

## ABSTRACT

---

L'elaborato si propone di valutare i cedimenti differenziali insorti a seguito della realizzazione di un fabbricato.

Dopo un breve inquadramento dell'area in esame, riguardo la litologia della zona e la formazione dei sedimenti, sono illustrate le prove eseguite ed i campioni raccolti sul posto, al fine di ricavare i parametri fondamentali alla risoluzione del problema.

In seguito all'elaborazione dei dati acquisiti, è stato possibile ricreare una stratigrafia del volume significativo in analisi mediante la carta di Robertson.

Successivamente si è suddivisa l'area di influenza in superfici di carico e, attraverso il metodo di Boussinesq, si sono valutati gli incrementi di tensione indotti dai carichi conseguenti l'edificazione del capannone.

Grazie alle ipotesi del metodo ed al principio di sovrapposizione degli effetti si è potuto calcolare gli incrementi singolarmente per poi sommarli ed ottenere il carico totale gravante sui punti in analisi.

Infine si è stimato il cedimento totale per ogni vertice dell'edificio facendo uso della teoria della consolidazione edometrica e della stratigrafia ottenuta nelle fasi precedenti del lavoro.



# SOMMARIO

---

Abstract.....	1
1 Introduzione .....	5
2 Inquadramento.....	7
2.1 Inquadramento geografico .....	7
2.2 Inquadramento idrologico.....	8
2.3 Inquadramento geologico .....	10
2.3.1 Litologia .....	11
2.3.2 Tettonica.....	14
3 Caso studio.....	15
3.1 Descrizione generale del caso studio .....	15
3.2 Prove in sito .....	16
3.2.1 Sondaggio a carotaggio continuo .....	17
3.2.2 CPTU.....	18
3.3 Raccolta campioni.....	19
3.3.1 Campioni rimaneggiati .....	20
3.3.2 Campioni indisturbati .....	20
3.4 Sequenza stratigrafica .....	20
3.4.1 Carta di Robertson.....	21
3.4.2 Suddivisione in strati .....	22
3.5 Prove in laboratorio .....	23
3.5.1 Parametri di caratterizzazione del terreno .....	23
3.5.2 Prova edometrica .....	24
4 Calcolo del cedimento.....	27
4.1 Il problema dei cedimenti .....	27
4.2 Metodo di bussinesq .....	28

4.3	Suddivisione delle superfici di carico .....	32
4.4	Metodo di calcolo .....	35
4.4.1	Incremento di tensione $\Delta\sigma'$ .....	36
4.4.2	Calcolo operativo.....	36
5	Risultati .....	39
5.1	Campioni rimaneggiati .....	39
5.2	Prova edometrica .....	40
5.3	Stratigrafia .....	42
5.4	Cedimenti.....	48
5.4.1	Vertice 1 .....	48
5.4.2	Vertice 3 .....	50
5.4.3	Vertice 2 .....	50
5.4.4	Vertice S1 .....	53
5.4.5	Considerazioni sui valori ottenuti.....	53
5.4.6	Confronto con i valori misurati .....	55
6	Conclusioni.....	57
7	Bibliografia e sitografia.....	58

# 1 INTRODUZIONE

---

La geotecnica è una disciplina sviluppatasi in tempi relativamente recenti che si occupa di molteplici problemi quali l'interazione tra il terreno e le strutture e lo studio della meccanica delle terre.

Nell'ambito della progettazione questa tecnica sta acquisendo sempre più rilevanza, in quanto fondamentale nel recepimento di informazioni riguardo la natura e le caratteristiche del sottosuolo interessato dalle opere di fondazione.

Al giorno d'oggi sono disponibili strumenti, metodi e modelli di analisi molto avanzati che permettono di determinare tutti i parametri necessari per descrivere il comportamento meccanico dei terreni e delle rocce. In tale contesto le indagini assumono quindi valore rilevante non solo dal punto di vista della definizione di un modello di riferimento per le analisi ed il dimensionamento, ma anche nella progettazione, al fine della prevenzione di problemi nella fase realizzativa in modo da adottare soluzioni idonee ad ogni specifica situazione.

È evidente l'importanza di una corretta conoscenza del suolo e dei relativi parametri prima di iniziare a progettare una qualsiasi opera civile, indipendentemente dalla sua importanza o dimensione.

Le indagini (in situ ed in laboratorio) devono quindi essere eseguite con accuratezza e attenzione, al fine di fornire una base sufficientemente valida alla progettazione; tuttavia per l'ingegnere non è una sfida facile riuscire a definire il comportamento del terreno sotto l'influenza (diretta o indiretta) della costruzione di un'opera.

Tra le diverse metodologie disponibili è fondamentale scegliere le più opportune per ciascuna campagna di indagini: per poter procedere ad una valutazione è indispensabile una conoscenza preliminare del sito e dei rischi che interessano la zona.

Citando le Norme Tecniche Costruttive del 2018 al paragrafo 6.6.2 "Le indagini geotecniche devono essere programmate in funzione del tipo di opera e/o di intervento, devono riguardare il volume significativo e, in presenza di azioni sismiche, devono essere conformi a quanto prescritto ai §§ 3.2.2 e 7.11.2. Per volume significativo di terreno si intende la parte di sottosuolo influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione del manufatto e che influenza il manufatto stesso. Le indagini devono permettere la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo necessari alla progettazione."



## 2 INQUADRAMENTO

---

### 2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

La struttura soggetta a cedimenti è un capannone di tipo prefabbricato in acciaio, la quale si trova all'interno di una proprietà privata a Galzignano Terme, comune in provincia di Padova, abitato da poco più di 4.400 cittadini, e si estende per una superficie di 18,15 km<sup>2</sup>, di cui il 60% in zona collinare.

Il territorio è ubicato nel settore centro-orientale dei Colli Euganei, sulle pendici del Monte Rua e del Monte Gallo, ad una quota di 22 m s.l.m. e confina con Teolo e Torreglia a Nord, con Montegrotto, Battaglia Terme e Monselice ad Est, con Arquà Petrarca a Sud, e con Cinto Euganeo e Vò Euganeo ad Ovest.

All'interno del PAT<sup>1</sup> del comune è riportata anche una carta del microrilievo, realizzata mediante i punti quotati presenti nella CTR<sup>2</sup> e prodotta dall'Unità di Progetto per il SIT<sup>3</sup> e la Cartografia della Regione Veneto.

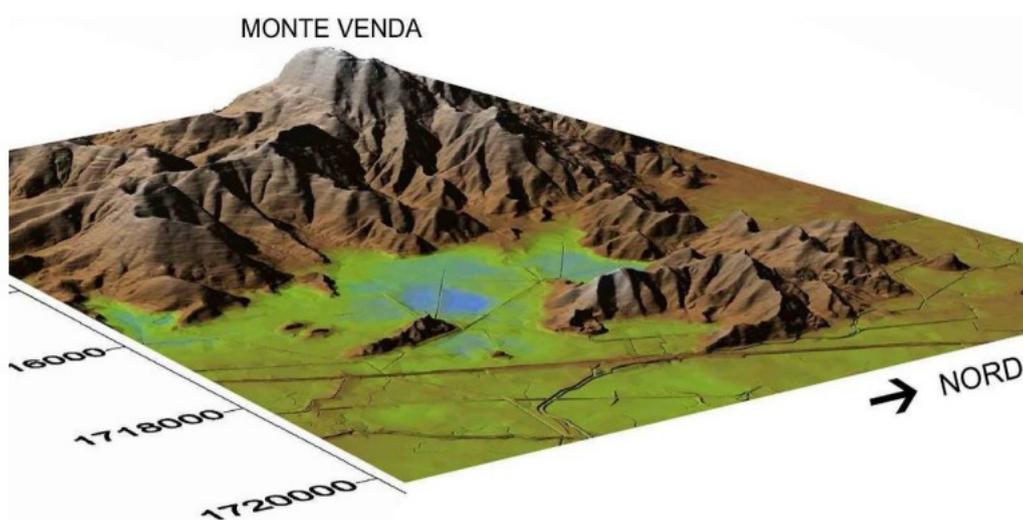


Figura 2.1 - Vista 3D del territorio di Galzignano – in alto: il Venda; in basso: Ferrovia PD-BO. [1]

È possibile osservare che le zone poste a ridosso dei rilievi altimetrici (colore celeste in Figura 2.1) risultano in depressione. La suddetta quota parte interessa circa il 40% dell'area e risulta subsidente, probabilmente come conseguenza diretta di un territorio anticamente paludoso.

---

<sup>1</sup> Piano di assetto del territorio

<sup>2</sup> Carta tecnica regionale

<sup>3</sup> Sistema informativo territoriale

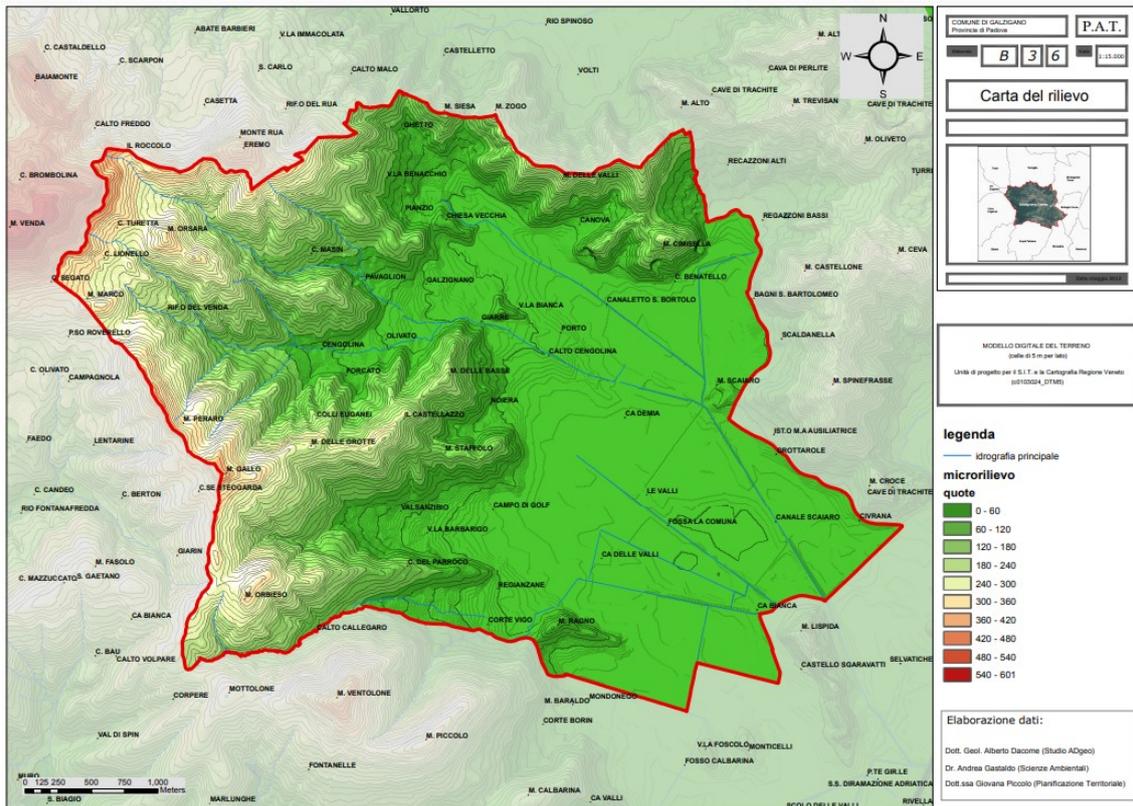


Figura 2.2 - Tav B.3.6 - tavola rilievo [1]

Inoltre è da sottolineare che i versanti dei rilievi hanno una pendenza piuttosto elevata, in gran parte superiore al 30%.

Nello specifico l’edificio si trova nella località Regazzoni, ai piedi di un piccolo rilievo morfologico, in una zona prevalentemente agricola, confinante con campi coltivati ed alcune serre.

## 2.2 INQUADRAMENTO IDROLOGICO

Per quanto riguarda l’aspetto idrologico, nel corso dei secoli l’area è stata soggetta a diversi interventi idraulici al fine di rendere possibile gli insediamenti agricoli e cittadini, causando la scomparsa del preesistente paesaggio a boschi e zone paludoso-vallive.

Già nel XIV e XV secolo grazie alle canalizzazioni separate<sup>4</sup> si ridusse fino a quasi annullare il ristagno delle acque, rendendo disponibile una nuova grande area fertile.

L’ambiente geomorfologico composto da una pianura di divagazione fluviale ed aree bacinali intercluse e depresse, creavano condizioni sfavorevoli e davano vita a

<sup>4</sup> Invenzione Veneziana di canalizzazioni separate tra “acque alte” e “acque basse”

sommersioni delle zone più o meno estese nel tempo, in aggiunta a problemi tipo sanitario a causa della scarsità di acqua potabile e per la diffusione della malaria.

Il più grande intervento di bonifica avvenne nella prima metà del '900, mediante impianti idrovori. Fu conseguentemente necessario adeguare gli argini per via delle portate maggiori in modo da non esondare i collettori principali. [1]

Quando si fanno indagini di questo tipo è importante considerare anche l'ambiente e l'utilizzo del suolo circostante, in quanto alcune situazioni particolari possono risultare condizioni al contorno fondamentali nel momento in cui si va a cercare di riprodurre mediante modellazione matematica il comportamento di un determinato terreno, o anche per pure considerazioni teoriche.

Un caso potrebbe essere l'altezza piezometrica di una falda artesianica, la quale potrebbe variare nel corso dell'anno se nelle zone limitrofe a quelle dell'intervento è presente un pozzo che emunge portate considerevoli in determinati periodi dell'anno, ad esempio per uso irriguo.

Un altro fattore da tenere in considerazione è la presenza delle fonti termali: infatti, come altre zone confinanti, quali la città di Montegrotto, anche Galzignano presenta delle fonti. Le acque termali di Galzignano sgorgano in località Civrana, fanno parte del complesso delle Terme Euganee, hanno la stessa natura di quelle di Abano e sono principalmente acque salso-bromo-iodiche.

L'origine di queste acque non è dovuta alla natura dei colli, e quindi alle eruzioni vulcaniche, bensì al percorso che le stesse compiono. Esse infatti raggiungono una grande profondità e vengono riscaldate dal gradiente terrestre<sup>5</sup>, per poi tornare in superficie a temperature elevate.

Il percorso inizia dalle acque meteoriche che cadono nella zona delle Piccole Dolomiti e dei Lessini, ad altezze superiori ai 1500 metri. L'acqua poi, attraverso pori e fratture nelle rocce (epoca mesozoica), raggiunge i 3000 metri di profondità, fino agli strati scisto-cristallini, i quali la indirizzano verso il mare, con un tragitto complessivo di circa 100 km.

Le acque infine emergono in superficie in queste zone ad una temperatura compresa tra i 60 e 85 °C, dopo un tragitto durato almeno 25 anni. La risalita è dovuta all'ostacolo costituito dai colli stessi: una parte delle acque passa sotto, la rimanente affiora in modo rapido conservando il calore. [2]

---

<sup>5</sup> Il gradiente geotermico terrestre è l'incremento di temperatura all'aumentare della profondità all'interno della crosta e vale circa 3 °C ogni 100 metri.

## 2.3 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

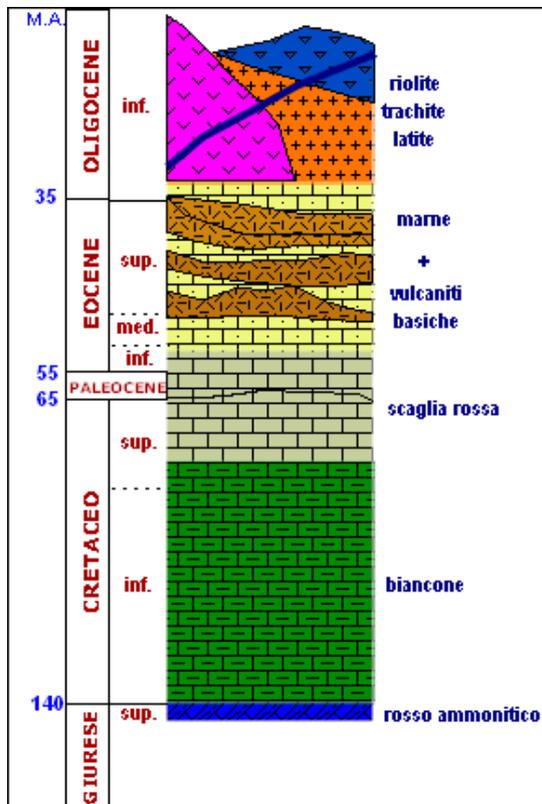


Figura 2.3 - stratigrafia Colli euganei [11]

Una panoramica riguardo la geologia e la litologia del territorio è fondamentale per poter interpretare correttamente i suoi comportamenti e le relazioni che intercorrono con un'opera che si intende costruire.

I Colli Euganei sono un distretto composto da 52 colline, (un tempo 53, il Monte Fiorin è stato completamente spianato conseguentemente all'attività estrattiva di marna euganee tra gli anni '50 e '60).

Il rilievo maggiore è il Monte Venda, che raggiunge i 601 m s.l.m. La geometria dei colli varia congiuntamente alla quota, infatti alla base dei rilievi, dove sono presenti rocce sedimentarie, si hanno forme arrotondate,

mentre nei punti in cui le rocce sedimentarie sono state erose lasciando esposte le rocce eruttive si hanno forme a cupola e versanti ripidi. [3]

I Colli Euganei nascono dall'attività vulcanica di tipo sottomarino avvenuta in due fasi distinte conseguentemente alle tensioni responsabili anche dell'innalzamento della catena alpina.

Le eruzioni, avvenute circa 30 milioni di anni fa, durante l'Eocene superiore<sup>6</sup> hanno prodotto lave basaltiche e magmi viscosi, il cui raffreddamento ha portato alla formazione di depositi di trachite<sup>7</sup>. [4]

<sup>6</sup> Epoca geologica del Paleogene che va dai 55,8 ai 33,9 milioni di anni fa

<sup>7</sup> Roccia magmatica effusiva di composizione intermedia, a tessitura porfirica, ipocristallina o olocristallina, a superficie ruvida, di colore chiaro. La trachite euganea si estrae dalle colline nei territori dei comuni di Vo' Cervarese Santa Croce e Galzignano Terme.

Notevoli doti di resistenza meccanica, di lavorabilità, caratteristica antiscivolo e versatilità d'impiego

L'acqua dell'ambiente sottomarino, oltre che velocizzare il processo di raffreddamento dei magmi, causò molte esplosioni, le quali originarono ampie superfici di rocce tuffitiche e breccie.

Successivamente, nell'Oligocene<sup>8</sup> inferiore, avvennero nuove eruzioni vulcaniche, che produssero lave acide<sup>9</sup>, diversamente da quelle precedenti, le quali raffreddandosi generarono formazioni riolitiche<sup>10</sup>.

