati della prova in colonna risonante)

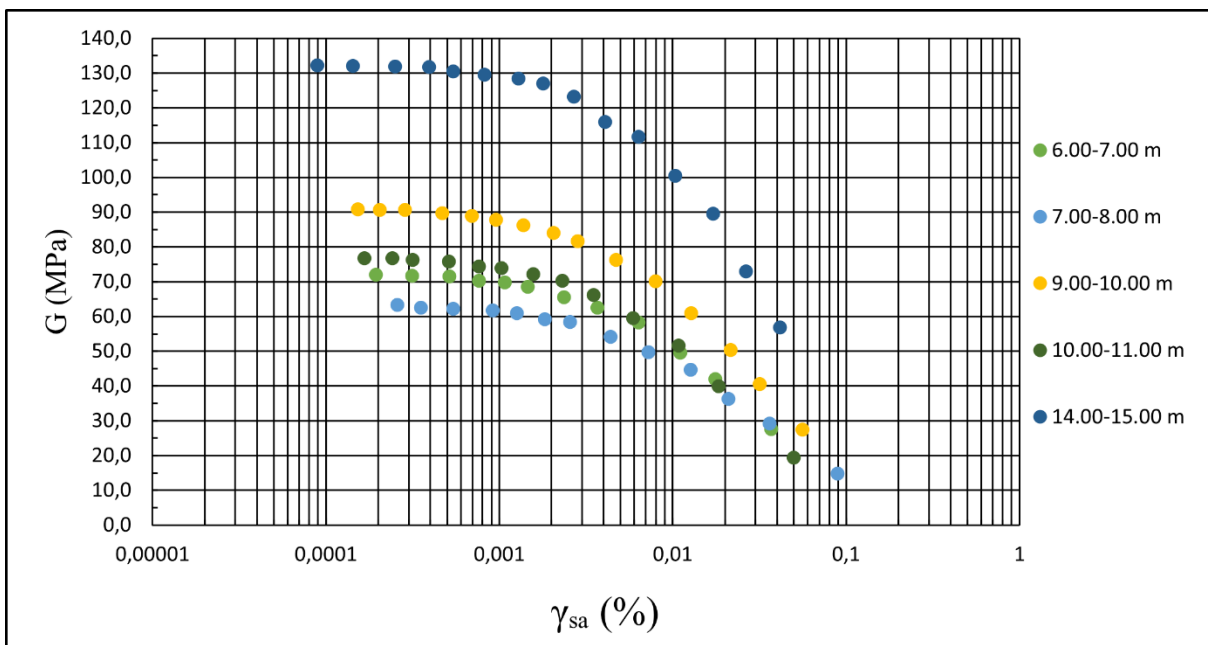


Figura 5.2. Sovrapposizione delle curve G -deformazione

Dal grafico di figura 5.2 si può osservare che solo per tre campioni vale la relazione per cui all'aumentare della profondità si verifica un aumento del valore di G ; infatti, i campioni estratti alle profondità 7.00-8.00 m e 10.00-11.00 m mostrano delle curve i cui valori di G sono inferiori

rispetto a quelli ottenuti per campioni provenienti da terreni più superficiali. Tale risultato è dovuto al fatto che i livelli a quelle profondità sono più deformabili sotto sollecitazione ciclica. Le tensioni applicate ai campioni sono state stimate utilizzando dei valori comuni di peso specifico del terreno e non corrispondono effettivamente a quelle reali.

