

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI BRESCIA

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PARMA

Dottorato di ricerca in Ingegneria Geotecnica

Ciclo XXI

La tura di Treporti alla Bocca di Lido – Venezia:
simulazione numerica delle fasi di costruzione

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

Elena Giacomini

Coordinatore:

Chiar.mo Prof. Alberto Mazzucato

Tutor:

Chiar.mo Prof. Francesco Colleselli

2009

Sommario

<u>1. INTERVENTI PER LA SALVAGUARDIA DELLA LAGUNA DI VENEZIA: IL PROGETTO MO.S.E.</u>	4
1.1 INTRODUZIONE	4
1.2 IL PROGETTO MO.S.E.	6
1.2.1 IL SISTEMA MO.S.E.	8
1.2.2 IL PORTO RIFUGIO DI TREPORTI	12
<u>2. IL PROBLEMA GEOTECNICO DELLA TURA</u>	16
2.1 INTRODUZIONE	16
2.2. FASI COSTRUTTIVE	16
2.3 MONITORAGGIO	19
2.3.1 LIVELLI PIEZOMETRICI	19
2.3.2 PORTATE AI POZZI	22
2.3.3 SPOSTAMENTI DIAFRAMMA	25
<u>3. I TERRENI DELLA LAGUNA DI VENEZIA</u>	27
2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO DELLA LAGUNA DI VENEZIA	27
2.2 STORIA GEOLOGICA DELL'AREA LAGUNARE	27
2.3 LIVELLI DEPOSIZIONALI	29
2.3.1 BOCCA DI LIDO	30
<u>4. LE PROVE DI LABORATORIO: CARATTERI DISTINTIVI DEI TERRENI LIMOSI</u>	35
4.1 INTRODUZIONE	35
4.2 SONDAGGIO S4T	36
4.3 SONDAGGIO S2T	53
4.4 SINTESI	64
<u>5. INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITU</u>	65
5.1 INTRODUZIONE	65
5.2 ELABORAZIONE PROVA CPT9T	66
5.3 SINTESI DEI RISULTATI	71
<u>6. MODELLAZIONE COSTITUTIVA</u>	73
6.1 GENERALITÀ SULLA PLASTICITÀ DEI TERRENI	73
6.2 TERRENI NON SATURI: IL MODELLO DI ALONSO, GENS E JOSA	76
6.4 CAM CLAY NON SATURO	80
6.4 IMPLEMENTAZIONE NEL CODICE ABAQUS	86
6.4.1 PREVISIONE ELASTICA	87
6.4.2 INTERSEZIONE	87

6.4.3 ESTENSIONE PLASTICA	88
6.4.4 CORREZIONE DELLO STATO DI SFORZO	89
6.4.5 MATRICE JACOBIANA	90
7. MODELLAZIONE NUMERICA	91
<hr/>	
7.1 IPOTESI SEMPLIFICATIVE	91
7.2 ORGANIZZAZIONE DELLE ANALISI	92
7.3 SIMULAZIONE DELLE FASI DI COSTRUZIONE	92
7.4 ANALISI A	94
7.4.1 CONFRONTO CON DATI MONITORAGGIO	96
7.5 ANALISI B	97
7.5.1 CONFRONTO CON DATI MONITORAGGIO	97
7.6 ANALISI E	98
7.6.1 CONFRONTO CON DATI MONITORAGGIO	98
7.7 CONCLUSIONI	102
8. CONCLUSIONI	103
<hr/>	
BIBLIOGRAFIA	105
<hr/>	

1. Interventi per la salvaguardia della laguna di Venezia: il progetto MO.S.E.

1.1 Introduzione

Questa tesi si inserisce nel filone della ricerca sulla problematica della conservazione e salvaguardia dei monumenti e dei siti storici. In particolare, negli ultimi decenni sono state condotte numerose ricerche volte alla tutela e salvaguardia di Venezia e della sua laguna, che rappresentano uno dei siti più importanti in Italia, per le sue uniche caratteristiche storiche, artistiche, architettoniche ed ambientali. Dal punto di vista geotecnico, risulta di fondamentale importanza la conoscenza approfondita del sottosuolo e la definizione di nuovi modelli che possano interpretare il comportamento meccanico dei terreni, in modo tale da poter predire verosimilmente la loro risposta in diverse condizioni di carico, sia naturali, sia di tipo antropico.

Molti studiosi si sono occupati delle problematiche relative a Venezia e la sua laguna (Colombo, 1979; Colombo e Butterfield, 1974; Ricceri, 2007). Nel corso di quest'ultimo secolo, Venezia ha visto incrementare in maniera preoccupante il cosiddetto fenomeno dell' "Acqua Alta", ovvero il superamento del piano campagna da parte del livello del mare, con il conseguente allagamento della città o parte di essa. Il problema è determinato da due processi, indipendenti tra di loro, che hanno il comune effetto di ridurre il franco tra il piano campagna ed il livello del medio mare: la subsidenza e l'eustatismo.

Con il termine subsidenza si indica il cedimento di vaste aree di terreno. Questo fenomeno ha origine dalla compattazione dei depositi alluvionali più recenti ed ai movimenti tettonici degli strati più profondi. Alla naturale subsidenza dei terreni si aggiunge una componente antropica, causata dallo sfruttamento delle acque di falda per scopi di approvvigionamento idrico. A Venezia, ed in particolare a Marghera, sono stati effettuati notevoli prelievi da falda a partire dai primi anni del 1900, oggi terminati. Si stima che il centro storico di Venezia abbia subito dall'inizio del secolo scorso una perdita altimetrica di circa 12 cm, di cui circa 3-4 cm dovuti alla componente naturale ed 8-9 cm alla componente antropica.

L'eustatismo, invece, è il fenomeno di innalzamento o abbassamento del livello del mare a seguito delle variazioni climatiche a scala mondiale. Nel caso di un aumento del livello del mare si

parla di eustatismo positivo, mentre nel caso opposto il fenomeno viene indicato come eustatismo negativo. Nell'attuale periodo geologico, si sta assistendo ad un generale riscaldamento del pianeta e, quindi, ad un aumento del livello medio dei mari, a seguito del discioglimento dei ghiacciai. Solo nell'ultimo secolo, è stato riscontrato un aumento del livello medio del mare di circa 12 cm, che sommato all'effetto della subsidenza, si traduce in 24 cm circa di abbassamento relativo tra la città ed il mare.

Questa perdita relativa di quota del suolo rispetto al mare rappresenta la condizione che facilita l'intensificazione del fenomeno dell'"Acqua Alta", che si manifesta con frequenze sempre maggiori e su scale sempre più ampie. Tale evento si manifesta quando il livello del mare aumenta rispetto al suo livello medio a causa della marea astronomica e delle condizioni metereologiche, fino a superare il livello del piano campagna ed allagare la città.

In figura è riportato l'andamento delle maree uguali o superiori a 110 cm nell'ultimo secolo a Venezia. E' evidente come l'entità del fenomeno abbia un andamento crescente nel tempo: all'inizio del secolo, si contavano circa 2 eventi ogni 10 anni mentre oggi si arriva a più di 50.

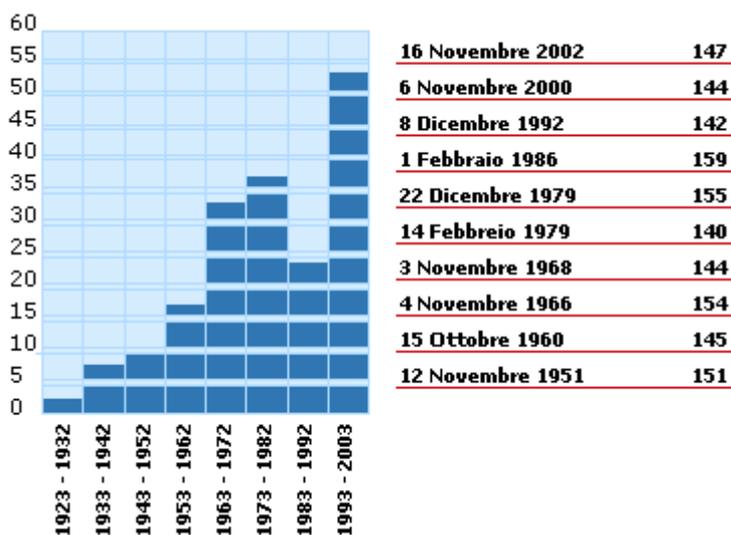


Figura 1.1. Numero degli eventi di marea superiori a 110 cm (1923-2003).

Per quanto riguarda gli effetti sulla città, con un'altezza di marea di 100 cm, un allagamento di pochi centimetri interessa solo le zone più basse del centro storico (meno del 4% della superficie totale), che però sono anche le zone più antiche e più importanti dal punto di vista architettonico. Se il livello sale oltre 110 cm, si allaga circa il 12% della città. Oltre i 130 cm si allaga il 70% della città, e sopra i 140 cm oltre il 90%. L'evento più catastrofico è avvenuto nel 1966, quando una marea di 194 cm allagò l'intera città con oltre un metro d'acqua.

1.2 Il progetto MO.S.E.

Per far fronte al pericolo sempre crescente dell'”Acqua Alta”, negli anni 1970 furono interrotti i pompaggi di acqua di falda dal sottosuolo, e contestualmente fu avviata una serie di studi scientifici atti ad approfondire la conoscenza e le cause del problema, nonché a proporre degli interventi per la difesa e la salvaguardia di Venezia e della sua laguna.

Dal punto di vista geotecnico, fu condotta una vasta ed approfondita campagna sperimentale per la determinazione delle stratigrafie e delle caratteristiche geotecniche dei terreni della laguna di Venezia. Da ricordare, un sondaggio profondo a campionamento continuo, spinto fino a 950 m di profondità eseguito a Venezia nel 1971. Fu così possibile valutare lo spessore dei terreni del Quaternario, pari a 800 m circa. Ad oggi, la morfologia e la stratigrafia della laguna è stata ampiamente indagata (capitolo 2).

Tra le molte proposte di intervento, nel 1989 il Consorzio Venezia Nuova (Concessionario unico per il Magistrato alle Acque per la gestione dell'ambiente lagunare, fondato nel 1984) definisce un programma sperimentale per la difesa della laguna, che prevede la chiusura temporanea delle tre bocche di porto, ovvero dei tre accessi a mare dalla laguna, attraverso la costruzione di barriere mobili (Harleman, 2000; Ricceri, 2000). Nel 1997 il Consorzio Venezia Nuova giunge alla redazione finale del progetto Sistema MO.S.E., e nel 2003 il Comitato ne autorizza la realizzazione. Nello stesso anno inizia la costruzione delle barriere, che dovranno garantire la definitiva messa in sicurezza di Venezia e dell'intero territorio lagunare da tutte le acque alte.

Le bocche di porto, ovvero i varchi nel cordone litoraneo che separa la laguna dal mare aperto, mettono in comunicazione la laguna con l'Alto Adriatico, consentendo il flusso e il riflusso della marea. Nel passato, le bocche erano più numerose. Oggi sono tre, definite dalla costruzione dei moli foranei avvenuta a partire dal XIX secolo per consentire l'accesso al porto alle navi moderne: Da Nord a Sud: la bocca di Lido (che con i suoi 800 m di larghezza è la maggiore), quella di Malamocco e quella di Chioggia (larghe circa 400 m ciascuna).



Figura 1.2. Geografia della laguna di Venezia.

Il MO.S.E. è un sistema integrato di opere che prevede “opere mobili” (schiere di paratoie da realizzare alle tre bocche di porto), in grado di isolare la laguna dal mare in caso di maree superiori al livello prestabilito, ed una serie di opere fisse, cosiddette “complementari”, (scogliere da realizzare a sud delle tre bocche di porto) in grado di attenuare i livelli delle maree più frequenti, congiuntamente a interventi di difesa locale delle aree urbane più basse.

L’opera. sarà in grado di proteggere dalle acque alte fino a 3,0 m. Inoltre, su indicazione dell’International Panel Climate Change, che stima un innalzamento del livello medio del mare variabile tra 18 e 59 cm nel prossimo secolo, le opere sono state dimensionate tenendo conto di un possibile eustatismo di 60 cm.

La progettazione del Sistema MO.S.E. ha dettato l’esigenza di nuove indagini geognostiche e geotecniche del sottosuolo delle tre bocche, in particolare dei depositi superficiali del quaternario, sui quali insistono la quasi totalità degli edifici della città di Venezia, e che costituiranno i terreni di fondazione delle nuove opere.

Per la definizione dell’assetto stratigrafico, è stato fatto un massiccio impiego di prove in sito. Al fine di poter utilizzare i risultati di queste prove per una corretta caratterizzazione dei terreni di tutta l’area lagunare, è stata appositamente creata una stazione di taratura nei pressi di Malamocco (la Stazione di Taratura di Malamocco, MTS o GECAS). In un’area limitata sono stati condotti diversi tipi di prove, utilizzate poi su un’area molto più vasta: prove penetrometriche con piezoconoscimico, pressimetriche, dilatometriche e cross-hole, oltre a sondaggi a carotaggio continuo, con prelievo di campioni indisturbati standard e di grande diametro, su cui sono state eseguite prove di

laboratorio. Dal confronto dei dati ottenuti è stato quindi possibile correlare tra loro i risultati delle diverse prove in sito e di quelle di laboratorio (Magistrato alle Acque – ISMES –Università di Padova, 1994).

In aggiunta, per stabilire l'origine dei depositi, sono state condotte indagini geologiche e paleontologiche sui sedimenti della laguna. Tre sondaggi sedimentologici sono stati eseguiti, uno in ciascuna bocca, per definire l'ambiente deposizionale dei singoli strati (Belloni et al., 2007). Infatti i terreni dell'area lagunare sono stati depositi in varie condizioni: di delta e di costa, pianura alluvionale e mare poco profondo, a seconda del livello del mare rispetto alla terraferma nei corso dei secoli. Risulta pertanto difficile assegnare a quale periodo deposizionale appartiene un singolo strato.

I terreni della laguna di Venezia risultano formati da una complessa ed eterogenea alternanza di sedimenti limosi, variamente combinati con frazioni sabbiose e/o argillose, aventi tuttavia una comune base mineralogica. Tale situazione rende assai complessa l'individuazione di modelli costitutivi dei terreni di Venezia, nonché la stima dei relativi parametri. A tal scopo, nel 2002, l'Università di Padova cofinanziata dal MIUR e dal Magistrato alle Acque di Venezia (Simonini et al., 2006) ha condotto uno studio sulla deformabilità dei terreni di fondazione attraverso la costruzione di un rilevato sperimentale vicino alla bocca di Treporti, per poter misurare direttamente la risposta meccanica dei terreni. Prima della costruzione sono state eseguite numerose prove in sito SCPTU e SDMT, un'accurata classificazione di dettaglio unitamente a prove edometriche sui campioni prelevati con campionatore Osterberg. Durante la costruzione è stata misurata l'evoluzione degli spostamenti del piano campagna, delle deformazioni degli strati profondi e le pressioni neutrali. Le misure sono state protratte per circa 3 anni dal termine della costruzione, per valutare non solo la componente primaria del cedimento, ma anche quella secondaria.

1.2.1 Il Sistema MO.S.E.

Il MO.S.E. (acronimo di Modulo Sperimentale Elettromeccanico), da cui ha preso il nome l'intero progetto delle opere mobili alle bocche di porto per la difesa dalle acque alte, è un prototipo in scala reale di una singola paratoia, sulla quale, tra il 1988 e il 1992, è stata eseguita un'importante serie di sperimentazioni a cura del Consorzio Venezia Nuova e del Magistrato alle Acque.



Figura 1.3. Modulo sperimentale elettromeccanico (MO.S.E.)

Il prototipo del MO.S.E. era costituito da due diversi elementi:

- uno scafo "di contenimento" dotato di torri e altre strutture di servizio quali uffici e sale di comando e di controllo;
- il prototipo di paratoia in scala reale oggetto delle sperimentazioni.

La paratoia è mobile in quanto in condizioni normali di marea essa è piena d'acqua e resta adagiata nella sua struttura di alloggiamento (un cassone prefabbricato) posta sul fondo. Ciascuna paratoia è vincolata alle strutture di alloggiamento attraverso cerniere. Quando, invece, è prevista una marea superiore ai 110 cm, la paratoia viene svuotata dall'acqua mediante immissione di aria compressa. In questo modo esse si solleva, ruotando attorno all'asse delle cerniere, fino ad emergere.

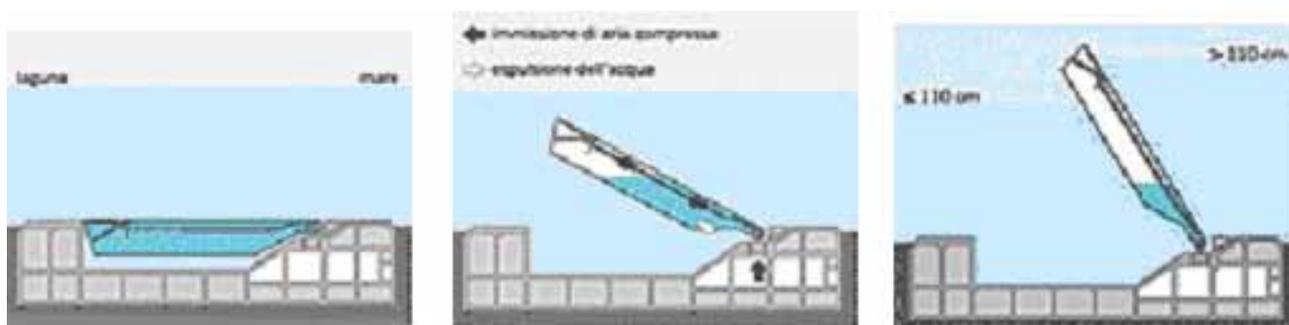


Figura 1.4. Schema di funzionamento delle barriere mobili.

Oggi con il termine Sistema MO.S.E. si intende un sistema integrato di opere che prevede, oltre alla realizzazione delle barriere mobili alle tre bocche, anche una serie di opere complementari, quali il rialzo delle aree più depresse del centro storico, scogliere all'esterno delle bocche di porto, conche di navigazione e porti rifugio.

La soluzione definitiva del progetto prevede 18 paratoie alla bocca di Chioggia, 19 a quella di Malamocco, mentre alla bocca di Lido, larga il doppio, sono necessarie due schiere rispettivamente di 20 (Lido - Treporti) e 21 (Lido - S. Nicolò) paratoie, con la creazione nel mezzo di un'isola

artificiale. E' inoltre prevista una conca di navigazione alla bocca di Malamocco (richiesta dall'Autorità Portuale di Venezia e dall'ex Ministero dei Trasporti) per il transito delle navi commerciali, in modo da garantire l'operatività del porto anche con le paratoie in funzione.

Nelle immagini seguenti è schematizzata la configurazione delle opere mobili alle tre bocche.

Alla bocca di Porto di Lido:

1. Porto rifugio con conca di navigazione per piccole imbarcazioni;
2. Spalla;
3. Schiera di paratoie (Lido – Treporti);
4. Isola intermedia tra le schiere di paratoie e spalle;
5. Schiera di paratoie (Lido – San Nicolò);
6. Spalla e molo Sud rinforzato;
7. Scogliera.



Figura 1.5. Configurazione della Bocca di Lido

Le opere alla bocca di Porto di Malamocco comprendono:

1. Spalla Nord;
2. Schiera di paratoie;
3. Spalla Sud;
4. Conca di navigazione per le grandi navi;
5. Scogliera.



Figura 1.6. Configurazione della Bocca di Malamocco

Alla bocca di Porto di Chioggia sono previsti:

1. Porto rifugio con doppia conca di navigazione per pescherecci e piccole imbarcazioni;
2. Spalla Nord;
3. Schiera di paratoie;
4. Spalla Sud;
5. Scogliera.



Figura 1.7. Configurazione della Bocca di Chioggia

1.2.2 Il Porto Rifugio di Treporti

Per quanto riguarda il sito di Treporti (litorale Est della Bocca di Lido), il progetto prevede una serie di interventi:

- Campi prove:

I campi prove sono finalizzati a sperimentare la tecnologia operativa per l'infissione dei pali di consolidamento del fondale sottostante i cassoni di contenimento delle paratoie. Due campi prove sono localizzati in corrispondenza del canale di San Nicolò (uno a terra e uno in mare); mentre un terzo campo prove è in corrispondenza del canale di Treporti (lato terra).

- Porto Rifugio:

Il Porto rifugio di Treporti, attraverso una conca di navigazione, consentirà il transito dei pescherecci, delle imbarcazioni da diporto e dei mezzi di soccorso sia durante i lavori per la costruzione del MO.S.E. sia, successivamente, durante l'esercizio delle opere.

Nell'ambito dei lavori per il porto rifugio è compresa la predisposizione di una zona per la prefabbricazione dei cassoni necessari per la schiera di paratoie sul canale di Treporti.

3. Isola artificiale:

Data l'ampiezza del varco e la presenza di due canali con profondità diverse, alla bocca di porto di Lido, il Sistema MO.S.E. prevede due schiere di paratoie: una sul canale di Treporti ed una sul canale di San Nicolò, separate da un'isola artificiale che, oltre che costituire una delle spalle dei dispositivi mobili, ospiterà anche gli edifici di controllo e gli impianti per il funzionamento delle opere.

4. Le Barriere Mobili

Le barriere mobili sono formate da una serie modulare di paratoie a spinta di galleggiamento, accostate l'una all'altra, installate sul fondale dei canali delle bocche. Con questo sistema si è in grado di isolare, temporaneamente, la laguna dal mare e di bloccare il flusso della marea. Le bocche resteranno chiuse per la sola durata dell'acqua alta e per i tempi di manovra delle paratoie (si stima una durata totale di 4,5 ore).

Le opere di regolazione delle maree alla bocca di Lido comprendono, oltre alle barriere di San Nicolò e Treporti e l'isola artificiale che delimita l'area degli impianti ed edifici per la gestione delle paratoie, anche il porto rifugio lungo il canale di Treporti e la conca di navigazione per imbarcazioni minori.

La sistemazione del Porto Rifugio di Treporti prevede la costituzione di due bacini (lato Nord e lato Sud), collegati tra loro da un sistema di chiuse per consentire il passaggio di imbarcazioni

anche in presenza di dislivelli idraulici, ovvero a barriere alzate. Il collegamento lato mare avverrà tramite un varco nel bacino Sud, mentre il bacino Nord presenterà un'apertura lato laguna.

Il progetto prevede che in una prima fase il porto rifugio venga utilizzato, con gli opportuni adattamenti, per la prefabbricazione dei cassoni di alloggiamento delle paratoie e di spalla della barriera di Treporti. Pertanto in fase provvisoria (attualmente in corso), il perimetro del bacino Sud viene mantenuto chiuso senza aperture, in modo tale da creare una tura al fine di rendere agibile un'area di cantiere per la prefabbricazione dei cassoni delle dighe mobili. Il futuro porto rifugio (bacino Sud) ha dimensioni tali da garantire un'area di cantiere larga circa 100 m e lunga circa 450 m, con fondo a quota -8,70 m l.m.m.

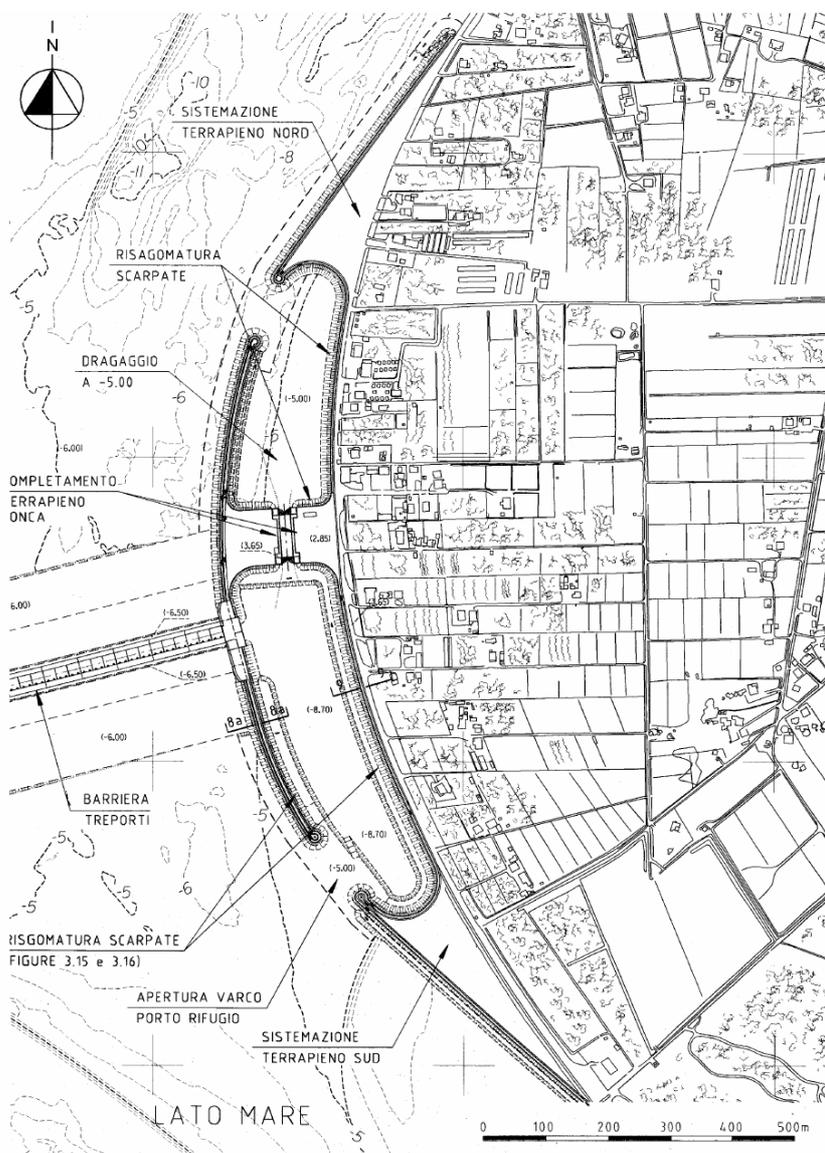


Figura 1.8. Planimetria del Porto Rifugio di Treporti

Le operazioni di dragaggio della tura sono state condotte fino alla quota base di -8,70 m l.m.m., mentre, al fine di rendere accessibile e transitabile il fondo del bacino per il cantiere dei cassoni, è stato installato un sistema di 10 pozzi e pompe per l'aggottamento delle acque, che rimarrà attivo per tutta la durata dei lavori di realizzazione dei moduli delle dighe mobili. Ultimata la fase di costruzione dei cassoni, il progetto prevede l'allagamento della tura ed il salpamento dei cassoni, oltre all'apertura del varco lato mare.

Al fine di consentire le operazioni di dewatering, lungo il perimetro della tura è stata realizzata una cinturazione con diaframma plastico e palancolato, spinti fino alla quota di -25,0 m l.m.m.. Il diaframma, eseguito con la tecnica CSM, ed il palancolato metallico hanno la funzione di limitare la portata di filtrazione per mantenere all'asciutto il piano di prefabbricazione posto alla quota -8,70 m l.m.m.. Inoltre all'interno della tura la falda deve essere mantenuta ad una quota di qualche metro inferiore al piano di lavoro, ovvero -12,0 m l.m.m. circa.

Data la vasta area coinvolta dalle operazioni di dewatering, nonché la stratigrafia dei terreni, caratterizzata da un'alternanza di strati sabbiosi e strati coesivi (capitolo 2), il progetto ha dovuto tener conto delle esigenze ambientali richieste dalla presenza di installazioni turistiche ed agricole nel territorio adiacente la tura. Ovvero è stato necessario contenere l'abbattimento della falda superficiale lato terraferma, sia in altezza che in estensione, in modo tale da limitare i danni alle specie arboree presenti nella zona ed i cedimenti del terreno in corrispondenza delle costruzioni. Si è imposto che le variazioni del livello piezometrico della falda profonda nello strato sabbioso compreso tra i -17 e -23 m l.m.m. circa fossero limitate ad una fascia di circa 100 m dal diaframma. Di conseguenza il diaframma e palancolato perimetrale è stato innestato a quota -25,0 m l.m.m., al tetto dello strato coesivo sottostante, in modo tale da contenere le portate di emungimento e non alterare in modo significativo la falda profonda all'esterno della tura.

Per interpretare correttamente il problema di filtrazione, in fase progettuale sono state condotte numerose analisi di filtrazione, nonché prove di pompaggio in sito. Inoltre, sia durante le fasi di dewatering che di mantenimento all'asciutto della tura, è stato messo in opera un accurato sistema di monitoraggio del diaframma e di tutto il sistema idraulico, attraverso l'installazione di piezometri lato terra e la raccolta dei dati riguardanti le portate emunte.

Il presente studio si concentra sull'analisi del problema di filtrazione legato allo scavo e dewatering della tura. Attraverso l'interpretazione delle prove in sito (capitolo 4) e di laboratorio (capitolo 5), si propone una caratterizzazione geotecnica dei terreni coinvolti, con la definizione di parametri significativi, in funzione soprattutto della composizione granulometrica dei terreni stessi. Tali parametri servono poi per la definizione e calibrazione del modello costitutivo (capitolo 6)

applicabile a questa particolare tipologia di terreni, con particolare attenzione al comportamento meccanico in condizioni di scarico ed al comportamento idraulico. Infine il lavoro propone una simulazione numerica (capitolo 7), condotta con Abaqus, che permette di confrontare il dato numerico con il dato reale monitorato. Scopo della back analysis è di individuare modelli costitutivi adatti alla previsione del comportamento geotecnico di opere in scala reale.

2. Il problema geotecnico della tura

2.1 Introduzione

Il porto rifugio di Treporti previsto dalle opere del MO.S.E. viene utilizzato come tura di prefabbricazione dei cassoni di soglia, di spalla e della conca di navigazione prima di raggiungere la sua configurazione finale.

Con il termine tura si indica un'opera provvisoria avente lo scopo di mettere all'asciutto un tratto di terreno sommerso.

Il piano di base della tura è posto alla profondità di -8.70m , tale da rendere agibile un'area di cantiere circa $100\text{ m} \times 500\text{m}$ e permettere la costruzione dei cassoni all'asciutto. L'agibilità dell'area è stata garantita da un sistema di aggottamento che viene mantenuto attivo durante tutta la durata dei lavori di prefabbricazione.

Nella maggior parte dei casi, le ture hanno dimensioni modeste. Il caso della tura di Treporti è particolarmente significativo perché caratterizzato da grandi dimensioni, oltre che per il notevole abbassamento della livello di falda imposto (dal livello medio del mare a $-12,0\text{ m l.m.m.}$). Poiché l'aggottamento delle acque ha effetti su tutta l'area circostante la tura, le masse di terreno coinvolte sono davvero eccezionali.