Questi magmi, a causa di una viscosità maggiore, fecero più fatica a risalire, e formarono duomi<sup>11</sup>, si infrapposero tra i giunti di strato delle formazioni sedimentarie sollevando la topografia, o formarono fenomeni secondari quali camini vulcanici e filoni.

Ciascun colle è stato originato da una differente eruzione, e ciò li distingue l'uno dell'altro per la composizione mineralogica in percentuale.

La serie stratigrafica su cui si posero le effusioni laviche è il risultato di un processo sedimentario iniziato nel Giurese superiore: si riscontrano più in profondità strati di Maiolica/Biancone. Al di sopra della Maiolica la stratigrafia si compone di: Scaglia Alpina, Scaglia Rossa, ed infine Formazione di Torreglia (Marne euganee), la quale costituisce la formazione più recente, tutte appartenenti all'Eocene inferiore.

### 2.3.1 Litologia

Maiolica/Biancone: la formazione è caratterizzata da calcare bianco a grana finissima e compatta e frattura concoide con lenti di selce nerastra, con stratificazione continua e regolare

nella parte inferiore; nella parte sommitale (presente a Galzignano) sono dunque presenti solo i livelli bituminoso-argillosi di colore scuro, corrispondenti a condizioni ambientali di deposizione fortemente riducenti, che rappresentano il limite di separazione con la soprastante Scaglia Rossa.

Scaglia Rossa: è la formazione sedimentaria più comune a Galzignano, affiora con uno spessore complessivo che varia dai 100 ai 130 m. Il nome deriva dalla sua conformazione, appunto scagliosa, che la rende una roccia frammentata di colore rosso mattone.

---

<sup>8</sup> Periodo geologico dell'era cenozoica, compreso fra l'Eocene e il Miocene, ultima epoca del Paleogene, caratterizzato da una flora più ricca di quella dell'Eocene, dall'abbondanza di Coralli, Molluschi ed Echinodermi, si estende da 33,9 a 0,1 milioni di anni fa

<sup>9</sup> Lave con un tenore di silice più elevato

<sup>10</sup> La riolite è una roccia vulcanica, di composizione felsica, con tessitura afanitica (ipocristallina o vitrofirica). sono le rocce vulcaniche più ricche in silice

<sup>11</sup> struttura lavica a forma quasi simmetrica a cupola o emisfera

Marne Euganee: sono rocce calcareo-argillose finemente stratificate, di colore grigio-verdastro, che in affioramento si presentano poco compatte, fittamente stratificate, quasi fogliettate. Esse hanno un comportamento impermeabile ed in particolare, considerando la nostra zona di interesse, affiorano in località Regazzoni.

### 2.3.1.1 *Formazioni quaternarie*

Nell'area a sud dei Colli Euganei, i responsabili della formazione della pianura deltizia<sup>12</sup> padana sono i sistemi fluviali dell'Adige e del Po, i quali hanno formato i depositi circa 30-17 mila anni fa, durante l'ultima glaciazione, quando i ghiacciai alpini godevano della loro massima espansione. Successivamente all'ultima glaciazione iniziarono a depositarsi ingenti volumi di sedimento, tali da formare la nostra pianura.

Col passare del tempo la vegetazione tornò a svilupparsi laddove si erano sciolti i ghiacci, ed interruppe l'apporto di sedimenti. Attualmente sarebbe ancora in corso la fase di divagazione fluviale a dossi fluviali (caratterizzata da piane di esondazione e suoli sepolti) se non fosse per l'attività antropica che ne limita il processo mediante arginatura e contenimento pluviale.

La pianura Padano-Veneta può quindi essere considerata una piana arginata, tale per cui al suo interno la sedimentazione è quasi del tutto eliminata o contrastata.

Al giorno d'oggi anzi si sta presentando il problema opposto, ovvero fenomeni di subsidenza legati agli effetti delle bonifiche ed in seguito al drenaggio dei terreni.

I depositi quaternari si compongono quindi principalmente di sabbie, argille e limi di natura alluvionale, deltizio e litorale. Nella regione collinare si trovano invece depositi ghiaiosi-limosi fino ad argillosi, di versante e di fondovalle.

Tra i vari depositi, quello di diretto interesse per la nostra analisi è la Formazione di Galzignano<sup>13</sup> (fascia perieuganea). Essa si compone di: argilla, limo, torba variamente unificata, talora mescolati tra di loro, di colore grigio o bruno scuro (depositi di piana alluvionale, palustri e lacustri) avente spessore massimo di alcune decine di m. (Pleistocene sup. - Olocene) [1].

Al fine di comprendere meglio le formazioni geologiche, quest'ultime vengono raggruppate in "unità litologiche", le quali descrivono le caratteristiche dei materiali. Le formazioni superficiali invece, sono classificate in base al comportamento del deposito.

---

<sup>12</sup> La parte emersa del delta si definisce piana deltizia, spesso in continuità con una pianura alluvionale, ed è caratterizzata da fenomeni e morfologie simili a quelli alluvionali e dai sedimenti più grossolani [12]

<sup>13</sup> Nomenclatura delle formazioni quaternarie del F° CARG 147 "Monselice"

Le considerazioni derivanti dalla suddivisione nelle suddette classi sono riassunte nella Figura 2.4. Come indicato anche nel PAT, la carta in questione deve essere verificata nel dettaglio prima di eventuali interventi attuativi.

Si riporta quindi la legenda in dettaglio per una lettura più immediata della carta.

**ROCCE COMPATTE STRATIFICATE:** calcari e calcari marnosi, appartenenti alle formazioni del Biancone/Maiolica - L-SUB-03;

**ROCCE SUPERFICIALMENTE ALTERATE E CON SUBSTRATO COMPATTO:** corrispondono a Lave Trachitiche di Colata, Rioliti, Latiti, Lave, Brecce e Ialoclastiti - L-SUB-04;

**ROCCE COMPATTE PREVALENTI, ALTERNATE A STRATI O INTERPOSIZIONI TENERE:** calcari marnosi e calcari fogliettati della Scaglia Rossa - L-SUB-05;

**ROCCE TENERE con PREVALENTE COESIONE:** Marne Euganee - L-SUB-07;

**MATERIALI SCIOLTI PER ACCUMULO DI FRANA:** accumulo di materiali sciolto per movimento di scorrimento o per colata, matrice limoso argillosa prevalente, con ciottoli ed inclusi lapidei - L-FRA-01;

**MATERIALI DELLA COPERTURA DETRITICA COLLUVIALE:** terreni limo argillosi con subordinate lenti sabbioso ghiaiose o ciottolose. Corrispondono alle aree di raccordo tra versanti e pianura. Poco consolidati - L-DET-03;

**MATERIALI SCIOLTI PER ACCUMULO DETRITICO:** depositi di accumulo dei frammenti rocciosi minuti provenienti dalla degradazione dei versanti - L-DET-05;

**MATERIALI SCIOLTI DI DEPOSITO RECENTE ED ATTUALE DELL'ALVEO MOBILE E DELLE AREE DI ESONDAZIONE RECENTE:** corrispondono alle alluvioni recenti poste al fondo delle vallecole infracollinari, con matrice limo-argillosa prevalente, comprendente ciottoli ed inclusi lapidei – L-ALL-04;

**MATERIALI ALLUVIONALI A TESSITURA PREVALENTEMENTE LIMO-ARGILLOSA.** Limi e limi sabbiosi della parte di pianura. L-ALL-05;

**MATERIALI DI DEPOSITO PALUSTRE:** argille, limi e torbe della fascia perieuganea. Località “Porto e Le Valli”, Formazione di Galzignano - L-ALL-09;

**MATERIALI DI RIPORTO:** rilevati artificiali - L-ART-01. [1]

Nello specifico l'area in esame su cui è realizzato il fabbricato oggetto di questa tesi si trova ai piedi di un versante caratterizzato dalla formazione -L-SUB-04 e poggia le sue fondazioni su di un terreno -L-ALL-09.

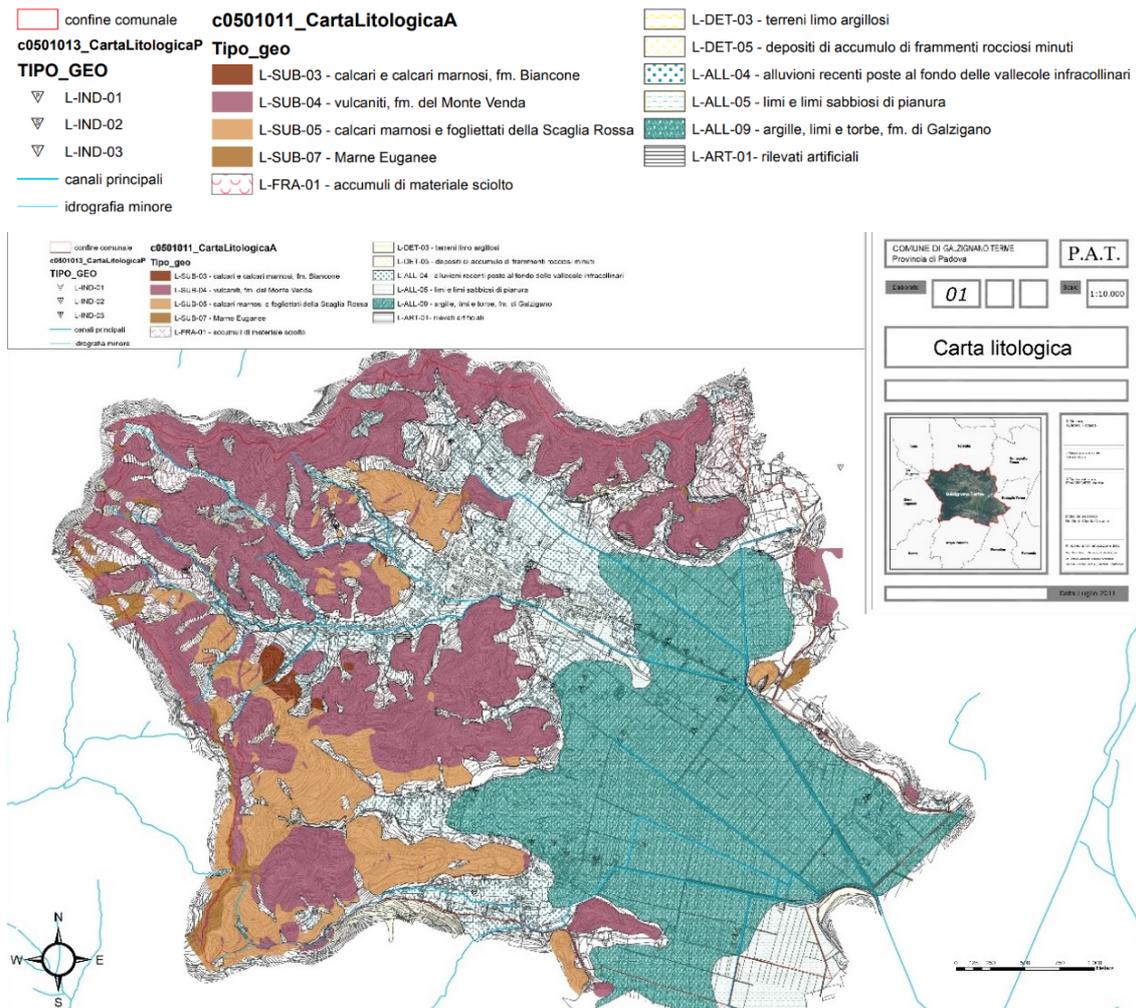


Figura 2.4 - carta litologica Galzignano terme [1]

### 2.3.2 Tettonica

La tettonica euganea si ascrive in un contesto regionale complesso, relazionata alle varie fasi dell'orogenesi Alpina e, secondo alcuni studi, influenzata anche dall'attività orogenetica Appenninica. Le principali faglie sono quindi il risultato del fenomeno di sovrascorrimento delle Prealpi sulla pianura padana. Vi sono due direttrici strutturali principali: la Linea Schio-Vicenza di direzione NNW-SSE, e la Linea della Riviera dei Berici orientata NE-SW.

La presenza delle faglie ha influenzato la direzione dei filoni magmatici discussi al § 2.3 ed inoltre hanno condizionato la stratigrafia in alcuni punti generando una conformazione a gradinata.

La linea della Riviera dei Berici è una faglia sepolta, in quanto non emerge in superficie e separa i colli Berici dai colli Euganei. La faglia Schio-Vicenza invece è una faglia attiva di carattere trascorrente. [5]

### 3 CASO STUDIO

#### 3.1 DESCRIZIONE GENERALE DEL CASO STUDIO

Il caso prende in esame un edificio di recente costruzione, al di sotto del quale sono stati rilevati cedimenti differenziali iniziati poco dopo la realizzazione.

Prima dell'edificazione è stato steso un letto di materiale grossolano-ghiaioso al di sopra del terreno originario al fine di fornire una superficie più adeguata riguardo la distribuzione dei carichi. Il capannone invece poggia su una platea in calcestruzzo sorretta da 200 pali di lunghezza 5 m.

Il terreno circostante è impiegato ad uso agricolo, mentre a nord si erge un piccolo rilievo. Il problema riguarda la stima dell'entità finale dei cedimenti, in quanto, nel caso diventassero troppo ingenti, è necessario individuare una soluzione per prevenirne ed evitare l'accadimento.

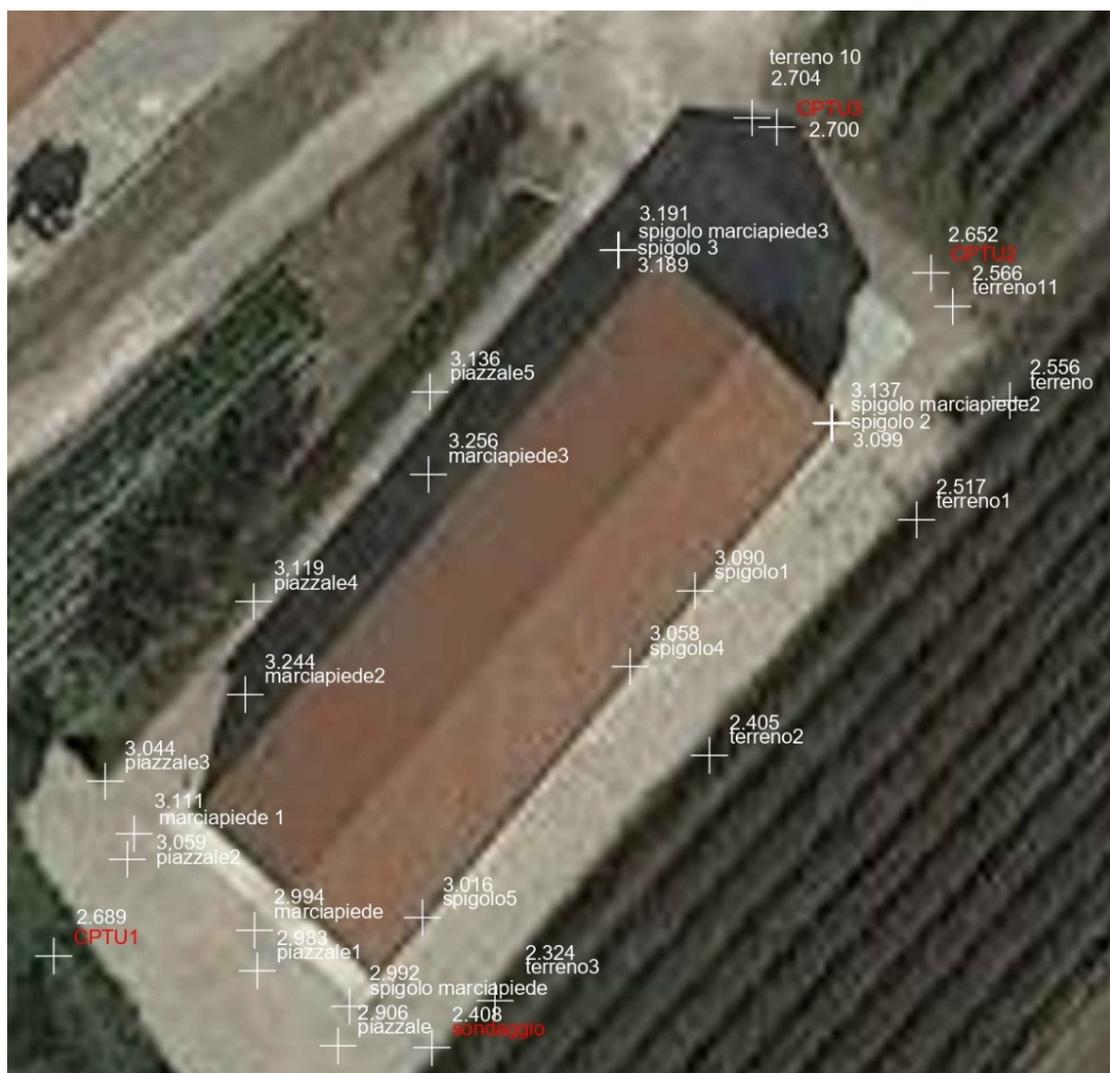


Figura 3.1 - planimetria con punti quotati mediante sistema GPS

Il monitoraggio dei cedimenti è iniziato circa tre anni fa e, ad oggi, avviene regolarmente per mezzo di un sistema di rilevamento di quote mediante GPS in 29 punti prestabiliti lungo il perimetro dell'edificio, nelle posizioni di Figura 3.1.

La planimetria in Figura 3.1 è orientata verso nord in alto ed è stata georeferenziata utilizzando le coordinate nel sistema di riferimento Gauss-Boaga fuso ovest di ciascun punto indicato, ottenute mediante strumentazione digitale GPS Stonex GNSS S900A, ad opera di un tecnico addetto. È utile sottolineare che sono state evidenziate in rosso le posizioni più rilevanti, in quanto verranno richiamate in seguito: a sud si trova il punto in cui è stato eseguito il sondaggio, a sud-ovest la CPTU1, a nord la CPTU3 e a nord-est la CPTU2. Ciascuna quota è indicata in metri sul livello del medio mare.

### 3.2 PROVE IN SITO

Nonostante negli ultimi decenni la geotecnica abbia conosciuto un notevole sviluppo soprattutto nell'applicazione di software e modelli matematici, le tecniche di sondaggio del terreno nelle prime decine di metri di profondità sono rimaste pressoché invariate.

Lo scopo principale delle indagini in sito è quello di identificare le condizioni stratigrafiche e di falda del volume significativo considerato, e di caratterizzare, congiuntamente alle analisi di laboratorio, il comportamento meccanico dei vari terreni che compongono gli strati. [6]

Esistono principalmente tre categorie di indagini nei terreni a scopo geotecnico: le indagini geofisiche, le prove penetrometriche ed infine i sondaggi.