Sulla base di queste stime si sono scelti i valori di tensione a cui sottoporre i provini tra quelle applicabili durante la prova. La determinazione della possibile tensione litostatica verticale efficace agente sul terreno in sito è l'unico aspetto che mette in correlazione il provino alla profondità da cui proviene; perciò la scelta di questo dato influenza l'esito della prova. In questo caso due coppie di campioni sono state sottoposte alle medesime tensioni radiale e assiale, 75 e 100 kPa, e ciò equivale a considerare i due provini appartenenti ad ogni coppia provenienti da profondità uguali. Tuttavia, questa semplificazione non genera errori consistenti poiché le profondità sono molto ravvicinate e le tensioni litostatiche sono simili. Le differenze tra le tensioni applicate durante la prova in colonna risonante e quelle stimate in seguito allo sviluppo della prova S.P.T. diventeranno più consistenti quando si calcolerà più avanti la tensione media. Quindi, dal grafico si deduce che effettivamente all'aumentare della profondità si verifica anche un incremento del modulo G , ma questo risultato non è sempre valido per quei campioni a cui si è applicata la medesima tensione. In quest'ultimo caso la differenza tra i valori del modulo deformativo non sono dovute alla profondità, ma ad altri fattori. Gli aspetti da cui può dipendere il valore del parametro sono molteplici: livello di deformazione, indice dei vuoti e distribuzione granulometrica. La variazione della deformazione viene simulata mediante la colonna risonante e, infatti, il risultato della prova è la curva G -deformazione che illustra come diminuisce G all'aumentare di γ . Quindi, per determinare quale fattore influisce sulla variazione del parametro deformativo per campioni a cui è applicata la medesima tensione si può fare riferimento alla composizione granulometrica e all'indice dei vuoti, dati di cui si dispone.

Affiancando i grafici dei campioni sottoposti a tensioni uguali e confrontandone le curve granulometriche si osserva che quelli caratterizzati da minori valori di G sono costituiti da una maggiore percentuale di materiale limoso (figura 5.3).

Anche a partire dai dati calcolati al termine della fase di consolidazione realizzata precedentemente alla prova in colonna risonante, è possibile dedurre che i campioni provenienti dalle profondità 7.00-8.00 m e 10.00-11.00 m hanno una maggiore quantità di terreno fine. Infatti, le dimensioni di questi due campioni hanno subito una contrazione maggiore poiché si registrano altezze e diametri inferiori di alcuni decimi di millimetro rispetto agli altri e il cedimento maggiore si verifica in corrispondenza dei terreni dalla grana più fine; una diretta conseguenza di questo comportamento dei campioni è una maggiore riduzione dell'indice dei

vuoti. I campioni costituiti da una quantità maggiore di limo sono caratterizzati da una minore resistenza, come ottenuto nel caso trattato, perché il mutuo incastro tra le particelle, favorito da granuli grossolani, è ridotto.

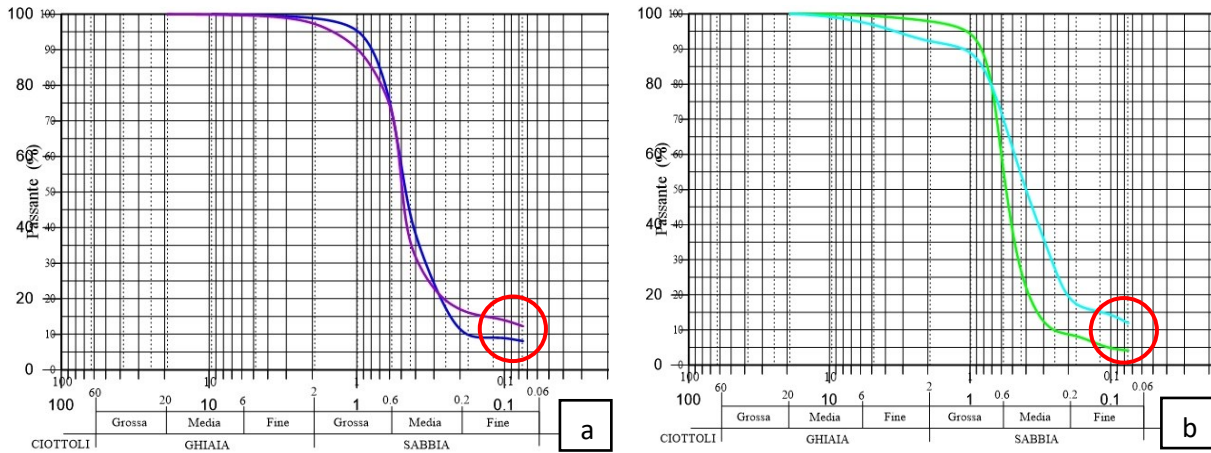


Figura 5.3. Confronto tra le curve granulometriche: a) 6.00-7.00 m (blu) e 7.00-8.00 m (viola), b) 9.00-10.00 m (verde) e 10.00-11.00 m (ciano)

5.2 ANALISI DEI GRAFICI PROFONDITÀ - G

Per confrontare i risultati ottenuti dai 5 campioni sottoposti alla prova in colonna risonante, è utile valutare come variano i valori di G_0 , che corrisponde al massimo valore ottenuto per il parametro, $G(1\%)$ e $G(1\%)$ all'aumentare della profondità. In figura 5.4 sono rappresentati i grafici appena descritti, i quali contengono punti particolari delle curve G-deformazione, ma correlati alla profondità.