2.2. Fasi costruttive

Le fasi costruttive della tura sono:

- Costruzione dei rilevati di contenimento.

La tura di prefabbricazione è protetta lato mare da una diga a scogliera in massi naturali avente la quota di sommità della mantellata (massi $1000\text{-}3000\text{ kg}$) a $+3.65\text{m l.m.m.}$. Lato interno il terreno è sagomato con una pendenza $2:1$ e riempito con sabbia per un'estensione di 15 m fino a raggiungere la quota $+2.25\text{m l.m.m.}$

- **Dragaggio del materiale dal fondo.**
La quota finale del fondo è pari a -8,70 m l.m.m.. Il materiale è stato dragato prima di eseguire il dewatering e parte di esso è stato riutilizzato per la riprofilatura delle scarpate dei rilevati.

- **Cinturazione per il contenimento idraulico.**
In corrispondenza della spalla è stato realizzato un doppio palancolato tirantato a quota -2,0 m l.m.m., avente quota in sommità pari a +2.25 m l.m.m. e riempito di sabbia, che verrà successivamente rimosso per permettere l'uscita dei cassoni.
Esternamente ai pozzi principali e a una distanza di 6.0m da questi insisterà una cintura formata da un palancolato semplice lato mare, innestato alla quota di -25,0 m, e da un diaframma plastico lato terra, realizzato con la tecnica CSM (Cutter Soil Mixing), innestato anch'esso a quota -25,0 m.

- **Aggottamento**
Lungo tutto il perimetro della tura, esclusa la zona del doppio palancolato, è prevista l'installazione di un sistema di 10 pozzi e pompe per il dewatering. Il sistema perimetrale dei pozzi posti in sommità della scarpata della tura sarà integrato con un sistema aggiuntivo costituito da 8 pozzi di drenaggio al piede dello scavo, da eseguire dopo aver terminato lo svuotamento del bacino.

- **Monitoraggio**

- **Allagamento bacino**
Terminata la prefabbricazione dei cassoni, si provvederà all'allagamento del bacino, l'apertura di un varco a mare ed il salpamento dei cassoni stessi.

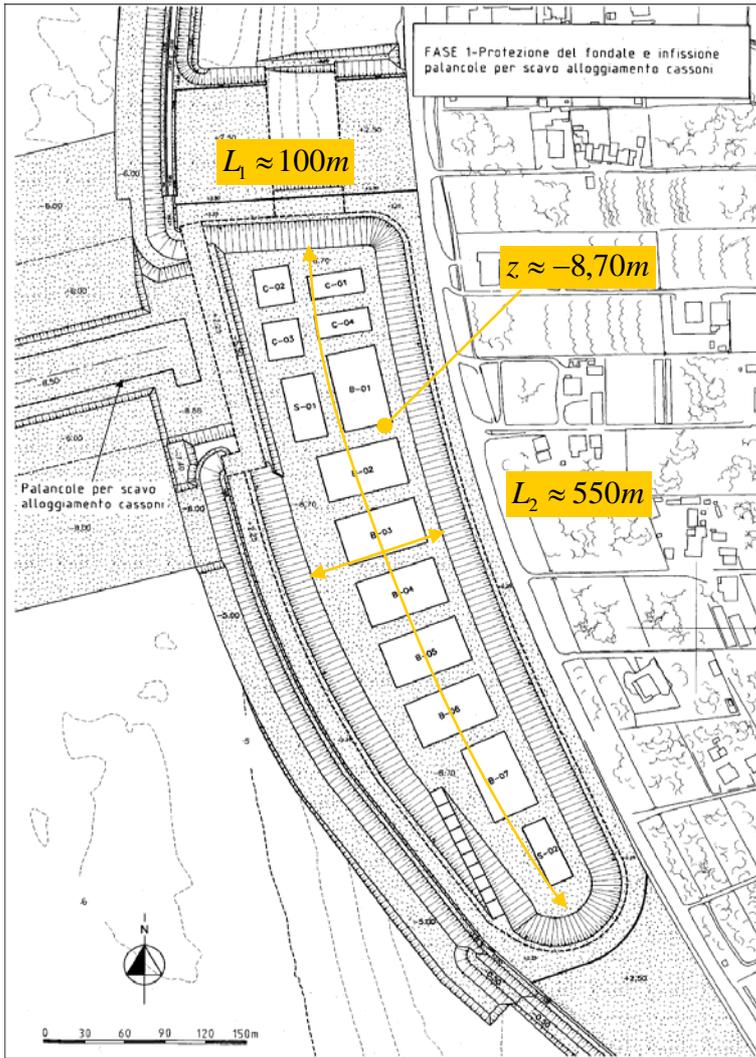


Figura 2.1 Planimetria tura

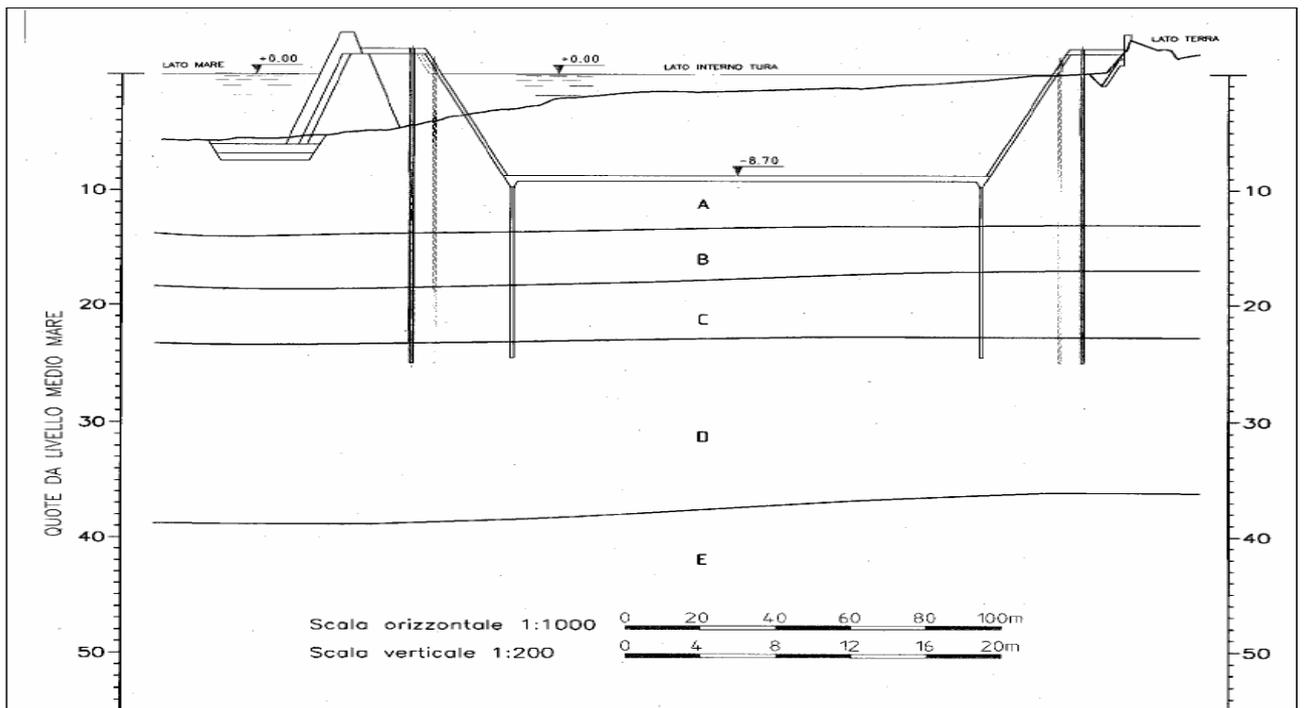


Figura 2.2 Sezione tura

A campagna è stata installata una rete di piezometri sia profondi che superficiali, riportati in figura.

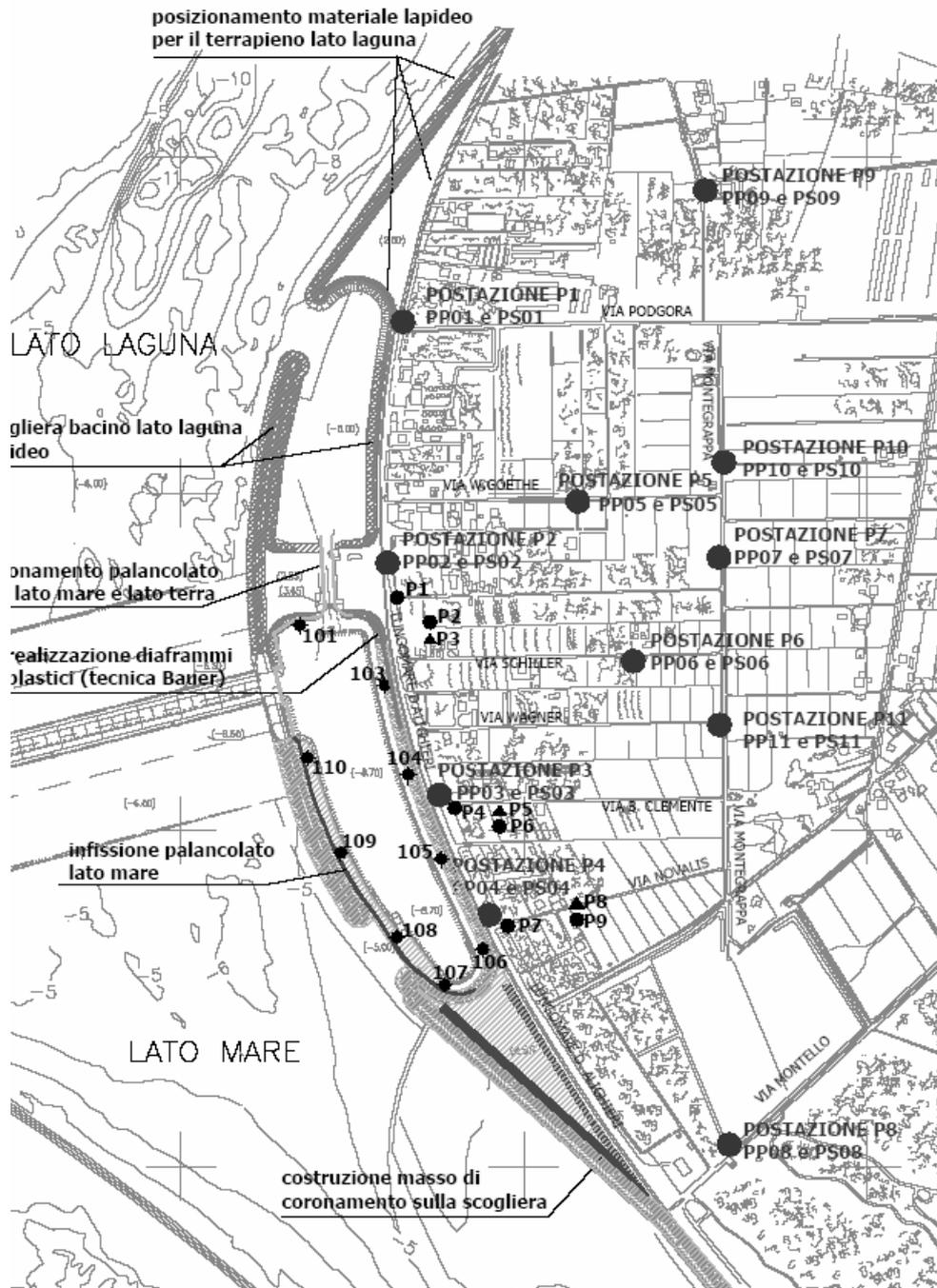


Figura 2.4 Rete di piezometri a campagna

I dati relativi alla sezione centrale della tura mostrano che nei pozzi, sia lato mare sia lato terra, è stato raggiunto un carico a regime pari a -19,0 m l.m.m.

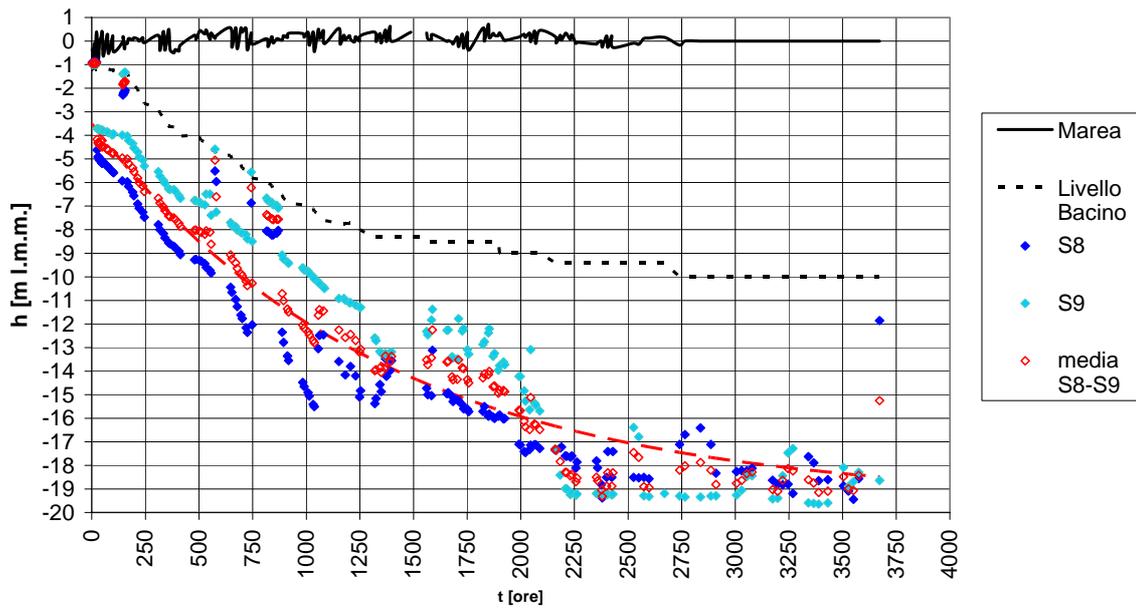


Figura 2.5 Livelli piezometrici nei pozzi lato mare

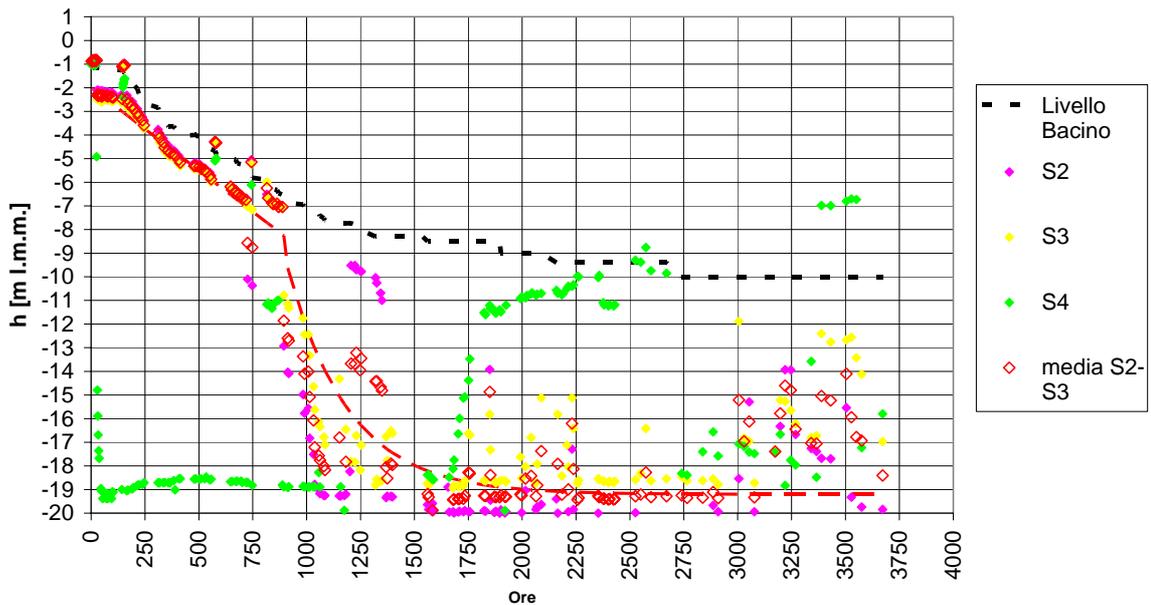


Figura 2.6 Livelli piezometrici nei pozzi lato terra

Le letture dei piezometri intermedi disposti lungo il perimetro della tura confermano che lato mare il livello piezometrico raggiunto è pari a -19,0 m l.m.m.. Lato terra, invece, il livello varia in un range compreso tra -15 e -19 m, questo a dimostrazione che c'è un effetto tridimensionale del fenomeno.

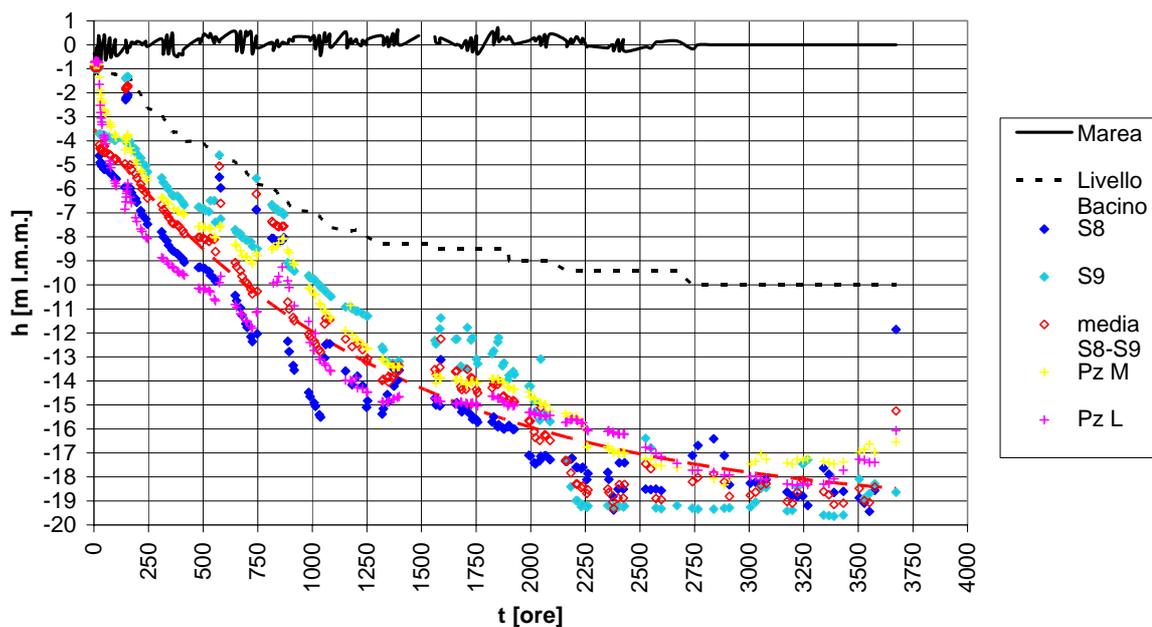


Figura 2.7 Livelli piezometrici nei piezometri intermedi lato mare

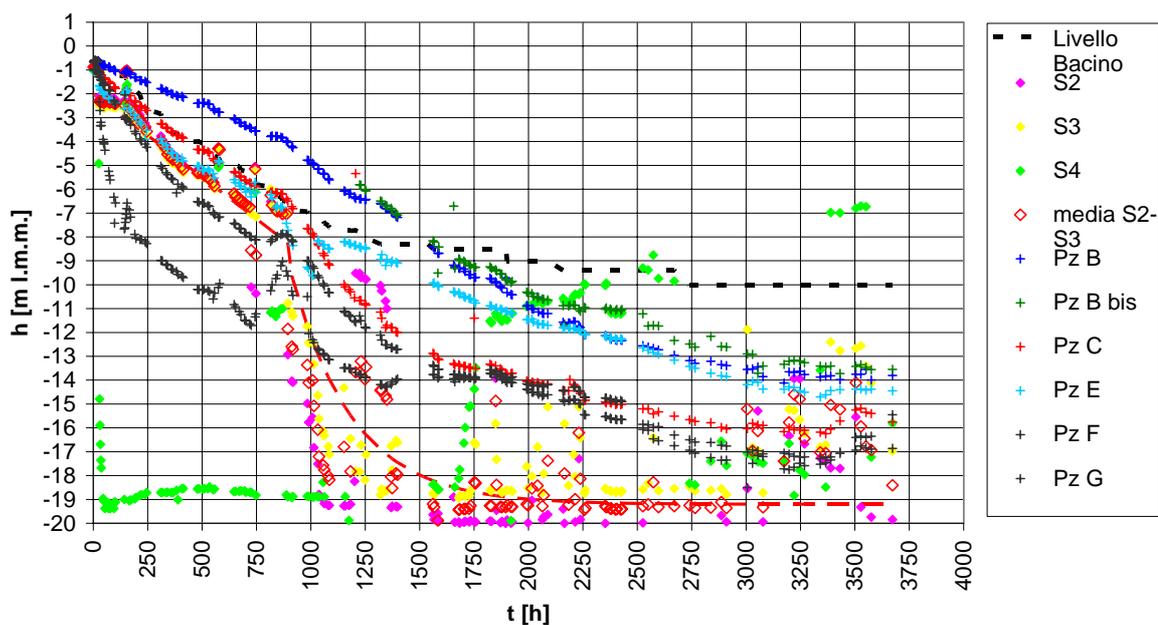


Figura 2.8 Livelli piezometrici nei piezometri intermedi lato terra

2.3.2 Portate ai pozzi

Il sistema è costituito da 10 pozzi disposti ad intervalli pressoché regolari lungo il perimetro della tura. Durante la fase di svasso tutti i pozzi in funzione fino al raggiungimento della condizione di regime.

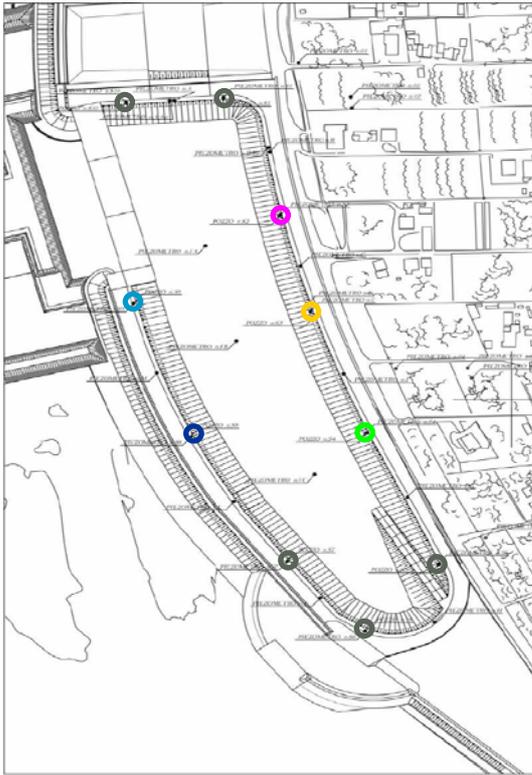


Figura 2.9 Ubicazione pozzi

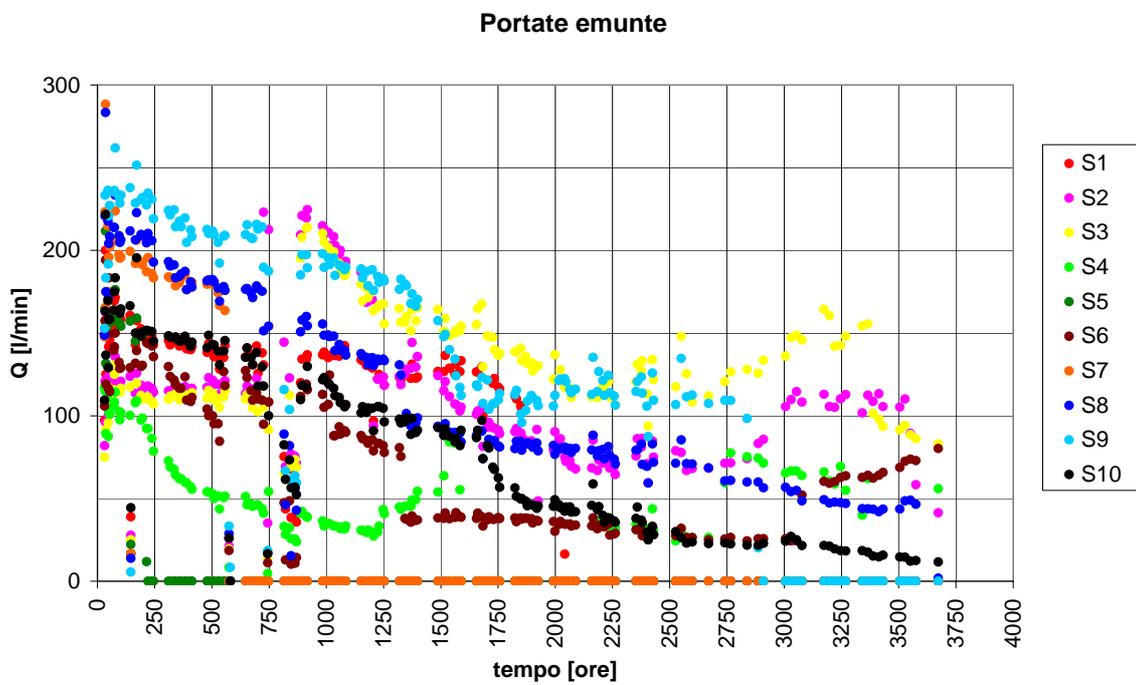


Figura 2.10 Portate ai pozzi

Con riferimento alla sola sezione centrale della tura, sono state valutate le portate unitarie (per metro di profondità) distinguendo tra lato mare e lato terra.

Lato mare

Lato mare sono stati presi in considerazione i pozzi S8 e S9.

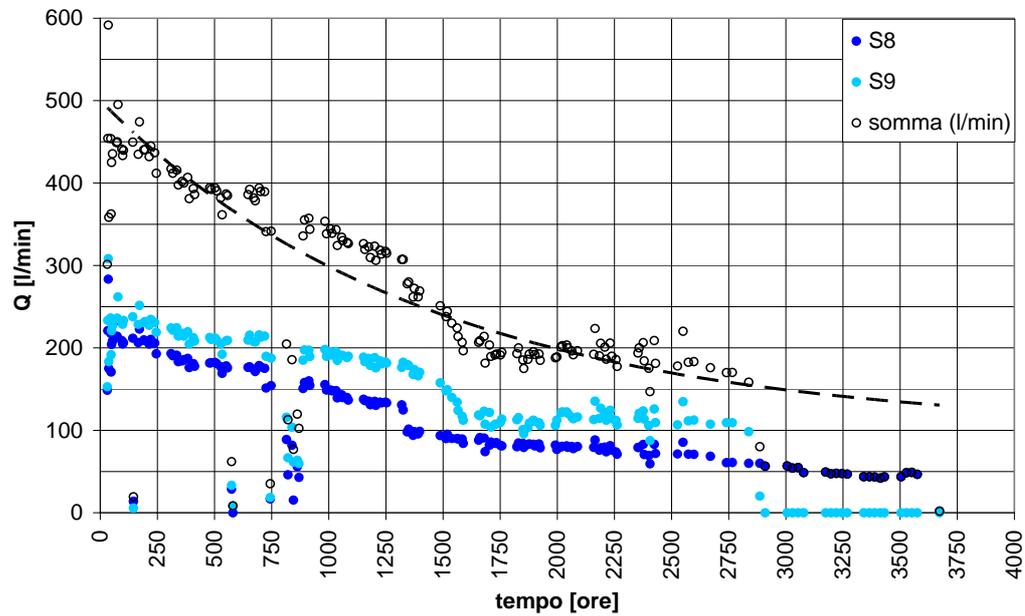


Figura 2.11 Portate lato mare

La portata può essere interpretata dalla relazione:

$$Q[l / \text{min}] = 100 + 400e^{-0,0007t[h]}$$

A regime:

$$t \approx 2000h \Rightarrow Q = 200 \frac{l}{\text{min}}$$

Dividendo per il tratto di influenza ($L=325$ m), si ottiene la portata unitaria:

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 1,0 \cdot 10^{-5}$$

Lato terra

Lato terra sono stati presi in considerazione i pozzi S2 e S3.

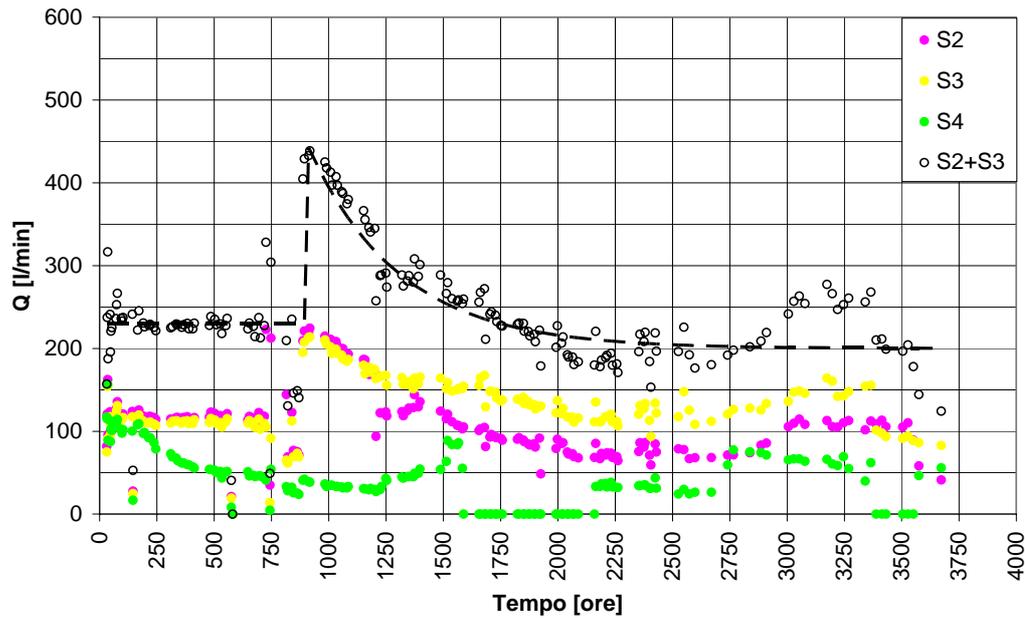


Figura 2.12 Portate lato terra

La portata può essere interpretata dalla relazione:

$$Q \left[\frac{l}{\text{min}} \right] = 200 + 250e^{-0,0025(t[h]-900)}$$

A regime:

$$t \approx 2000h \Rightarrow Q = 200 \frac{l}{\text{min}}$$

Dividendo per il tratto di influenza (L=240 m), si ottiene la portata unitaria:

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 1,4 \cdot 10^{-5}$$

2.3.3 Spostamenti diaframma

Gli spostamenti massimi in testa al diaframma sono riferiti alla sezione centrale e risultano di 18 cm lato mare e di 26 cm lato terra a fine aggotamento.