Per ottenere i dati necessari alla analisi in oggetto è stato deciso di eseguire una campagna di indagini comprendente:

- Tre prove penetrometriche statiche con piezocono;
- Cinque prove di dissipazione della sovrappressione interstiziale nel tempo;
- Un sondaggio a rotazione a carotaggio continuo a secco ad andamento verticale;
- Prelievo di n°4 campioni indisturbati di tipo Osterbeg durante l'esecuzione del sondaggio geognostico.

Mentre il sondaggio consente di ottenere una stratigrafia completa e osservabile direttamente dal tecnico che esegue la prova (o in seguito da chi si occupa di visionare le cassette), la CPTU fornisce dei parametri, quali la resistenza alla punta e la resistenza laterale che, mediante una elaborazione, consentono di giungere ad una stratigrafia.

### 3.2.1 Sondaggio a carotaggio continuo



Figura 3.2 - carotiere a rotazione continua

Il sondaggio è stato eseguito a sud dell'area di studio in quanto zona apparentemente più soggetta ai cedimenti in analisi: si percepisce infatti, osservando il terreno ed il piano campagna, che l'edificio è inclinato principalmente verso quella direzione.

È stata utilizzata una perforatrice cingolata a rotazione con motori idraulici dotati di riduttori, modello Comacchio MC 450 P.

Il sondaggio geognostico si è spinto fino alla profondità di 20 m s.l.m. con direzione di perforazione verticale utilizzando un carotiere di diametro 101 mm.

Dopo l'estrazione, le carote sono state riposte in quattro cassette catalogatrici da cinque metri ciascuna. Ogni cassetta è stata fotografata (Figura 3.6; Figura 3.5; Figura 3.4; Figura 3.3) al fine di documentare le caratteristiche dei terreni, e riporta al suo esterno le informazioni riguardo: denominazione del committente e del cantiere, sigla sondaggio, progressive di perforazione, data di escavazione del sondaggio.

In seguito, l'esaminazione delle carote ha permesso l'identificazione di intervalli stratigrafici macroscopicamente omogenei, ed è stata redatta una scheda stratigrafica del sondaggio. All'interno della scheda è contenuta una rappresentazione della successione degli strati ed una descrizione di ciascuno di essi dal punto di vista qualitativo ed in base ai risultati delle prove Torvane<sup>14</sup> e pocket Penetrometer<sup>15</sup>, eseguite al momento dell'estrazione.

Si individua inoltre l'altezza della falda.

---

<sup>14</sup> Prova scissometrica, utilizzata per determinare la resistenza a taglio non drenata dei terreni coesivi, consiste nella misura della massima forza di torsione applicata ad una paletta infissa nel campione prima che inizi a ruotare. La prova è normata secondo le direttive ASTM

<sup>15</sup> Strumento tascabile che permette di classificare campioni di terreno o carote di perforazione in base alla resistenza a compressione. Come il trovane, misura i parametri in condizioni non drenate.

Alla fine del sondaggio, il tecnico ha riferito un importante dettaglio: nel momento della chiusura del foro continuava ad uscire acqua dal terreno, come se ci fosse una falda in pressione, ed ha quindi dovuto inserire un tappo di bentonite sul fondo.



Figura 3.5 - cassetta carotaggio 0-5 m dal p.c.



Figura 3.6 - cassetta carotaggio 5-10 m dal p.c.



Figura 3.3 - cassetta carotaggio 10-15 m dal p.c.



Figura 3.4 - cassetta carotaggio 15-20 m dal p.c.

### 3.2.2 CPTU

La prova avviene in condizioni statiche e consiste nell'infissione nel terreno di una punta strumentata elettricamente, denominata piezocono, la quale è dotata di un sensore per la misura della pressione interstiziale dell'acqua nei pori, oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione (resistenza alla punta e attrito laterale). La velocità di infissione è pari a 2 cm/s ed è avvenuta mediante un Penetrometro Pagani TG63-200. Sono stati quindi misurati e riportati in un grafico per ogni centimetro di profondità i seguenti parametri principali:

- $q_c$ =resistenza alla punta
- $f_s$ = attrito laterale
- $U$ =pressione interstiziale.

L'area di base del piezocono risulta pari a  $10 \text{ cm}^2$  mentre quella laterale misura  $150 \text{ cm}^2$ . Si è valutato necessario eseguire tre prove CPTU, in corrispondenza dei punti indicati in Figura 3.1, in modo da ottenere delle analisi per ogni vertice del capannone, considerando inoltre che nel 2020 era già stata effettuata una prova CPT proprio nella stessa posizione in cui è avvenuto il sondaggio.

La prova CPTU1 (lato ovest) è stata interrotta alla profondità di 27,12 m dal piano campagna, la CPTU2 (lato est) a 24,56 m dal p.c., mentre la CPTU3 (direzione nord-est) a 22,13 m.

Le profondità di raggiungimento indicano il sopraggiungere di un materiale molto rigido, tale per cui la punta non può infingersi oltre, altrimenti si danneggerebbe.

Le diverse quote di fine prova fanno sospettare una inclinazione del substrato, tuttavia risultano necessarie ulteriori analisi per poter accertare questa ipotesi.

### 3.3 RACCOLTA CAMPIONI

Le sole analisi in sito non sono sufficienti per una completa caratterizzazione del terreno; esse forniscono dati principalmente sulle condizioni stratigrafiche e sull'altezza della falda all'interno del volume significativo (quantitativo di terreno molto maggiore rispetto a quello interessato dalle prove di laboratorio). Sono inoltre più economiche e rapide, tuttavia le condizioni al contorno sono difficilmente individuabili ed incerte. Le prove in laboratorio invece, hanno condizioni al contorno ben definite, controllabili, ed imposte dal tecnico. I risultati possono essere interpretati con modelli matematici appropriati, ma talvolta capita che i campioni non siano rappresentativi delle reali condizioni in sito, a causa della variabilità del materiale e del disturbo a seguito del campionamento. [6]

Si rende quindi necessario prelevare un adeguato numero di campioni per eseguire tutte le prove di laboratorio previste ai fini dell'analisi.

### 3.3.1 Campioni rimaneggiati



*Figura 3.7 - cassetta contenente alcuni campioni rimaneggiati raccolti in situ*

In seguito al carotaggio, avendo la disponibilità del materiale fuori terra, è stato possibile prelevare 18 campioni rimaneggiati, ovvero in condizioni di tensione differenti da quelle a cui sono soggetti originariamente, conseguentemente allo sconfinamento della carota.

Ciascun campione è stato accuratamente raccolto e riposto all'interno di un sacchetto chiuso, in attesa di essere analizzato in laboratorio, al fine di determinarne le proprietà indice.

I campioni sono stati scelti ad intervalli dell'ordine di un metro di profondità tra l'uno e l'altro, avendo cura di prendere una quantità adeguata di materiale omogeneo, in modo da ottenere risultati delle analisi maggiormente validi e significativi.

### 3.3.2 Campioni indisturbati

Il sondaggio geognostico<sup>16</sup> ha prodotto il prelievo di n° 4 campioni indisturbati mediante campionatori Osterberg<sup>17</sup>, alle quote di 3,20-3,80 m dal p.c.; 6,20-6,80 m; 9,20-9,80; 10,70-11,30.

## 3.4 SEQUENZA STRATIGRAFICA

Per quanto riguarda la zona a sud del volume significativo, una sequenza stratigrafica completa è stata ottenuta a seguito del sondaggio. Per i restanti vertici del capannone invece, sono state prese in esame le prove CPTU.

Generalmente è possibile fare delle ipotesi preliminari sulla stratigrafia soltanto guardando il profilo ottenuto: infatti la resistenza di punta opposta da un terreno sabbioso

<sup>16</sup> Si differenzia dal sondaggio stratigrafico in quanto vengono prelevati dei campioni indisturbati [6]

<sup>17</sup> I campionatori di tipo Osterberg vengono applicati alla testa di un pistone fisso, con guarnizioni a tenuta, il quale è collegato direttamente alla batteria di aste di perforazione principali per la messa in posto e l'estrazione al termine. La penetrazione del campionatore nel terreno avviene pompando fluido in pressione dalla superficie, attraverso la batteria di aste.

è sensibilmente superiore a quella offerta da un terreno argilloso di media o bassa consistenza.

Nel caso in esame, come ci si aspetta, ciò non accade, ma anzi, si può subito notare che i valori di resistenza siano molto vicini all'asse verticale e quindi tendenti allo zero della scala utilizzata.

Si è proceduto quindi all'elaborazione dei dati per mezzo del metodo illustrato nel seguente paragrafo, il quale consente il riconoscimento litologico dei terreni attraversati dalla punta piezocono e permette di giungere ad una suddivisione in strati omogenei del terreno.

### 3.4.1 Carta di Robertson

La carta di Robertson e Wride (1998) viene utilizzata per penetrometri elettrici ed ha in ascissa il rapporto d'attrito normalizzato:

*Equazione 3.1 - rapporto d'attrito normalizzato*

$$Fr = \left[ \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \right] \cdot 100$$

ed in ordinata la resistenza di punta normalizzata:

*Equazione 3.2 - resistenza di punta normalizzata*

$$Q = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \cdot \left( \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

Entrambi gli assi sono in scala logaritmica, l'esponente n assume valori compresi tra 0,5 (sabbie pulite) ed 1 (terreni argillosi) e si calcola mediante il seguente procedimento:

*Equazione 3.3 - stima dell'esponente n*

$$n = 0,381 \cdot I_{c,n=1} + 0,05 \cdot \left( \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0,15 \geq 0,5$$

Come primo passo si assume n=1:

*Equazione 3.4 - calcolo di Q alla prima iterazione (n=1)*

$$Q_{n=1} = \left( \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)$$

Utilizzando l'Equazione 3.4 si calcola l'indice tipo di terreno:

*Equazione 3.5 - calcolo dell'indice tipo di terreno per n=1*

$$I_{c,n=1} = \sqrt{(\log F + 1,22)^2 + (\log Q_{n=1} - 3,47)^2}$$

Nel caso risulti un valore maggiore di 2,6 allora n=1 è confermato, in caso contrario si stima n con l'Equazione 3.3, si aggiorna il valore di Q, si calcola un nuovo n e si procede iterando finché non si ottiene un valore di I<sub>c</sub> minore di 2,6. [6]

La carta di Robertson è suddivisa in 9 zone, ciascuna associata ad una classe di terreno:

$3,60 < I_c$	Classe 2	Terreno organico, torba
$2,95 < I_c \leq 3,60$	Classe 3	Argille. Da argille ad argille limose
$2,60 < I_c \leq 2,95$	Classe 4	Limi. Da limi argillosi ad argille limose
$2,05 < I_c \leq 2,60$	Classe 5	Sabbie. Da sabbie limose a limi sabbiosi
$1,31 < I_c \leq 2,05$	Classe 6	Sabbie. Da sabbie pulite a sabbie limose
$1,31 > I_c$	Classe 7	Da sabbie ghiaiose a sabbie

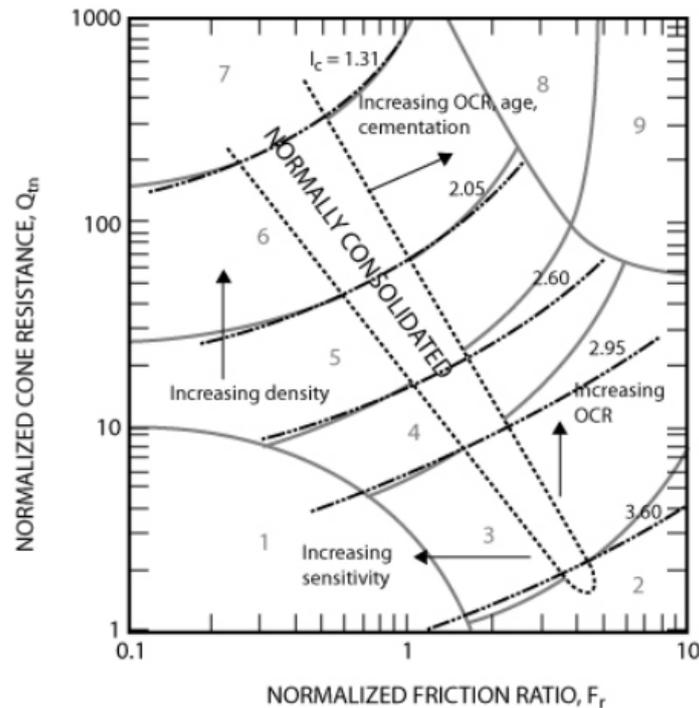


Figura 3.8 - Normalized CPT Soil Behavior Type (SBTn) chart,  $Q_t - F$  [7]

### 3.4.2 Suddivisione in strati

Una volta ottenuta la suddivisione in classi, è stato utile plottare i risultati in un grafico profondità -  $I_c$ . In questo modo si ha una rappresentazione chiara della variazione del tipo di terreno in funzione della profondità: l'interpretazione di questi grafici (uno per ogni CPTU) ha permesso la suddivisione in strati.

La ricostruzione della stratigrafia è stata una scelta ragionata e condizionata da diversi fattori: innanzitutto la particolarità dei terreni esaminati (estremamente molli e di scarsa resistenza alla penetrazione) ha condotto a risultati meno affidabili rispetto all'ordinario e ad un maggior grado di incertezza. Infatti queste elaborazioni di dati sono tanto più valide quanto più il campione è "standard", ovvero presenta caratteristiche tipiche di terreni molto diffusi.

Inoltre, ai fini della nostra analisi, è più rilevante riuscire ad assegnare i parametri ricavati dal laboratorio a dei macro strati, piuttosto che conoscere la suddivisione con una precisione assoluta.

Un ulteriore fattore che ha influenzato le valutazioni è stato il confronto con i risultati della CPTU stessa: per esempio si è verificato che laddove ci fosse un cambio di classe per un breve intervallo di profondità, in corrispondenza vi fosse anche una modificazione della resistenza alla punta (o laterale).

Nel caso in cui  $I_c$  diminuisca notevolmente e alla stessa profondità si osservi un incremento della resistenza  $q_c$ , allora quasi certamente in quel punto si ha una stratificazione di caratteristiche meccaniche migliori (per esempio un sabbia pulita). Viceversa, se  $I_c$  aumenta e la resistenza alla punta diminuisce, si ha un terreno più molle e fino.

Osservando l'Equazione 3.1 si nota che contiene il termine  $\sigma_{v0}$ : la tensione totale del terreno non è nota a priori, in quanto stiamo appunto cercando di identificare il terreno, tuttavia, confrontando i dati ottenuti dal laboratorio sui campioni indisturbati, i quali hanno fornito il peso di volume, e la stratigrafia del sondaggio, è stato possibile procedere assegnando dei  $\gamma$  per cinque macro strati. In questo modo si è potuto stimare la tensione totale con una buona approssimazione.

Per il calcolo della tensione efficace  $\sigma'_{v0}$  si è utilizzato il principio di Terzaghi. Nota l'altezza di falda, misurata dalla punta piezocono, si è considerata una distribuzione della pressione idrostatica.

### 3.5 PROVE IN LABORATORIO

Nel laboratorio di geotecnica dell'università di Padova si sono svolte le prove necessarie alla definizione delle caratteristiche dei terreni, al fine di ottenere i parametri necessari alla analisi dei cedimenti. Il lavoro ha richiesto più di un mese di tempo per fornire tutti i risultati e si è proceduto portando a termine due operazioni principali: l'analisi dei campioni rimaneggiati e le prove edometriche.

#### 3.5.1 Parametri di caratterizzazione del terreno

Per ogni campione sono stati eseguiti i limiti di Atterberg<sup>18</sup> al fine di valutare lo stato fisico del terreno, una volta confrontati con il contenuto in acqua originale.

---

<sup>18</sup> i limiti di Atterberg indicano il valore limite del contenuto di acqua per il quale si registra una transizione dello stato fisico del terreno.

Per la maggior parte dei campioni non è stato nemmeno necessario compiere la vagliatura al setaccio ASTM 40, in quanto tutti i terreni sono risultati a grana molto fine.

Nell'eseguire il limite plastico ci si accorge che questi terreni contengono una grande quantità di acqua e per ottenere dei provini validi in tempi ragionevoli si è fatto un largo uso di pietre porose. Tuttavia, una volta che ci si approssima alla fine della fase plastica, rilasciata la maggior parte dell'acqua, il materiale si asciuga molto in fretta, rilasciando una sorta di polvere che rimane attaccata alle mani.

Si è valutato inoltre il contenuto organico per definire quali campioni avessero caratteristiche maggiormente tendenti ad una torba.

### 3.5.2 Prova edometrica

Sono state eseguite quattro prove edometriche, una per ciascun campione indisturbato prelevato attraverso il carotaggio, secondo i gradini di carico-scarico indicati in Tabella 3.1.

L'elaborazione dei dati ha prodotto:

- le curve di consolidazione edometrica (mediante metodo di Taylor), le quali hanno fornito  $c_v$  (coefficiente di consolidazione primaria) e  $c_\alpha$  (coefficiente di consolidazione secondaria);
- le curve di compressibilità edometriche, dalle quali è possibile ricavare i coefficienti  $a_v$  (coefficiente di compressibilità),  $m_v$  (coefficiente di compressibilità di volume),  $c_c$  (indice di compressione),  $c_r$  (indice di ricomprensione).

Ai fini del calcolo risulta di fondamentale importanza la stima di  $M$ : dalla curva di compressibilità edometrica  $\varepsilon(\%)$  vs  $\sigma(\text{kPa})$  si ricava il  $\Delta\varepsilon$  per ogni gradino di carico ed il  $\Delta\sigma$  (valor medio tra due gradini). Le coppie di valori vengono poi plottate in un grafico bilogarithmico, in modo da ottenere una curva leggermente più che lineare: l'interpolazione di questa curva deve tendere ad una retta, ed è il valore ricercato (in funzione delle tensioni efficaci).

Al contempo sono state eseguite anche delle prove di permeabilità su tre dei campioni a disposizione e si sono valutati i vari parametri quali il peso di volume, il  $G_s$  (gravità specifica) ed i limiti.

Tabella 3.1 - gradini di carico per le prove edometriche su campioni indisturbati

Campione 3.20-3.80	
Passo	Pressione (kPa)
1	25
2	50
3	100
4	200
5	400
6	200
7	50
8	25
9	100
10	400
11	800
12	1600
13	800
14	200
15	50
16	25

Campione 6.50	
Passo	Pressione (kPa)
1	27
2	53
3	103
4	203
5	404
6	806
7	1610
8	806
9	203
10	53
11	27

Campione 9.20-9.80	
Passo	Pressione (kPa)
1	27
2	53
3	103
4	53
5	27
6	53
7	103
8	203
9	404
10	806
11	1610
12	806
13	203
14	53
15	27

Campione 10.70-11.30	
Passo	Pressione (kPa)
1	25
2	50
3	100
4	200
5	400
6	200
7	50
8	25
9	100
10	400
11	800
12	1600
13	800
14	200
15	50
16	25





## 4 CALCOLO DEL CEDIMENTO

---

### 4.1 IL PROBLEMA DEI CEDIMENTI

Come scrive Joseph E. Bowles in “Fondazioni”, il calcolo dei cedimenti del suolo è solamente la migliore “stima” delle deformazioni da attendersi nel momento in cui verrà applicato il carico [8].