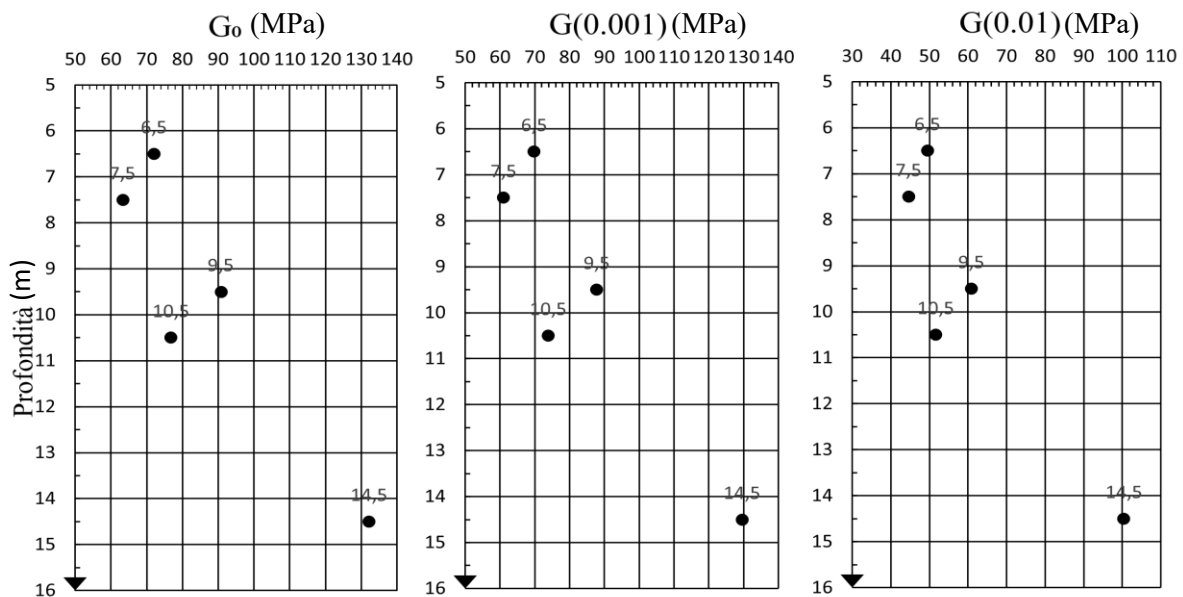


Figura 5.4. Grafici profondità-G: G_0 , $G(0.001)$ e $G(0.01)$

Ogni campione è stato posizionato in corrispondenza della mezzeria delle profondità che lo individuano. Si osserva che i valori di G in tutti i grafici non crescono in modo monotono con la profondità per le ragioni spiegate precedentemente.

Le differenze tra i valori di G_0 e $G(0.001)$ sono molto limitate; infatti, si era già osservato nel grafico di figura 5.2 che il valore di G si mantiene quasi costante in tutti i campioni fino al raggiungimento di una deformazione pari a 0.001%, a partire dalla quale il decadimento di G diventa molto più evidente. Il grafico relativo alla deformazione del 0.01% individua valori del modulo di deformazione che si discostano da quelli dei grafici precedenti, poiché fa riferimento ai rami delle curve G-deformazione maggiormente pendenti.