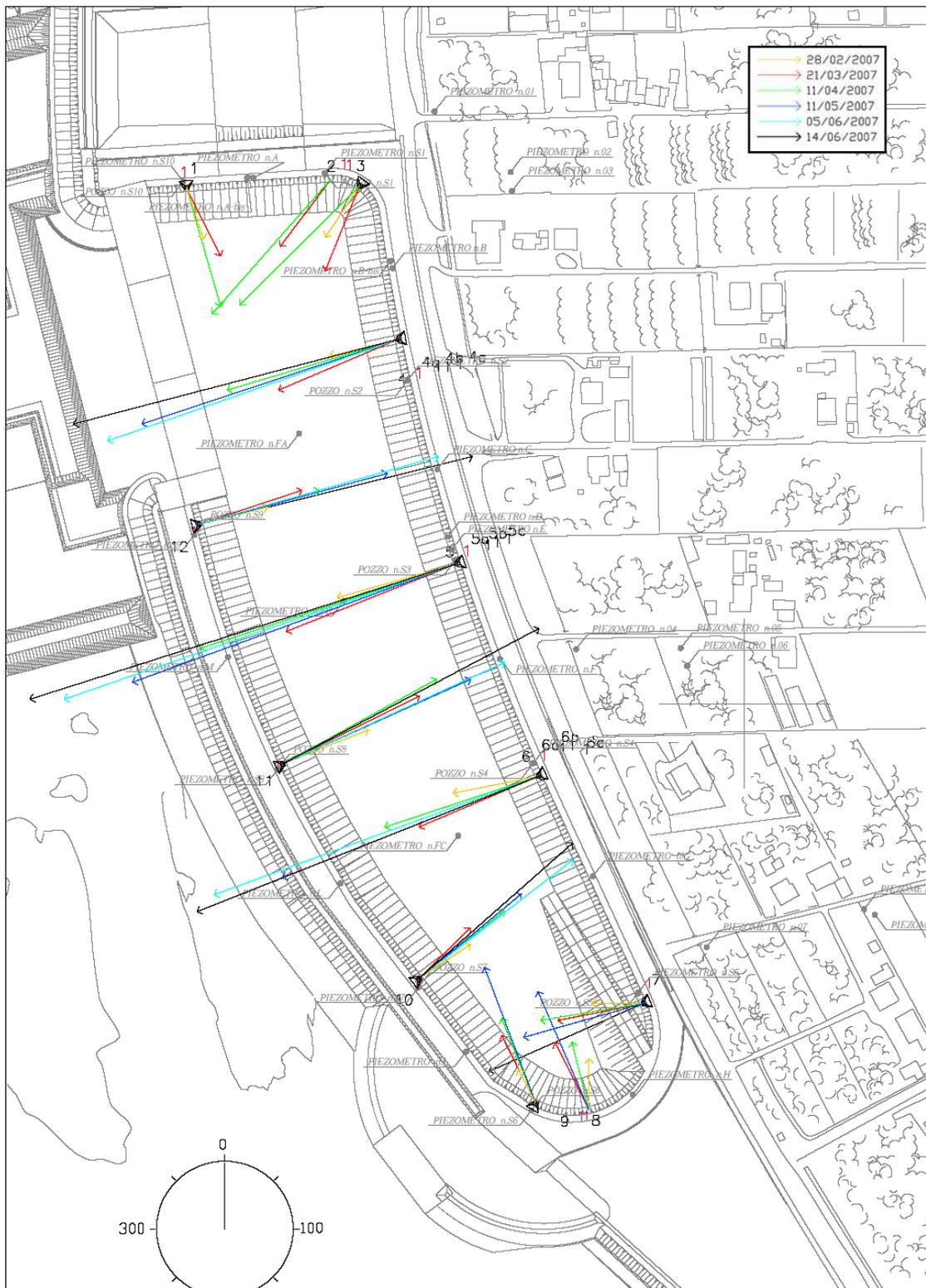


Figura 2.13 Rappresentazione vettoriale degli spostamenti in testa al diaframma nel tempo.

3. I terreni della Laguna di Venezia

2.1 Inquadramento geografico della Laguna di Venezia

La laguna di Venezia si estende su una superficie di circa 550 km² tra il corso terminale del Brenta a sud e il corso terminale del Sile a Nord, antica foce del Piave. Circa l'8% della superficie della laguna è occupato da terra (la città di Venezia e le isole minori), l'11% è perennemente coperto da acqua o canali, mentre circa l'80% è occupato da paludi fangose, paludi d'acqua salata o le artificiali casse di colmata. La laguna si trova all'estremità settentrionale del Mar Adriatico, al quale è collegata attraverso tre bocche: la bocca di Lido, di Malamocco, e di Chioggia.

Il suo aspetto attuale è il risultato dell'azione e del susseguirsi di complessi fenomeni naturali, a cui negli ultimi secoli si è sovrapposta la mano dell'uomo.

L'attività umana ha profondamente modificato l'aspetto e l'equilibrio idrogeografico della laguna, fin dall'epoca dei primi insediamenti. Nel corso dei secoli le bocche di porto, inizialmente più numerose, sono state ridotte alle attuali tre; i cordoni sabbiosi (i lidi) che separano la laguna dal mare sono stati rinforzati e stabilizzati con le poderose opere dei Murazzi (lunghe dighe settecentesche in pietra d'Istria poste a difesa del perimetro esterno lagunare), mentre le foci dei fiumi Sile, Piave e Brenta sono state deviate al di fuori dell'area lagunare per prevenirne l'interramento. Alcune delle isole più piccole sono interamente artificiali, mentre gran parte delle aree attorno al porto di Marghera sono esito di massicce attività di bonifica. Sabbiose sono invece le grandi isole della striscia costiera (Lido, Pellestrina e Treporti). Le isole rimanenti sono in pratica degli affioramenti più o meno consistenti e più o meno stabili denominati barene.

2.2 Storia geologica dell'area lagunare

Come già anticipato, agli inizi degli anni '70 nella laguna di Venezia, furono eseguiti sondaggi profondi (spinti fino a 950 m di profondità) che consentirono di valutare lo spessore del quaternario, pari a circa 800 metri. I medesimi sondaggi hanno permesso di affermare che i depositi quaternari della laguna con ambiente di deposizione simile e comune origine mineralogica, possono essere suddivisi in quattro gruppi:

- ambiente di deposizione di tipo lagunare appartenente all'Olocene: fino a 5-10 metri sotto il livello del mare;
- ambiente di deposizione continentale dell'ultima glaciazione Wurmiana nel Pleistocene superiore: da 5-10 metri a 50-60 metri;
- periodi alternati di sedimentazione in ambienti lagunari, continentali e marini del Pleistocene superiore : da 50-60 metri fino a 300 metri;
- deposizione in ambiente per lo più marino del Pleistocene inferiore e del Pliocene: a 300 metri in poi.

Sotto il profilo stratigrafico, quindi, solo la parte più superficiale (5-12 metri) appartiene ad ambienti lagunari dell'Olocene, mentre i terreni di profondità compresa fra i 50 e i 60 metri sotto il livello del mare si sono formati con i detriti provenienti dalle Alpi centro orientali trasportati a valle dai fiumi nel periodo glaciale del Pleistocene (Wurm). Tali depositi sono formati da una crosta di argilla limosa molto consistente, chiamata "Caranto", dovuta all'essiccamento realizzatosi nei 10.000 anni d'emersione durante l'ultima glaciazione pleistocenica. Questo strato d'argilla -il cui spessore varia da pochi centimetri a qualche metro- si trova a profondità gradualmente crescenti: più basso nell'entroterra e via via più spesso verso la linea di costa

I terreni superficiali, appartenenti al Pleistocene superiore e all'Olocene sono costituiti prevalentemente da sabbie, limi ed argille, con materiale organico o e strati localizzati di torbe..

Anche se le caratteristiche della sedimentazione -spesso discontinua- hanno creato notevoli difficoltà agli studiosi nel distinguere i terreni del periodo del Pleistocene da quelli dell'Olocene, secondo le radiodatazioni, l'età dei terreni pleistocenici viene fatta risalire a 40.000 anni fa per i più profondi e a 18.000 anni fa per quelli più vicini all'Olocene. Fra gli ultimi depositi del Pleistocene e i primi dell'Olocene, fatti risalire a 11.000 anni fa, si evidenzia una lacuna stratigrafica, legata ad una fase di erosione.

Si evidenzia che quasi tutti gli edifici storici della città di Venezia sono fondati su terreni del basamento del quaternario. Lo stesso basamento, inoltre, regola l'interazione della Laguna con il mare.

Secondo studi (Gatto, 1984), inoltre, nell'attuale zona di Lido si è in presenza di un rialzo morfologico, di età pleistocenica: questo sbalzo ha costituito uno spartiacque fra i bacini dei fiumi Piave e Sile, a Nord e del Brenta, del Bacchiglione e dell'Adige , a Sud, determinando una differenziazione paleoambientale delle due zone. Ovvero, si è costituita una paleopianura pleistocenica più bassa (circa - 20 metri l.m.m, nella parte meridionale della laguna (Chioggia e Malamocco) e più alta (circa -10 metri l.m.m.) nella parte settentrionale (Lido).

Studi riferiti all'evoluzione stratigrafica dell'area lagunare in rapporto con il livello del mare degli ultimi 20.000 anni (Belloni e Caielli, 1997; Gatto, 1980), distinguono sei fasi.

La prima (20.000-18.000 anni fa) dopo il periodo glaciale di Wurm, con il livello del mare crescente, è caratterizzata da un ambiente fluvio palustre subsidente. La superficie era caratterizzata dalla presenza di canali, acquitrini e bacini di acqua dolce poco profondi.

Nella seconda fase (da 18.000 a 16.000 anni fa), il livello del mare continua ad essere crescente. Si è in presenza di depositi alluvionali pleistocenici, limi ed argille che colmano le depressioni e livellano il terreno.

La terza fase va da 16.000 a 6.000 anni fa. Il livello del mare inizialmente si abbassa poi riprende a salire. Dal punto di vista morfologico, la situazione è stabile, caratterizzata da erosione e da essiccamento che origina il "Caranto", ovvero argilla compatta, ritenuta l'elemento guida per separare il Pleistocene dall'Olocene. In questa fase si originano gli scanni costieri e i cordoni litoranei che delimitano la laguna.

La quarta fase (da 6.000 a 4.000 anni fa) è caratterizzata dal fenomeno del "mare flandriano", ovvero il fenomeno della trasgressione marina che sommerge i depositi continentali con sedimenti marini, sabbie, lagunari e sabbie-limose.

La quinta fase (tra 4.000 e 3.000 anni fa) è caratterizzata da regressione marina e, quindi, dal formarsi della laguna.

La sesta fase (da 3.000 anni fa ad oggi) evidenzia una nuova trasgressione marina. La linea di costa arretra e la laguna si riduce.

2.3 Livelli deposizionali

Quanto ai livelli deposizionali, l'area lagunare indagata fino a -120 metri di profondità l.m.m., ha evidenziato la presenza di materiale (dall'alto verso il basso): incoerente (-13 metri l.m.m), coesivo (-17 m), incoerente (-28 m), coesivo (-41 m), incoerente (-78 m), coesivo (-94 m), incoerente (-105 m), coesivo (-120 m). La natura del deposito indicata nel livello fa riferimento alle caratteristiche geotecniche della frazione granulometrica prevalente. Ad eccezione del primo livello che si presenta di deposizione olocenica, gli altri livelli sono di natura pleistocenica.

2.3.1 Bocca di Lido

L'area della Bocca è stata indagata con una serie di prove su campioni del sondaggio sedimentologico CH1T che hanno consentito di stabilire la natura e le caratteristiche dei livelli indagati, dei sedimenti, delle modalità di trasporto degli stessi, della loro provenienza e del livello energetico al momento del deposito. Ciò è stato possibile grazie ad esami sedimentologici e tessiturali, analisi mineralogiche e petrografiche, datazioni del materiale con C14, studi e analisi micropaleontologiche, riconoscimento litologico e stratigrafico, presenza naturale di acqua, percentuale di sostanze organiche e di carbonato di calcio.

I risultati dei sondaggi rafforzano e confermano la storia deposizionale dei sedimenti: depositati, esposti all'atmosfera, essiccati in superficie e poi erosi.

Più analiticamente sono stati evidenziati:

- la struttura del deposito: gli strati sabbiosi presentano una laminazione piano-parallela o incrociata. Gli strati coesivi presentano una struttura a volte laminata, a volte rimaneggiata e a volte indifferente;
- l'omogeneità: gli strati sabbiosi in genere sono più omogenei. Limo e torba sono presenti nei sottolivelli, in quantità misurabili in centimetri. Negli strati coesivi la presenza di sottolivelli di sabbia e torba è maggiore e lo strato di limo argilloso non supera 1-2 metri di spessore;
- i contatti: si è in presenza di contatti a volte sfumati, a volte netti. Ciò evidenzia che la sedimentazione è di tipo trasgressivo;
- i contatti erosi: confermano che la superficie ha subito erosione.

Le analisi granulometriche ci dicono che si è in presenza di sabbia medio-fine, che gli strati coesivi sono costituiti da limo e gli strati argillosi sono modesti. Il contenuto naturale di acqua sull'intera stratigrafia varia tra il 20% ed il 30%. Il contenuto organico è presente in tutto il terreno fino a -60 metri l.m.m. Il contenuto di sostanza organica è tra lo 0 e il 4% nel 92% del terreno esaminato. Tale composizione giustifica la presenza del gas, legata alla decomposizione delle sostanze organiche. Il carbonato di calcio è presente in misura compresa tra lo 0 e il 4%. La sua percentuale è più elevata negli strati coesivi ed è più bassa man mano si va in profondità.

La sabbia si presenta sia subangolare che arrotondata nelle stesse proporzioni e si è sempre in presenza di residui di gusci (residui carbonosi).

Le analisi geochemiche, mineralogiche e petrografiche evidenziano che nei primi quattro livelli i grani sono prevalentemente di natura carbonatica, principalmente calcite e dolomite. Nel

quinto livello c'è una decisa presenza di silicati e in alcuni campioni sabbiosi c'è presenza di rutilo, granati ed anfiboli. L'argilla presente contiene clorite, smentite e lite. La composizione del materiale del quinto livello (E) indicherebbe che al sedimento più profondo hanno contribuito gli apporti dei fiumi Po e Adige che hanno portato materiali delle rocce metamorfiche che sono presenti nei loro bacini, in particolare quello delle Alpi occidentali per il Po.

Bocche di porto:sequenza stratigrafica.

Procedendo dall'alto verso il basso, si trovano:

-primo livello incoerente (livello A): sabbia medio fine, ben definita dal tetto del Caranto, con poco limo. Si è in presenza di resti di conchiglie, sottili e sporadiche intercanalazioni limose e limo argillose.

L'ambiente deposizionale è compreso fra 7000 e 2000 anni fa. Si tratta di ambiente marino lagunare.

-primo livello coesivo (livello B):argilla limosa intercalata a piccoli strati sabbiosi. Lo strato superiore è costituito dal Caranto, mentre negli strati al di sotto si alternano al Caranto strati di minore consolidazione. Ciò conferma che non sempre c'è stata esposizione all'aria. La torba spesso è presente.

L'ambiente deposizionale è compreso fra 20/25000 e 18000 anni fa. Si tratta di ambiente continentale, di palude o acquitrino poco profondo.

-secondo livello incoerente (livello C): sabbia fine debolmente limosa e sabbia media pulita, a volte anche grossolana. Ci sono noduli d'argilla e sottolivelli limo-argillosi, di piccolo spessore.

L'ambiente deposizionale è compreso fra 20/25000e 30000 anni fa. Si tratta di ambiente continentale di piana alluvionale e/o marino in coincidenza di modeste fluttuazioni del livello del mare.

-secondo livello coesivo (livello D):prevalentemente coesivo, con intercalazioni di sabbia e di torba.Si i è in presenza di alternanze deposizionali con strati di Caranto, legati all'esposizione all'aria. I livelli di torba sono frequenti; mentre quelli di sabbia sono di modesto spessore, con prevalenza di sabbia limosa.

L'ambiente deposizionale è compreso fra 30000 e 40000 anni fa. Si tratta di ambiente continentale, di palude o acquitrino poco profondo.

-terzo livello incoerente (livello E): sabbia medio-fine con intercalazioni limose di piccolo spessore ed abbastanza distanti fra loro. In questo livello si riscontrano sottolivelli coesivi, costituiti da argilla limosa sovraconsolidata per essiccamento e strati di torba.

L'ambiente deposizionale è compreso fra 40000 e 60000 anni fa. La parte superiore è costituita da ambiente di transizione tra continentale e marino, ambiente misto di spiaggia e costa fino a 60 metri l.m.m.. La parte inferiore denota un ambiente marino fino a circa 70-75 metri l.m.m.

-terzo livello coesivo (livello F): strato prevalentemente coesivo, con intercalazioni di strati sabbiosi e scarsa presenza di torba.

L'ambiente deposizionale è compreso fra 60000 e 75000 anni fa. Si tratta di ambiente continentale, di palude o acquitrino poco profondo (solo a Lido e a Chioggia).

-quarto livello incoerente (livello G): presenta un continuo con lo strato granulare inferiore del livello E, anche se la granulometria delle sabbie è un po' più eterogenea. Presenta, inoltre, livelli di limo.

L'ambiente deposizionale è compreso fra 75000 e 85000 anni fa. Si tratta di ambiente continentale, di piana alluvionale e/o marino in concomitanza di modeste fluttuazioni del livello del mare.

-quarto livello coesivo (livello H): si presenta con le caratteristiche descritte per i sottolivelli coesivi del livello E.. La presenza di torba è tuttavia maggiore e la stessa ha caratteristiche legate alla deposizione lagunare. Le intercalazioni di strati sabbiosi sono meno frequenti.

L'ambiente deposizionale è compreso fra 85000 e 100000 anni fa. Si tratta di ambiente continentale, di palude o acquitrino poco profondo. Al di sotto di questo livello (H), la deposizione è solamente marina.

In sintesi si può affermare che la principale caratteristica geotecnica dei terreni del sottosuolo della Laguna Veneta è la discontinuità stratigrafica, almeno per quanto riguarda i livelli più superficiali (20/30 metri). Tale diversità stratigrafica si attenua e riduce nei livelli più profondi del sottosuolo.

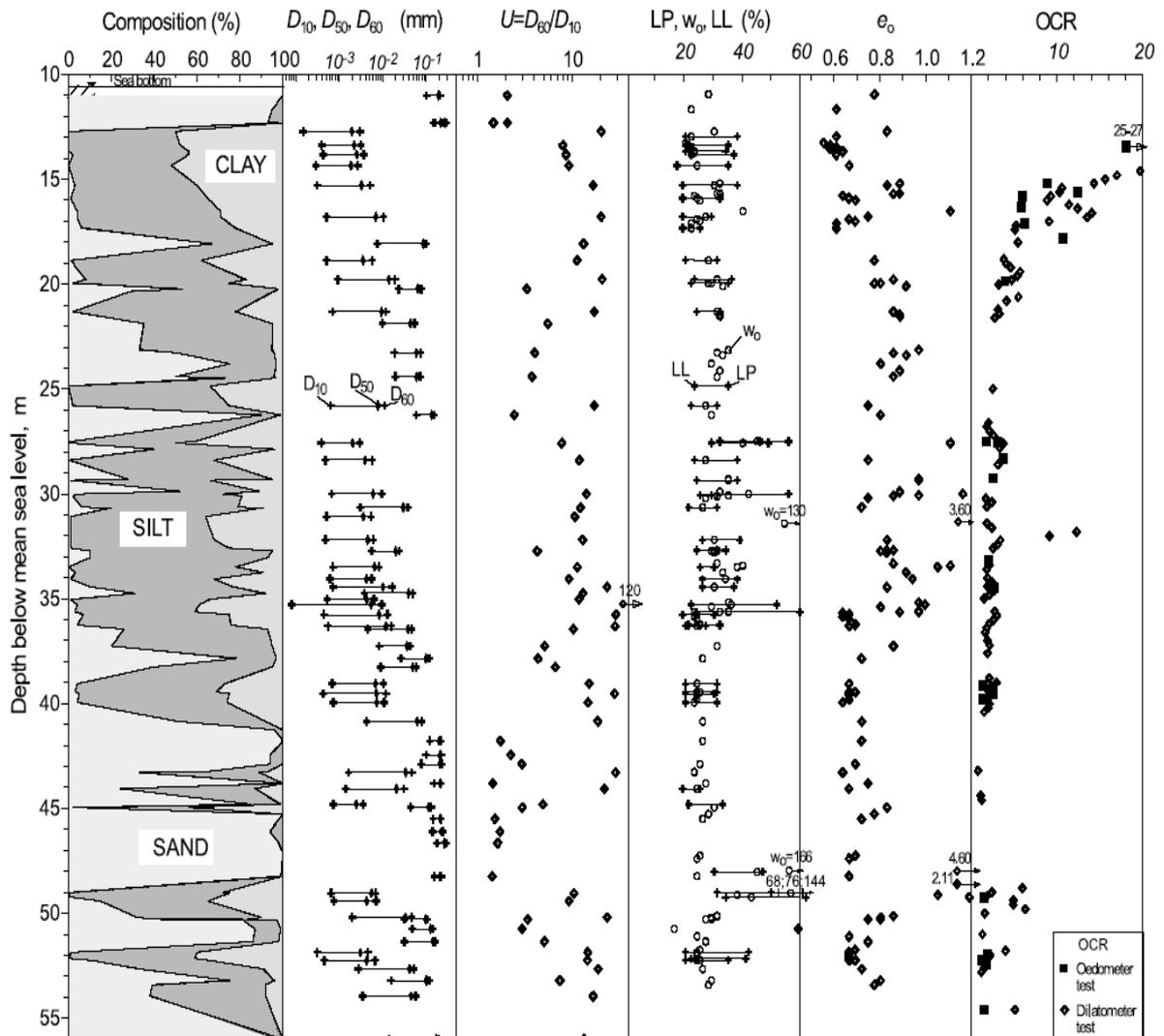


Figura 3.1 Caratterizzazione geotecnica del sottosuolo al MTS (Cola, Simonini)

Con riferimento ai bacini di Chioggia, Malamocco e Lido, le percentuali di materiale sabbioso sono rispettivamente del 76%, del 40% e del 44% e quelle di materiale argilloso sono del 24%, del 51% e del 56%. Le argille, ad eccezione del caranto, sono normalmente consolidate, con un limite di liquidità compreso fra il 30 e il 40% ed un limite di plasticità compreso fra il 20 ed il 30%. La loro resistenza al taglio senza drenaggio varia mediamente fra lo 0,1 e 0,6 Kg/cm², mentre per il caranto i valori sono di 1-2Kg/cm².

Per quanto riguarda le sabbie limose e i limi sabbiosi, non vi sono nette differenze nei tre bacini lagunari. Per le sabbie fini si ha una leggera differenza tra i materiali di Ghioggia e Lido, da una parte e quelli di Malamocco (ma compresi in un unico fuso granulometrico).

I terreni del cordone litoraneo, costituito da una striscia di terra di larghezza compresa fra qualche decina di metri a qualche chilometro, evidenziano discontinuità stratigrafica in senso trasversale, mentre quella in senso parallelo alla costa è attenuata.

Nella zona della Bocca di Lido si è in presenza di maggiori variabili stratigrafiche rispetto a quelle delle bocche di Ghioggia e di Malamocco: la diversità sarebbe da attribuire anche alle dimensioni maggiori della larghezza di questa bocca (900 metri contro i 500 metri di quella di Chioggia e i 450 metri di Malamocco).

Inoltre, il tratto di costa a Nord della Bocca di Lido ha registrato nel corso dei secoli continue modificazioni di forma e di fondali per l'avanzamento dei banchi di sabbia dal litorale del Cavallino verso Sud-Ovest. Tale avanzamento ha provocato lo spostamento della foce lagunare di Lido Maggiore verso quella di Preporti. La foce è diventata un canale interno - Canale Pordelio e il litorale di San Erasmo, che era a contatto con il mare, è ora in Laguna.

Alla storia geologica dell'ambiente della Laguna, si sono sovrapposti, negli anni, numerosi interventi che hanno alterato la sua naturale evoluzione.

4. Le prove di laboratorio: caratteri distintivi dei terreni limosi

4.1 Introduzione

Per la caratterizzazione dei modelli da adottare per i terreni dell'area lagunare, sono stati rielaborati i dati di numerose prove, condotte sia in laboratorio che in sito, eseguite sui terreni del fondale di Treporti alla Bocca di Lido. Tutte le prove di laboratorio sono state eseguite dall'ISMES e rielaborate successivamente attraverso i dati forniti dall'ISMES stesso.

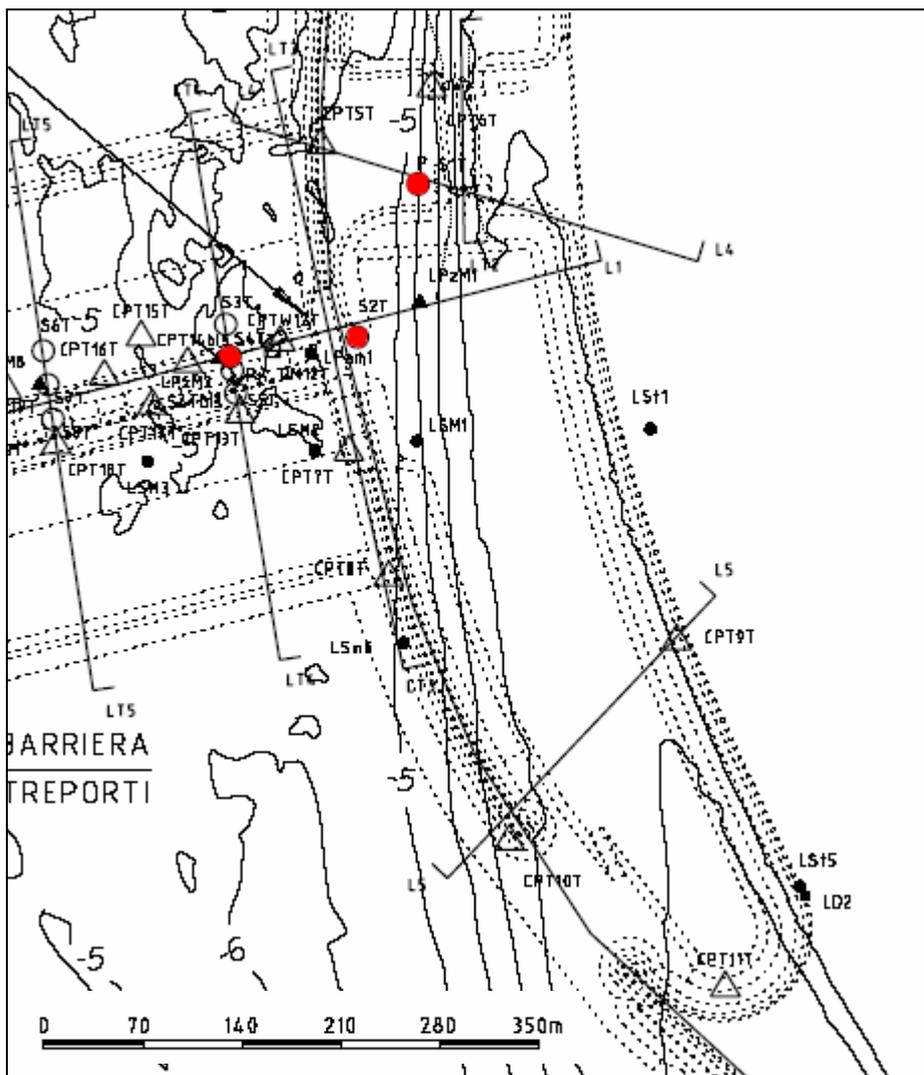


Figura. 4.1. Ubicazione sondaggi (Technital).

In particolare sono stati analizzati i risultati di 3 sondaggi geognostici: S1T, S2T e S4T. In figura è riportata la planimetria della bocca di lido con l'ubicazione di tutti i sondaggi e le prove in sito effettuati. I tre sondaggi di cui sopra sono evidenziati in rosso in figura.

Per ciascun sondaggio, è stata redatta una tabella di sintesi, riportante le caratteristiche granulometriche e la descrizione dei campioni lungo la verticale, così come riportato nei certificati.

In seguito, sono state prese in considerazione le prove edometriche e triassiali di tutti e tre i sondaggi. Attraverso la rielaborazione di questi dati, si è cercato di interpretare il comportamento degli strati con granulometria più fine, attraverso la definizione dei parametri significativi

4.2 Sondaggio S4T

Il sottosuolo della laguna di Venezia è caratterizzato da un'alternanza di strati di diversa granulometria, ma con composizione mineralogica piuttosto simile, indice di una comune origine. L'elemento fondamentale che quindi differenzia il comportamento da uno strato all'altro, in termini di resistenza, rigidità e permeabilità, è principalmente riconducibile alla differente dimensione dei grani.

La tabella e la figura sintetizzano l'andamento della granulometria per ciascuna verticale di sondaggio.