La progettazione di una qualunque struttura che interagisce col terreno richiede la stima dei cedimenti dello stesso. La previsione di quest’ultimi, tuttavia, costituisce un compito estremamente difficile a causa di diversi fattori quali l’anisotropia del terreno, la storia tensionale, la natura del deposito, il tipo di fondazione. [9]

Durante la fase di cedimento, i granuli del suolo, sotto l’influenza di  $\Delta q$ , sono soggetti a scorrimento e rotolamento relativo, che determinano una variazione dell’indice dei vuoti; inoltre si ha rottura di particelle e deformazioni elastiche localizzate in una limitata zona di influenza al di sotto dell’area caricata. Il risultato di questi movimenti nella direzione di interesse costituisce il cedimento.

Nonostante il cedimento  $\Delta H$  (verticale) sia formato solo in una percentuale esigua dalla deformazione elastica dei granuli del terreno, è conveniente trattare il suolo come un materiale pseudoelastico, in quanto è proprio una variazione dello stato di sforzo a causare il cedimento ed inoltre si osserva che all’aumentare di tale variazione cresce l’entità del cedimento stesso.

Nella pratica ci si accontenta pertanto di metodi semplificati, la cui affidabilità è stata verificata confrontando le previsioni con le misure del comportamento di opere reali.

Per valutare i cedimenti è necessaria una stima dell’incremento di tensione  $\Delta q$  prodotto dal carico applicato. Esistono ad oggi diversi metodi per valutare l’incremento di pressione ad una certa profondità nello strato sottostante l’area caricata: uno tra i più usati è il metodo di Boussinesq per il calcolo di  $q_v$ . [8]

## 4.2 METODO DI BOUSSINESQ

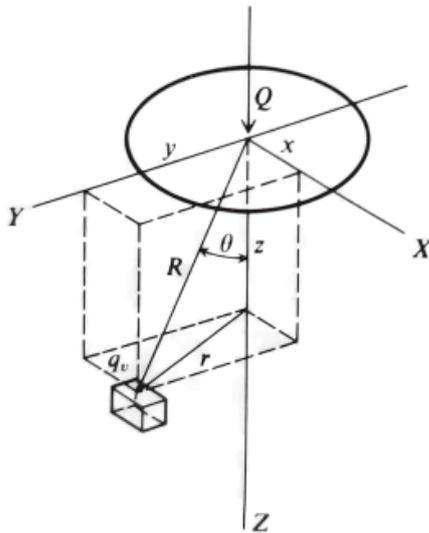


Figura 4.2 - Intensità di pressione  $q$  in base al metodo di Boussinesq [8]

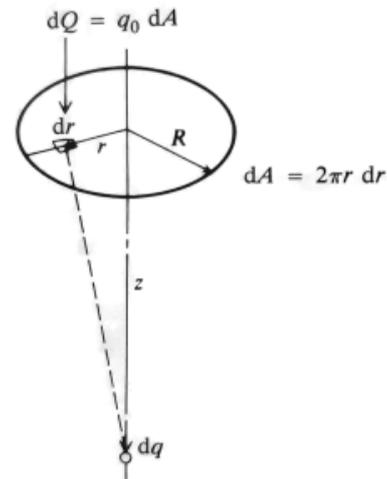


Figura 4.1 - pressione in un punto a profondità  $z$  al di sotto del centro di un'area circolare soggetta a distribuzione di intensità  $q_0$  [8]

Il metodo, sviluppato a metà degli anni 80 del XIX secolo, è basato sulla teoria dell'elasticità. L'equazione di Boussinesq considera un carico puntiforme agente sulla superficie di un semispazio linearmente elastico, omogeneo, isotropo, illimitato e privo di peso:

Equazione 4.1 - equazione di Boussinesq per carico puntiforme

$$q_v = \frac{3Q}{2\pi z^2} \cos^5 \theta$$

dove i simboli sono individuati in Figura 4.2.

In base alla figura può porre:  $\tan \theta = \frac{r}{z}$ ,  $R^2 = r^2 + z^2$ ,  $\cos^5 \theta = \left(\frac{z}{R}\right)^5$ . Sostituendo

questi termini nell'Equazione 4.1 si ottiene:  $q_v = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5}$ , più comunemente scritta come:

Equazione 4.2 - equazione di Boussinesq per carichi concentrati

$$q_v = \frac{3Q}{2\pi z^2} \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}} = \frac{Q}{z^2} A_b$$

Queste equazioni si riferiscono a carichi puntiformi che inducono concentrazioni di sforzo nel punto di contatto, tuttavia, lo scopo delle fondazioni è quello di estendere la superficie di appoggio in modo da distribuire i carichi. A tal proposito si può considerare

la pressione di carico  $q_0$  applicata ad un'area (circolare) finita, come mostrato in Figura 4.1.

In questo modo il carico  $Q$  può essere scritto come:

*Equazione 4.3 - carico totale scritto in forma di integrale delle pressioni di contatto*

$$Q = \int_0^A q_0 dA$$

Lo sforzo prodotto nel terreno dalla pressione di contatto  $q_0$  agente sull'areola  $dA$  vale:

*Equazione 4.4 - pressione di contatto per infinitesimo di area*

$$dq = \frac{3q_0}{2\pi z^2} \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}} dA$$

Integrando queste equazioni con adeguati limiti di integrazione, è possibile ottenere formule per stimare le tensioni  $q$  ad una qualsiasi profondità  $z$ .

Inoltre, siccome il rapporto  $r/z$  fornisce anche la dimensione relativa di un'areola circolare che, se caricata, produce lo stesso rapporto tra le pressioni  $q/q_0$ , è possibile disegnare un abaco per rappresentare i valori  $r/z$  ottenuti dal quoziente  $q/q_0$ . [8]

Per aree circolari si utilizza l'abaco di Newmark (1942).

Per fondazioni quadrate o rettangolari si integra l'equazione di Boussinesq su un rettangolo di dimensioni  $B \times L$ . La forma più utilizzata è dovuta a Newman (1935):

*Equazione 4.5 - equazione di Newmark applicabile al di sotto di uno spigolo dell'area  $B \times L$*

$$q_v = \frac{q_0}{4\pi} \left[ \frac{2MN\sqrt{V}}{V + V_1} \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left( \frac{2MN\sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

Dove  $M = \frac{B}{z}$ ;  $N = \frac{L}{z}$ ;  $V = M^2 + N^2 + 1$ ;  $V_1 = (MN)^2$ .

la quale la si trova applicata nei diagrammi di Fadum (1948).

Si osservi che  $q_v=0$  per  $z=0$ .

Quando  $V_1 > V$ , il termine arcotangente diventa negativo, ed è necessario aggiungere  $\pi$ .

In tal caso la formula di Newmark diventa:

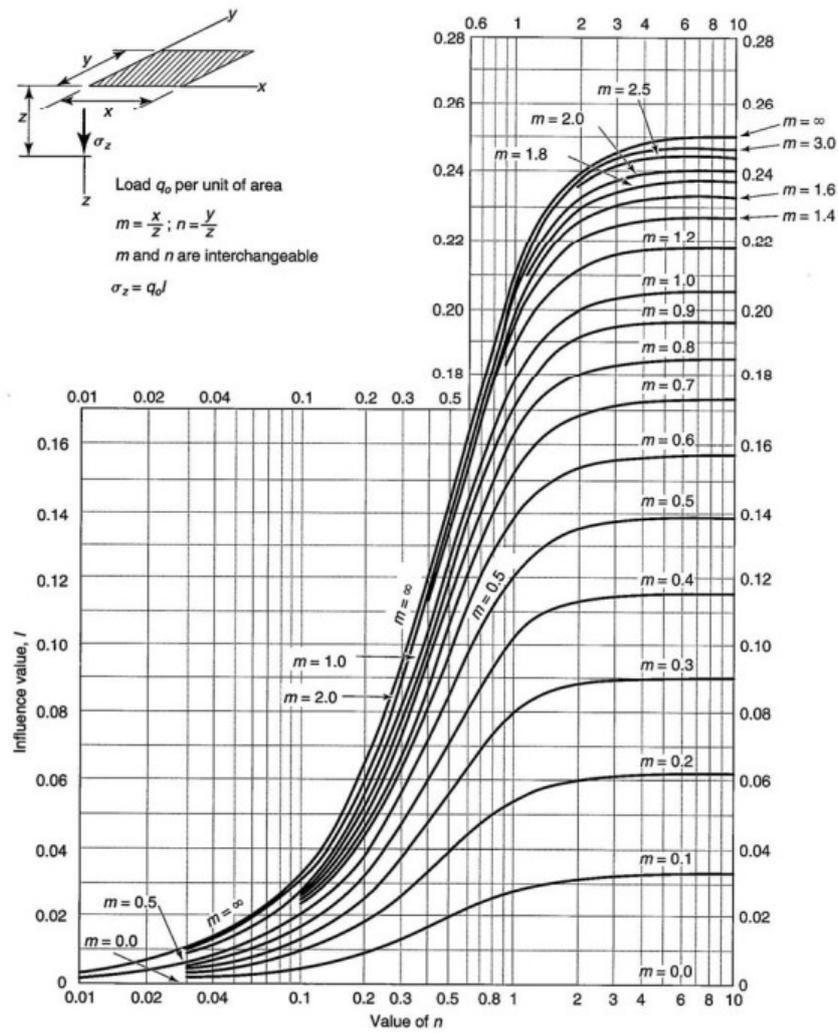
*Equazione 4.6 - equazione di Newmark per  $V_1 > V$*

$$q_v = \frac{q_0}{4\pi} \left[ \frac{2MN\sqrt{V}}{V + V_1} \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left( \frac{2MN\sqrt{V}}{V - V_1} \right) + \pi \right]$$

Generalmente l'Equazione 4.5 si scrive come:  $\Delta q = q_0 I_z$

con  $I_z$  calcolato mediante l'equazione di Newmark o ricavato dalla Tabella 4.1.

Tabella 4.1 - abaco di Fadum utilizzato per ricavare il fattore  $I_z$  nella formula di Newmark [10]



Nel caso la pressione di contatto trasmessa dalla fondazione non sia omogenea, esistono altri tipi di soluzione. Nel caso in esame è utile analizzare la soluzione relativa al carico triangolare, proposta da Vitone e Valsangkar (1986).

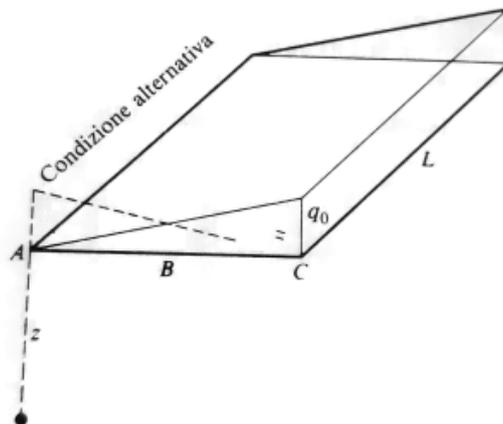


Figura 4.3 - condizione di carico triangolare per il metodo di Boussinesq [8]

Si ottiene, facendo riferimento alla Figura 4.3

*Equazione 4.7 - incremento di tensione in A*

$$\Delta q_A = \frac{q_0 L}{2\pi B} \left( \frac{z}{R_L} - \frac{z^3}{R_B^3 R_D} \right)$$

*Equazione 4.8 - incremento di tensione in B*

$$\Delta q_B = \frac{q_0 L}{2\pi B} \left\{ \frac{z R_D}{R_L^2} - \frac{z}{R_L} + \frac{B}{L} \sin^{-1} \left( \frac{BL}{(B^2 L^2 + R_D^2 z^2)^{\frac{1}{2}}} \right) \right\}$$

Dove:  $R_D = (L^2 + B^2 + z^2)^{0,5}$ ,  $R_L = L^2 + z^2$ ,  $R_B = B^2 + z^2$ .

In questo caso occorre orientare sempre i lati B e L della fondazione come indicato in Figura 4.3. [8]

Mediante queste ipotesi e modalità di calcolo risulta possibile trovare lo sforzo verticale ad una qualsiasi profondità e per qualsiasi punto collocato ad una ragionevole distanza dalla fondazione o al di sotto di essa. Inoltre, grazie alla sovrapposizione degli effetti, è possibile quantificare la risultante di più carichi mediante una combinazione lineare degli stessi.

### 4.3 SUDDIVISIONE DELLE SUPERFICI DI CARICO

Si è voluto calcolare il cedimento al di sotto di ciascun vertice del capannone, considerando una superficie di azione dei carichi pari a quella occupata dalla ghiaia.

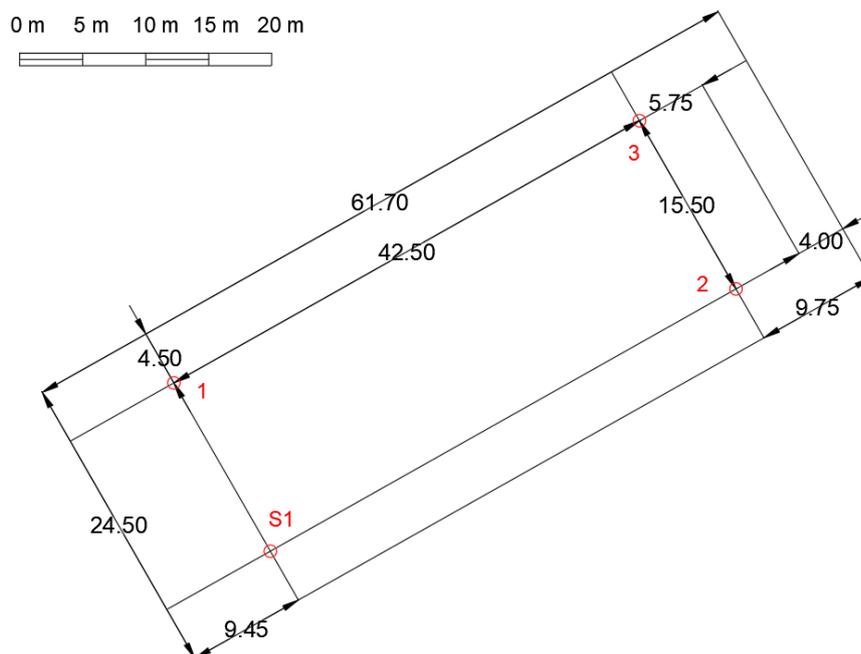


Figura 4.4 - area di carico con le quote fondamentali. In rosso i vertici del capannone

Lo strato di ghiaia è stato utilizzato dal costruttore come materiale da riporto, per sopperire all'inclinazione del piano campagna, in modo tale da appoggiare la platea su di un piano orizzontale. Esso ha quindi uno spessore variabile che corrisponde ad un carico triangolare di spessore pari a zero nell'estremità superiore (per il lato orientato sud-ovest nord-est) e pari a 0,55 m in corrispondenza del lato inferiore (direzione parallela ma più a sud).

Per semplicità di calcolo si è assunto che il carico fosse di intensità variabile solo nella parte centrale della sezione rappresentata in Figura 4.5:

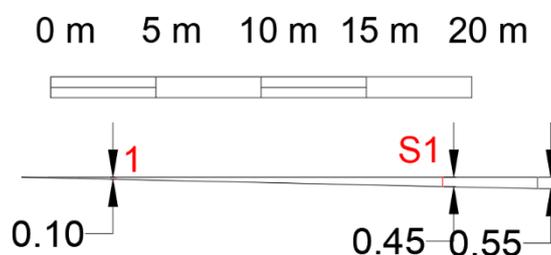


Figura 4.5 - sezione trasversale del letto di ghiaia

Si è considerato un carico rettangolare omogeneo di spessore 0,05 m (in quanto valor medio tra 0 e 0,1 m) a sinistra della sezione (lato nord), ed uno di spessore 0,5 m (valor

medio tra 0,45 e 0,55) a destra (lato sud), mentre al centro il carico si compone di due aliquote: la prima quota è data da un carico rettangolare uniforme di spessore 0,1 m, la seconda è data da un carico a forma di triangolo rettangolo (in sezione) di cateti 15,5 m e 0,35 m.

Per quanto riguarda l'aspetto planimetrico, la suddivisione in rettangoli fa riferimento alla seguente figura:

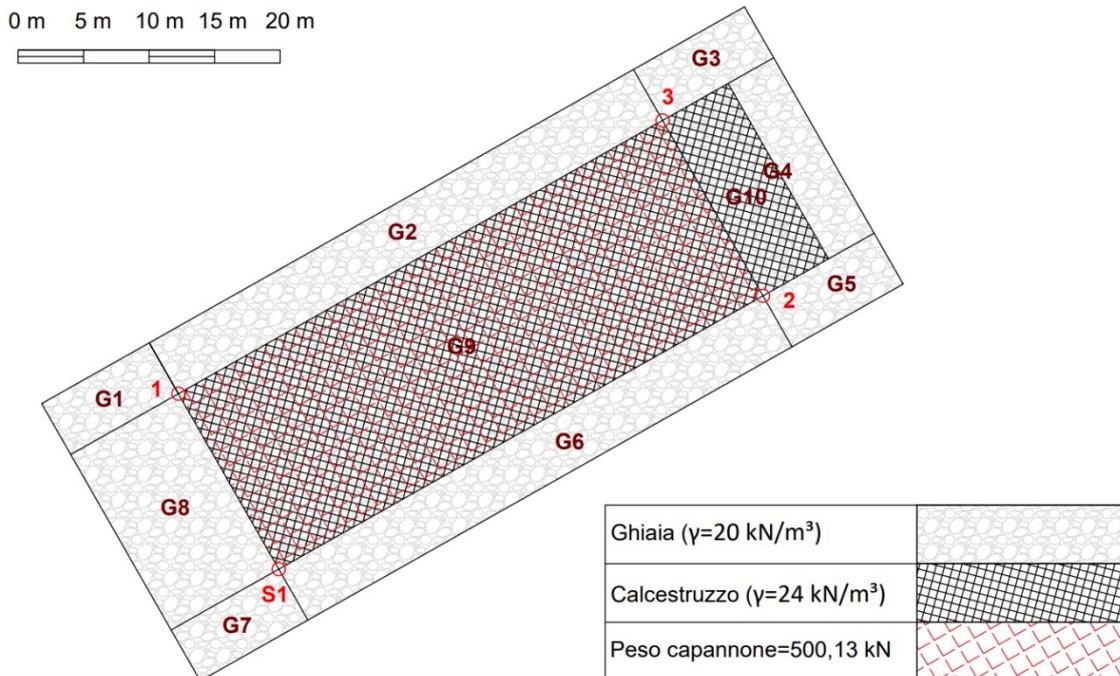


Figura 4.6 - suddivisione dei carichi agenti in rettangoli

Si evidenzia il fatto che il rettangolo G9 è composto da 3 carichi: quello indotto dalla ghiaia, il quale ha una sezione triangolare, come descritto in precedenza, quello della platea in calcestruzzo ed infine quello dato dal peso del capannone stesso.