5.3 ANALISI DEL GRAFICO $p' - G_0$

Nei grafici e nelle osservazioni precedenti si è analizzata la relazione tra G e la deformazione percentuale e la profondità. Può essere utile ai fini della descrizione delle caratteristiche meccaniche del terreno valutare anche la correlazione tra G_0 e la tensione agente. In particolare, la tensione verrà espressa mediante il coefficiente p' , corrispondente alla media aritmetica delle tensioni principali agenti sul campione considerato. Per individuare il valore di p' è necessario prima determinare la tensione normale agente in direzione radiale rispetto all'asse del campione applicando la teoria di Rankine. Tale teoria permette di esprimere la tensione agente in direzione ortogonale rispetto alla tensione litostatica verticale come funzione di quest'ultima. Supponendo che nel terreno venga fissata una parete verticale non scabra che non altera lo stato tensionale del sito, si ottiene l'annullamento delle tensioni tangenziali generate dal terreno sulla parete stessa e la possibilità di esprimere la tensione normale in direzione orizzontale mediante la formula:

$$\sigma'_r = \sigma'_a \cdot K_0$$

La relazione è valida se si considera l'uguaglianza delle tensioni agenti nelle due direzioni orizzontali e ortogonali alla tensione verticale. Il parametro K_0 è il coefficiente di spinta a riposo e dipende dal seno dell'angolo d'attrito del terreno secondo la relazione:

$$K_0 = 1 - \sin\varphi$$

Le tensioni che si possono considerare in questa analisi sono molteplici: le tensioni applicate ai provini durante la prova in colonna risonante, le tensioni massime e minime calcolate per lo sviluppo degli esiti della prova S.P.T.. Dal momento che nel capitolo 4, relativo allo studio dei dati ottenuti dalla prova S.P.T., si è concluso che probabilmente il peso specifico del terreno è

pari a circa 21 Kn/m³, le tensioni che agiscono effettivamente sul terreno in sito sono quelle ottenute dall'applicazione dei dati aventi valore massimo. Perciò, nel grafico p'-G_o, in figura 5.5, si sono riportati i dati ottenuti da queste tensioni e da quelle di confinamento applicate nella prova in colonna risonante.

Per ogni provino si considera come angolo d'attrito un valore medio tra quelli ottenuti dallo sviluppo dei dati della prova S.P.T. dei campioni estratti a profondità attigue al provino stesso. Gli angoli applicati sono riassunti in tabella 5.3. Applicando la teoria di Rankine ai valori di tensione e angoli d'attrito assunti si ottengono i risultati riportati nelle tabelle 5.4; invece in tabella 5.5 sono riportati i valori di p' ottenuti dalle tensioni applicate durante la prova in colonna risonante

Tabella 5.4. Dati ottenuti applicando le tensioni litostatiche verticali massime

6.00-7.00 m	7.00-8.00 m	9.00-10.00 m	10.00-11.00 m	14.00-15.00 m
41°	41°	39°	42.5°	41°

Tabella 5.3. Angoli d'attrito assunti per i provini sottoposti alla colonna risonante

DATI	6.00-7.00 m	7.00-8.00 m	9.00-10.00 m	10.00-11.00 m	14.00-15.00 m
K_o	0.34	0.34	0.37	0.32	0.34
σ'_r (kPa)	34.39	38.17	49.30	47.03	65.00
p' (kPa)	56.26	62.45	77.20	79.69	106.33

Tabella 5.5. Dati ottenuti applicando le tensioni della prova in colonna risonante

DATI	6.00-7.00 m	7.00-8.00 m	9.00-10.00 m	10.00-11.00 m	14.00-15.00 m
σ'_r (kPa)	75	75	100	100	150
p' (kPa)	75	75	100	100	150

Dalle tabelle si può osservare che le differenze tra i valori di p' ottenuti assumendo diversi valori di peso specifico e di tensione assiale e radiale non sono particolarmente significativi.

Il grafico di figura 5.5 mostra la relazione tra le tensioni applicate ai provini durante la prova e il valore massimo del modulo di deformazione. La tensione è strettamente legata alla profondità, la cui relazione con G si è studiata nei grafici precedenti. Questo legame è dovuto al fatto che i campioni ricostruiti sono stati sottoposti a tensioni di confinamento, per l'esecuzione della prova in colonna risonante, calcolate a partire dalla profondità da cui provengono, ovvero se ne è definita la tensione litostatica verticale efficace; inoltre, si è supposto che la tensione efficace agente in direzione orizzontale fosse uguale a quella verticale

per eseguire una consolidazione di tipo isotropo. Nel grafico si può osservare che, anche mantenendo le tensioni inalterate, il valore di G_0 cambia; questo aspetto è una diretta conseguenza del fatto che ad alcuni campioni sono state applicate le medesime tensioni assiali e radiali, ma si sono ottenuti valori diversi di G_0 a causa delle caratteristiche granulometriche di ognuno. Le osservazioni appena descritte rappresentano una diversa formulazione delle conclusioni che si erano tratte dall'analisi dei grafici profondità-G.