CAMPIONE	profondità prelievo		descrizione
	da (m l.m.m.)	a (m l.m.m.)	
S1	7,36	7,58	limo argilloso grigio. Rari gusci integri e fratturati di organismi sparsi.
	7,58	8,04	sabbia m-f debolmente limosa oliva.
S2	9,17	9,56	sabbia f limosa grigio scuro. Frequenti (9,33-9,47m) e rari (9,17-9,33m; 9,47-9,56m) gusci integri e fratturati di organismi sparsi.
S3	10,28	11,08	sabbia m con tracce di limo con tracce di ghiaia m allungata subangolare lmax 14mm grigio. Rare lenti oliva sparse.
S4	11,29	11,88	sabbia m debolmente limosa grigio. Rari gusci integri o/e fratturati di organismi sparsi.
S5	11,95	12,58	sabbia m-f debolmente limosa grigio scuro.
A	13,14	13,54	limo acon argilla grigio moderatamente consistente. Resti vegetali bruno molto scuro sparsi.
B	13,58	14,08	limo con argilla grigio moderatamente consistente. Livello planare parallelo di torba fibrosa spugnosa bruno molto scuro e rari frustoli sparsi
C	14,07	14,58	limo con argilla grigio moderatamente consistente. Rari frustoli di torba amorfa compatta bruno molto scuro sparsi

D	15,08	15,58	limo con argilla con tracce di sabbia f grigio moderatamente consistente. Livello planare parallelo di torba amorfa compatta bruno molto scuro e rari frustoli sparsi.
E	15,58	16,08	limo con argilla con tracce di sabbia f grigio consistente. Livello planare parallelo di torba amorfa compatta bruno molto scuro e rari frustoli sparsi.
F	16,08	16,31	limo con argilla con tracce di sabbia m-f grigio scuro consistente fortemente reagente con hcl
F	16,31	16,58	limo con argilla sabbioso m-f grigio scuro consistente
G	16,57	17,08	sabbia m-f debolmente limosa e limo argilloso in alternanza di livelli e laminazioni planari paralleli grigio scuro. Rari frustoli di torba amorfa compatta bruno molto scuro sparsi.
H	19,70	20,00	limo argilloso debolmente sabbioso f grigio consistente. Rari frustoli di torba amorfa compatta bruno molto scuro sparsi.
H	20,00	20,07	sabbia f debolmente limosa grigio oliva
I	20,14	20,53	limo sabbioso f con tracce di argilla grigio
J	20,58	21,08	limo argilloso debolmente sabbioso f grigio moderatamente consistente
K	21,58	21,63	sabbia f debolmente limosa grigio scuro
	21,63	21,73	limo sabbioso f grigio scuro
	21,73	21,90	sabbia f limosa grigio scuro
	21,90	22,08	limo sabbioso con tracce di sabbia f grigio scuro consistente
L	22,08	22,58	limo con argilla con tracce di sabbia f grigio da consistente a molto consistente fortemente reagente con hcl. Frequenti livelli e laminazioni planari paralleli di sabbia f limosa sparsi (22,22-22,45m)
M	22,63	22,99	limo con argilla grigio molto consistente
	22,99	23,08	sabbia f debolmente limosa grigio
N	23,11	23,56	limo argilloso grigio consistente. Rare oliva oliva sparse (23,11-23,28m)
O	23,60	24,07	limo con argilla grigio molto consistente fortemente reagente con hcl. Livello planare parallelo di torba amorfa compatta bruno molto scuro (23,70-23,79m). Qualche lente oliva sparsa.
P	24,08	24,33	limo con argilla grigio da consistente a molto consistente. Livello planare parallelo di torba amorfa compatta bruno molto scuro (24,23-24,33m)
	24,33	24,58	sabbia f debolmente limosa grigio oliva
Q	24,62	25,08	sabbia f con limo grigio scuro. Rari frustoli di torba amorfa compatta sparsi
R	25,08	25,55	limo con sabbia f grigio. Rare laminazioni planari parallele e lenti oliva
S	25,58	25,76	sabbia f limosa grigio oliva.
	25,76	26,07	limo con argilla grigio consistente fortemente reagente con hcl. Livello planare parallelo di torba amorfa compatta bruno molto scuro (25,98-26,00m)
T	26,18	26,56	limo con argilla con tracce di sabbia f grigio molto consistente. Livello planare parallelo di limo con sabbia f oliva (26,48-26,56m). Livello planare parallelo di torba amorfa compatta bruno molto scuro (26,32-26,40m)

U	26,60	26,87	limo con argilla grigio da molto consistente a consistente.
	26,87	27,07	sabbia f limosa grigio oliva.
V	27,15	27,56	sabbia limosa con tracce di argilla grigio fortemente reagente con hcl
W	27,62	28,04	sabbia m-f limosa con tracce di argilla grigio e oliva
X	28,12	28,21	torba amorfa compatta bruno molto scuro
	28,21	28,56	limo con argilla grigio molto consistente fortemente reagente con hcl
Y	28,58	29,08	limo argilloso debolmente sabbioso f oliva molto consistente. Frequenti lenti grigio sparse. Livello planare parallelo di sabbia f limosa oliva e grigio (28,75-28,88m).
Z	29,53	29,81	torba amorfa compatta bruno molto scuro
	29,81	29,96	limo con argilla con tracce di sabbia f grigio molto consistente.
	29,96	30,07	limo con sabbia f oliva
AA	30,29	30,81	limo con sabbia f argilloso bruno grigiastro. Rari frustoli di torba amorfa compatta bruno molto scuro sparsi.
AB	31,06	31,20	limo con sabbia f debolmente argilloso grigio oliva.
	31,20	31,65	limo con argilla grigio consistente. Qualche laminazione planare parallela grigio oliva sparsa
AC	31,78	32,39	limo argilloso sabbioso f grigio da consistente a molto consistente. Livello planare parallelo di torba amorfa compatta bruno molto scuro (31,97-32,01m). Livello planare parallelo torboso bruno molto scuro (32,01-32,08m). Rare laminazioni planari parallele oliva (31,78-31,90m).
	32,39	32,45	sabbia m-f debolmente limosa.
AD	32,61	33,27	limo con argilla grigio chiaro consistente. Frequenti laminazioni planari parallele oliva (32,61-32,71m; 33,17-33,27m).
AE	33,45	34,06	limo con argilla grigio molto consistente fortemente reagente con hcl. Livello planare parallelo torboso bruno scuro (33,45-33,52m). Rare lenti oliva sparse.
AF	34,19	34,87	limo con argilla con tracce di sabbia f grigio consistente. Frequenti laminazioni planari parallele oliva (34,19-34,39m). Rari gusci integri e fratturati di organismi sparsi (34,69-34,79m).
AG	35,08	35,24	limo con argilla con tracce di sabbia f grigio da consistente a molto consistente. Rari inclusi estremamente compatti fortemente reagenti con hcl sparsi.
	35,24	35,65	limo sabbioso f argilloso bruno giallastro e oliva molto consistente.
AH	35,88	36,28	torba amorfa compatta bruno molto scuro. Rare lenti grigio sparse
AI	36,62	37,25	limo con argilla con tracce di sabbia f grigio chiaro da molto consistente a duro. Rare laminazioni planari parallele e lenti sparse oliva (36,62-36,71m; 37,14-37,25m). Rari noduli estremamente compatti fortemente reagenti con hcl sparsi.

AJ	37,28	37,78	limo con sabbia f con tracce di argilla grigio oliva. Livello planare parallelo di limo con argilla con tracce di sabbia f grigio molto consistente (37,44-37,60m). Frequenti laminazioni planari parallele oliva sparse (37,44-37,60m).
AK	37,84	37,92	sabbia f debolmente limosa oliva
	37,92	38,22	limo con argilla consistente e sabbia f debolmente limosa in alternanza di livelli e laminazioni planari paralleli e grigio.
	38,22	38,26	sabbia m-f limosa grigio
AL	38,32	38,76	limo con sabbia f con tracce di argilla grigio
AM	38,83	38,98	sabbia f debolmente limosa grigio scuro. Rare lenti oliva sparse.
	38,89	39,26	limo con argilla moderatamente consistente. Rare lenti oliva sparse (38,98-39,08m).
AN	39,33	39,44	limo con argilla grigio.
	39,44	39,63	limo con argilla torboso bruno molto scuro.
	39,63	39,77	sabbia f limosa grigio oliva
CR1	40,88	40,98	limo argilloso grigio con venature bruno giallastre
CR2	42,28	42,38	limo argilloso grigio con venature bruno giallastre
AO	42,58	42,72	limo sabbioso f argilloso oliva fortemente reagente con hcl.
	42,72	43,06	limo con argilla con tracce di sabbia f grigio consistente fortemente reagente con hcl.
CR3	45,48	45,58	limo con sabbia fine argilloso grigio bruno
AP	47,12	47,66	limo con argilla debolmente sabbioso eterogeneo angolare subangolare grigio scuro torboso. Livelli planari paralleli di torba amorfa compatta bruno molto scuro (47,12-47,21m; 47,34-47,44m).
CR4	48,08	48,18	limo con sabbia fine debolmente argilloso grigio giallastro
CR5	49,78	49,88	limo debolmente argilloso con resti carboniosi bruno scuro
AQ	50,09	50,66	limo argilloso con tracce di sabbia f grigio scuro molto consistente.
CR6	50,98	51,08	limo con sabbia fine con tracce di argilla grigio chiaro con venature ocra.
CR7	55,08	55,18	argilla limosa bruno scuro. Presenza di resti carboniosi neri.
AR	57,72	58,11	limo con sabbia f debolmente argilloso grigio scuro. Frequenti laminazioni planari parallele torbose bruno molto scuro sparse.
CR8	58,78	58,88	sabbia m-f con tracce di limo grigio scuro
CR9	59,98	60,08	limo argilloso colore bruno-giallastro. Presenza di sottili livelli di sabbia fine e rari resti organici
AS	60,82	61,00	limo con argilla con tracce di sabbia eterogenea angolare subangolare grigio scuro. Frequenti laminazioni planari parallele torbose bruno molto scuro sparse.
	61,00	61,18	torba amorfa compatta bruno molto scuro
CR10	61,68	61,78	limo argilloso colore grigio scuro. Presenza di resti carboniosi nerastri.
CR11	63,08	63,18	sabbia media e fine debolmente limosa con abbondante materia organica. Colore bruno scuro.

S6	64,37	64,78	sabbia f debolmente limosa e limo argilloso in alternanza di livelli e laminazioni planari parallele grigio. Rare laminazioni planari parallele torbose bruno molto scuro sparse.
CR12	65,78	65,88	sabbia media e fine debolmente limosa. Colore grigio giallastro.
CR13	66,88	66,98	sabbia media e fine con tracce di limo. Colore grigio.
AT	68,17	68,69	limo argilloso sabbioso f grigio scuro
	68,69	68,84	limo argilloso debolmente sabbioso f grigio consistente
CR14	70,08	70,18	limo argilloso localmente debolmente sabbioso (f). Colore grigio.
AU	71,35	71,86	sabbia f con limo con tracce di argilla grigio oliva e grigio.
CR15	72,28	72,38	limo con sabbia fine debolmente argilloso. Colore grigio.
CR16	72,98	73,08	limo sabbioso (f). Colore grigio-bruno.
AV	74,28	74,80	limo argilloso debolmente sabbioso m-f grigio scuro e oliva molto consistente. Rare lenti di sabbia m-g debolemnte limosa sparse (74,77-74,80m)
CR17	74,88	75,08	sabbia media e grossolana debolmente limosa con frammenti di conchiglie. Colore grigio scuro

Tabella 4.1

Tutti i campioni presentano assenza o presenza insignificante di materiale ghiaioso, e sono invece composti da percentuali di sabbia, limo e argilla variabili.

Di seguito è riportata la granulometria di tutti i campioni del sondaggio S4T.

CAMPIONE	γ_1 kN/m ³	w ₁ %	w _l %	w _p %	l _p %	l _c	clay %	silt %	sand %	gravel %
S1	19,82									
S2	19,73	31					0	12	88	0
S3		21					0	3	95	0
S4	19,98	23					0	6	94	0
S5	19,17	12					0	7	93	0
A	18,61	31	40	21	19	0,47	43	57	0	0
B	17,23	38	43	21	22	0,23	44	53	2	0
C	9,11	31	40	23	17	0,53	42	58	0	0
D	18,53	33	37	21	16	0,25	43	56	1	0
E	15,11	43	55	29	26	0,46	41	58	2	0
F	18,07	37	46	26	20	0,45	34	64	2	0
G	18,54	36					6	77	17	0
H	17,6	31	36	23			18	75	7	0
I	18,48		42	28			3	85	12	0
J	18,48	34	27	21			10	83	7	0
K	18,64	29	36	22			20	78	3	0
L	19,02	29	40	25	15	0,73	34	65	2	0
M	19,64	30	35	21	14	0,36	33	66	1	0
N	18,55	29	30	22	8	0,13	20	79	1	0
O	17,8	32	50	26	24	0,75	50	50	0	0
P	16,97	31	37	21	16	0,38	30	70	0	0
Q	17,9						1	43	56	0

R	18,26						3	70	27	0
S	18,37	36	41	25	16	0,31	29	70	0	0
T	17,77	28	41	20	21	0,62	33	64	4	0
U	19,32	26	38	22	16	0,75	39	61	1	0
V	18,08						3	24	72	0
W	18,76						2	19	78	0
X	18,77	24	34	19	15	0,67	31	68	1	0
Y	18,58	24	30	18	12	0,50	19	75	6	0
Z	16,95	28	48	19	29	0,69	39	59	1	0
AA	19,03						11	56	33	0
AB	18,9	32	44	19	25	0,48	46	54	0	0
AC	18,7	23	37	18	19	0,74	24	64	12	0
AD	19,12	34	39	19	20	0,25	33	67	0	0
AE	19,17	26	44	24	20	0,90				
AF	18,53	30	53	24	29	0,79	41	56	3	0
AG	19,6	24	39	22	17	0,88	33	63	3	1
							10	66	24	0
AH										
AI	19,81	24	42	18	24	0,75	43	56	1	0
AJ	19,27	26	33	19	14	0,50	27	71	2	0
		24					3	68	30	0
AK	19,03	28	31	20	11	0,27				
AL	18,74						2	69	30	0
AM	18,17	32	38	22	16	0,38	37	63	0	0
AN	17,01	36	54	29	25	0,72	47	52	1	0
CR1										
CR2										
AO	19,37	29	37	20	17	0,47	25	73	2	0
CR3										
AP	15,39	53	87	45	42	0,81	32	62	6	0
CR4										
CR5										
AQ	17,79	37	43	30	13	0,46	15	80	5	0
CR6										
CR7										
AR	16,86	50					8	50	42	0
CR8										
CR9										
AS	14,05	47	68	38	30	0,70	34	63	2	0
CR10										
CR11										
S6	17,84	35					6	46	48	0
CR12										
CR13										
AT	19,48	26	30	23	7	0,57	12	77	10	0
							14	77	8	0
CR14										
AU	18,6	29					3	43	54	0
CR15										
CR16										
AV	19,52	29					18	74	7	0
CR17										

Tabella 4.2

I campioni contenenti un significativo contenuto di fine sono stati sottoposti a prova edometrica a deformazione controllata (CRS) da parte dell'ISMES.

A titolo esemplificativo, vengono riportati dati a disposizione per ciascun campione, con riferimento al campione A.

				DESCRIZIONE CAMPIONE																																																																																																																																										
rev.	data emiss.	eseguito da	elaborato da	Committente: CONSORZIO VENEZIA NUOVA Cantiere: BOCCA DI LIDO Sondaggio: S4T Campione: A Profondità prelievo da l.m.m. [m]: 13.08 - 13.58 Prova: Dc Data fine descrizione: 24/03/03																																																																																																																																										
0	24/03/03	Pezzotta	Angeloni																																																																																																																																											
Dati Generali di Campionamento																																																																																																																																														
Data prelievo:																																																																																																																																														
Attrezzatura sondaggio:		ROTAZIONE																																																																																																																																												
Attrezzatura prelievo:		OSTERBERG																																																																																																																																												
Modalità prelievo:		PRESSIONE																																																																																																																																												
Dati Generali del Campione																																																																																																																																														
Data arrivo in laboratorio:		18/09/02		Tipo contenitore:																																																																																																																																										
Data estrusione campione:		14/01/03		FUSTELLA ACCIAIO																																																																																																																																										
Condizioni contenitore:		BUONE		Forma campione:																																																																																																																																										
				CILINDRICO																																																																																																																																										
				Dimensioni Campione:																																																																																																																																										
				φ= 9.75 cm L= 40 cm																																																																																																																																										
				Classe del terreno:																																																																																																																																										
				CLASSE 4																																																																																																																																										
Descrizione																																																																																																																																														
13.14m-13.54m : Limo con argilla grigio (5y 5/1) moderatamente consistente.																																																																																																																																														
Rari resti vegetali bruno molto scuro (10yr 2/2) sparsi.																																																																																																																																														
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Schizzo</th> <th colspan="2">Penetrometro</th> <th colspan="2">Sciassometro</th> <th rowspan="2">Prove eseguite</th> </tr> <tr> <th>+</th> <th>//</th> <th>+</th> <th>//</th> </tr> <tr> <th></th> <th>[MPa]</th> <th>[MPa]</th> <th>[MPa]</th> <th>[MPa]</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>13.08</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td rowspan="16" style="vertical-align: middle;">Edo CRS1 w1 LLP1 Gr1 y1 Ft1</td> </tr> <tr><td>13.11</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.15</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.18</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.21</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.25</td><td>0.09</td><td>0.09</td><td>0.05</td><td>0.055</td></tr> <tr><td>13.28</td><td>0.09</td><td>0.09</td><td>0.055</td><td>0.055</td></tr> <tr><td>13.31</td><td>0.08</td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.34</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.38</td><td>0.12</td><td>0.13</td><td>0.08</td><td>0.08</td></tr> <tr><td>13.41</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.44</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.48</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.51</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.54</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.58</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.61</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.64</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.67</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.71</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.74</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.77</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.81</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>13.84</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>						Schizzo	Penetrometro		Sciassometro		Prove eseguite	+	//	+	//		[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]		13.08					Edo CRS1 w1 LLP1 Gr1 y1 Ft1	13.11					13.15					13.18					13.21					13.25	0.09	0.09	0.05	0.055	13.28	0.09	0.09	0.055	0.055	13.31	0.08				13.34					13.38	0.12	0.13	0.08	0.08	13.41					13.44					13.48					13.51					13.54					13.58					13.61					13.64					13.67					13.71					13.74					13.77					13.81					13.84				
Schizzo	Penetrometro		Sciassometro		Prove eseguite																																																																																																																																									
	+	//	+	//																																																																																																																																										
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]																																																																																																																																										
13.08					Edo CRS1 w1 LLP1 Gr1 y1 Ft1																																																																																																																																									
13.11																																																																																																																																														
13.15																																																																																																																																														
13.18																																																																																																																																														
13.21																																																																																																																																														
13.25	0.09	0.09	0.05	0.055																																																																																																																																										
13.28	0.09	0.09	0.055	0.055																																																																																																																																										
13.31	0.08																																																																																																																																													
13.34																																																																																																																																														
13.38	0.12	0.13	0.08	0.08																																																																																																																																										
13.41																																																																																																																																														
13.44																																																																																																																																														
13.48																																																																																																																																														
13.51																																																																																																																																														
13.54																																																																																																																																														
13.58																																																																																																																																														
13.61																																																																																																																																														
13.64																																																																																																																																														
13.67																																																																																																																																														
13.71																																																																																																																																														
13.74																																																																																																																																														
13.77																																																																																																																																														
13.81																																																																																																																																														
13.84																																																																																																																																														
Richiami																																																																																																																																														
Legenda e simboli																																																																																																																																														
γ - Peso di volume																																																																																																																																														
Ft - Fotografia																																																																																																																																														
Edo CRS - Edometro a deformazione controllata																																																																																																																																														
w - Umidità																																																																																																																																														
LLP - Limiti di liquidità e plasticità																																																																																																																																														
Gr - Analisi Granulometrica																																																																																																																																														
Tipologia	Titolo			Identificativo	Foglio di																																																																																																																																									
				S4T_A_DC.XLS	1 1																																																																																																																																									

rev.	data emiss.	eseguito da	elaborato da
0	24/03/03	Pezzotta	Angeloni

Committente: CONSORZIO VENEZIA NUOVA
Cantiere: BOCCA DI LIDO
Sondaggio: S4T
Campione: A
Profondità prelievo da l.m.m. [m]: 13.08 - 13.58
Prova: Cg
Data fine descrizione: 24/03/03

Prove	Profondità	Risultati prove	Riferimento procedure	Note
γ ₁	13.14m - 13.54m	Peso di volume = 18.81 [kN/m ³]	PT-LMT-00021 REV. 1	
w ₁	13.21m - 13.26m	Umidità = 31 [%]	PT-LMT-00016 REV. 0	
LLP ₁	13.21m - 13.26m	Limite Liquido = 40 [%] Limite Plastico = 21 [%]	PT-LMT-00020 REV. 1	

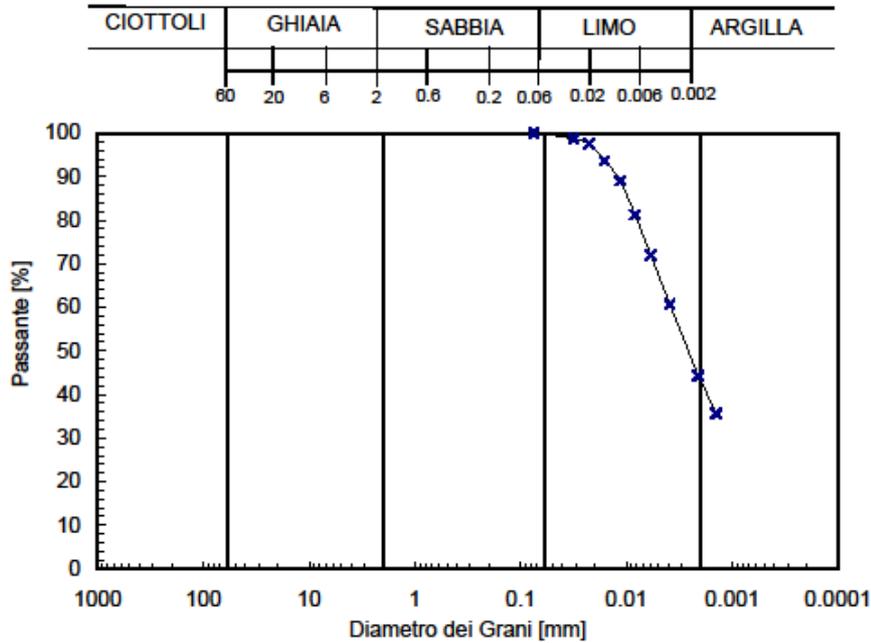
rev.	data emiss.	eseguito da	elaborato da
0	24/03/03	Pezzotta	Angeloni

Normativa di riferimento: ASTM D422/00

N° certificato di prova: _____

N° verbale di accettazione: _____

Committente:	CONSORZIO VENEZIA NUOVA
Cantiere:	BOCCA DI LIDO
Sondaggio:	S4T
Campione:	A
Profondità prova da l.m.m. [m]:	13.21 - 13.26
Prova:	Gr 1
Data prova:	17/02/03



Prova	Simbolo	Profondità		Peso Secco Materiale [g]	Metodo Preparazione	% < 0.075mm	% CIOTTOLI	% GHIAIA	% SABBIA	% LIMO	% ARGILLA	D ₆₀ [mm]	D ₅₀ [mm]	D ₁₀ [mm]
		da m	a m											
Gr 1	x	13.21	13.26	306.23	VIA UMIDA	100	-	-	0	57	43	3.8.E-03	2.6.E-03	4.4.E-04

NOTE:

* Ricavato da estrapolazione dei dati sperimentali

Non si esegue la vagliatura poiché il peso secco del trattenuto al vaglio 200 ASTM (0.075mm) è inferiore all'1% del peso secco totale.

rev.	data emiss.	eseguito da	elaborato da
0	24/03/03	Angeloni	Angeloni

Normativa di riferimento: ASTM D4185/80

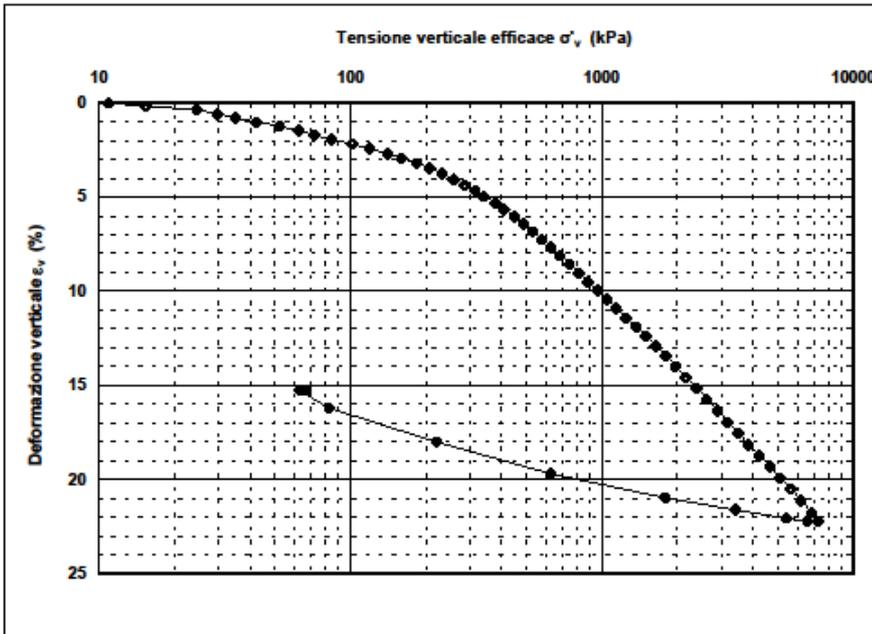
N° certificato di prova:

N° verbale di accettazione:

Committente:	CONSORZIO VENEZIA NUOVA
Cantiere:	BOCCA DI LIDO
Sondaggio:	S4T
Campione:	A
Profondità prova da l.m.m. [m]:	13.24
Prova:	Edo CRS
Provino:	1
Data prova:	15/01/03

Dati generali dei provini

Provino	Profondità	Dati Iniziali							Dati a fine prova					Parametri di prova		Metodo di preparazione - tipo di materiale
		D	H	γ_w	W_l	γ_s	e	GS	H	γ_w	W_l	γ_s	e	v	B.P.	
-	m	mm	mm	kN/m ³	%	kN/m ³	-	-	mm	kN/m ³	%	kN/m ³	-	mm/min	kPa	
1	13.24	63.7	25.0	19.10	33.2	14.34	0.847	2.70	21.2	20.64	22.0	16.92	0.565	0.005	300	
																Fustellazione - Campione Indisturbato



Legenda:

D = diametro del provino

H = altezza del provino

γ = peso di volume

w = contenuto d'acqua

e = indice dei vuoti

B.P. = back pressure

GS = Peso specifico dei grani

Subscritto 'u' = umido

Subscritto 's' = secco

v = velocità pressa

Subscritto 'I' = iniziale

Subscritto 'F' = finale

Note:	
-------	--

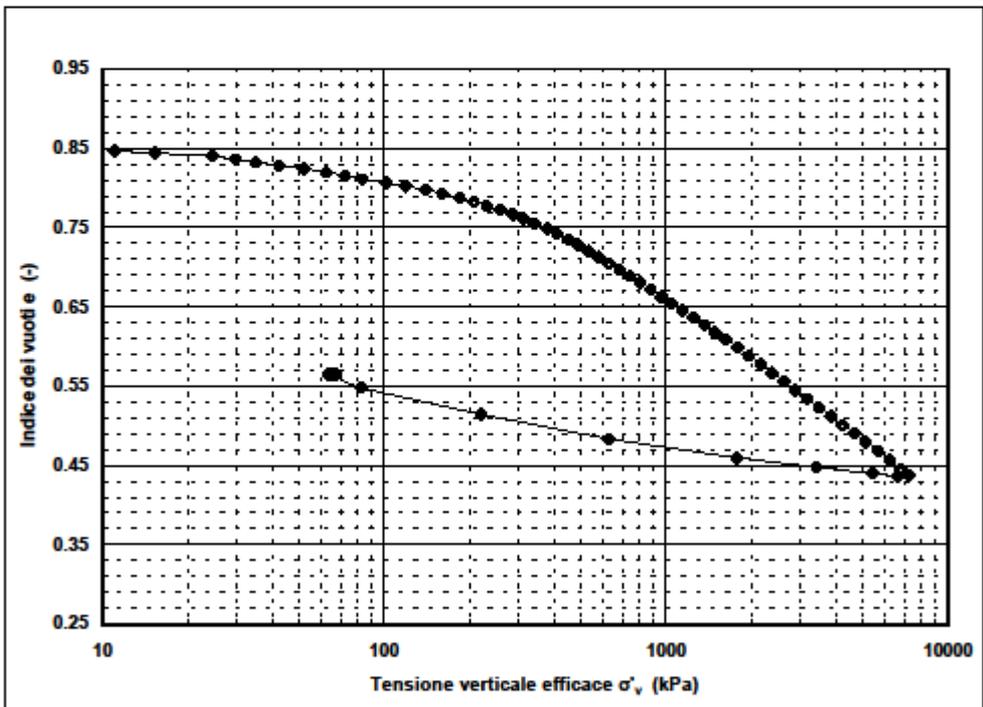
rev.	data emiss.	eseguito da	elaborato da
0	24/03/03	Angeloni	Angeloni

Normativa di riferimento: ASTM D4186/89

Committente:	CONSORZIO VENEZIA NUOVA
Cantiere:	BOCCA DI LIDO
Sondaggio:	S4T
Campione:	A
Profondità prova da l.m.m. [m]:	13.24
Prova:	Edo CRS
Provino:	1
Data prova:	15/01/03

Dati generali dei provini

Provino	Profondità	Dati Iniziali								Dati a fine prova					Parametri di prova		Metodo di preparazione - tipo di materiale
		D	H	γ_s	W_L	γ_w	e	GS	H	γ_s	W_L	γ_w	e	v	B.P.		
-	m	mm	mm	kN/m ³	%	kN/m ³	-	-	mm	kN/m ³	%	kN/m ³	-	mm/min	kPa		
1	13.24	63.7	25.0	19.10	33.2	14.34	0.847	2.70	21.2	20.64	22.0	16.92	0.565	0.005	300		
																Fustellazione orizzontale - Campione indisturbato	



Legenda:

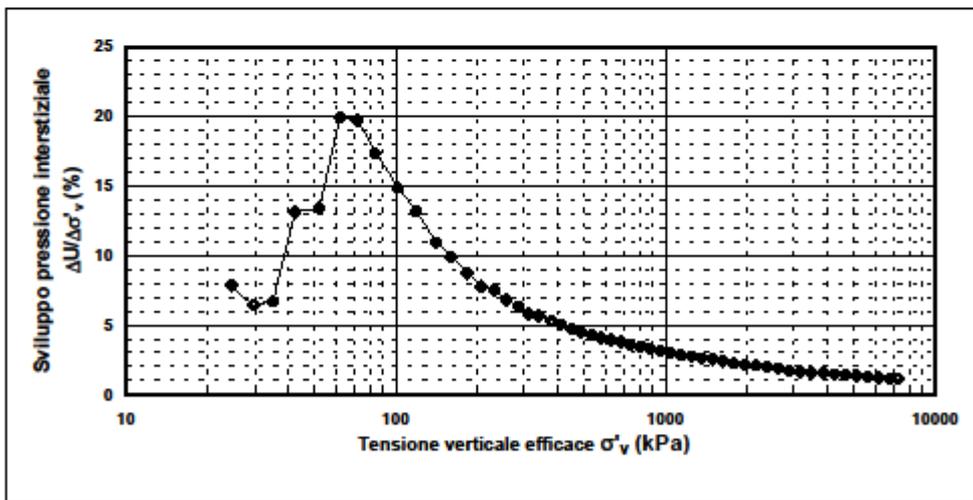
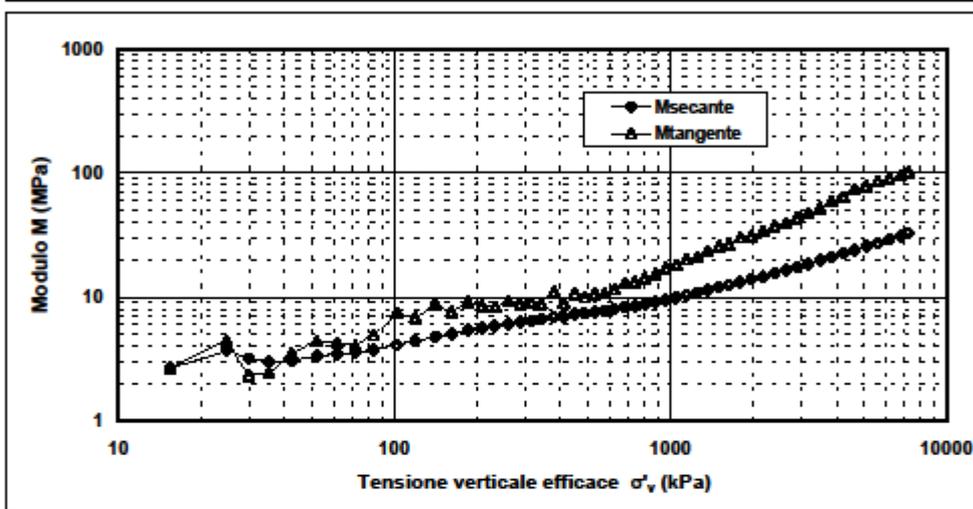
- | | | | |
|---------------------------|-----------------------|-------------------------------|---------------------------|
| D = diametro del provino | w = contenuto d'acqua | GS = Peso specifico dei grani | v = velocità pressa |
| H = altezza del provino | e = indice dei vuoti | Subscritto 'u' = umido | Subscritto 'i' = iniziale |
| γ = peso di volume | B.P. = back pressure | Subscritto 's' = secco | Subscritto 'f' = finale |

Note:	
-------	--

rev.	data emiss.	eseguito da	elaborato da
0	24/03/03	Angeloni	Angeloni

Normativa di riferimento: ASTM D4186/69

Committente:	CONSORZIO VENEZIA NUOVA
Cantiere:	BOCCA DI LIDO
Sondaggio:	S4T
Campione:	A
Profondità prova da l.m.m. [m]:	13.24
Prova:	Edo CRS
Provino:	1
Data prova:	15/01/03

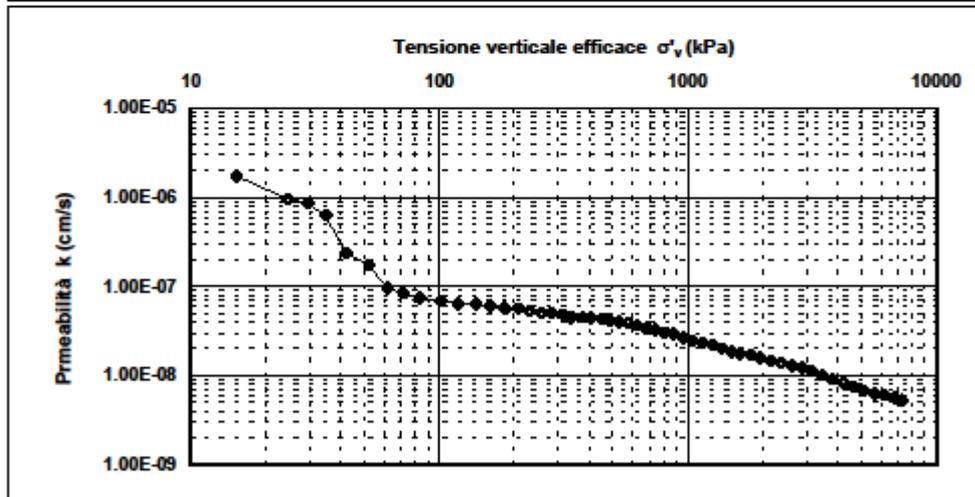
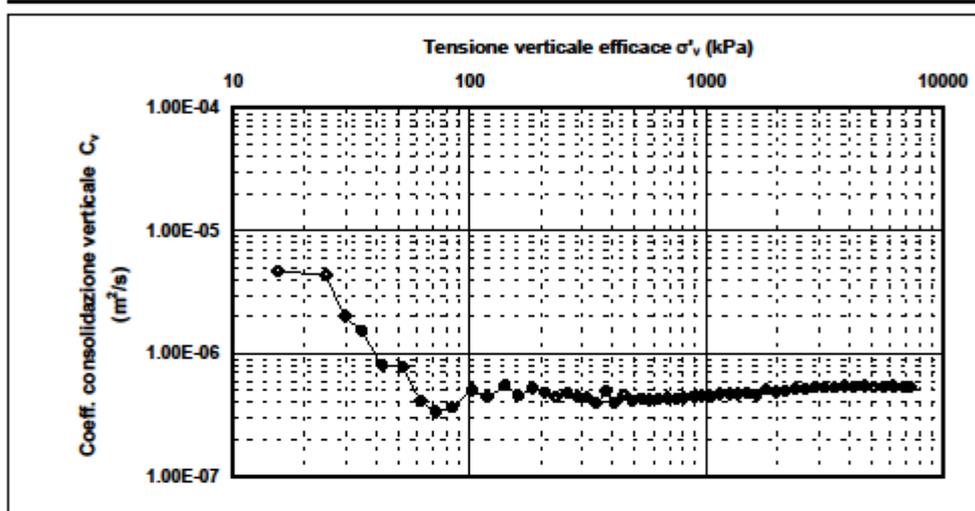


Note:	
-------	--

rev.	data emiss.	eseguito da	elaborato da
0	24/03/03	Angeloni	Angeloni

Normativa di riferimento: ASTM D4186/69

Committente:	CONSORZIO VENEZIA NUOVA
Cantiere:	BOCCA DI LIDO
Sondaggio:	S4T
Campione:	A
Profondità prova da l.m.m. [m]:	13.24
Prova:	Edo CRS
Provino:	1
Data prova:	15/01/03



Nota:	
-------	--

Figura 4.2 Dati prove di laboratorio

La tabella seguente riporta, per ciascun campione sottoposto a prova edometrica, i valori della porosità iniziale n_0 , della porosità n_{1000} corrispondente ad una tensione efficace verticale pari a 1000 kPa, il grado di sovraconsolidazione calcolato attraverso il metodo grafico di Casagrande ed infine, nelle ultime due colonne, le pendenze della linea di stato critico (CSL) in compressione vergine e allo scarico. Il valore di n_0 è correlato all'indice dei vuoti iniziale calcolato come:

$$e_0 = G_s \frac{\gamma_w}{\gamma_d} - 1$$

dove il valore del peso specifico dei grani G_s è stato assunto pari a 2,70 per tutti i campioni, non essendo forniti dati più precisi.

La porosità n_{1000} , è stata calcolata dal valore di e corrispondente a $\sigma'_v=1000$ kPa nel grafico semilogaritmico $e-\sigma'_v$ di ciascuna prova.

CAMPIONE	z m (m)	n_0	n_{1000}	OCR	λ	κ
A	13,24	0,459	0,397	9,615	0,114	0,033
B	13,88	0,456	0,355	3,314	0,125	0,025
C	14,43	0,457	0,405	9,473	0,112	0,009
D	15,34	0,456	0,394	3,458	0,089	0,001
E	16,02	0,559	0,479	6,435	0,195	0,010
F	16,23	0,456	0,389	5,723	0,110	0,013
H	19,88	0,461	0,393	4,702	0,117	0,018
K	21,96	0,452	0,377	1,537	0,097	0,002
L	22,49	0,444	0,383	3,405	0,103	0,016
M	22,7	0,431	0,382	7,987	0,114	0,012
	22,7	0,431	0,398	6,659	0,119	0,017
N	23,26	0,459	0,400	7,273	0,133	0,016
O	23,87	0,471	0,387	5,252	0,132	0,022
P	24,18	0,447	0,386	8,014	0,114	0,022
S	25,93	0,482	0,428	6,064	0,148	0,024
T	26,44	0,434	0,368	2,893	0,117	0,027
U	26,79	0,409	0,370	7,337	0,113	0,015
X	28,36	0,427	0,381	3,954	0,094	0,018
Y	28,71	0,391	0,352	7,162	0,089	0,014
Z	29,89	0,423	0,364	2,679	0,116	0,028
AB	31,59	0,448	0,398	4,097	0,120	0,019
AC	32,28	0,401	0,361	4,758	0,095	0,019
AD	33,07	0,480	0,296	3,295	0,136	0,020
AE	33,7	0,412	0,370	5,962	0,109	0,021
AF	34,82	0,448	0,381	2,027	0,111	0,018
AG	35,18	0,456	0,413	1,999	0,097	0,009
AI	36,78	0,389	0,345	5,005	0,097	0,007
	37,13	0,413	0,375	5,671	0,111	0,010
AM	39,14	0,456	0,384	1,290	0,111	0,015
AO	42,79	0,423	0,376	2,374	0,109	0,017

Tabella 4.3

I valori di n_0 , n_{1000} e OCR sono plottati nei grafici di figura 4.3 in funzione della profondità z .

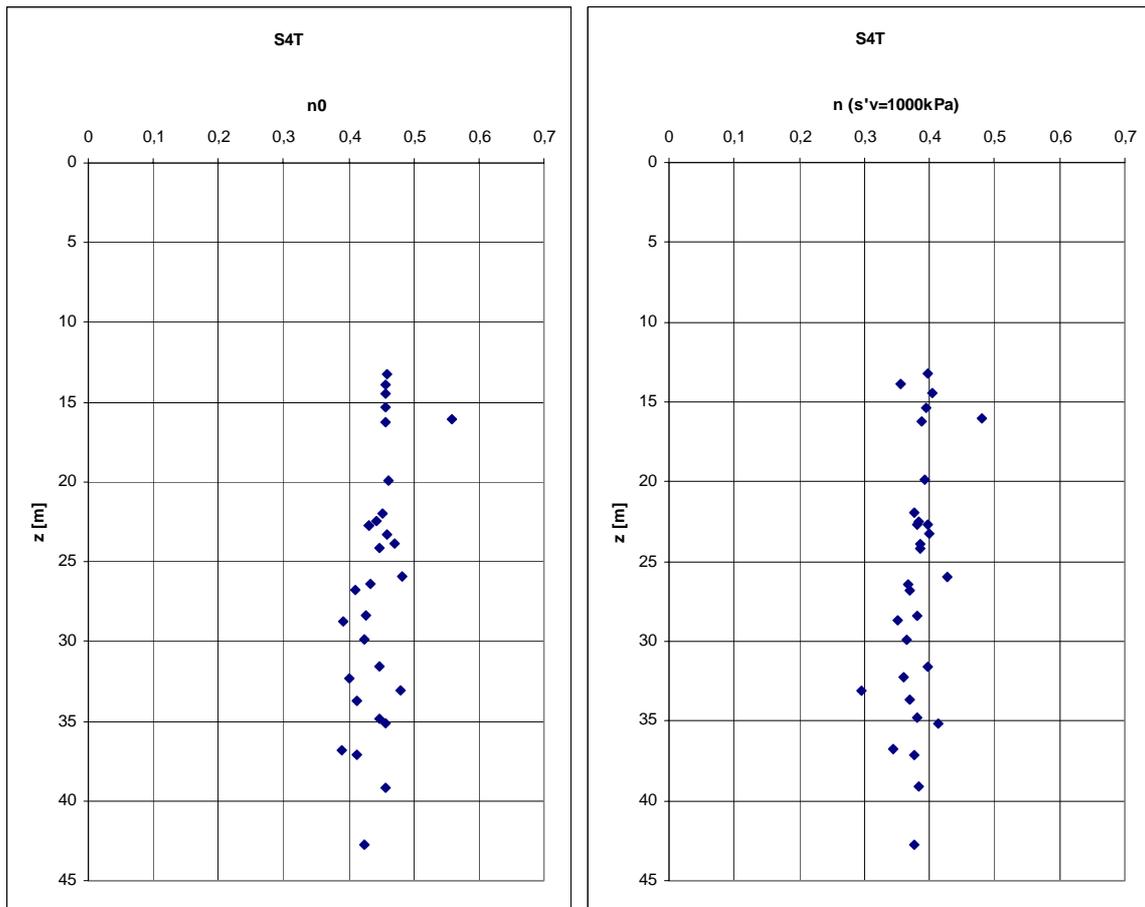


Figura 4.3 Porosità iniziale e porosità a 1000kPa.

Si nota che la porosità iniziale risulta mediamente compresa tra 0,4 e 0,5, e pressoché costante con la profondità. Allo stesso modo, la porosità riferita ad una tensione verticale efficace di 1000 kPa può essere considerata costante e pari a 0,38-0,40.

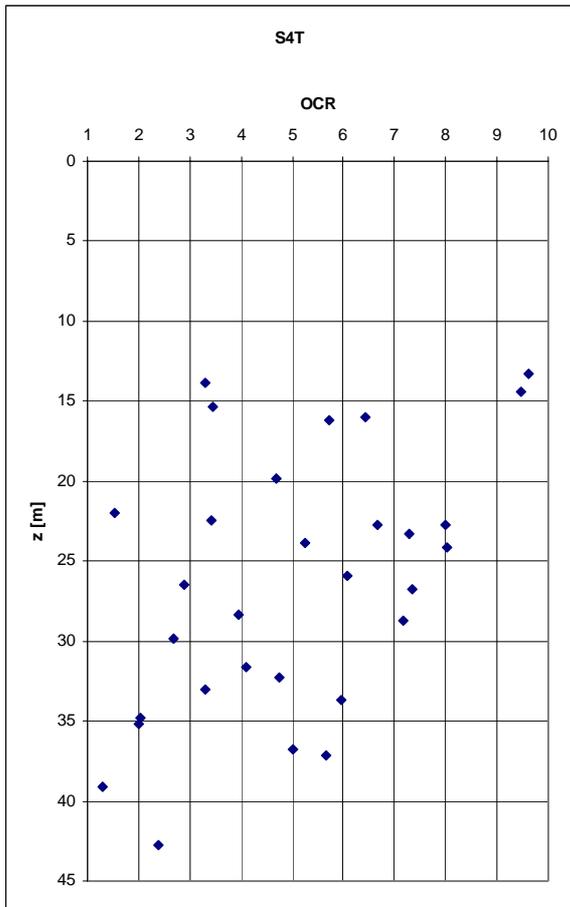


Figura 4.4 Grado di sovraconsolidazione

Per valutare la dipendenza delle caratteristiche meccaniche dei campioni dalla loro granulometria, sono stati sistematicamente plottati i singoli parametri in funzione del contenuto di argilla e del contenuto di sabbia in percentuale. Dai grafici sono state ricavate le linee di tendenza che interpretano la dipendenza di ciascun parametro dalla granulometria.

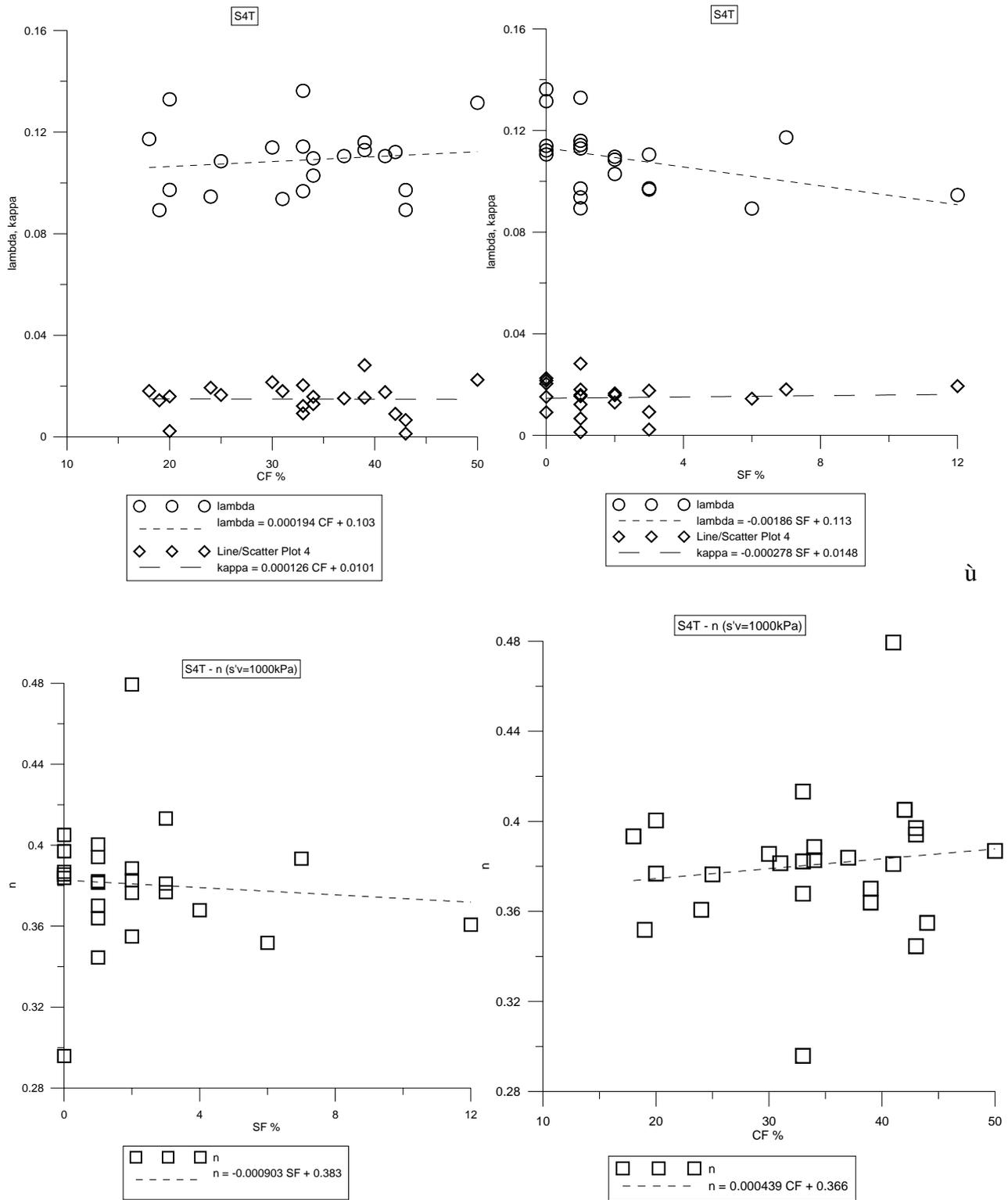


Figura 4.5

Riassumendo, per quanto riguarda la dipendenza dal contenuto di argilla, le correlazioni ottenute sono:

$$\lambda = 0,103 + 0,0194 \cdot CF$$

$$\kappa = 0,0101 + 0,0126 \cdot CF$$

$$n_{1000kPa}^1 = 0,366 + 0,0439 \cdot CF$$

Correlando le stesse grandezze al contenuto di argilla in percentuale, incede, si ottengono:

$$\lambda = 0,113 - 0,186 \cdot SF$$

$$\kappa = 0,0148 - 0,0278 \cdot SF$$

$$n_{1000kPa}^2 = 0,383 - 0,0903 \cdot SF$$

4.3 Sondaggio S2T

La descrizione del terreno lungo la verticale del sondaggio S2T è riportata nella tabella 4.4.

CAMPIONE	profondità prelievo		descrizione
	da (m l.m.m.)	a (m l.m.m.)	
SPT1	7,81	8,26	Sabbia m/f limosa con tracce di argilla.
SPT2	10,81	11,26	Sabbia m con tracce di limo.
CR1	12,71	13,11	Sabbia m debolmente limosa.
A	13,81	14,31	Argilla con limo grigio chiaro da moderatamente consistente a consistente.
CR2	18,11	18,31	Sabbia f con limo debolmente argillosa.
B	18,46	18,78	Limo argilloso con tracce di sabbia f grigio chiaro consistente. Rare lenti di limo argilloso sabbioso f grigio oliva sparse.
CR3	20,51	20,61	Limo con sabbia f con tracce di argilla.
C	21,30	21,52	Limo sabbioso f argilloso grigio consistente.
	21,52	21,81	Limo con argilla con tracce di sabbia f grigio molto consistente.
SPT3	24,31	24,76	Limo sabbioso f debolmente argilloso con tracce di ghiaia m/f. La ghiaia m/f e' costituita da gusci cementati.
CR4	26,81	26,91	Sabbia f con limo con tracce di argilla.
SPT4	27,31	27,76	Limo sabbioso f argilloso.
D	28,81	29,31	Limo con argilla grigio da consistente a molto consistente.
CR5	30,01	30,11	Limo con sabbia f debolmente argilloso.
E	31,81	32,31	Limo con argilla grigio chiaro consistente. Rare laminazioni planari parallele di limo argilloso sabbioso f sparse. Rare lenti bruno oliva chiaro sparse.
CR6	34,61	34,71	Limo con argilla con tracce di sabbia f.
F	34,81	35,31	Limo con argilla con tracce di sabbia f grigio molto scuro e grigio da consistente a molto consistente. Rari noduli cementati sparsi.
CR7	37,11	37,21	Limo sabbioso f debolmente argilloso.
SPT5	37,81	38,26	Limo argilloso debolmente sabbioso f.
CR8	40,01	40,11	Sabbia f debolmente limosa con tracce di argilla.
G	40,81	41,31	Limo argilloso con tracce di sabbia f grigio consistente.
CR9	42,61	42,71	Limo argilloso con tracce di sabbia f.
SPT6	43,81	44,26	Sabbia f con limo con tracce di argilla.
CR10	45,01	45,11	Limo sabbioso f argilloso.
H	46,81	47,31	Limo argilloso con tracce di sabbia f grigio molto consistente.
CR11	49,51	49,61	Limo con sabbia f con tracce di argilla.
SPT7	49,81	50,26	Limo sabbioso f argilloso.
CR12	52,11	52,21	Ghiaia m/f e' costituita da noduli cementati.

			Limo con sabbia f argilloso grigio. Livello planare parallelo di limo con argilla debolmente sabbioso f grigio consistente (53,14m-53,25m). Rari noduli cementati grigio chiaro sparsi.
I	52,79	53,31	
CR13	54,01	54,11	Sabbia m/f limosa con tracce di argilla.
SPT8	54,31	54,76	Sabbia m/f debolmente limosa con tracce di argilla.
	55,81	55,95	Limo argilloso debolmente sabbioso f grigio.
J	55,95	56,31	Sabbia f con limo con tracce di argilla grigio. Rari resti vegetali bruno molto scuro sparsi.
CR14	58,51	58,61	Sabbia m/f con tracce di limo.
K	58,81	59,31	Torba amorfa compatta bruno molto scuro.
	60,91	61,17	Sabbia m/f debolmente limosa grigio. Livello planare parallelo di sabbia f con limo con tracce di argilla con tracce di ghiaia m/f (61,17m-61,25m).
	61,25	61,54	Sabbia m/f debolmente limosa grigio.
S1	61,54	61,61	Sabbia m/f con tracce di limo grigio.
CR15	63,81	63,91	Sabbia m/f.
	64,81	64,95	Sabbia f con limo con tracce di argilla grigio oliva.
	64,95	65,19	Limo argilloso debolmente sabbioso f grigio.
S2	65,19	65,31	Limo con sabbia f grigio oliva.
CR16	67,51	67,61	Limo con sabbia f argilloso.
	68,61	68,66	Sabbia m/ f debolmente limosa.
S3	68,66	69,11	Limo argilloso debolmente sabbioso f grigio.
CR17	70,31	70,41	Limo con sabbia f con tracce di argilla.
	70,81	71,19	Limo sabbioso f con tracce di argilla con tracce di argilla grigio scuro. Rare lenti oliva sparse.
L	71,19	71,31	Limo argilloso sabbioso f grigio scuro.
CR18	73,21	73,31	Limo debolmente sabbioso f con tracce di argilla.
CR19	76,41	76,51	Limo con argilla con tracce di sabbia f.
	76,76	77,31	Limo con argilla con tracce di sabbia f grigio chiaro molto consistente. Rare laminazioni planari parallele bruno molto scuro sparse.
M	76,76	77,31	
CR20	79,01	79,11	Limo argilloso debolmente sabbioso f.
	79,81	80,31	Limo argilloso debolmente sabbioso f grigio consistente. Livello planare parallelo di limo argilloso grigio (80,21m-80,25m).
N	79,81	80,31	
CR21	82,31	82,41	Limo con argilla con tracce di sabbia f.
O	82,81	83,31	Limo con argilla bruno oliva chiaro.
CR22	85,51	85,61	Limo con argilla con tracce di sabbia f.
	85,81	86,18	Limo argilloso debolmente sabbioso m/f grigio duro. Rari noduli cementati grigio chiaro sparsi.
P	86,18	86,31	Limo argilloso grigio duro.
CR23	88,21	88,31	Limo sabbioso f debolmente argilloso.
S4	89,61	90,11	Sabbia f limosa grigio oliva.
CR24	92,91	93,01	Limo con sabbia f debolmente argilloso.
	95,11	95,30	Sabbia f limosa con tracce di argilla grigio oliva.
S5	95,30	95,61	Limo con sabbia f debolmente argilloso grigio oliva.
CR25	97,11	97,21	Sabbia f limosa con tracce di argilla.
	98,61	99,11	Sabbia m/f grigio. Livello planare parallelo di sabbia con limo (98,61m-98,66m). Livello planare parallelo di torba bruno molto scuro (98,78m-98,66m).
S6	98,61	99,11	
CR26	100,21	100,31	Sabbia m/f.

Tabella 4.4

In tabella 4.5 sono riportati il peso di volume naturale dei campioni, limiti di Atterberg e composizione granulometrica.

CAMPIONE	γ_1	wl	wp	lp	clay	silt	sand	gravel
	kN/m3	%	%	%	%	%	%	%
SPT1					2	11	87	
SPT2					0	4	96	0
CR1					0	7	92	1
A	17,25	34	21	13	52	48	0	
CR2					5	43	52	
B	17,65	46	31	15	24	72	3	
CR3					3	52	44	
C	19,54	36	24	12	36	62	1	
SPT3					6	75	17	2
CR4					1	39	60	
SPT4					13	66	21	
D	19,46	43	23	20	39	60	1	
CR5					7	52	41	
E	18,69	32	23	9	27	69	4	
CR6		36	25	11	37	61	2	
F	18,78	38	22	16	39	56	5	
CR7					9	69	22	
SPT5					11	80	8	
CR8					2	9	89	
G	19,25	33	24	9	23	73	4	0
CR9		32	26	6	21	78	1	
SPT6					4	29	66	
CR10					10	70	20	0
H	16,45	35	26	9	22	74	3	
CR11					4	58	38	0
SPT7					12	71	17	
CR12					22	72	3	2
I	19,02	51	28	23	43	39	6	2
CR13					2	12	87	
SPT8					2	8	90	
J	18,07				11	82	11	
CR14					0	2	98	
K	11,12							
	16,89				0	3	97	
					0	6	94	
S1					0	2	98	
CR15					0		100	
	16,51				3	33	63	
S2					1	52	48	
CR16					11	56	33	1
	16,62	28	25	3	17	76	7	
S3								
CR17					1	68	31	
L	17,88				5	82	13	

CR18					4	87	9	
CR19		35	24	11	34	63	3	
M	18,75	32	24	8	31	67	2	
CR20		29	22	7	20	73	7	
N	19,44	27	22	5	14	80	7	
CR21					30	68	3	
O	22,07	37	25	12	40	59	1	
CR22		40	26	14	39	59	2	
	19,86	30	26	4	15	75	7	4
P								
CR23					6	70	24	0
S4	17,67				0	25	75	
CR24					5	56	39	
	17,4				3	20	78	
S5					8	48	44	
CR25					5	24	71	
S6	17,64				0	0	100	
CR26					0		100	

Tabella 4.5

I campioni del sondaggio S2T sono stati sottoposti sia a prove edometriche ad incrementi di carico (IL) -a parte il campione D sottoposto a prova edometrica a deformazione controllata (CRS)- sia a prove triassiali.