Ai fini del calcolo, il peso del capannone è stato considerato come un carico distribuito su tutta la superficie, nonostante esso in realtà scarichi in corrispondenza dei pali di fondazione.

Si precisa inoltre, che il rettangolo G4, anch'esso di sezione triangolare, nonostante sia in parte sormontato dalla platea G10, possiede due vertici sull'estremità dell'area raffigurata e gli altri due coincidenti con quelli del capannone.

Lo spessore della platea è di 0,35 m, ai quali si aggiungono 10 cm di magrone, pertanto nei conti si è assunta una altezza unica omogenea di 45 cm.

Il carico G10, anch'esso realizzato in calcestruzzo come la platea, ha uno spessore pari a 13 cm.



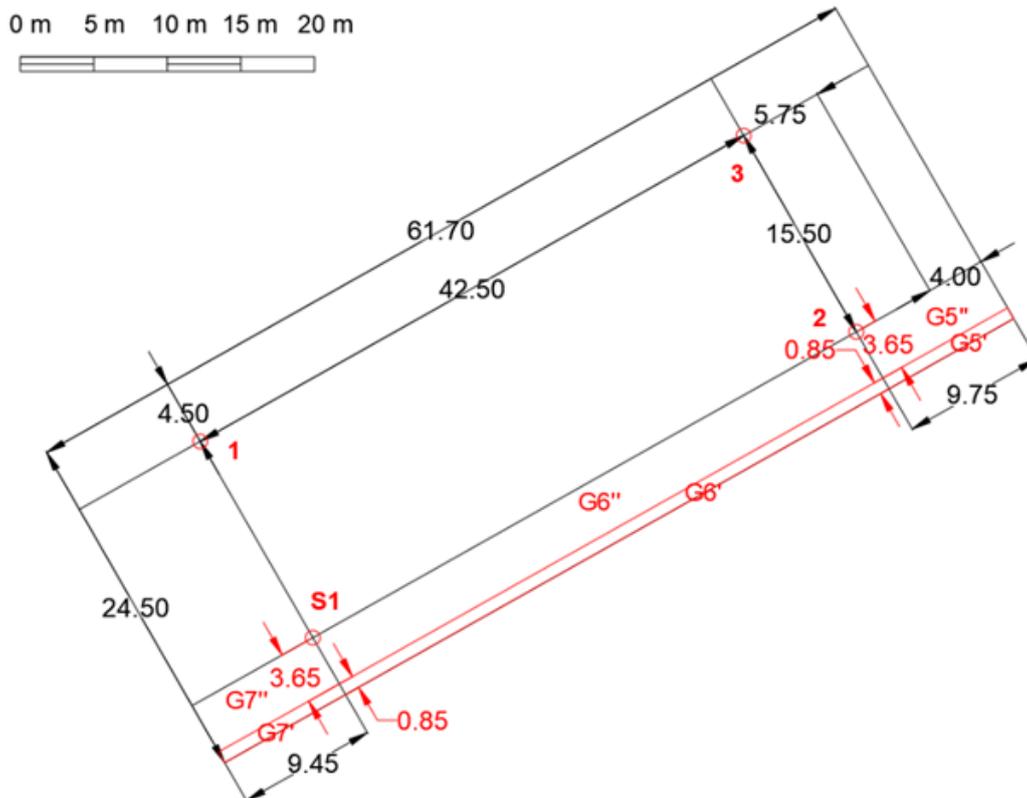


Figura 4.9 - quote riferite alle nuove superfici di carico (in rosso) N.B. la scala grafica fa riferimento esclusivamente a questa figura, non alla precedente.

#### 4.4 METODO DI CALCOLO

Considerata la stratigrafia ottenuta mediante l'elaborazione delle prove CPTU e derivante dal sondaggio in S1, si è suddiviso ogni strato in ulteriori sottostrati di spessore ridotto. Per ognuno di essi è possibile calcolare il cedimento nella mezzeria, ottenendo così tanti piccoli cedimenti. Il cedimento totale per ogni vertice risulterà pari alla somma dei cedimenti di ciascun sottostrato:

Equazione 4.9 - calcolo del cedimento totale

$$\Delta H_{tot} = \sum_{i=1}^n \Delta H_i ; \text{ dove } n \text{ è il numero di sottostrati.}$$

Equazione 4.10 - calcolo del cedimento per ogni sottostrato

$$\Delta H_i = H_{0,i} \cdot m_v \cdot \Delta \sigma'$$

Per valutare il cedimento  $\Delta H_i$  sono quindi necessari tre valori:

- $H_0$ , spessore iniziale del sottostrato, il quale viene scelto in base all'altezza dell'intero strato iniziale, definito dalla stratigrafia;
- Il coefficiente di compressibilità di volume  $m_v$ , fornito a seguito delle analisi di laboratorio, ottenuto come l'inverso del modulo edometrico  $M$ .
- La tensione  $\Delta \sigma'$  agente alla profondità  $z$ .

#### 4.4.1 Incremento di tensione $\Delta\sigma'$

Il metodo di Boussinesq per il calcolo dell'incremento dello stato di sforzo prodotto dai carichi è impiegato ampiamente per ogni tipo di suolo, nonostante le ipotesi di partenza richiedano l'omogeneità, l'isotropia e l'elasticità del mezzo. Tuttavia, si è trovato che i valori  $\Delta\sigma'$  calcolati con questo metodo approssimano sufficientemente bene i valori misurati.

Supponendo la linearità, questa teoria consente l'utilizzo del principio di sovrapposizione degli effetti: in virtù di quanto appena detto è stato possibile valutare il carico influente su ciascun rettangolo e sommarne il valore per ottenere il carico finale gravante su ogni vertice.

Come illustrato nel § 4.2, attraverso l'abaco di Fadum, o mediante l'Equazione 4.5, è possibile ricavare l'incremento di tensione in corrispondenza del vertice di un carico rettangolare uniforme.

I rettangoli di carico sono stati appositamente scelti in modo da risultare con un vertice coincidente ad uno del capannone: in questo modo è sufficiente sommare il contributo di tutti gli incrementi  $\Delta\sigma'$  che cadono sul vertice del capannone che si sta considerando per ottenere il carico totale.

Noto il peso di volume della ghiaia  $\gamma_g$  e quello del calcestruzzo della platea  $\gamma_{cls}$ , è immediato calcolare il carico per unità di superficie ( $\frac{kN}{m^2}$ ), moltiplicando  $\gamma$  per lo spessore del rettangolo.

Una volta trovato il carico, note le dimensioni del rettangolo, si applica l'Equazione 4.5 e si ottiene il  $\Delta\sigma'$  per lo spigolo di quel rettangolo.

#### 4.4.2 Calcolo operativo

L'incremento di tensione è indipendente dalle caratteristiche del terreno ma considera soltanto l'intensità del carico, le dimensioni della superficie su cui è applicato e la distanza verticale dal punto di applicazione; per questa ragione potrebbe essere calcolato anche a parte.

Operativamente si proceduto nel seguente modo, per ciascun vertice separatamente:

- Suddivisione della stratigrafia completa in sottostrati;
- Calcolo delle tensioni efficaci  $\sigma'$  in mezzeria;
- Individuazione delle figure di carico gravanti sul vertice in esame (parallelepipedi o prismi triangolari);

- Calcolo dell'incremento  $\Delta\sigma'$  totale gravante sul vertice, mediante sovrapposizione lineare degli effetti;
- Calcolo di  $m_v$  per ogni strato, in base allo stato tensionale  $\sigma'$  (il quale dipende fortemente dalla stratigrafia);
- Calcolo del cedimento per ciascun sottostrato, attraverso l'Equazione 4.10;
- Calcolo del cedimento totale sommando ciascun contributo.

Si ricorda che  $m_v$  è ricavato dalla prova edometrica sui campioni indisturbati; perciò, riguarda la consolidazione dei terreni molli.

In questo modello gli strati limoso-sabbiosi sono considerati incomprimibili per due motivi: il primo poiché essi presentano uno spessore molto inferiore rispetto a quello degli strati argillosi; il secondo per il comportamento delle sabbie, il cui contributo principale è dato dal cedimento istantaneo.



## 5 RISULTATI

### 5.1 CAMPIONI RIMANEGGIATI

L'analisi dei campioni in laboratorio ha portato alla determinazione delle proprietà indice riportate in Tabella 5.1.

Tabella 5.1 - riassunto proprietà indice ottenute in laboratorio

Depth (m)	contenuto in acqua (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	contenuto organico (%)
0,50	38,5	72	39	33	13
1,50	87	115	39	76	14
2,50	290	336	116	220	32
3,00	194,0	254	82	172	19
3,50	278	235	71	164	27
4,00	145,0	118	36	82	12
4,70	95	65	24	41	4
5,50	124	129	33	96	8
6,50	178	196	45	151	14
7,50	87	58	25	33	4
8,50	53	42	20	22	2
9,50	45	32	18	14	2
10,50	34	24	16	8	2
11,00	39	30	18	12	2
11,50	43	34	18	16	2
12,50	41	38	19	19	2
13,50	41	34	19	15	2
14,30	90	123	39	84	9
15,50	44	37	22	15	2
16,50	50	48	25	23	2
17,50	77	89	31	58	/
18,50	187	249	121	128	/

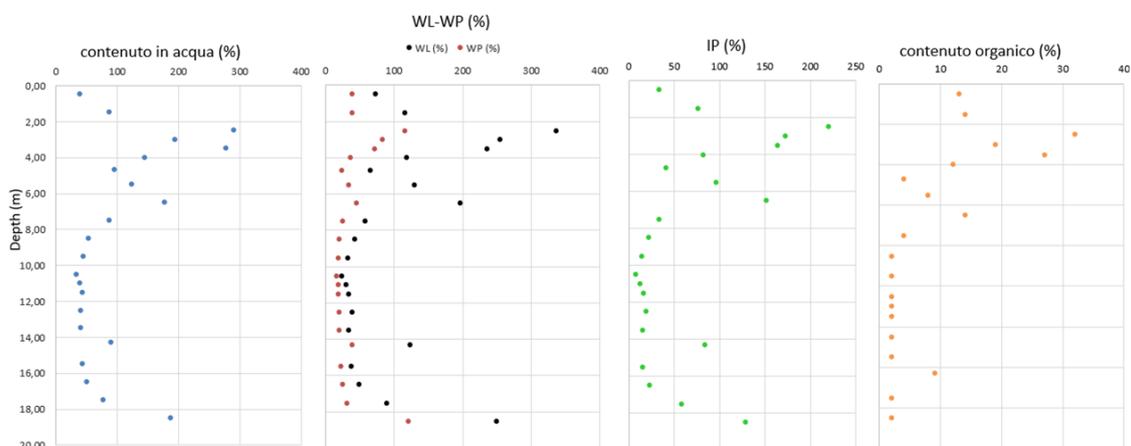


Figura 5.1 - confronto delle proprietà indice (in ascissa) rispetto alla profondità (in ordinata)

In Figura 5.1 vengono rappresentati mediante grafici i valori riassunti nella tabella sovrastante al fine di riconoscere più agevolmente delle caratteristiche simili tra i terreni alle diverse quote.

## 5.2 PROVA EDOMETRICA

La prova edometrica ha prodotto le curve di compressibilità sottostanti, dalle quali è possibile ricavare tutti i coefficienti citati nel § 3.5.2.

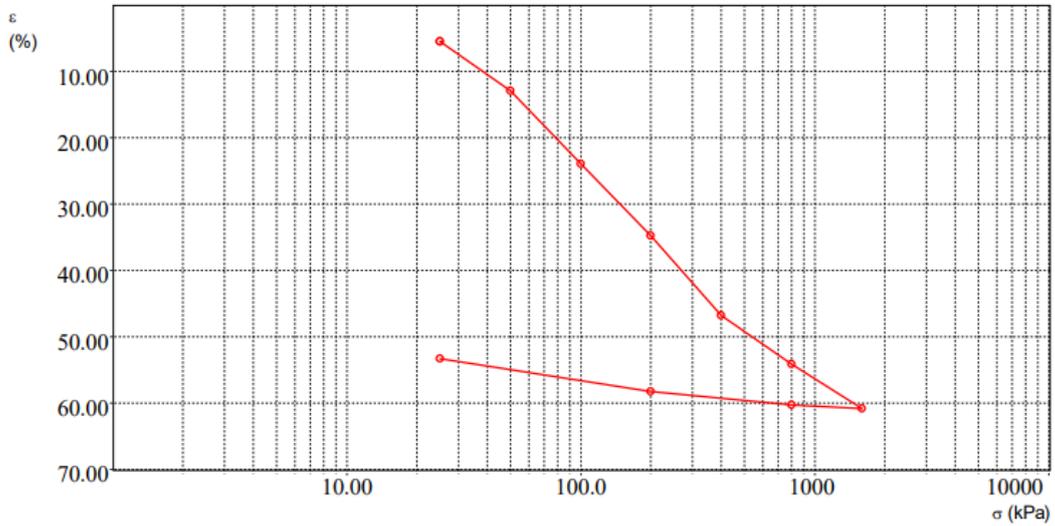


Figura 5.2 - curva di compressibilità per il campione a profondità 3,20-3,80 m

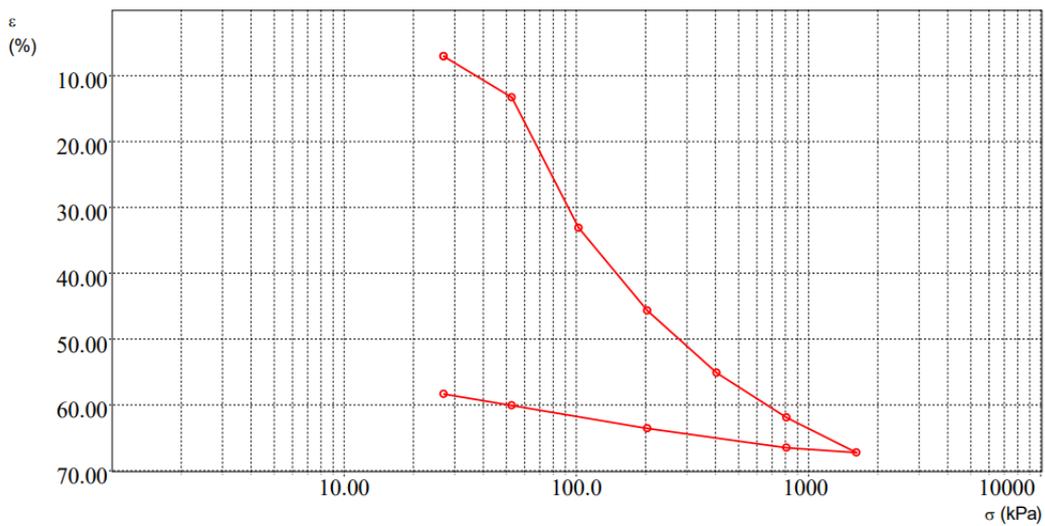


Figura 5.3 - curva di compressibilità per il campione a profondità 6,20-6,80 m

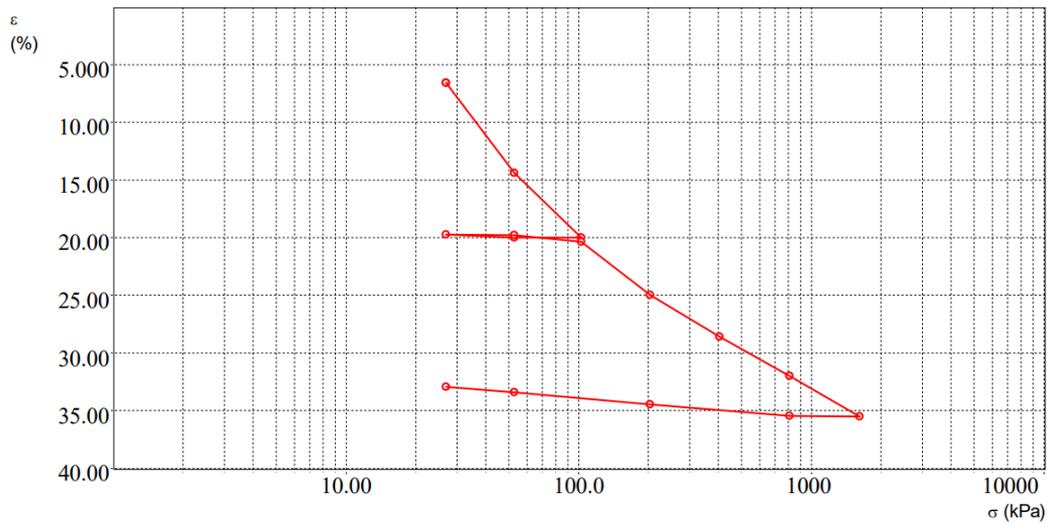


Figura 5.4 - curva di compressibilità per il campione a profondità 9,20-9,80 m

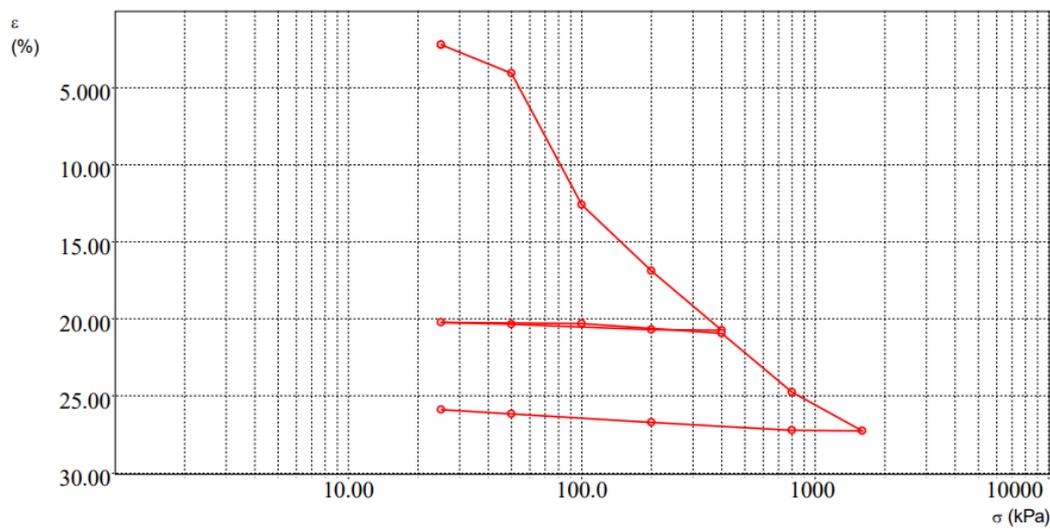


Figura 5.5 - curva di compressibilità per il campione a profondità 10,70-11,30 m

I moduli edometrici  $M$  ottenuti sono i seguenti:

- $5,5408 \cdot \sigma'^{1,054}$  per il campione indisturbato 3,20-3,80
- $2,6692 \cdot \sigma'^{1,1861}$  per il campione indisturbato 6,20-6,80
- $14,521 \cdot \sigma'^{1,0407}$  per i campioni 9,20-9,80 e 10,70-11,30

### 5.3 STRATIGRAFIA

A seguito dell'elaborazione delle tre CPTU, si sono ottenuti i seguenti diagrammi di Robertson.