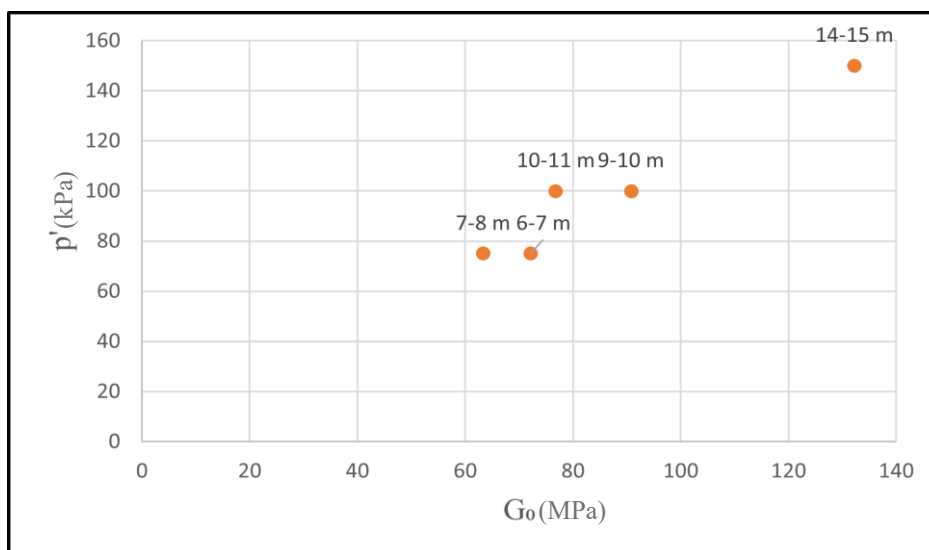


Figura 5.5. Confronto tra i grafici p' - G_0 ottenuti da valori di tensione diversi

I certificati rilasciati dal laboratorio ISMGEO e relativi agli esiti della prova in colonna risonante condotta su cinque campioni del pozzo P1, contengono una quantità maggiore di dati rispetto a quelli discussi nel presente capitolo. Per esempio, sono stati calcolati anche i dati relativi al rapporto di smorzamento, che coinvolge l'energia assorbita e quella dissipata ad ogni ciclo; per questa serie sono stati realizzati dei grafici che indicano l'andamento di tale rapporto in funzione della deformazione. Confrontando i grafici G - γ e D - γ si osserva che in entrambi c'è un cambiamento di pendenza delle curve in corrispondenza del valore di deformazione pari a 0.001%; perciò, si può intuire che c'è una relazione tra l'incremento del rapporto di smorzamento e il decremento del modulo di deformazione.

Si è valutato anche l'andamento del valore di back pressure applicata ad ogni campione durante la prova. Con back pressure si intende la pressione aggiuntiva applicata al campione per fare in modo che il terreno che compone il provino rimanga in condizioni di saturazione massima durante l'esecuzione della prova. In questo caso, il grafico U - γ dimostra che il valore della pressione si mantiene costante a 300 kPa fino alla deformazione pari a 0.01%, oltre la quale tende ad aumentare.

Gli aspetti appena descritti non saranno approfonditi nel presente lavoro.

CONCLUSIONI

Lo studio condotto ha permesso di ottenere nuove informazioni riguardanti le caratteristiche del terreno del sito che comprende la Cappella degli Scrovegni e tale arricchimento delle conoscenze potrà risultare utile nella programmazione di futuri interventi necessari alla conservazione del monumento.