CAMPIONE	EDO	z_m [m]	n_0	n_{1000}	OCR	λ	κ
A	IL 1	14,06	0,438	0,380	5,80	0,102	0,020
B	IL 1	18,67	0,518	0,451	3,13	0,136	0,020
C	IL 1	21,54	0,429	0,368	3,71	0,100	0,021
D	CRS	29,16	0,423	0,367	8,36	0,137	0,006
E	IL 1	32,1	0,442	0,389	2,27	0,121	0,008
F	IL 1	35,17	0,407	0,350	2,08	0,112	0,009
I	IL 1	53,24	0,469	0,410	1,45	0,160	0,006
J	IL 1	55,92	0,407	0,365	4,05	0,132	0,017
M	IL 1	76,98	0,419	0,379	2,04	0,116	0,005
O	IL 1	83,06	0,429	0,378	1,92	0,136	0,014

Tabella 4.6

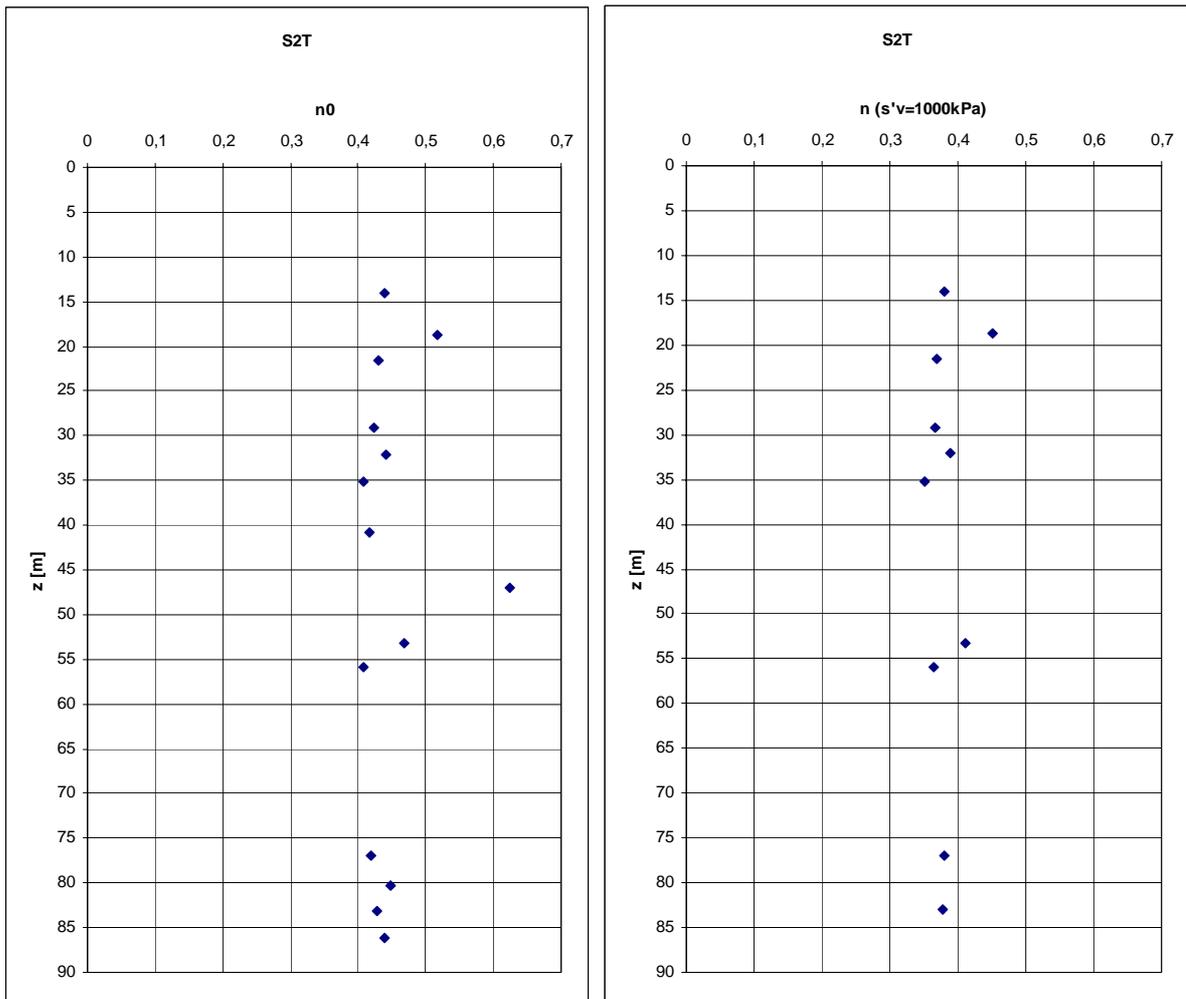
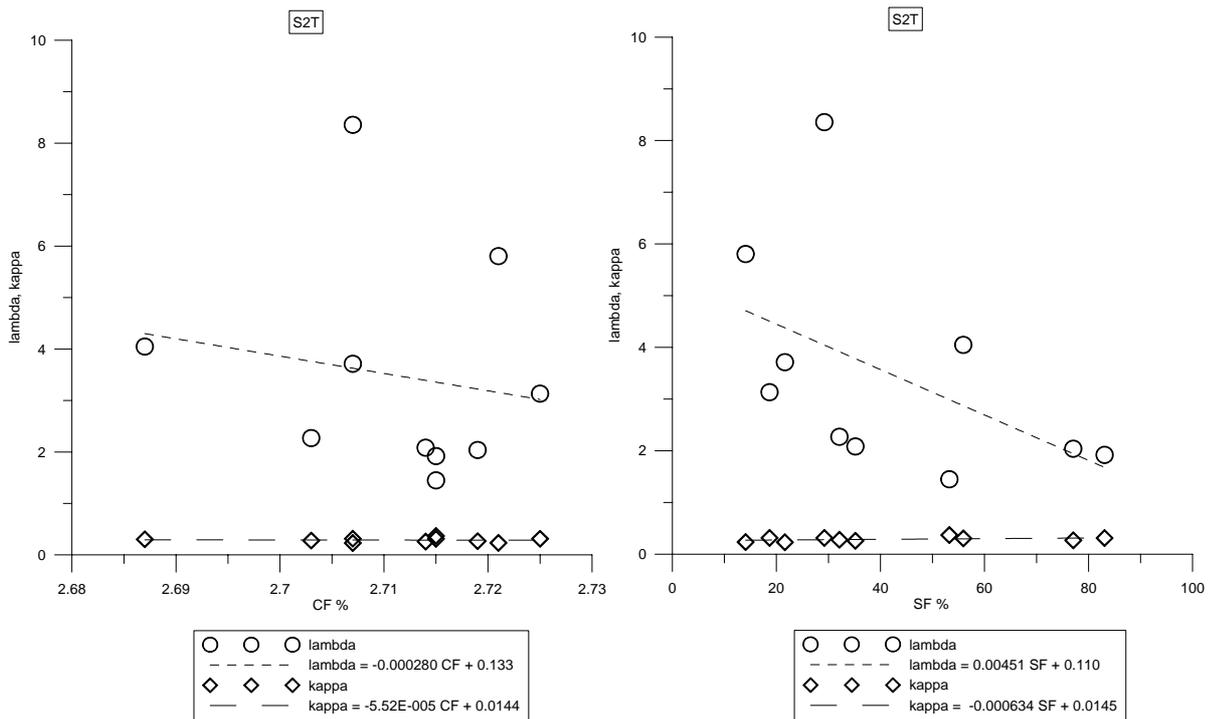


Figura 4.6

I grafici di figura 4.7 mostrano la rielaborazione dei parametri in funzione della granulometria.



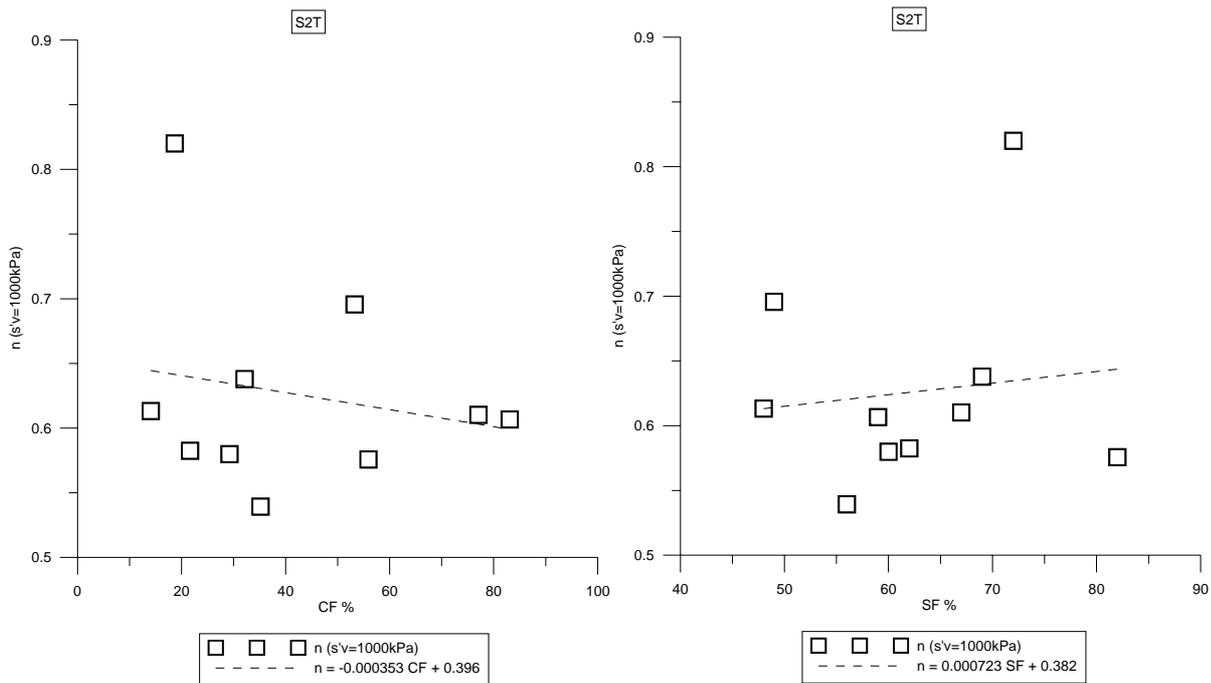


Figura 4.7

Le correlazioni ricavate, rispettivamente, in funzione del contenuto di argilla CF (clay fraction) e del contenuto di sabbia (SF) in percentuale sono:

$$\lambda = 0,133 - 0,0280 \cdot CF$$

$$\kappa = 0,0144 - 5,52 \cdot 10^{-3} \cdot CF$$

$$n|_{1000kPa} = 0,396 - 0,0353 \cdot CF$$

$$\lambda = 0,110 + 0,451 \cdot SF$$

$$\kappa = 0,0145 - 0,0634 \cdot SF$$

$$n|_{1000kPa} = 0,382 + 0,0723 \cdot SF$$

Alcuni campioni del sondaggio S2t sono stati soggetti a prove triassiali. La tabella 4.7 riporta il tipo di prova effettuata, il numero di provini.

CAMPIONE	TxCD	TxCK ₀ D	TxCU	TxCK ₀ U	TxUU
A	0	0	0	0	3
B	0	3	0	0	0
C	0	3	0	0	0
D	0	0	0	3	0
E	3	0	0	0	0

F	0	0	0	0	2
G	0	0	0	0	3
H	0	0	0	2	0
I	0	2	0	0	0
J	3	0	0	0	0
M	0	0	0	-	3
N	0	0	0	3	-
P	0	0	0	0	3

Tabella 4.7

Dai dati delle prove triassiali consolidate e drenate (sia isotropicamente che anisotropicamente secondo un fattore pari al coefficiente di spinta a riposo K_0) e delle prove triassiali consolidate e non drenate, sono stati calcolati, per ciascun provino, l'angolo di transizione ϕ_{inst} , e l'angolo di picco ϕ_p . Per i provini con comportamento rigonfiante, è stata calcolata la dilatanza.

CAMPIONE	TxCD	TxCK ₀ D	TxCK ₀ U	z Tx	ϕ_{cv}	ϕ_p	p'f [kPa]		dilatanza
							p'f [kPa]	p'f/patm	
B	0	3	0	18,53	40,68	41,64	116,0	1,16	-0,060
				18,61	30,27	30,27	503,3	5,03333	
				18,72	31,28	31,28	1032,0	10,32	
C	0	3	0	21,59	-36,09		60,0	0,6	0,711
				21,67	-24,14	-51,79	106,0	1,06	0,150
				21,75	-31,59	-61,04	186,0	1,86	0,121
D	0	0	3	28,92	-56,82	-58	135,967	1,35967	
				29,02	-46,59	-57	194,6	1,946	
				29,12	-31,44	-34,1	407,5	4,075	
E	3	0	0	32,04	35,10	35,19	381,3	3,81333	-0,076
				32,15	32,55	32,55	710,7	7,10667	
				32,15	31,30	31,30	1204,7	12,0467	
H	0	0	2	46,15	33,73	36,98	293,4	2,934	
				46,25	33,25	36,79	632,93	6,3293	
I	0	2	0	52,92	35,53	35,73	311,667	3,11667	-0,130
				53,02	31,71	31,71	193	1,93	
J	3	0	0	56,01	36,14	36,81	1597,3	15,9733	
				56,11	40,13	44,48	256,0	2,56	
				56,21	37,29	37,29	810,0	8,1	
M			3	77,05	-36,72	-37	216,567	2,16567	-0,091
				77,15	-35,56	-35,6	257,967	2,57967	
				77,25	-33,62	-34,8	447,9	4,479	

Tabella 4.8

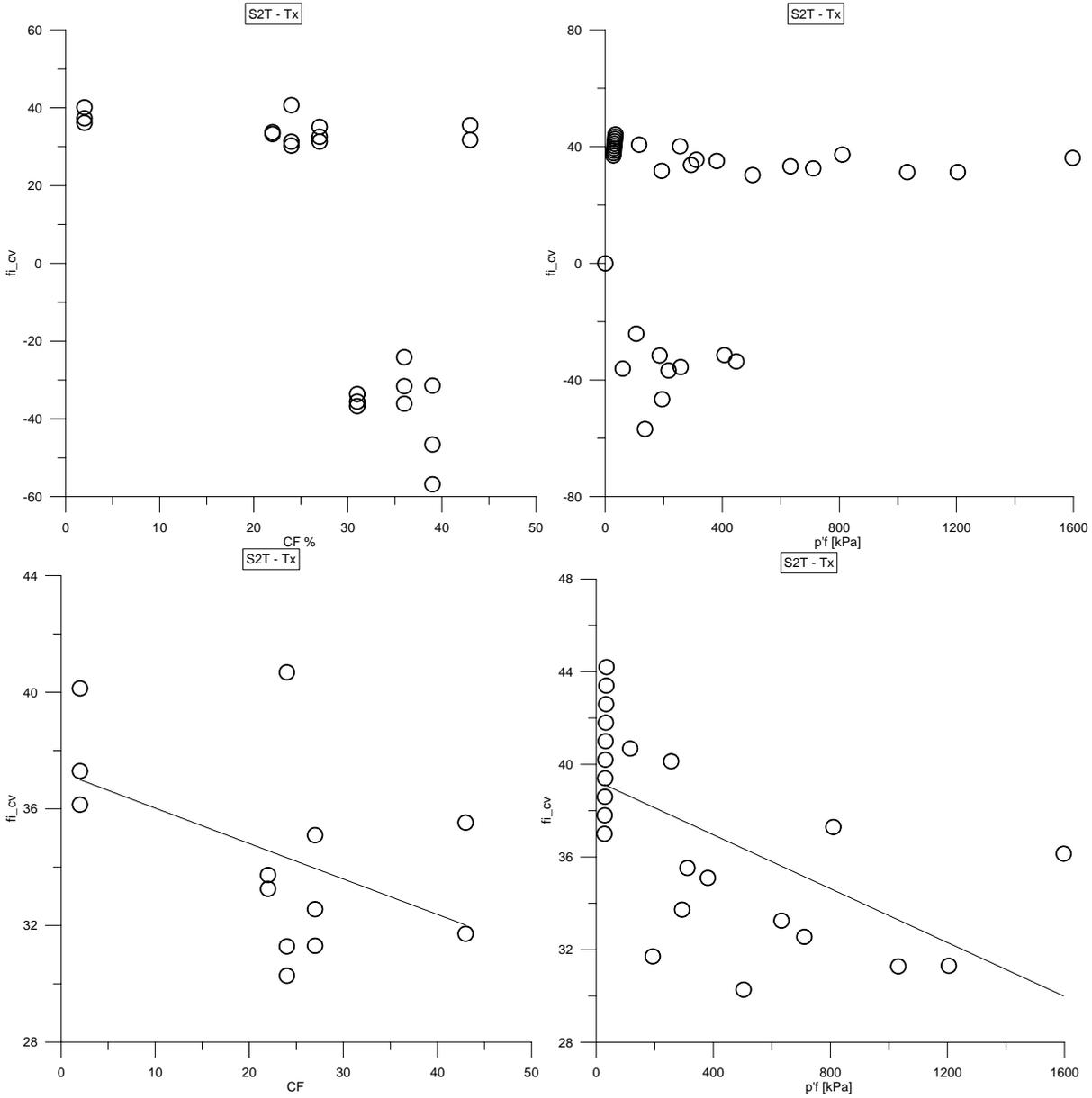
Nei grafici 4.7 sono plottati i valori raccolti in tabella, distinguendo tra percorsi tensionali in compressione ed in estensione. Dal momento che nelle prove edometriche si è preferito utilizzare come variabile il contenuto in argilla, piuttosto che il contenuto in sabbia (vedi Sintesi), le grandezze sono state plottate in funzione del CF.

E' stata inoltre investigata la dipendenza dalla pressione di confinamento a rottura p'f.

Angolo di transizione (a volume costante):

In compressione: $\phi_{trans} = 28^\circ$ $M_{trans} = \frac{6 \cdot \text{sen}\phi}{3 - \text{sen}\phi} = 1,113$

In estensione: $\phi_{trans} = 28^\circ$



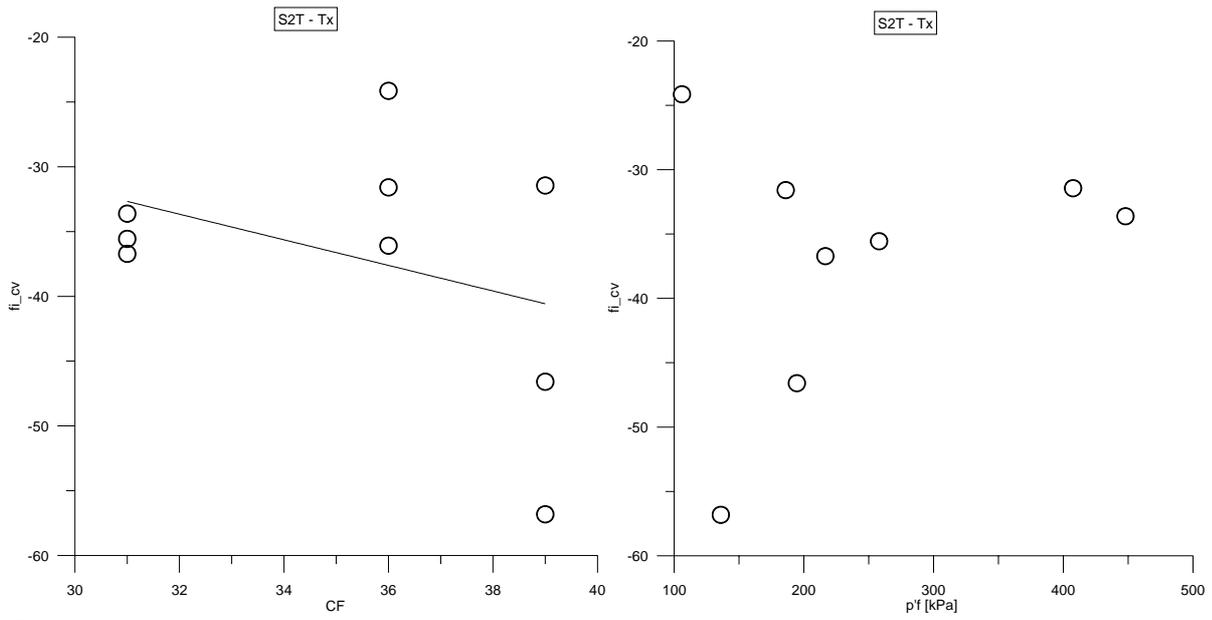
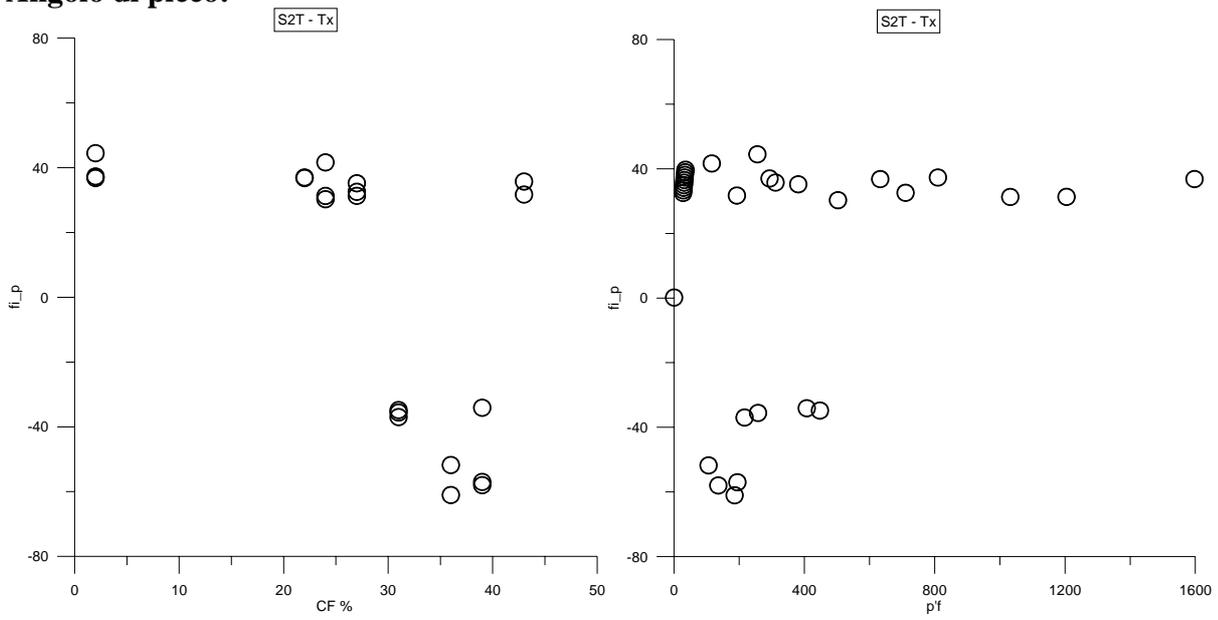


Figura 4.8

Angolo di picco:



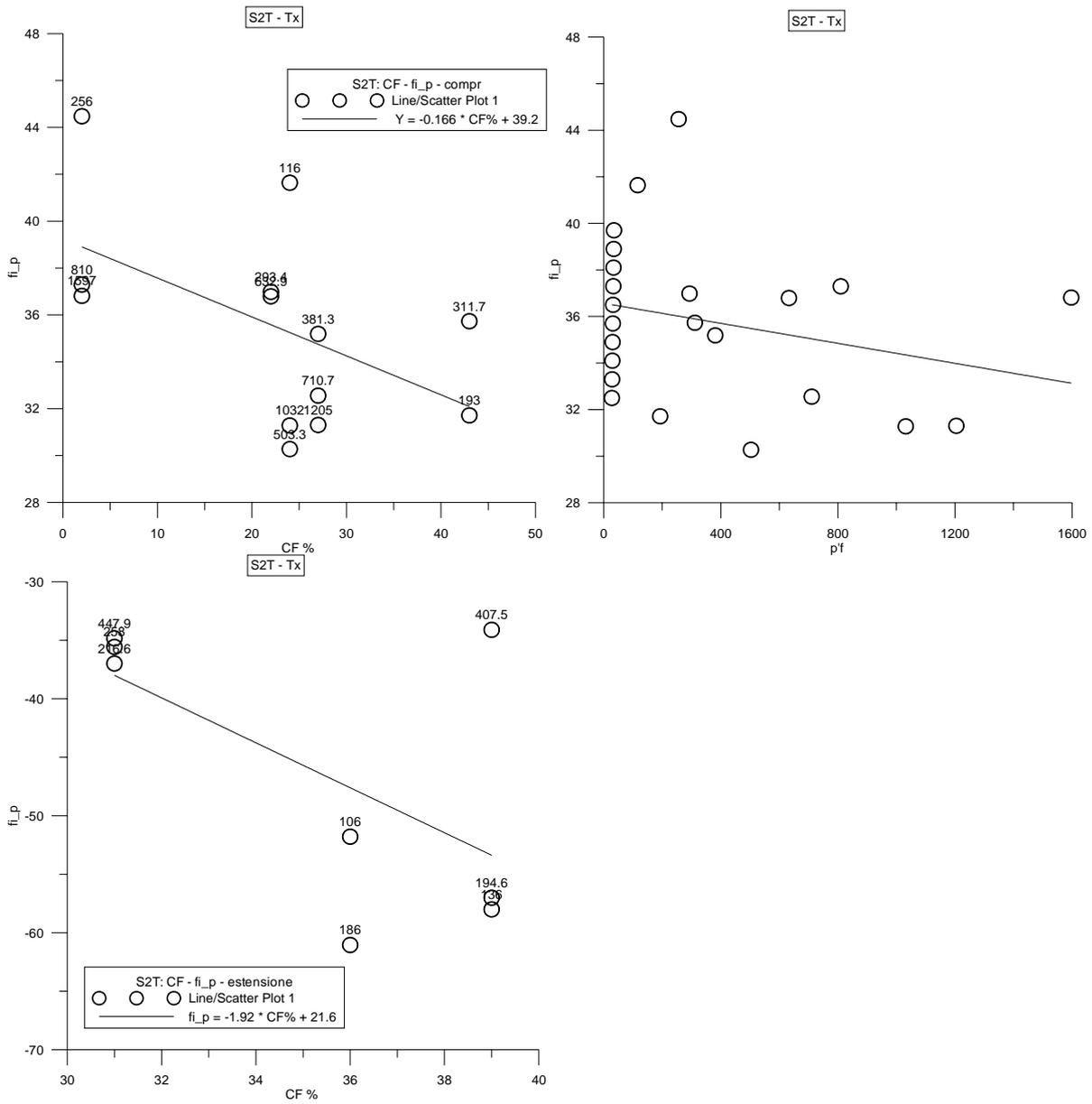


Figura 4.9

Angolo di picco:

$$\phi'_p = 45^\circ - 30 \cdot CF - 0,8 \frac{p'_f}{p'_a} \quad p'_a = 100kPa$$

Dilatanza:

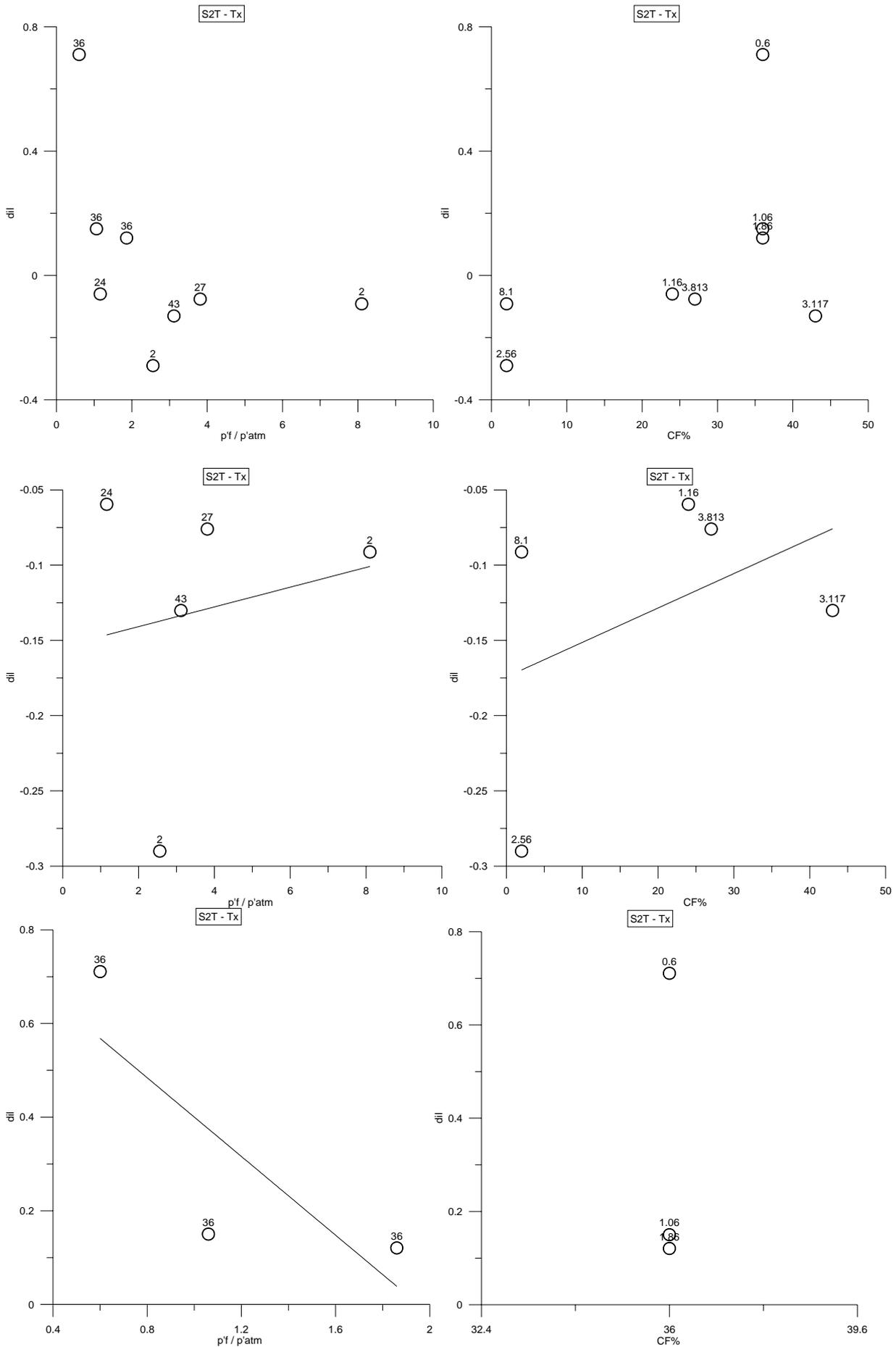


Figura 4.10

in compressione $d = -0,154 + 0,00656 \frac{P'_f}{P'_a}$ $d = -0,174 + 0,229 \cdot CF$

in estensione $d = 0,820 - 0,420 \frac{P'_f}{P'_a}$ $d = 0,327$

4.4 Sintesi

Dall'interpretazione delle prove edometriche dei sondaggi S2T ed S4T, si ricavano le seguenti correlazioni:

$$\lambda = 0,115 + 1,914 \cdot 10^{-3} \cdot CF$$

$$\kappa = 0,0169 - 0,0100 \cdot CF$$

$$n_{1000kPa} = 0,377 + 0,0137 \cdot CF$$

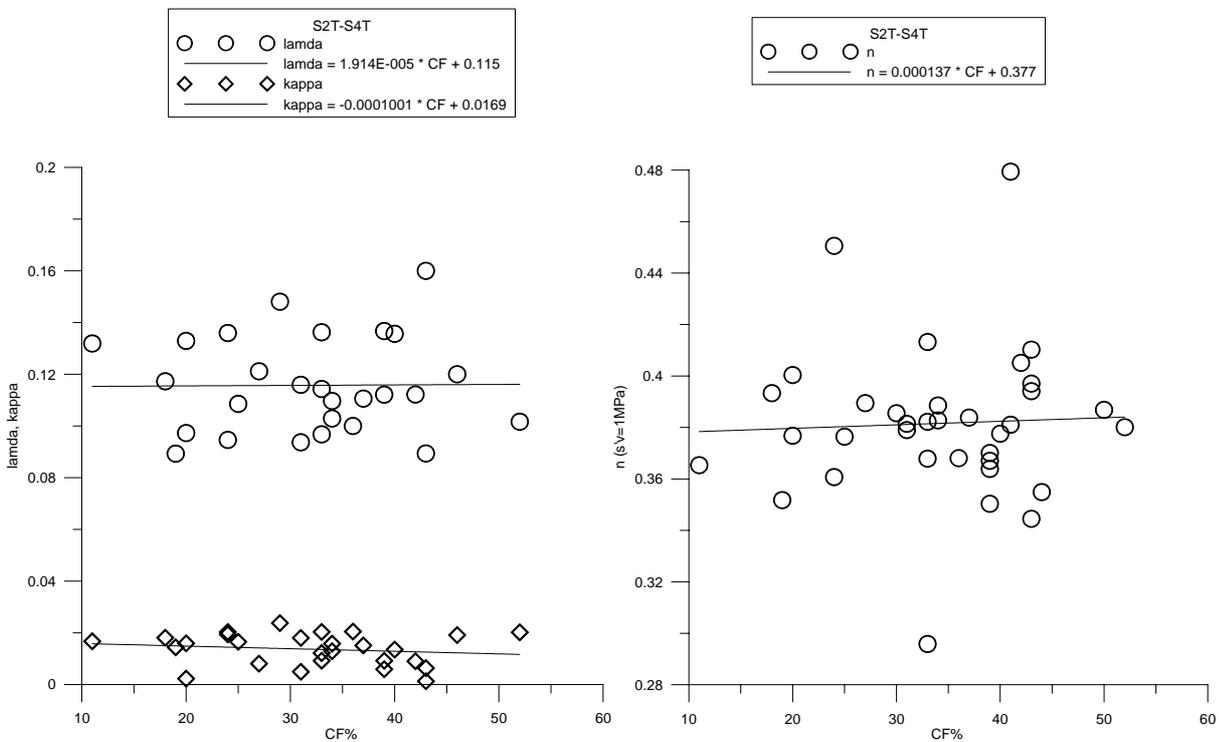


Figura 4.11

Dal momento che la dipendenza dalla granulometria è decisamente modesta, si preferisce assumere valori costanti:

$$\lambda = 0,115$$

$$\kappa = 0,017$$

$$n_{1000kPa} = 0,38$$

$$n_0 = 0,45$$

5. Interpretazione delle prove in situ

5.1 Introduzione

Nel capitolo 4 dalle prove di laboratorio sono state dedotte le correlazioni che interpretano il comportamento degli strati a carattere prevalentemente coesivo. Per la valutazione delle caratteristiche degli strati incoerenti si è fatto ricorso ai dati desunti da prove in situ. In particolare, per il progetto MO.S.E. è stato fatto ricorso ad una vasta campagna di prove in situ, in particolare prove penetrometriche con piezocono.