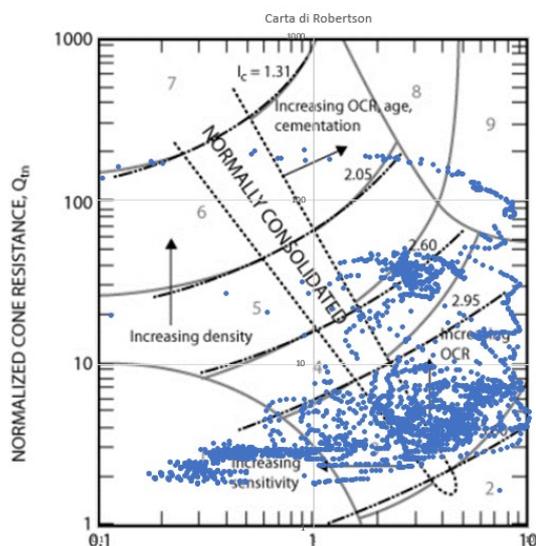


Figura 5.8 - diagramma di Robertson per CPTU1

Si osserva che la distribuzione dei punti è concentrata nella parte bassa della carta, in corrispondenza dell'area associata alla classe 3: ciò è dovuto a valori di  $I_c$  molto alti, ovvero alla presenza di argille normal consolidate e di terreni organici come le torbe.

Chiaramente le tre immagini sono molto simili tra loro, infatti, essendo l'area di indagine relativamente piccola, ci si aspetta di trovare gli stessi depositi tra una prova ed un'altra.

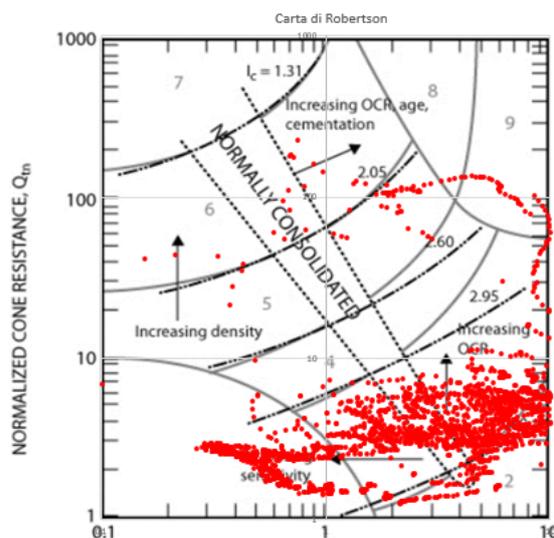


Figura 5.7 - diagramma di Robertson per CPTU2

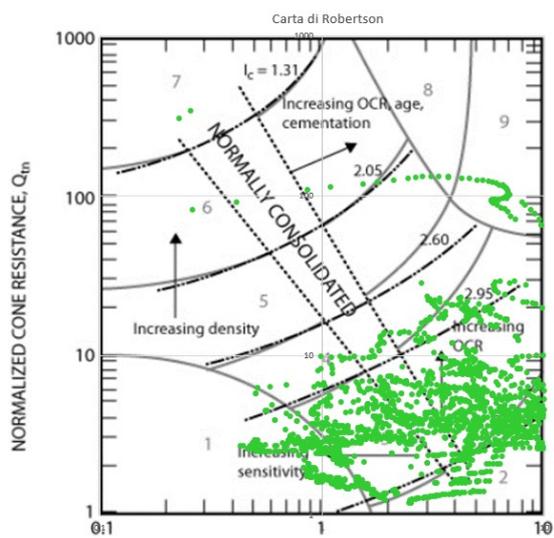


Figura 5.6 - diagramma di Robertson per CPTU3

Come accennato nel § 3.4.2, il grafico che più ci aiuta per delineare la stratigrafia riporta in ascissa i valori dell'indice caratteristico ed in ordinata la profondità.

Quest'ultimi, confrontati coi diagrammi di resistenza forniti direttamente dalla CPTU hanno permesso l'identificazione di dieci strati.

Il punto di demarcazione tra uno strato ed un altro varia di quota a seconda del vertice, probabilmente a causa dell'inclinazione del terreno e del substrato.

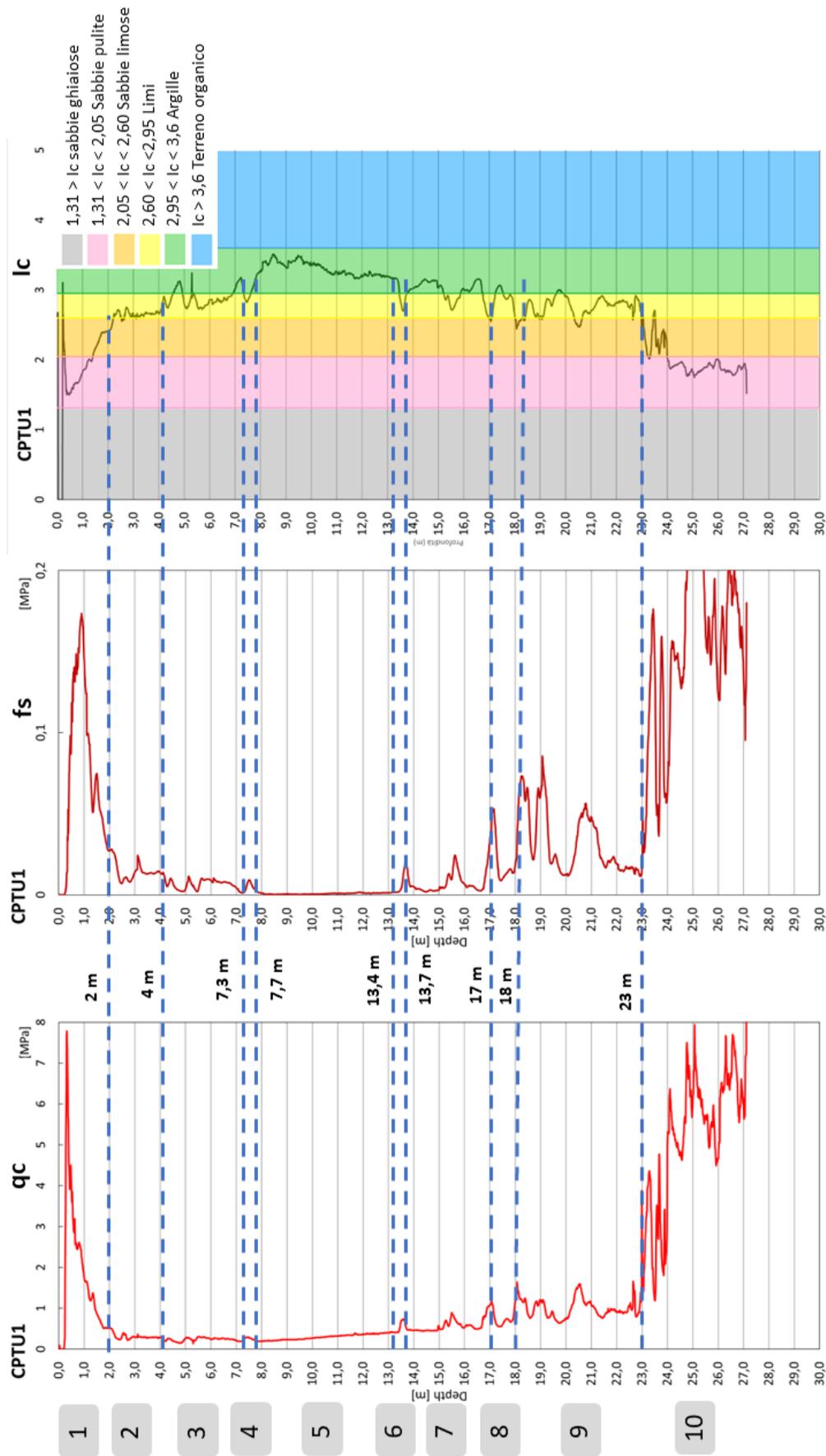


Figura 5.9 – stratigrafia utilizzata in corrispondenza del vertice 1 del capannone, ottenuta mediante il confronto della prova CPTU1 ed il grafico Ic vs Depth

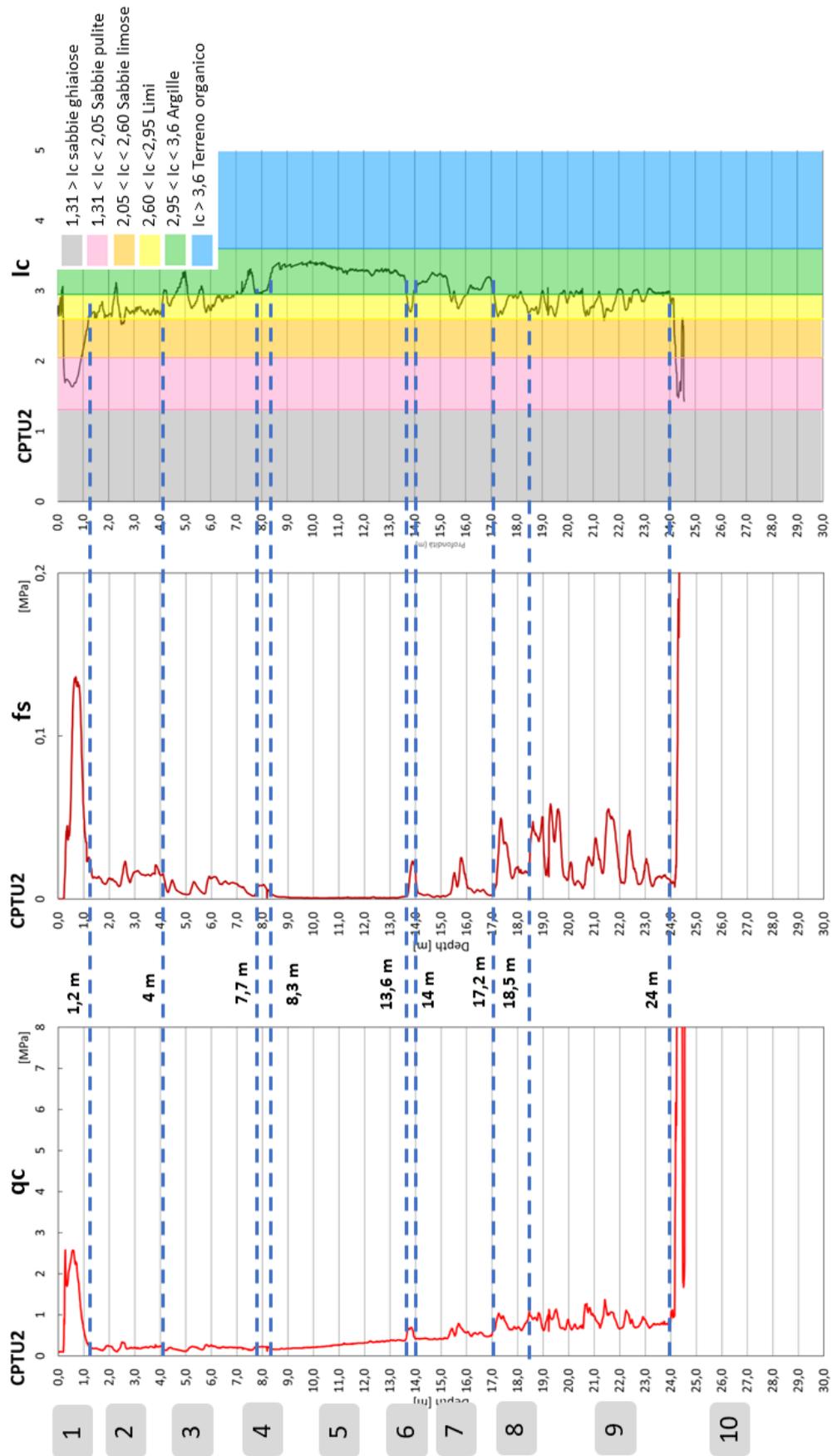


Figura 5.10 - stratigrafia utilizzata in corrispondenza del vertice 2 del capannone, ottenuta mediante il confronto della prova CPTU2 ed il grafico Ic vs Depth

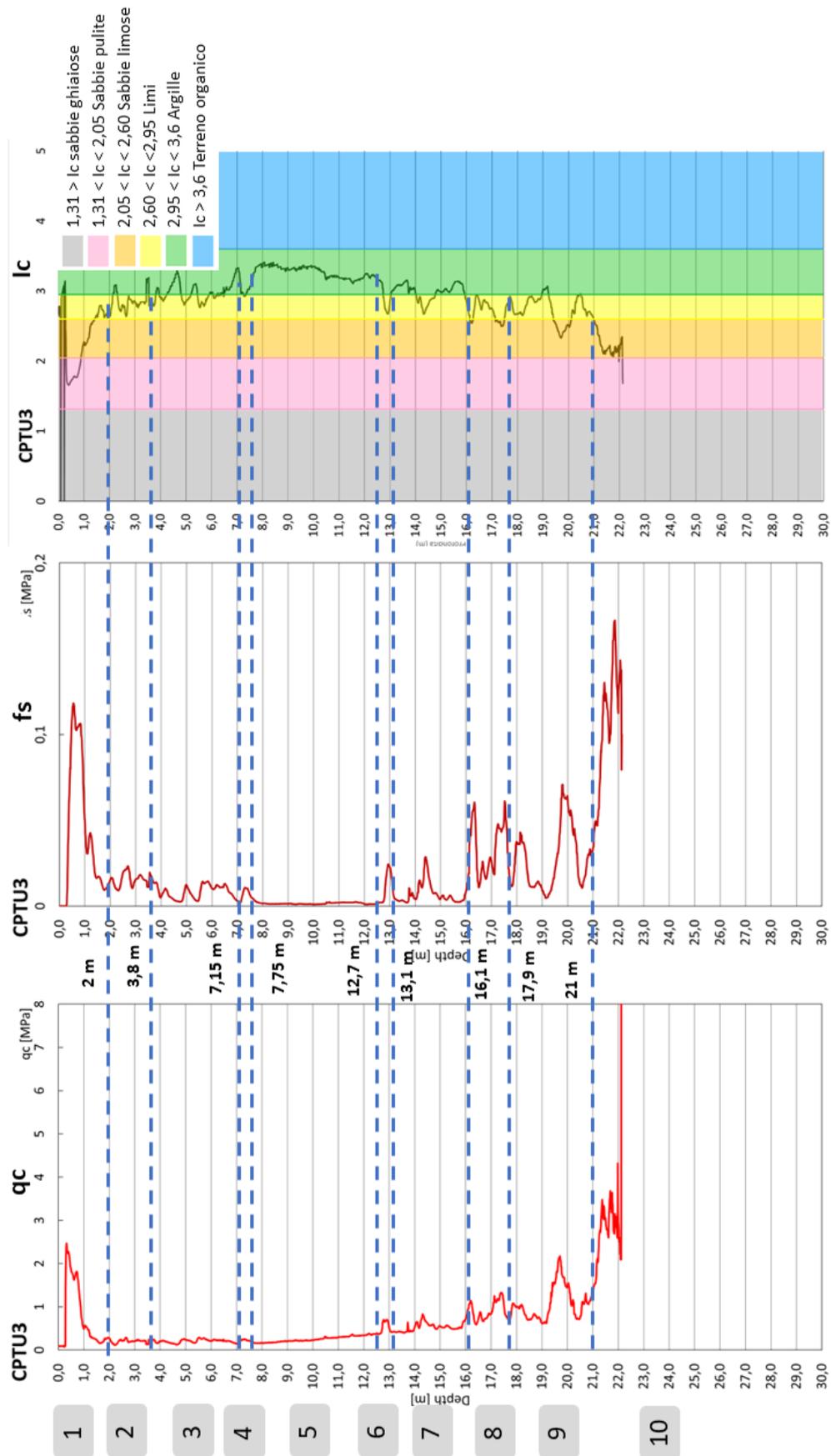


Figura 5.11 – stratigrafia utilizzata in corrispondenza del vertice 3 del capannone, ottenuta mediante il confronto della prova CPTU3 ed il grafico  $I_c$  vs Depth

Per quanto riguarda il vertice S1, si è fatto affidamento prevalentemente al sondaggio fornito, tenendo comunque in considerazione i risultati ottenuti finora.

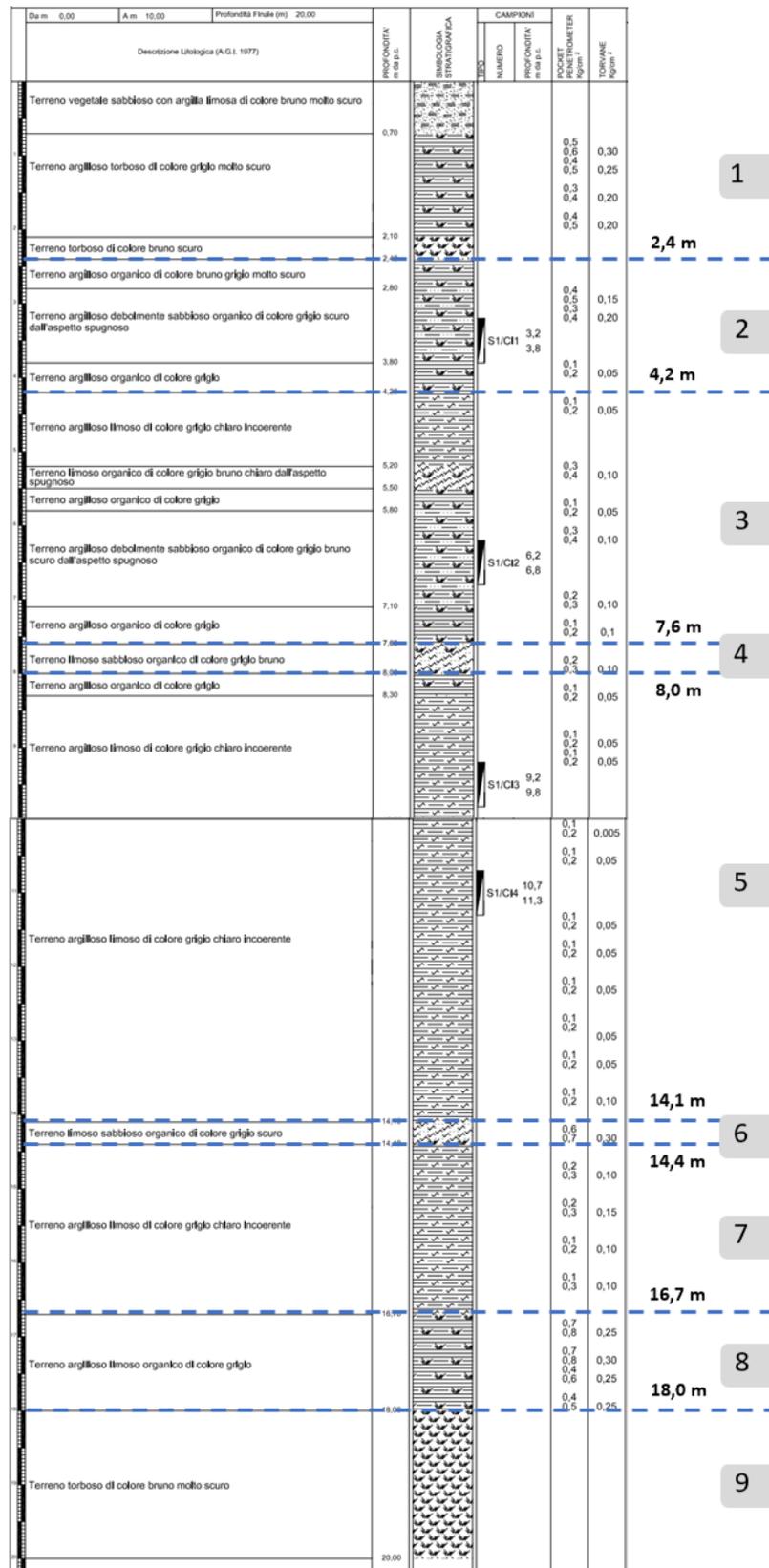


Figura 5.12 – stratigrafia utilizzata in corrispondenza del vertice S1 del capannone, ottenuta sulla base del sondaggio

In Figura 5.12 risulta facile visualizzare le profondità in cui sono stati prelevati i campioni indisturbati ed in quale strato essi si trovano.