Nel presente lavoro si è dedicata maggiore attenzione all'analisi e all'elaborazione dei dati ottenuti dalle prove geotecniche, in particolare agli esiti della classificazione granulometrica e della prova S.P.T., ma è necessario considerare anche l'importanza rappresentata dalle prove geofisiche eseguite nell'area d'interesse. Infatti, senza le analisi eseguite con le tecnologie ERT e GPR non si sarebbero potute realizzare in sicurezza le tre perforazioni attorno all'abside della Cappella. Inoltre, lo studio in questione ha rappresentato l'occasione per sperimentare delle nuove tecniche di indagine geofisica nell'ambito della conservazione dei monumenti storici. Quindi, nel presente lavoro di tesi triennale si è eseguito un riordino delle informazioni relative all'esecuzione e agli esiti delle prove geofisiche, in modo tale da presentare l'intero progetto di ricerca condotto nel sito d'interesse, e ricavare dalle prove geofisiche le informazioni necessarie per l'interpretazione di quelle geotecniche.

I temi sui quali la ricerca si è soffermata maggiormente riguardano le indagini geotecniche condotte nell'area circostante la Cappella degli Scrovegni. A partire dai dati raccolti mediante l'estrazione di materiale dalle tre perforazioni, la prova penetrometrica S.P.T. e la prova in colonna risonante, si è proceduto alla definizione delle caratteristiche granulometriche e di resistenza del terreno analizzato. Dal momento che le procedure di vagliatura meccanica e aeroemmetria erano già state eseguite e si disponeva dei dati necessari alla costruzione delle curve granulometriche, nella prima fase dello studio si sono effettuati dei confronti tra le caratteristiche granulometriche dei campioni estratti. Dall'analisi delle curve e dei certificati stratigrafici si è ottenuto che il terreno dell'area d'interesse è costituito prevalentemente da sabbia, i cui granuli hanno dimensioni variabili. Inoltre, si registra uno strato di terreno contenente ghiaia alla profondità di circa 10 m; invece, gli strati compresi tra 13 e 18 m di profondità sono caratterizzati da una maggiore presenza di materiale limoso e argilloso.

Con i dati ottenuti è stata formulata una sequenza stratigrafica indicando la distribuzione degli strati e delle interfacce tra di essi considerando il loro probabile approfondimento verso il pozzo P1. In questa parte dello studio si è potuto concludere che le caratteristiche granulometriche dei campioni non presentano particolari anomalie e che la composizione sabbiosa del terreno rende

minimo il fattore di rischio per il sito dal punto di vista dei cedimenti. Infatti, la sabbia è un materiale che è soggetto a cedimenti istantanei e molto contenuti, nel momento in cui si applica un carico al di sopra di essa, ma non a cedimenti a lungo termine dovuti all'espulsione di acqua. Perciò, l'eventuale abbassamento della falda in corrispondenza della Cappella non può indurre deformazioni del terreno tali da comprometterne la stabilità. L'esito della ricerca sarebbe stato opposto se si fossero individuati importanti depositi di materiale fino nei campioni estratti tramite carotaggio, dal momento che esso è soggetto a cedimenti a lungo termine.

L'elaborazione dei dati della prova S.P.T. ha permesso di determinare i valori dell'angolo d'attrito dei campioni estratti e, quindi, degli strati di terreno da essi intercettati. Dai risultati ottenuti si è potuto concludere che il terreno ha caratteristiche di resistenza elevate rispetto a quelle tipicamente possedute da terreni sabbiosi. Inoltre, avendo ottenuto alti valori di densità relativa (di valore massimo pari a 0.9 e medio a 0.7) e angolo d'attrito (di valore massimo pari a 44° e medio a 41°), è stato possibile effettuare delle considerazioni riguardo al peso specifico degli strati di terreno, senza conoscerne il valore reale. Infatti, se il terreno è particolarmente denso, come in questo caso, sarà caratterizzato da un peso di volume maggiore rispetto al valore comune. Inoltre, considerando come valore per il peso specifico il limite superiore dell'intervallo individuato, si ottengono angoli d'attrito non eccessivamente elevati per un terreno sabbioso. Questa considerazione è stata confermata anche dagli esiti della consolidazione effettuata prima della prova in colonna risonante, poiché i valori di peso specifico calcolati per i campioni di P1 sono risultati poco inferiori a 21 kN/m^3 .