Nel presente capitolo viene presentata la rielaborazione dei dati e la sintesi dei parametri necessari alla definizione del modello costitutivo.

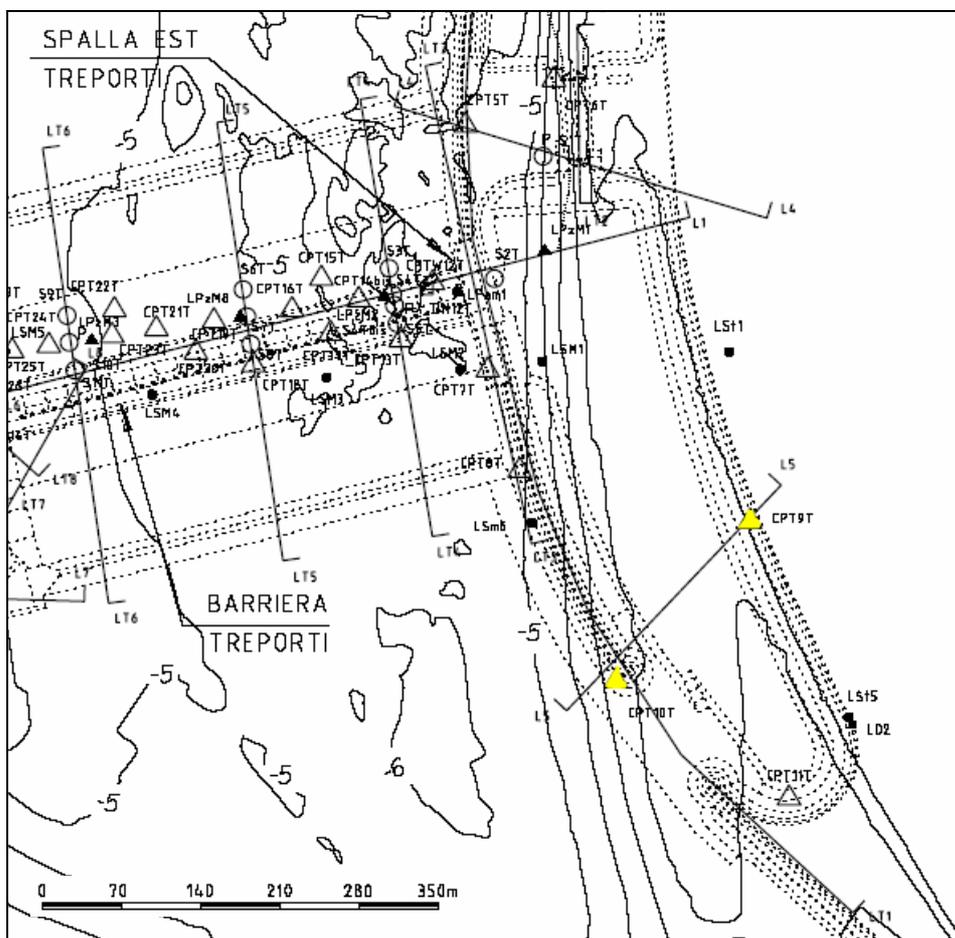


Figura 5.1

In particolare sono stati analizzati i dati di due prove penetrometriche statiche: CPT09 e CPT10, la cui ubicazione è evidenziata in figura 5.1.

5.2 Elaborazione prova CPT9T

Nel grafico X si riportano i risultati della prova penetrometrica statica CPT9T: la resistenza alla punta corretta rito laterale locale unitario f_s e la pressione dei pori in penetrazione u .

Definita u_0 la pressione neutra in sito, la sovrappressione neutrale generata nei pori è pari a:

$$\Delta u = u - u_0$$

Dal momento che le profondità sono riferite al livello medio mare, il valore di u_0 è stato calcolato tenendo conto di una distribuzione idrostatica delle pressioni.

$$u_0 = \gamma_w z$$

dove γ_w è il peso specifico dell'acqua.

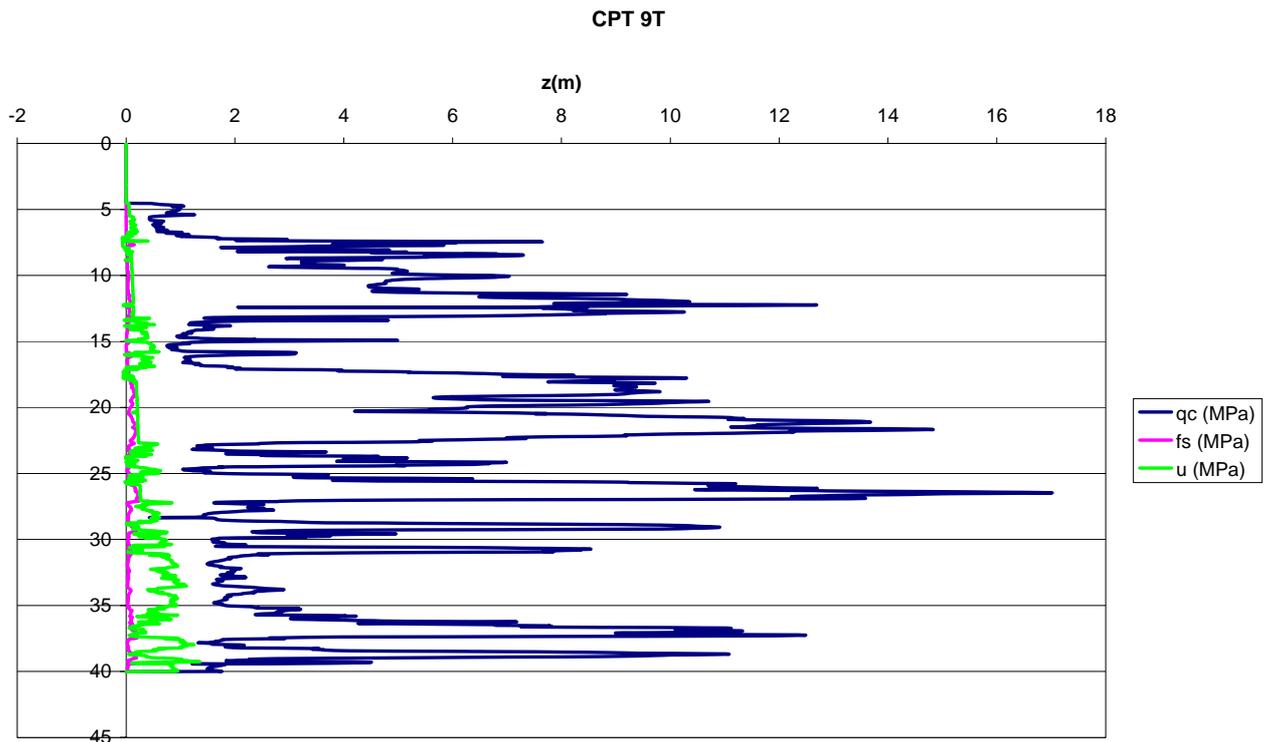


Figura 5.2

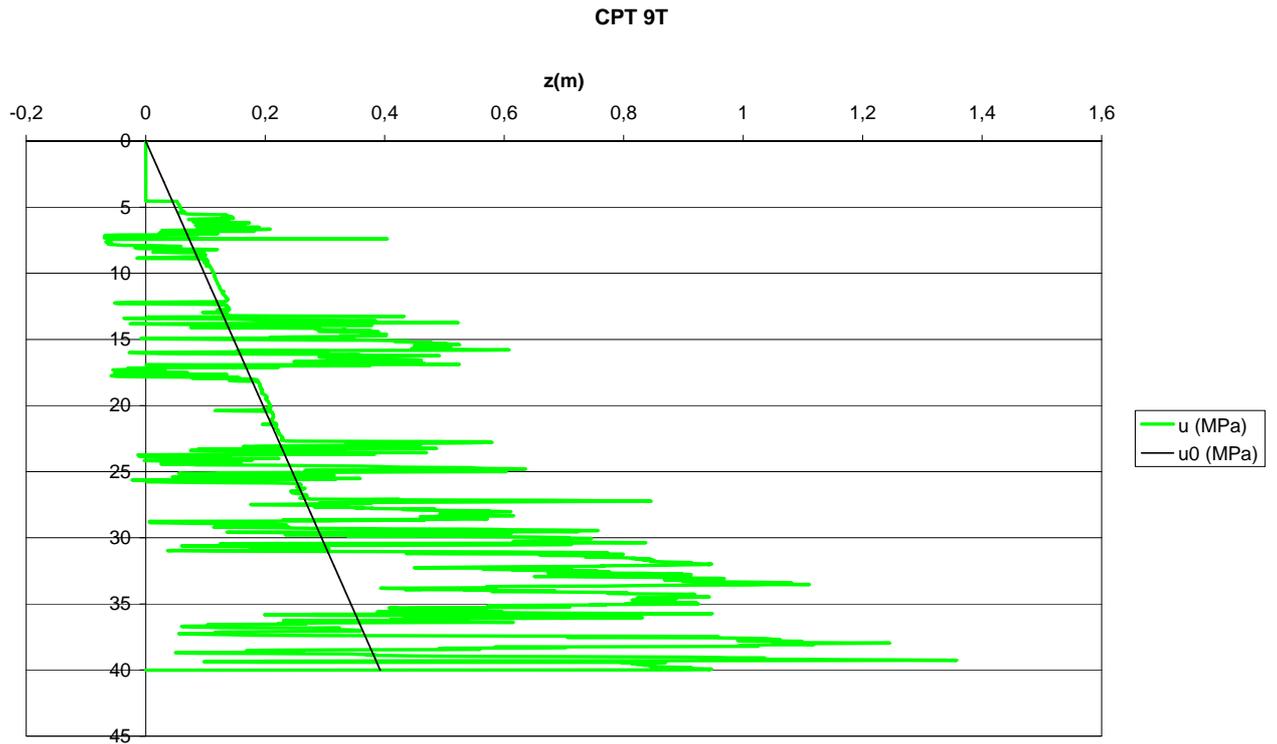


Figura 5.3

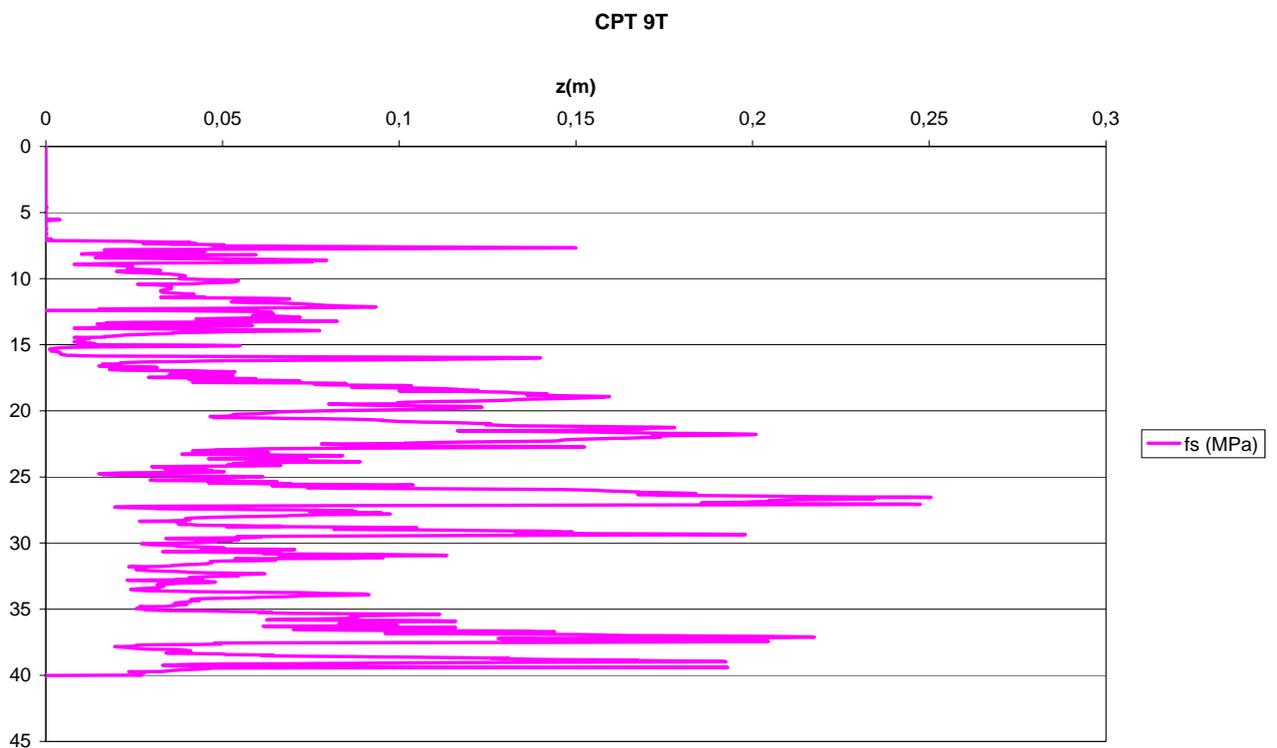


Figura 5.4

Correlazioni utilizzate per l'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPTU

Vengono di seguito riportate brevemente le formule di correlazione proposte da Technital per l'interpretazione delle prove in sito nell'area di Venezia, e calibrate grazie alla stazione di taratura di Malamocco (MTS).

-Rapporto di sovraconsolidazione (OCR)

$$OCR = 0,36 \left[\frac{q_c - u}{\sigma'_{v0}} \right]$$

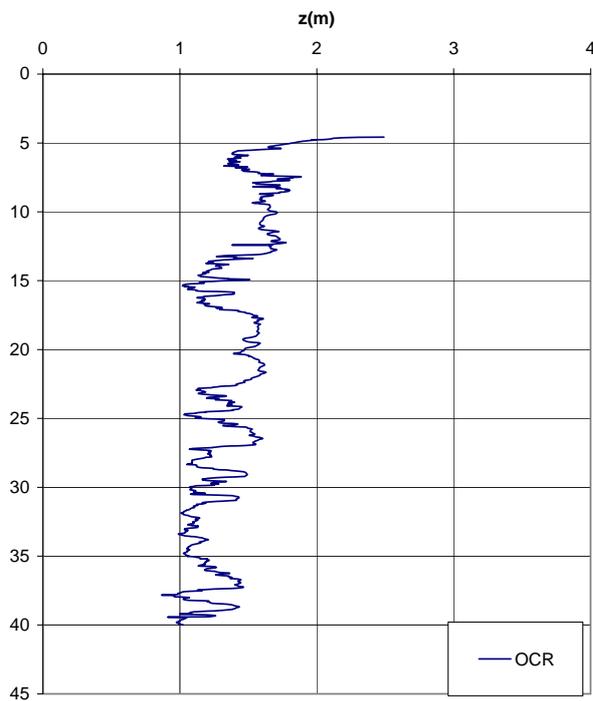


Figura 5.5

-Resistenza al taglio non drenata (c_u)

$$c_u = \frac{\Delta u}{18,6B_q + 0,13}$$

dove $B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma'_{v0}}$ è detto rapporto della pressione nei pori

-Angolo di resistenza al taglio (ϕ')

$$\phi' = \arctg \left[0,38 + 0,27 \log \left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}} \right) \right]$$

-Modulo di taglio (G_{\max})

$$G_{\max} = 21,5q_t^{0,79} (1 + B_q)^{4,59}$$

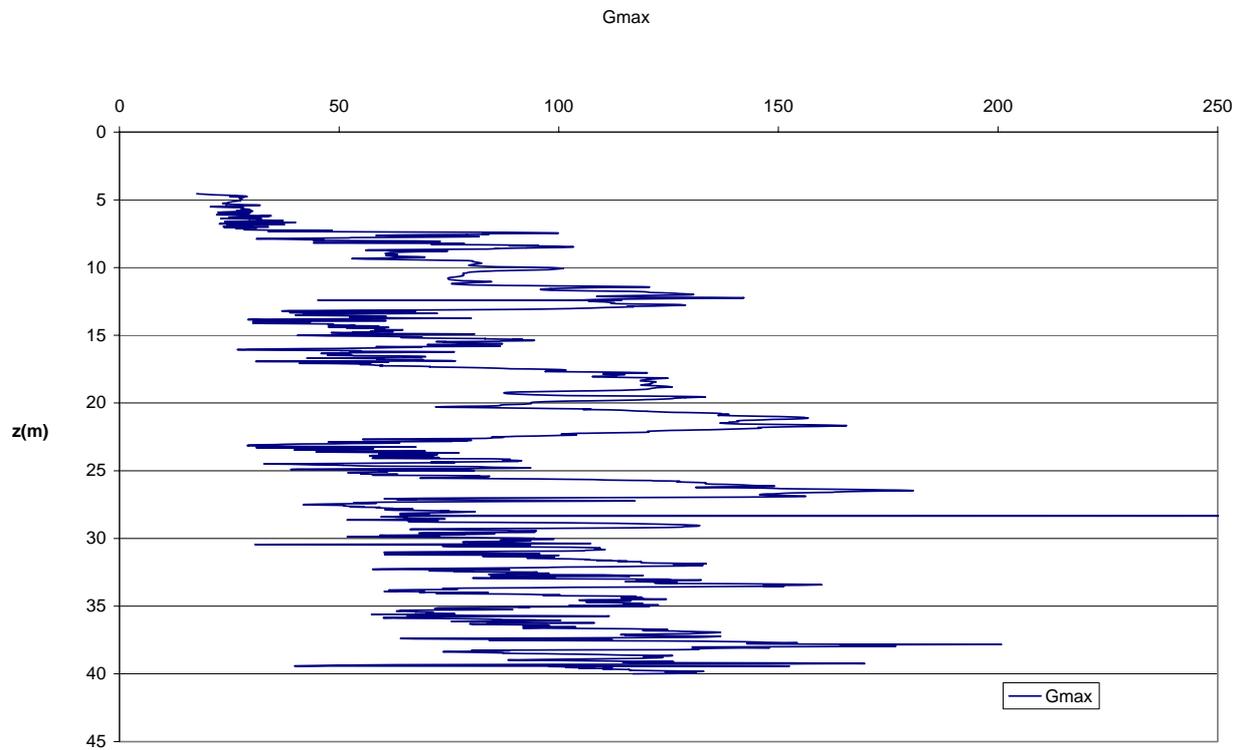


Figura 5.6

-Modulo elastico iniziale (E_{01})

$$\begin{cases} E_{01} \leq 6q_c \\ E_{01} \geq 4q_c \end{cases}$$

Si sceglie di prendere il limite inferiore: $E_{01} = 4q_c$

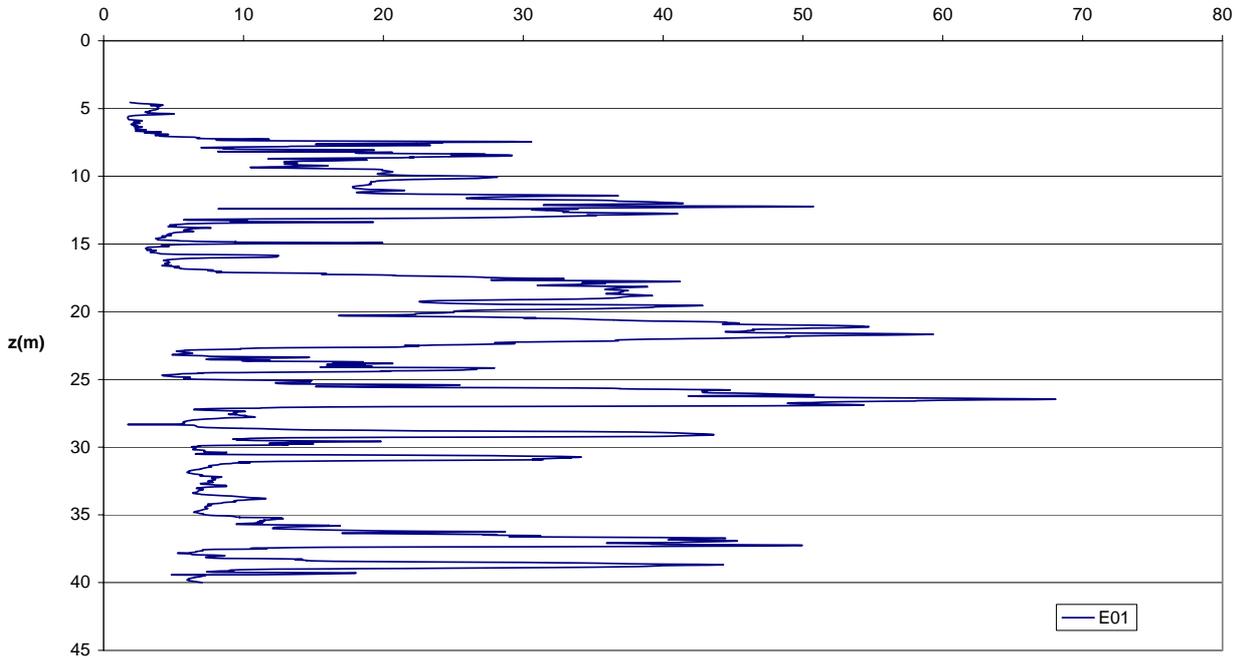


Figura 5.7

-Densità relativa:

viene utilizzato come valore di riferimento la media dei valori ottenuti tramite le due seguenti correlazioni:

$$DR_1 = -1,292 + 0,268 \ln[q_c \cdot \sigma'_{v0}{}^{-0,5}]$$

$$DR_2 = \frac{1}{C_2} \ln \left[\frac{q_c}{C_0 \cdot (\sigma'_{m0})^{C_1}} \right]$$

dove: $C_0=249,4$

$C_1=0,46$

$C_2=2,96$

$$\sigma'_{m0} = \frac{1 + 2K_0}{3} \sigma'_{v0}$$

dove K_0 è un dato di input o, se non è definito, si pone $K_0=0,5$.

Nota: Nelle due formule, i valori di q_c , σ'_{v0} e σ'_{m0} devono essere espressi in kPa.

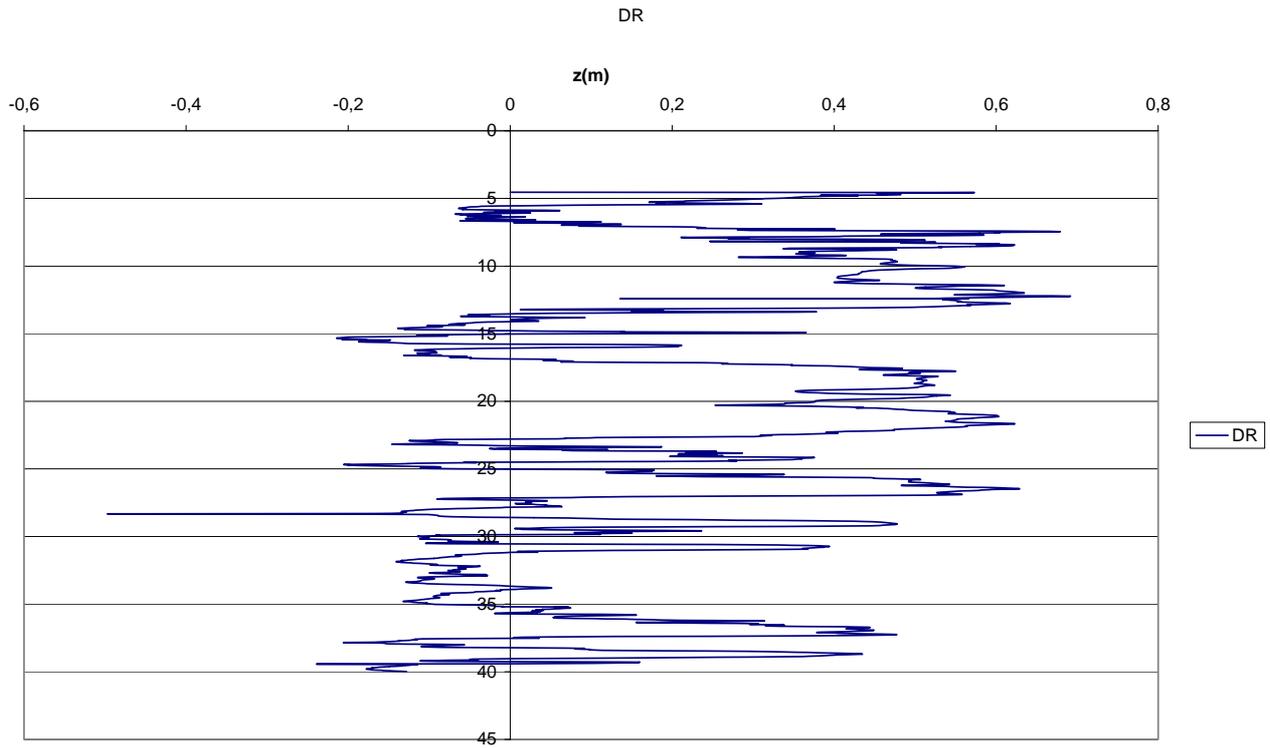


Figura 5.7

5.3 Sintesi dei risultati

Strati a grana fine:

$$G_{\max} = 20MPa + 35 \frac{p'_0}{p'_a}$$

Strati a grana grossa:

$$G_{\max} = 80MPa + 35 \frac{p'_0}{p'_a}$$

$$DR = 0,55 - 0,08 \frac{p'_0}{p'_a}$$

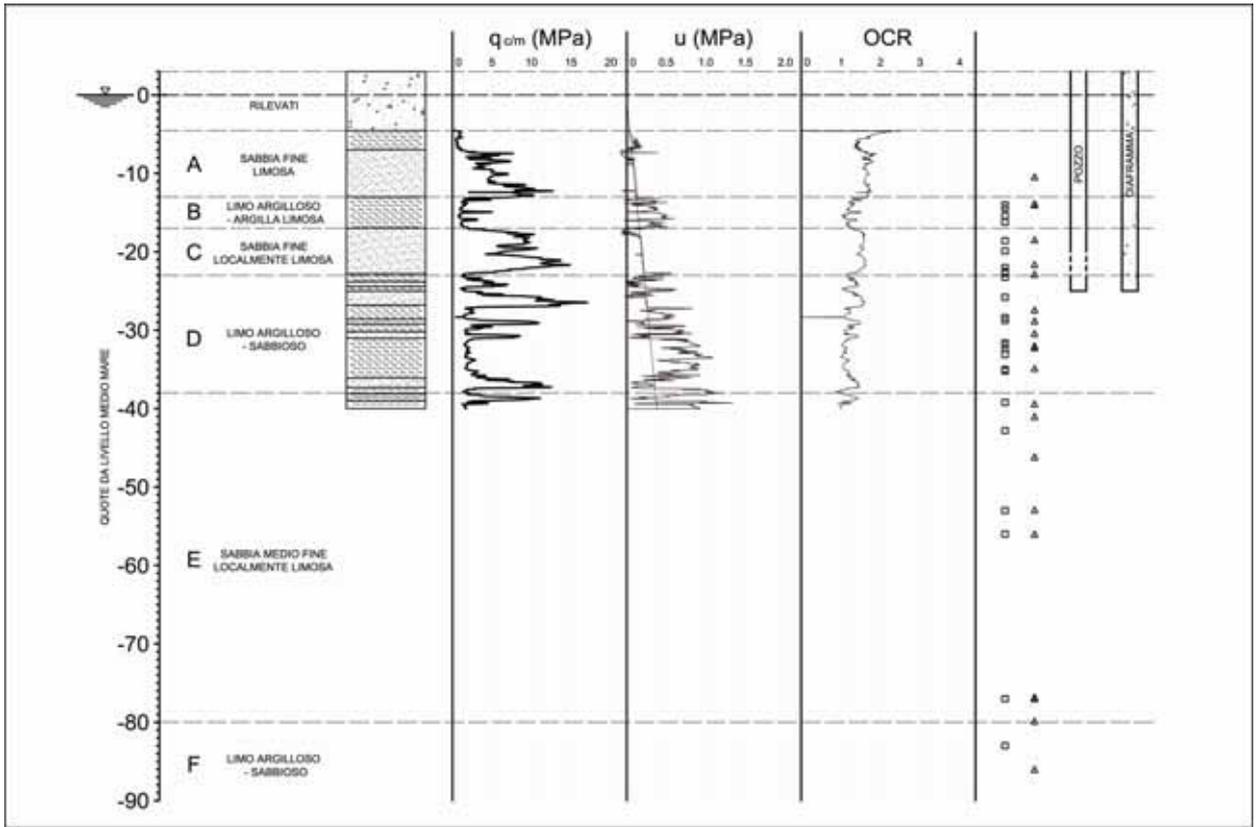


Figura 5.8 Stratigrafia del terreno in corrispondenza della tura di Treporti.