Si riporta inoltre una sintesi dei dati ottenuti, al fine di avere una chiara visione dei valori utilizzati all'interno del calcolo.

Tabella 5.2 - sintesi dei dati utilizzati per caratterizzare il comportamento del terreno

Strato	Nome	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Campione indisturbato di riferimento	Quote strato vertice 1 (m)	Quote strato vertice 2 (m)	Quote strato vertice 3 (m)	Quote strato vertice S1 (m)	M di riferimento
1	Terreno di riporto	16, sat 18		0,0 - 2,0	0,0 - 1,2	0,0 - 2,0	0,0 - 2,4	$5,5408 \cdot (\sigma')^{1,054}$
2	Terreno argilloso organico con diatomee	12	3,20-3,80	2,0 - 4,0	1,2 - 4,0	2,0 - 3,8	2,4 - 4,2	$5,5408 \cdot (\sigma')^{1,054}$
3	Argilla organica spugnosa	12,2	6,20-6,80	4,0 - 7,3	4,0 - 7,7	3,8 - 7,15	4,2 - 7,6	$2,6692 \cdot (\sigma')^{1,1861}$
4	Limo sabbioso	18		7,3 - 7,7	7,7 - 8,3	7,15 - 7,75	7,6 - 8,0	
5	Argilla limosa incoerente	17,4	9,20-9,80 10,70-11,30	7,7-13,4	8,3 - 13,6	7,75 - 12,7	8,0 - 14,1	$14,521 \cdot (\sigma')^{1,0407}$
6	Limo sabbioso	18		13,4 - 13,7	13,6 - 14	12,7 - 13,1	14,1 - 14,4	
7	Argilla limosa chiara incoerente	17,4	9,20-9,80 10,70-11,30	13,7 - 17,0	14 - 17,2	13,1 - 16,1	14,4 - 16,7	$14,521 \cdot (\sigma')^{1,0407}$
8	Argilla limosa organica grigia	17		17,0 - 18,0	17,2 - 18,5	16,1 - 17,9	16,7 - 18,0	$14,521 \cdot (\sigma')^{1,0407}$
9	Torba	14		18,0 - 23,0	18,5 - 24	17,9 - 21,0	18	$2,6692 \cdot (\sigma')^{1,1861}$
10	Limo sabbioso	18		23,0	24,0	21,0	/	
			Quota della falda (m)	1,5	1,5	1,5	1,5	

Nonostante i dati in possesso riguardassero solo i campioni indisturbati, osservando la stratigrafia in Figura 5.12, i valori del Pocket Penetrometer e del Torvane test e le proprietà indice riassunte in Tabella 5.2, si è ritenuto plausibile associare allo strato 7 lo stesso modulo edometrico  $M$  dello strato 5.

In seguito si è provato ad associare anche l' $M$  caratteristico dello strato 5 allo strato 8, e quello dello strato 3 alla torba dello strato 9 (tuttavia quest'ultimo risiede molto in profondità, perciò l'incremento di tensione  $\Delta\sigma$  è contenuto).

Infine si è ragionato su quale fosse la scelta più adeguata riguardo lo strato 1, in quanto anch'esso soggetto a cedimenti e, trovandosi in superficie, è influenzato da una quota parte rilevante di  $\Delta\sigma$ .

Mossi dalle stesse considerazioni indicate per l'associazione di  $M$  dello strato 5 allo strato 7, si è convenuto di utilizzare un  $M$  pari a  $5,5408 \cdot \sigma'^{1,054}$ , coincidente con quello dello strato 2.

Per quanto riguarda gli strati 4, 6 e 10, essendo di natura limosa, il loro cedimento di consolidazione è stato considerato irrilevante nel computo finale.

## 5.4 CEDIMENTI

Il calcolo, frutto del procedimento illustrato nel § 4.4, ha prodotto risultati differenti per ciascun vertice; risulta quindi interessante analizzarli uno per volta, in modo da poter valutare le condizioni di carico specifiche e fare considerazioni particolari per ognuno di essi.

### 5.4.1 Vertice 1

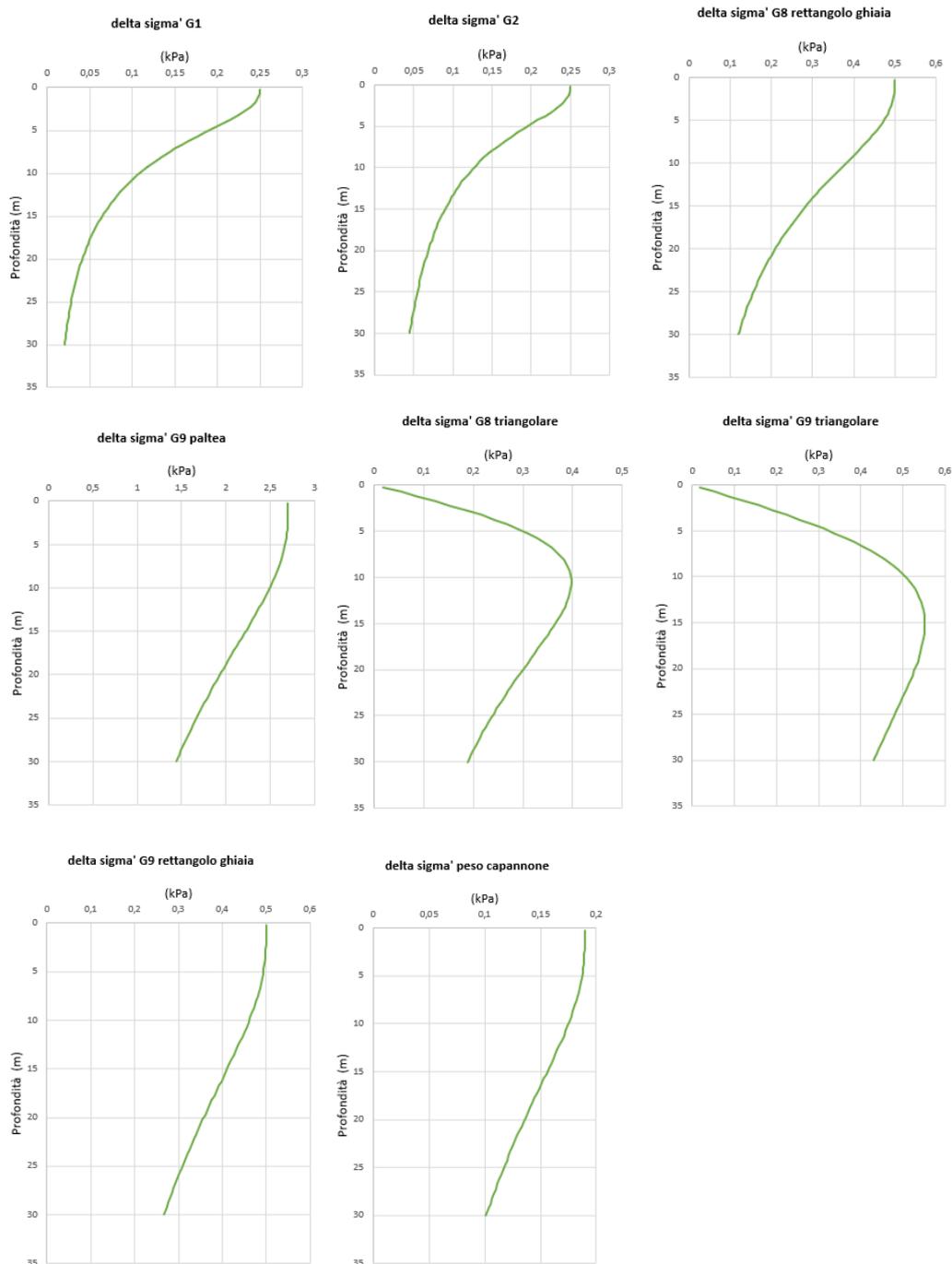


Figura 5.13 - impronte dei carichi gravanti sul vertice 1. Per la suddivisione in superfici di carico si faccia riferimento al paragrafo 4.3

Dalla Figura 5.13 si osserva che la distribuzione dell'incremento di tensione assume forme diverse in base a diversi parametri:

- A parità di superficie caricata, per carichi di diversa intensità si ottengono distribuzioni di tensione, relative alla profondità, simili tra i due casi, ma chiaramente con entità diverse: per carichi maggiori, a parità di profondità, si ha un incremento di tensione maggiore.
- Dimensioni del rettangolo di carico: si considerino due carichi di eguale intensità, uniformemente distribuiti su due superfici rettangolari di dimensioni sensibilmente differenti. Si nota che in superficie l'incremento di tensione risultante è lo stesso, mentre, all'aumentare della profondità, l'incremento dato dal carico di dimensioni inferiori decresce più in fretta.
- Carico triangolare: si può osservare che l'incremento dato dal carico triangolare in superficie è pari a zero, in quanto nel punto in esame il carico è ancora nullo. Tuttavia, all'aumentare della profondità, il punto considerato comincia ad essere influenzato dal carico variabile, il quale aumenta con l'orizzontale, fino a raggiungere un valore massimo di  $\Delta\sigma'$ . Raggiunto tale valore, l'incremento inizia a decrescere rapidamente.

Il cedimento complessivo prodotto dai carichi illustrati all'inizio di questa sezione è il risultato della combinazione di parametri principali: il coefficiente di compressibilità volumetrica, e l'incremento tensionale.

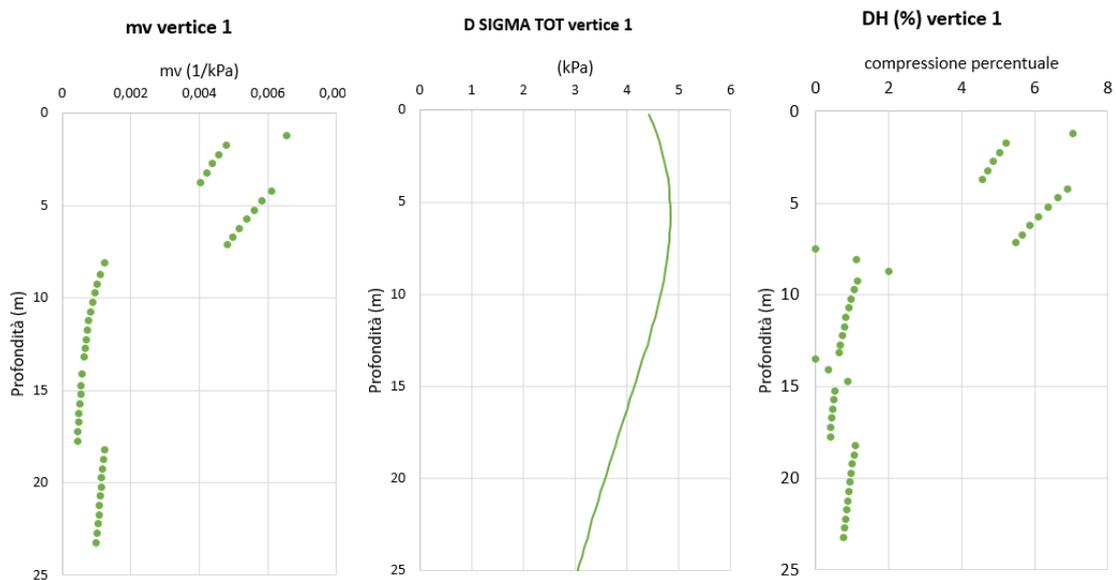


Figura 5.14 - confronto tra i parametri influenti nel cedimento del vertice 1

Dalla Figura 5.14, grafico di destra, si osserva che il contributo maggiore di cedimento è dato dal terreno ad una quota inferiore agli 8 metri circa. Ciò è dovuto al fatto che in corrispondenza di questi strati, si hanno tensioni e coefficienti  $m_v$  maggiori.

Ricordando l'Equazione 4.10, è immediato intuire che il valore di  $\Delta H$  sarà tanto maggiore, quanto più lo siano i due parametri appena citati.

Il valore complessivo di cedimento per il vertice in esame è pari a 213 mm.

### 5.4.2 Vertice 3

Per il vertice 3 le considerazioni sono analoghe a quelle trattate nella sezione precedente. I carichi afferenti sono gli stessi, ad eccezione del carico G10, ovvero la platea sottile, tuttavia l'incidenza di quest'ultimo è minima.

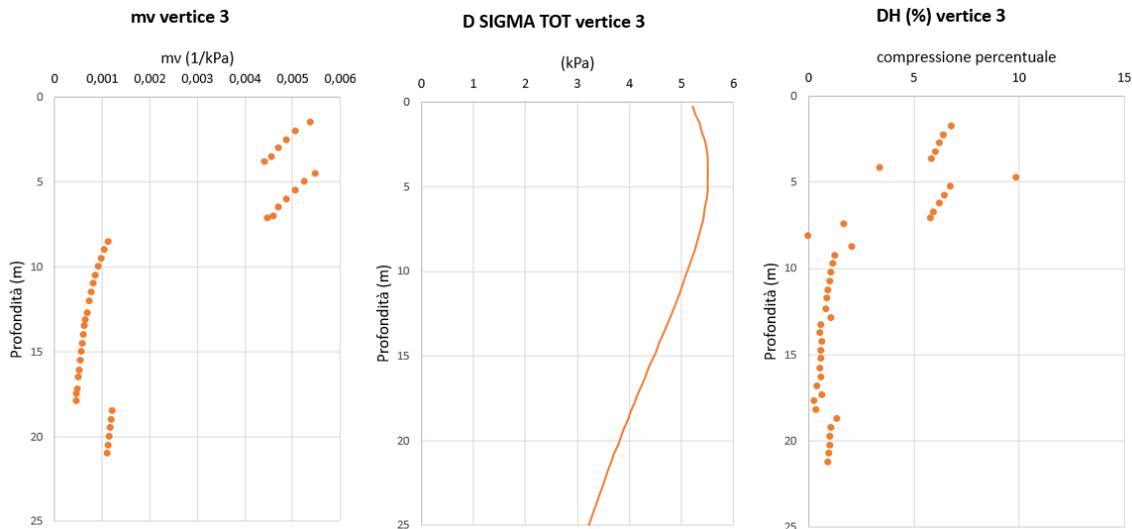
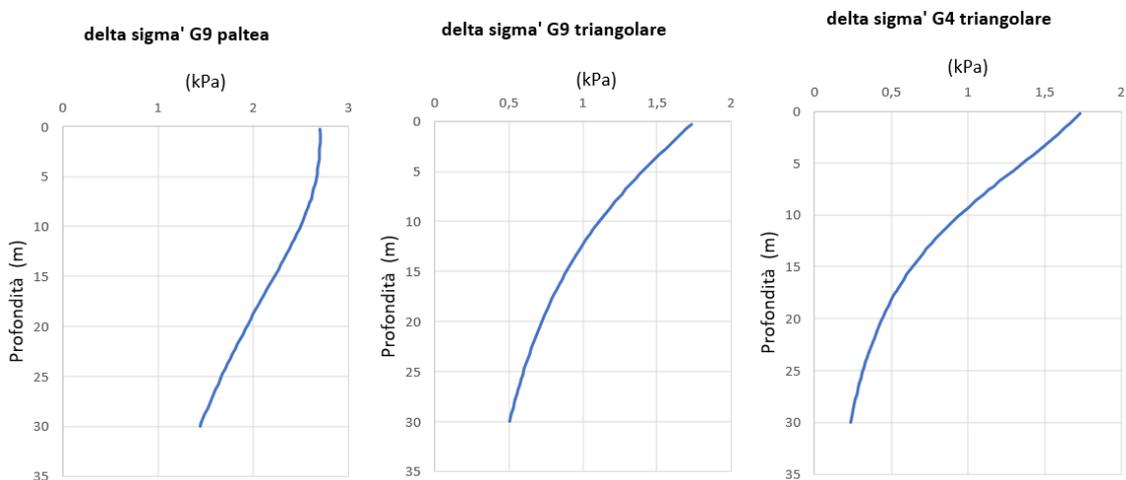


Figura 5.15 - confronto tra i parametri influenti nel cedimento del vertice 3

Il valore complessivo di cedimento per il vertice in esame è pari a 214 mm.