L'ultima prova analizzata nello studio riguarda la determinazione del modulo di deformazione, G. A partire dai grafici prodotti in seguito alla procedura si sono effettuati dei confronti tra i diversi campioni e delle valutazioni sui dati ipotizzati per la prova. Dai confronti tra i risultati ottenuti da ogni campione, è emerso che il valore di G cresce all'aumentare della profondità, ma questa caratteristica non è sempre verificata; infatti, ad ogni profondità è associata una tensione agente sul campione e nei provini ai quali è stata applicata la medesima tensione l'andamento di G è differente ed è determinato da altri fattori, tra cui la granulometria.

Confrontando i risultati ottenuti dalle diverse analisi effettuate, ovvero granulometria, prova S.P.T. e prova in colonna risonante, è possibile definire alcune caratteristiche dei livelli di terreno individuati da carotaggi. Gli esiti di questi confronti sono riassunti in tabella 1. Per alcuni livelli si sono ottenuti più valori di angolo d'attrito perché intercettati da più campioni provenienti anche da diversi pozzi; perciò, nella tabella sono riportati i valori medi di angolo d'attrito ottenuti per ogni strato. La medesima osservazione riguarda anche i valori di densità relativa. Al contrario, la prova in colonna risonante è stata effettuata per un numero limitato di strati di terreno e, quindi, solo per questi ultimi si è ricavato il valore del modulo G. Gli strati 1

e 7 sono stati omessi perché il primo non è influente negli obiettivi della ricerca e del secondo sono stati estratti solo campioni indisturbati di tipo Osterberg. I numeri associati a ogni livello fanno riferimento a quelli definiti nel profilo stratigrafico del paragrafo 3.5.

Nei capitoli del presente lavoro si sono riportate le procedure eseguite e i risultati ottenuti da ognuna, in modo tale da fornire una descrizione ordinata del piano di ricerca elaborato per il sito della Cappella degli Scrovegni. Tuttavia, i risultati ottenuti costituiscono solo una parte, quella iniziale, delle informazioni che si vogliono ricavare dalle prove per costituire una conoscenza approfondita del terreno dell'area d'interesse. Infatti, sarà necessario elaborare con maggiore dettaglio i dati risultanti dalla prova in colonna risonante, analizzando le grandezze non valutate nel capitolo 5. Inoltre, in seguito alla realizzazione delle perforazioni, si sono installati all'interno di esse dei sensori dotati di fibra ottica per registrare le deformazioni a cui è soggetto il terreno; i dati relativi a questa procedura costituiranno una prossima fase di studio del sito.

Tabella 1. Valori ottenuti per le caratteristiche dei livelli individuati

Strato	Terreno	Dr	φ (°)	Go (Mpa)
2	sabbioso medio-fino (solo in P2)	0,72	42	
3	sabbioso debolmente limoso	0,68	41,1	75,4
4	sabbioso ghiaioso debolmente limoso	0,74	43,5	76,8
5	sabbioso medio-fino limoso	0,77	42,2	132,2
6	sabbioso fino limoso	0,63	38,6	
8	sabbioso fino con limo	0,68	39,35	
9	sabbioso fino-medio limoso	0,81	41	
10	sabbioso medio-fino debolmente limoso	0,77	41,6	

BIBLIOGRAFIA

1. I. Barone, G. Cassiani, A. Ourabah, J. Boaga, M. Pavoni, R. Deiana, 2023. *Integrating controlled-source and ambient noise seismic measures for archaeological prospection: the Scrovegni Chapel case*. *Geophys. J. Int.*, 232, 1944–1956.
2. I. Barone, G. Cassiani, A. Ourabah, J. Boaga, M. Pavoni, R. Deiana, 2022. *Surface wave tomography using dense 3D data around the Scrovegni Chapel in Padua, Italy*. *Scientific Reports*.
3. A. P. Annan, 2002. *GPR—History, Trends, and Future Developments*. *Subsurface Sensing Technologies and Applications* Vol. 3, No. 4, October 2002.
4. Thomas Gunther and Carsten Rucker, 2012. *Electrical Resistivity Tomography (ERT) in geophysical applications - state of the art and future challenges*. Conference Paper, January 2012.
5. J. Facciorusso, C. Madiari and G. Vannucchi. *Dispense di Geotecnica*, 2011.