### 5.4.3 Vertice 2



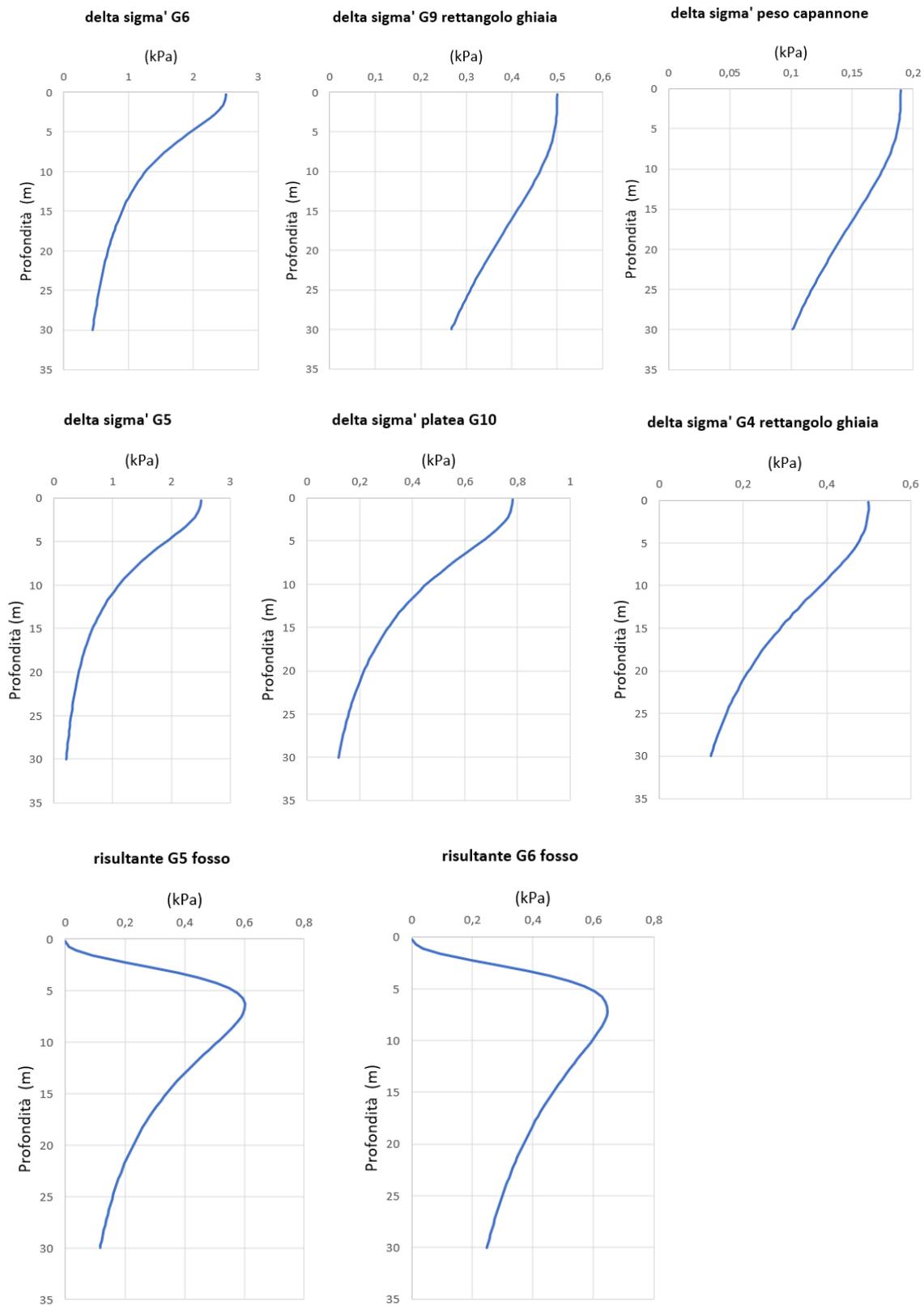


Figura 5.16 - impronte dei carichi gravanti sul vertice 2. Per la suddivisione in superfici di carico si faccia riferimento al paragrafo 4.3

In Figura 5.16, a differenza dei vertici precedenti, si osserva la presenza di due carichi aggiuntivi, entrambi dovuti al riempimento mediante ghiaia del canale di scolo, ottenuti secondo quanto descritto nel § 4.3.

Essi, poiché distanti 3,65 m dal vertice analizzato, in superficie non apportano alcun aumento della tensione, tuttavia, in profondità, incidono significativamente nel computo finale.

Un'altra osservazione doverosa riguarda il carico triangolare: in questo vertice il carico è massimo, perciò, a differenza di quanto succede nei vertici 1 e 3, l'incremento di tensione maggiore si ha proprio in superficie.

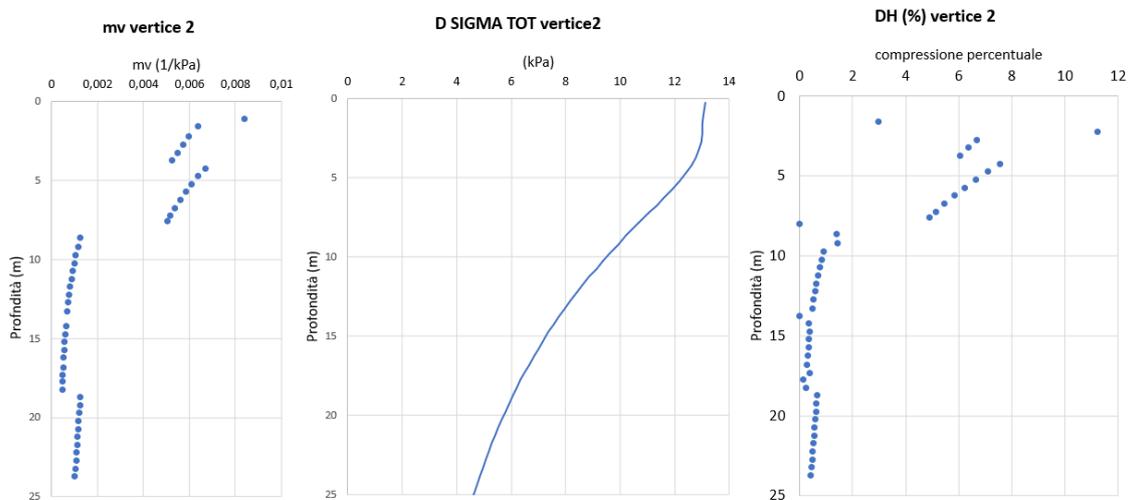


Figura 5.17- confronto tra i parametri influenti nel cedimento del vertice 2

Confrontando il valore dell'incremento di tensione totale in questo vertice con quello dei vertici precedentemente trattati, si nota subito che esso è più che raddoppiato.

Considerando che i valori di  $m_v$  rimangono pressoché dello stesso ordine di grandezza, ci si aspetta un cedimento grande almeno il doppio di quelli calcolati finora.

Infatti, il valore complessivo di cedimento per il vertice in esame è pari a 557 mm.

#### 5.4.4 Vertice S1

Le considerazioni riguardo il vertice S1 sono analoghe a quelle illustrate per il vertice 2.

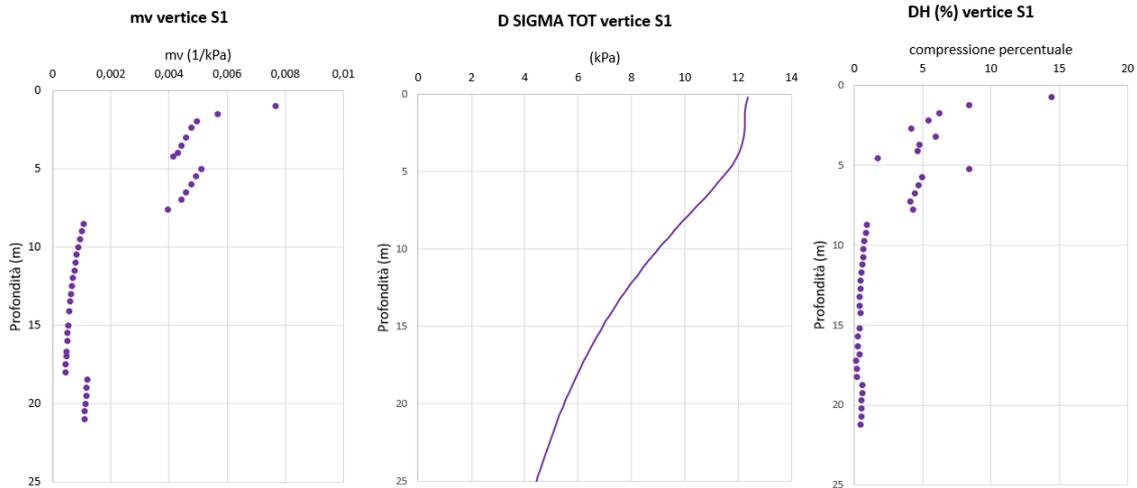


Figura 5.18 - confronto tra i parametri influenti nel cedimento del vertice S1

Il valore complessivo di cedimento per il vertice in esame è pari a 558 mm.

#### 5.4.5 Considerazioni sui valori ottenuti

Per comprendere al meglio le differenze di carico tra i due lati del capannone, risulta utile la rappresentazione grafica in Figura 5.19:

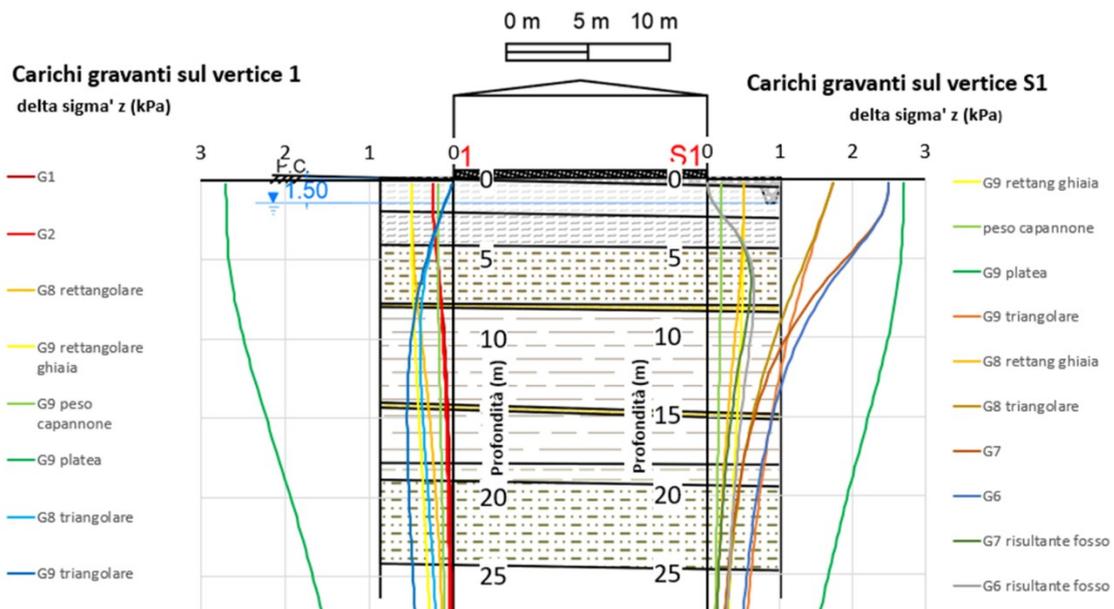


Figura 5.19 - sezione trasversale del capannone in corrispondenza dei vertici 1-S1

Dai risultati si osserva che i vertici S1 e 2 sono quelli maggiormente sollecitati e più soggetti a cedimenti.

Tali valori confermano le aspettative iniziali, in quanto il lato S1-2 si trova al di sopra di uno strato di ghiaia avente uno spessore maggiore di ben 40 cm rispetto al lato 1-3.

Tuttavia, ciò che interessa maggiormente le analisi è l'entità del cedimento: un valore così elevato è chiaramente un problema per la struttura e può comportare gravi danni.

*Tabella 5.3 - percentuale di cedimento di ciascuno strato rispetto al cedimento complessivo*

	<b>ΔH% vertice S1</b>	<b>ΔH% vertice 3</b>	<b>ΔH% vertice 2</b>	<b>ΔH% vertice 1</b>
<b>Strato 1</b>	24,3	13,2	14,2	12,3
<b>Strato2</b>	17,2	21,5	19,1	19,2
<b>Strato 3</b>	45,6	42,7	49,0	43,1
<b>Strato 5</b>	7,4	10,3	8,4	11,0
<b>Strato 7-8</b>	2,1	5,8	3,0	4,1
<b>Strato 9</b>	3,4	6,4	6,2	10,2

La tabella soprastante riassume per ogni strato la relativa quota contribuente al cedimento totale: si osserva che lo strato più compressibile è il n° 3, i cui valori caratteristici sono riportati in Tabella 5.2.

Lo strato 3 si trova ad una profondità di circa 4,0-7,0 m ed è responsabile in così larga parte del cedimento a causa del suo modulo edometrico estremamente basso.

#### 5.4.6 Confronto con i valori misurati

Nonostante questo studio si incentri sulla stima complessiva del cedimento, può risultare utile un raffronto con i dati attuali, misurati ad un certo istante temporale, il cui avanzamento di consolidazione non è noto.

I valori illustrati nei paragrafi precedenti fanno riferimento alla consolidazione al termine ultimo del suo processo: non siamo quindi in grado, attraverso questo metodo, di stimare il momento in cui avverrà il compimento di tale fenomeno.

Tuttavia, ipotizzando l'andamento della curva di consolidazione, osservando la forma di quella ottenuta con i dati misurati recentemente (722 giorni dall'inizio delle misure) si nota che il processo di consolidazione non è affatto giunto al termine, in quanto non presenta nessuna variazione di concavità, o tendenza a ridurre la sua pendenza.

Inserendo anche i valori di cedimento ottenuti mediante in corrispondenza di un tempo molto grande, si ottiene il grafico in Figura 5.20.

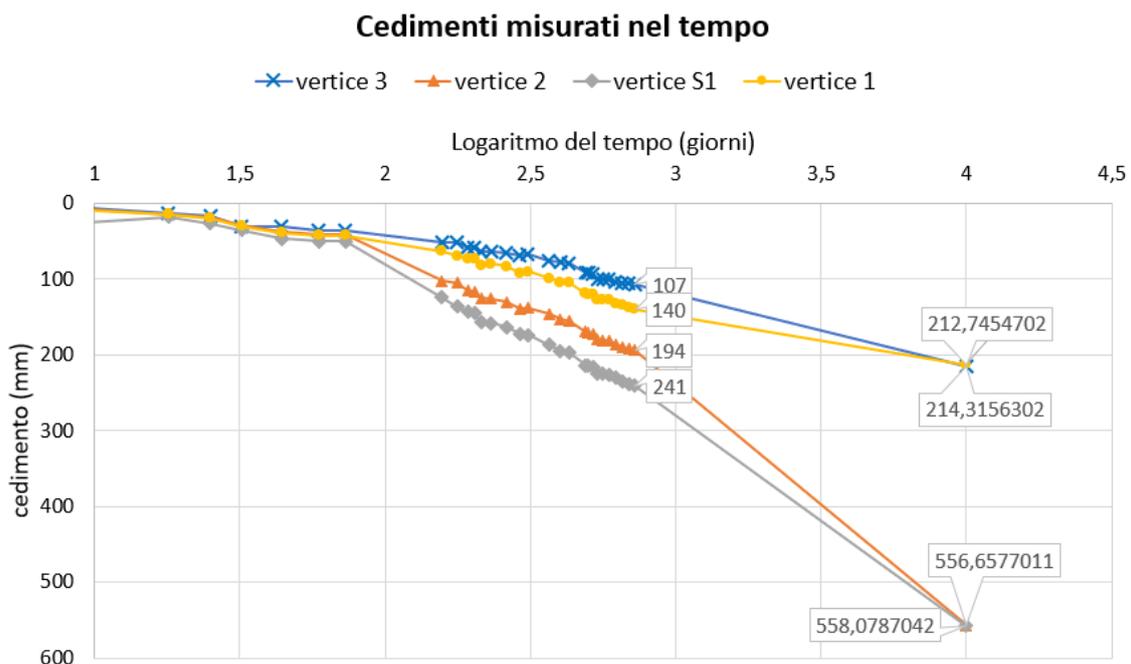


Figura 5.20 - curva teorica di consolidazione con i dati misurati al settecentoventiduesimo giorno ed i valori di cedimento calcolati mediante il procedimento illustrato nei paragrafi precedenti



## 6 CONCLUSIONI

---

Il lavoro presentato all'interno di questo elaborato muove i primi passi dalla campagna di prove eseguite, punto di partenza essenziale per una valutazione corretta e approfondita di ciascun fenomeno analogo a quello in esame, ed in generale nel campo della geotecnica.

Dai risultati delle prove si è passati all'analisi e all'elaborazione degli stessi, al fine di ottenere i dati fondamentali per la risoluzione del problema.

Questo passaggio, eseguito con estrema accuratezza in laboratorio, è stato di grande importanza per ottenere dei risultati sufficientemente validi e precisi.

Una volta ottenuti tutti i valori utili al calcolo, è stato necessario impostare un metodo numerico che riuscisse a schematizzare il problema rendendolo risolvibile.

Sotto le ipotesi della teoria dell'elasticità e della consolidazione monodimensionale, si è fatto uso del metodo di Boussinesq per calcolare l'incremento di tensione indotto dai carichi alla fondazione superficiale.

In seguito, si sono stimati i cedimenti complessivi per ogni vertice della struttura, tenendo in considerazione per ciascuno di essi: i carichi agenti, la stratigrafia particolare, le ipotesi di calcolo, le associazioni dei parametri tra strati aventi caratteristiche simili.

Per ogni risultato ottenuto è stata condotta un'attenta analisi, variando di volta in volta i parametri fondamentali per valutare l'influenza di ciascuno di essi e per comprendere appieno il funzionamento del modello.

Il metodo utilizzato si è dimostrato sufficientemente efficace a descrivere il fenomeno, ed i risultati sono avvalorati dal confronto con un altro modello numerico più sofisticato.

## 7 BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

---

- [1] «Comune di Galzignano,» [Online]. Available: <https://www.galzignanoterme.org/>.
- [2] Gruppo mineralogico paleontologico euganeo, «gmpe,» [Online]. Available: <https://www.gmpe.it/euganei/acque-termali>.
- [3] N. Cattani, Analisi geologica e geochemica delle litologie affioranti tra Castelnuovo e Vò (Colli Euganei), 2013/2014, p. 31.
- [4] «Wikipedia,» [Online]. Available: [https://it.wikipedia.org/wiki/Colli\\_Euganei](https://it.wikipedia.org/wiki/Colli_Euganei).
- [5] INGV, «ingv.it,» [Online]. Available: <https://www.ingv.it/>.
- [6] J. Facciorusso, C. Madaia, G. Vannucchi, Dispense di Geotecnica, Firenze: Università degli studi di Firenze, Settembre 2011.
- [7] P. Robertson, «Soil classification using the cone penetration test,» *Can. Geot. Journal*, pp. 151-158, 1990.
- [8] J. E. Bowles, Fondazioni, McGraw-Hill Libri Italia srl, 1998.
- [9] R. Lancellotta, Geotecnica, 1993: Zanichelli.
- [10] M. Favaretti, «www.marcofavaretti.net,» [Online].
- [11] Gruppo mineralogico paleontologico euganeo, «gmpe,» [Online]. Available: <https://www.gmpe.it/euganei/rocce-sedimentarie>.
- [12] Wikipedia, «Wikipedia (generale),» [Online]. Available: <https://it.wikipedia.org>.