6. Modellazione costitutiva

6.1 Generalità sulla plasticità dei terreni

Il comportamento plastico di un materiale è caratterizzato dalla presenza di deformazioni permanenti, attribuibili a un riassetto irreversibile della struttura del materiale. Dal momento che lo stato tensionale che un terreno può sopportare è limitato, lo sforzo tangenziale τ ha come limite superiore τ_f , che nel caso più generale può essere espresso dalla relazione $\tau_f = c' + \sigma' \tan \Phi'$, dove c' è la coesione intercetta e $\tan \Phi'$ è l'angolo di resistenza al taglio. Essi sono due parametri che caratterizzano la resistenza del materiale in esame, mentre σ' è la tensione normale agente sulla faccia su cui agisce la tensione tangenziale τ . Nel piano delle tensioni principali, la condizione di rottura secondo il criterio di Mohr-Coulomb sarà verificata quando una qualsiasi delle seguenti relazioni sarà verificata col segno di uguaglianza

$$(6.1) \quad |\sigma'_i - \sigma'_k| - (\sigma'_i + \sigma'_k) \operatorname{sen} \Phi' - 2c' \cos \Phi' \leq 0$$

dove gli indici i e k permutano sui valori 1,2,3.

Quando le equazioni (6.1) sono soddisfatte col segno di uguaglianza, esse forniscono le equazioni di 6 piani nello spazio delle tensioni che delimitano una porzione di spazio a forma piramidale il cui asse è costituito dall'asse idrostatico (la trisettrice del primo ottante).

Poiché il terreno non è in grado di sopportare tensioni di trazione gli sforzi principali devono essere positivi (tension cut-off). La diversa resistenza a compressione ed in estensione in condizione di carico triassiale è messa in luce dall'irregolarità dell'esagono.

In riferimento alle condizioni non drenate, quando la pressione neutra è incognita, si può adottare il criterio di Tresca:

$$(6.2) \quad |\sigma'_i - \sigma'_k| - 2c \leq 0$$

dove c in questo caso indica la coesione non drenata.

Nel caso di elastoplasticità perfetta il comportamento del terreno è il seguente: per sollecitazioni modeste e che soddisfano la (6.1), il comportamento è assunto elastico; se lo stato

tensionale è tale per cui un'equazione delle (6.1) è soddisfatta con un'uguaglianza si hanno due possibilità: se l'incremento tensionale porta il punto immagine all'interno della piramide tronca il comportamento è assunto ancora elastico (scarico), mentre se l'incremento di tensione è tale per cui ci si trova ancora sulla superficie della piramide si assume che si verificano deformazioni permanenti, oltre che quelle elastiche. Si ha cioè

$$(6.3) \quad d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p$$

Gli incrementi tensionali tali da portare il punto immagine dello stato tensionale fuori dalla piramide non sono possibili, poiché il terreno non è in grado di sopportarli.

La superficie di snervamento è generalmente indicata attraverso la relazione

$$(6.4) \quad f = 0$$

avendo indicato con f la funzione di carico (che indica la distanza del punto immagine dello stato tensionale dalla superficie di snervamento). Immaginando di sovrapporre lo spazio delle deformazioni incrementali a quello degli sforzi principali, la legge di flusso si dice associata se, indipendentemente dalla direzione dell'incremento di sforzo, il vettore dell'incremento di deformazione plastica è diretto ortogonalmente alla superficie di snervamento. Viceversa la legge di flusso non è associata se esiste una funzione g , detta potenziale plastico (non coincidente con f), alla quale gli incrementi di deformazione plastica sono ortogonali. In questo caso la funzione f ha semplicemente lo scopo di definire se vi sono o meno deformazioni plastiche.

La superficie di snervamento può crescere (o diminuire) omoteticamente (incrudimento isotropo), può ruotare e traslare nello spazio degli sforzi non variando né la dimensione, né la forma (incrudimento cinematico) oppure può seguire una legge combinata.

Si assuma dunque la presenza di una funzione di plasticizzazione

$$(6.5) \quad f = f(\sigma'_{ij}, \psi_l(\varepsilon_{hk}^p))$$

avendo indicato con ψ un vettore di variabili nascoste, funzione della storia del materiale attraverso le deformazioni plastiche accumulate. Se $f < 0$ oppure $f = 0$ con $df < 0$ si hanno solo deformazioni elastiche. Se invece $f = 0$ e $df = 0$ si hanno sia deformazioni elastiche che plastiche. In questo caso dunque

$$(6.6) \quad \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} d\sigma'_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \psi_l} d\psi_l = 0$$

con

$$(6.7) \quad d\psi_l = \frac{\partial \psi_l}{\partial \varepsilon_{hk}^p} d\varepsilon_{hk}^p$$

Dalla definizione di potenziale plastico risulta invece che

$$(6.8) \quad d\varepsilon_{hk}^p = \Lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}}$$

dove Λ è uno scalare non negativo che prende il nome di moltiplicatore plastico.

Sostituendo si può ricavare l'espressione dell'incremento di deformazione plastica:

$$(6.9) \quad d\varepsilon_{ij}^p = \frac{1}{H} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{hk}} d\sigma_{hk}$$

con

$$(6.10) \quad H = - \frac{\partial f}{\partial \psi_l} \frac{\partial \psi_l}{\partial \varepsilon_{hk}} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{hk}}$$

H prende il nome di modulo di incrudimento. Valori di $H > 0$ caratterizzano un comportamento contraente (hardening), $H = 0$ plasticità perfetta, $H < 0$ un comportamento rammollente (softening).

Considerando solamente il cosiddetto "piano triassiale", si prendono in considerazione lo sforzo idrostatico efficace p' e lo sforzo deviatorico q , definiti come

$$(6.11) \quad p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_2}{3}$$

$$(6.12) \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

e i corrispondenti incrementi di deformazione volumetrico $\dot{\varepsilon}_{vol}$ e deviatorico $\dot{\varepsilon}_d$, definiti come

$$(6.13) \quad \dot{\varepsilon}_{vol} = \dot{\varepsilon}_1 + 2\dot{\varepsilon}_3$$

$$(6.14) \quad \dot{\varepsilon}_d = \frac{2}{3}(\dot{\varepsilon}_1 - \dot{\varepsilon}_3)$$

Gli incrementi di deformazione plastica possono essere dunque espressi dalla

$$(6.15) \quad \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{vol}^p \\ \dot{\varepsilon}_d^p \end{bmatrix} = \frac{1}{H} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial p'} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial p'} \\ \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial q} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial q} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} p' \\ q \end{bmatrix}$$

In conclusione, gli ingredienti necessari in un modello elastoplastico sono quattro, ognuno dei quali richiede delle assunzioni in maniera conveniente alle necessità del caso:

proprietà elastiche;

superficie di snervamento (dipendente dalla storia pregressa del materiale);

potenziale plastico;

legge di incrudimento, che esprime il legame fra l'entità delle deformazioni plastiche e le variazioni di forma della frontiera elastica mediante un modulo di incrudimento.

6.2 Terreni non saturi: il modello di Alonso, Gens e Josa

È un modello bitensoriale in quanto utilizza lo sforzo netto ($\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}$) e la suzione ($u_a - u_w$) δ_{ij} per descrivere il legame sforzi deformazioni di un suolo parzialmente saturo.

Comportamento volumetrico

Il comportamento volumetrico è descritto nello spazio (p'', s, v). In un percorso di scarico ricarico, a suzione costante, si assume che il terreno si comporti elasticamente secondo la legge:

$$(6.16) \quad dv = -\kappa \ln \frac{dp''}{p''}$$

All'aumentare della suzione aumenta la rigidezza del terreno, per cui la pendenza della retta di compressione vergine diminuisce:

$$(6.17) \quad dv = -\lambda(s) \ln \frac{dp''}{p''}$$

$$(6.18) \quad \lambda(s) = \lambda(0) \left((1-r)e^{-\beta s} + r \right)$$

Un'altra caratteristica dei terreni parzialmente saturi è che all'aumentare della suzione aumenta la pressione di preconsolidazione, ciò è tenuto in conto dalla:

$$(6.19) \quad \left(\frac{p_0}{p^c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}}$$

dove p^c è un valore di riferimento della pressione netta e p_0^* è il valore della pressione di preconsolidazione per il materiale saturo.

In condizioni di parziale saturazione si può ritenere che il terreno abbia sperimentato valori sempre crescenti di suzioni fino ad un valore massimo che segna il confine tra uno stato elastico uno vergine (Fig. 6.2):

$$(6.20) \quad s = s_0 = \text{costante}$$

Nel piano $v - \ln s$ la linea di normalconsolidazione è espressa dalla:

$$(6.21) \quad dv = -\lambda_s \ln \frac{ds}{(s + p_{at})}$$

mentre all'interno del dominio elastico incrementi o decrementi di suzione a sforzo netto costante implicano una variazione di volume reversibile:

$$(6.22) \quad dv = -\kappa_s \ln \frac{ds}{(s + p_{at})}$$

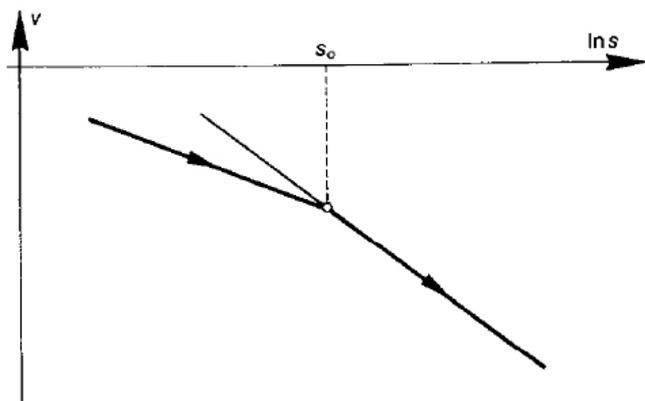


Figura 6.1 Comportamento nel piano $v - \ln s$ (Alonso et al., 1990)

Le equazioni (6.5) e (6.6) definiscono, nel piano $p'' - s$, due curve, dette rispettivamente Loading-Collapse (LC) e Suction Increase (SI), che delimitano gli stati elasticamente possibili.

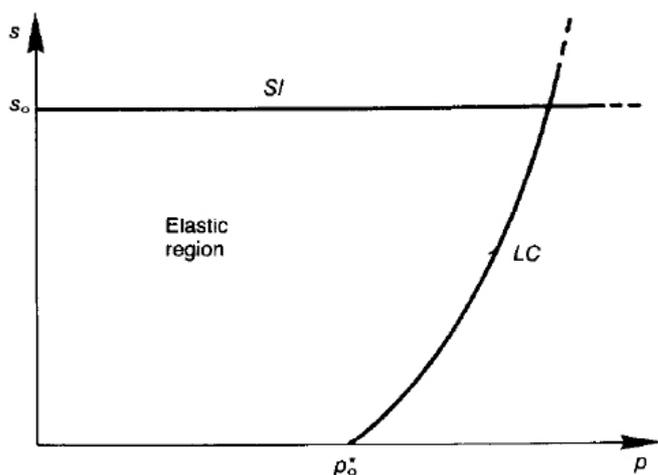


Figura 6.2 Curve di Loading-Collapse e Suction Increase (Alonso et al., 1990)

Finché lo stato di sforzo rimane all'interno di questo dominio la risposta del materiale è elastica, nel momento in cui si raggiunge la frontiera del dominio elastico, poiché lo stato di sforzo è vincolato a rimanere sulla frontiera, essa si espande producendo delle deformazioni irreversibili. Se queste sono dovute ad una variazione della LC (ossia ad una variazione dello sforzo) si ha:

$$(6.23) \quad d\varepsilon_{vp}^p = \frac{\lambda(s) - \kappa}{v} \frac{dp_0}{p_0} = \frac{\lambda(0) - \kappa}{v} \frac{dp_0^*}{p_0^*}$$

Se invece le deformazioni plastiche sono dovute ad una variazione di suzione:

$$(6.24) \quad d\varepsilon_{vs}^p = \frac{\lambda_s - \kappa_s}{v} \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})}$$

Stati di sforzo triassiali

Il modello utilizza come superficie di snervamento quella del Cam Clay modificata (Roscoe e Burland, 1967). Poiché uno degli affetti della parziale saturazione è la coesione apparente, ritenendo che sia linearmente proporzionale con l'aumento di suzione, la superficie di snervamento nel piano p-q diventa:

$$(6.25) \quad q^2 - M^2 (p + p_s) (p_0 - p) = 0 \quad \text{con } p_s = -\kappa_s s$$

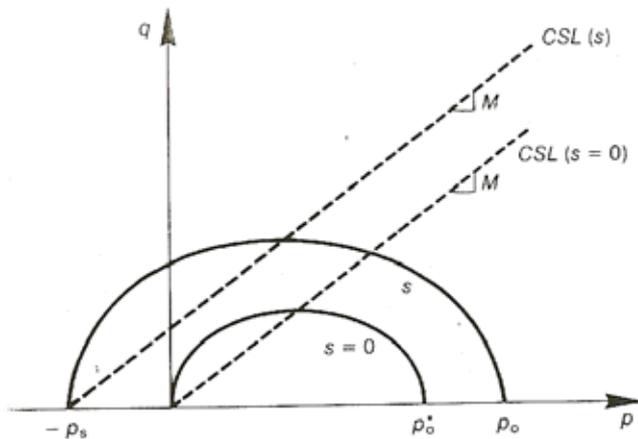


Figura 6.3 Superficie di snervamento nello spazio p – q (Alonso et al., 1990)

All'interno della superficie di snervamento si hanno solamente deformazioni elastiche:

$$(6.26) \quad d\varepsilon_s^e = \frac{dq}{3G}$$

Per quanto riguarda le deformazioni irreversibili il modello assume una legge di flusso non associata:

$$(6.27) \quad \frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)}$$

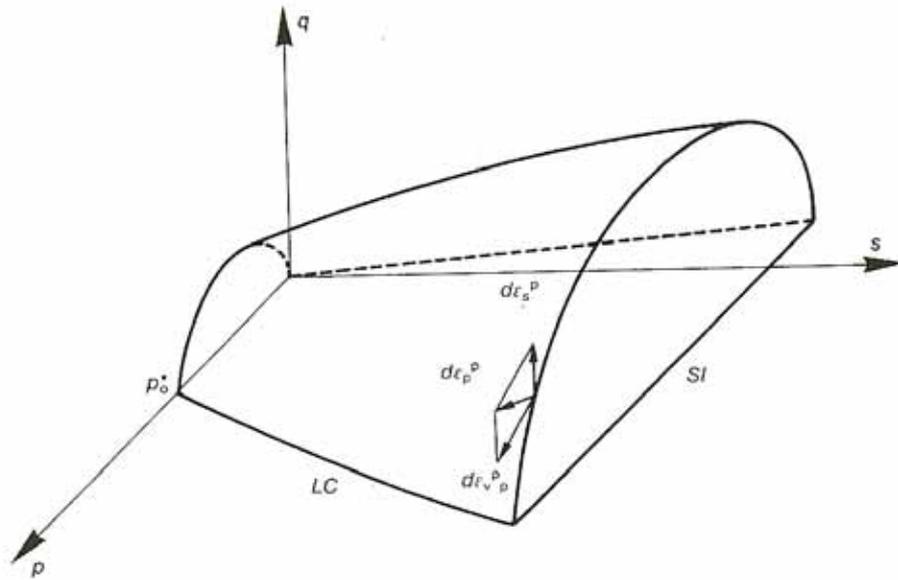


Figura 6.4 Superficie di snervamento nello spazio $p - q - s$ (Alonso et al., 1990)

Commenti circa il modello di Alonso

Il modello di Alonso è stato il primo modello elastoplastico che descrivesse il comportamento dei terreni non saturi. Rappresenta quindi un punto fondamentale riguardo alla modellazione dei terreni non saturi, ma ha dei limiti.

Come già detto il modello di Alonso appartiene alla famiglia dei modelli bitensoriali, cioè che utilizzano due variabili per descrivere il comportamento, e in particolare il modello di Alonso utilizza lo sforzo netto σ' e la suzione s . Cioè per utilizzare questo modello è necessario conoscere il valore della suzione in ogni istante. In un problema di consolidazione ciò non è possibile in quanto bisogna risolvere, oltre alle equazioni riguardanti il comportamento meccanico, anche l'equazione della filtrazione di un mezzo trifase. In questa equazione compare il grado di saturazione, per cui il problema è risolvibile solo introducendo una relazione che leghi la suzione al grado di saturazione. Tale relazione è la curva di ritenzione che infatti è un legame costitutivo. Ciò risulta evidente nell'articolo in cui è stato presentato il modello (Alonso et al., 1990) in cui per analizzare i risultati delle prove eseguite da Maswoswe gli autori devono introdurre la relazione $S_r = 1 - m \tanh(ns)$ in quanto tale prova non avviene a suzione controllata. Un'altra considerazione illustra bene questo problema: il modello è formulato in termini delle variabili p , q ed s , ma le variabili cinematiche associate sono solamente ε_v ed ε_d .

Un altro difetto del modello di Alonso è l'accoppiamento tra SI e LC. Le deformazioni plastiche che occorrono quando si modifica la retta SI sono:

$$(6.28) \quad dv^p = (\lambda_s - \kappa_s) \frac{ds_0}{(s_0 + p_{at})}$$

A queste deformazioni plastiche corrisponderà una variazione di p_0^* (parametro di incrudimento), e di conseguenza della curva LC:

$$(6.29) \quad dv^p = (\lambda(0) - \kappa) \frac{dp_0^*}{p_0^*}$$

Uguagliando ed integrando tra lo stato 1 e lo stato 2 si ottiene l'accoppiamento tra LC ed SI:

$$(6.30) \quad (\lambda(0) - \kappa) \ln \frac{p_0^{*2}}{p_0^{*1}} = (\lambda_s - \kappa_s) \ln \frac{(s_0^2 + p_{at})}{(s_0^1 + p_{at})}$$

Ma una variazione della curva SI produce deformazioni plastiche solamente se si agisce a suzioni elevate, tali da modificare la struttura del terreno. Ciò avviene per suzioni molto elevate in cui si modifica il contenuto d'acqua all'interno dei pacchetti d'argilla destrutturandoli.

6.4 Cam Clay non saturo

Si descrive ora un modello per terreni non saturi in accordo con le linee generali per la loro formulazione proposte da Jommi (2000).

E' possibile interpretare l'effetto della suzione come una strutturazione del terreno prodotta dalle tensioni capillari. Questo effetto di strutturazione, contrariamente al caso classico dei materiali cementati, è reversibile dipendendo dal grado di saturazione.

Lo stato di sforzo è rappresentato dallo sforzo efficace (6.31):

$$(6.31) \quad \sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + Sr \cdot (u_a - u_w) \delta_{ij}$$

Inoltre lo stato tensionale deve soddisfare la relazione:

$$(6.32) \quad Sr = Sr(u_a - u_w)$$

cioè la curva di ritenzione, che può essere descritta, ad esempio, dall'espressione di Van Genuchten:

$$(6.33) \quad Sr = \left[\frac{1}{1 + (\alpha s)^n} \right]^m$$

Utilizzando come punto di partenza il modello Cam Clay modificato, per includere l'effetto di strutturazione si può modificare la legge di incrudimento:

$$(6.34) \quad \dot{p}_0 = \dot{p}_0^* - p_0 Gr \dot{Sr}$$

che integrata risulta:

$$(6.35) \quad p_0 = p_0^* e^{(Gr(1-Sr))}$$

p_0^* lega la variazione dello sforzo di preconsolidazione con le deformazioni plastiche:

$$(6.36) \quad \dot{p}_0^* = \frac{1+e}{\lambda-\kappa} p_0' \dot{\varepsilon}_v^p$$

La (6.21), abbinata con la (6.18), descrive l'evoluzione del dominio elastico nel piano p' - s . Questa legge prevede un'espansione del dominio elastico sia per accumulo di deformazioni plastiche di volume che per diminuzione del grado di saturazione (desaturazione), allo stesso tempo può prevedere una diminuzione dell'ampiezza del dominio per aumenti del grado di saturazione (saturazione). Poiché ogni variazione del grado di saturazione produce una variazione dello sforzo di preconsolidazione, è interessante notare che questa variazione non è necessariamente legata a deformazioni plastiche. La (6.21) è quindi l'equivalente della LC definita nel modello di Alonso. Le due curve possono essere confrontate rappresentando la (6.21) nel piano p'' - s :

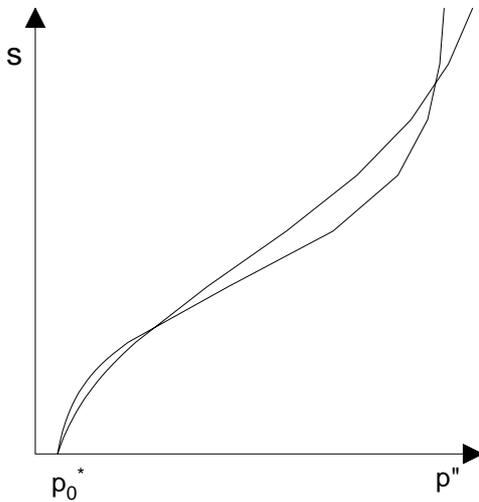


Figura 6.5 Confronto con la LC

Modificando la legge di incrudimento si riesce a descrivere il collasso del materiale a seguito di processi di saturazione. In un processo di saturazione a partire da uno stato σ_n si ha che la superficie di snervamento si richiude seguendo la (6.35). Contemporaneamente anche lo stato tensionale si riduce in quanto il termine $S_r s$ diminuisce. Se lo stato tensionale netto è abbastanza elevato e la sensibilità del materiale alle variazioni di suzione adeguata la superficie di snervamento, nella sua chiusura, raggiungerà lo stato tensionale. Poiché questo non può giacere al di fuori della superficie di snervamento si creeranno delle deformazioni plastiche che manterranno la consistenza e che simulano il collasso.

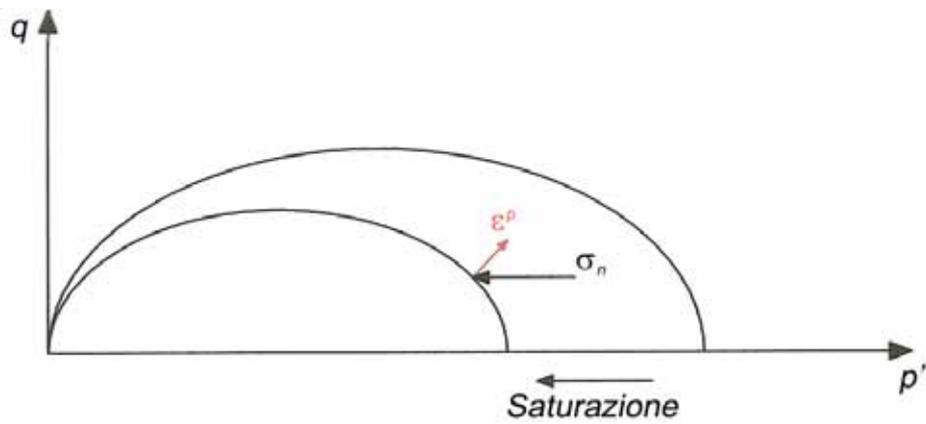


Figura 6.6 Fase di collasso

Il comportamento volumetrico è descritto, come nel caso saturo da:

$$(6.37) \quad \dot{v} = -\lambda(0) \frac{\dot{p}'}{p'}$$

Desaturando, a pressione netta costante, p' aumenta, per cui il volume specifico diminuisce in accordo con le evidenze sperimentali. Aumentando invece la pressione netta, a suzione costante, si ha che:

$$(6.38) \quad \dot{v} = -\lambda(0) \frac{\dot{p}''}{p'} = -\frac{\lambda(0)p''}{(p''+Srs)} \cdot \frac{\dot{p}''}{p''}$$

La (6.24) mostra come la rigidezza sia minore rispetto al caso saturo, in accordo con le evidenze sperimentali, e che riproduce un comportamento non lineare nel piano $v-\ln p''$:

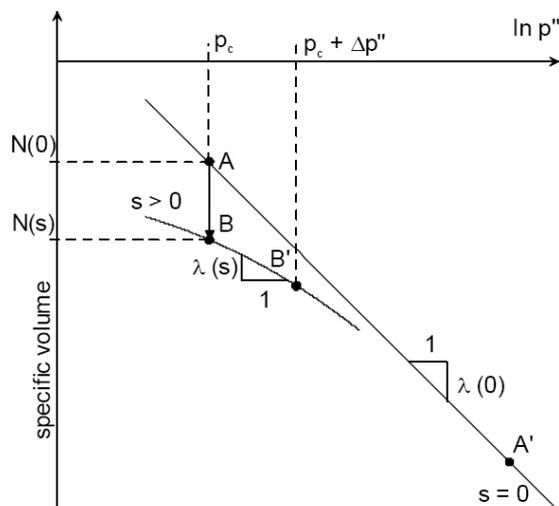


Figura 6.7 Comportamento volumetrico

Si vede (Fig. 6.7) come nel piano $\ln p''-v$ la (6.24) descriva un andamento non lineare sempre in buon accordo quindi con i dati sperimentali.

Sostituendo lo sforzo efficace (6.17) nell'espressione della superficie di snervamento propria del Cam-Clay questa diventa:

$$(6.39) \quad f = q^2 - \bar{M}^2 p'(p_0 - p') = 0$$

$$(6.40) \quad f = q^2 - \bar{M}^2 (p'' + Sr \cdot s)(p_0 - p'' - Sr \cdot s) = 0$$

Si può studiare la coesione ponendo $p'' = 0$:

$$(6.41) \quad f = q^2 - \bar{M}^2 (Sr \cdot s)(p_0 - Sr \cdot s) = 0$$

Si ha che la coesione ha un andamento non lineare.

La superficie di snervamento è espressa nel piano $p'-q$, ma è comunque possibile rappresentarla nello spazio $p''-q-s$ per confrontarla con quella definita dal modello di Barcellona. Per questo motivo nelle figure 6.8 e 6.9 la superficie di snervamento è tratteggiata, in quanto per il Cam-Clay non esiste una curva limite SI.

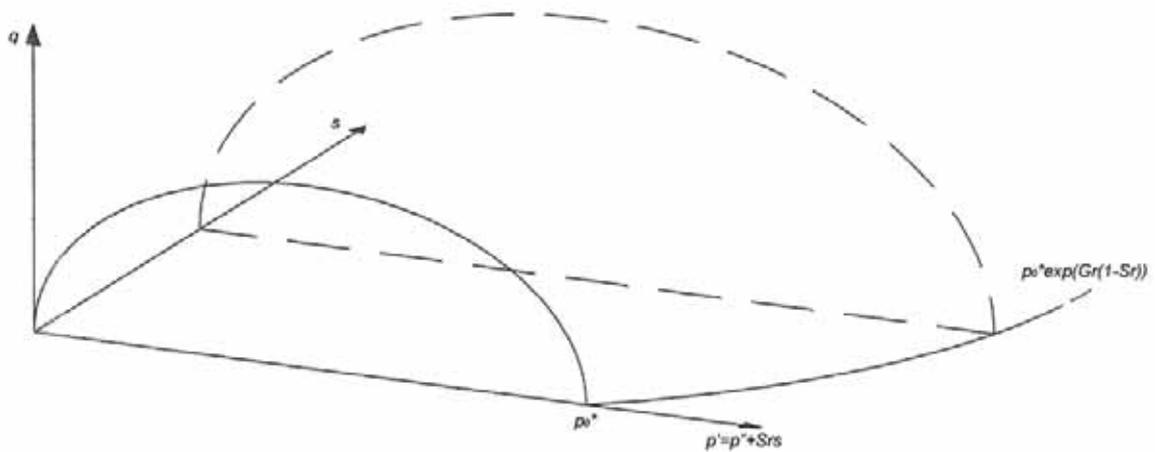


Figura 6.8 Superficie di snervamento nello spazio $p''-q-s$

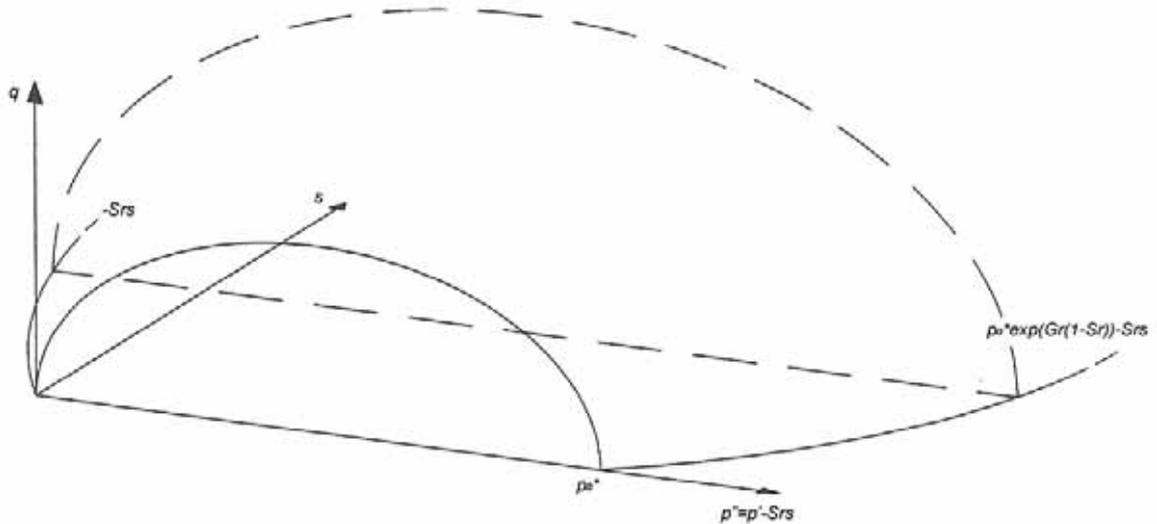


Figura 6.9 Superficie di snervamento nello spazio p'' - q - s

Modificando solamente la legge di incrudimento, rispetto ad un Cam-Clay convenzionale, si riesce dunque a formulare un modello che descrive in modo accettabile il comportamento dei terreni non saturi introducendo un unico parametro in più rispetto al caso saturo. Si può quindi modellare il comportamento del materiale con poche prove di laboratorio in più rispetto al normale. Tramite delle prove di compressione isotropa a suzione costante è possibile infatti definire la pressione di preconsolidazione per vari valori del grado di saturazione. Si ricerca poi il valore di Gr che con la (6.21) interpola al meglio questi dati sperimentali.

Poiché la legge di flusso è di tipo associato si ha che $f = g$ e quindi:

$$(6.42) \quad \dot{\varepsilon}_{ij}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}}$$

Il moltiplicatore plastico λ si ricava in modo analogo a quanto fatto nel paragrafo 6.1.

Imponendo la condizione di consistenza:

$$(6.43) \quad df = \frac{\partial f}{\partial p'} \dot{p}' + \frac{\partial f}{\partial q} \dot{q} + \frac{\partial f}{\partial p_0'} \dot{p}_0' = 0$$

Sostituendo la (6.43) e la (6.36) nella (6.43) si ha che:

$$(6.44) \quad df = \frac{\partial f}{\partial p'} \dot{p}' + \frac{\partial f}{\partial q} \dot{q} + \frac{\partial f}{\partial p_0'} \frac{1+e}{\lambda - \kappa} \dot{\lambda} p_0' \frac{\partial f}{\partial p'} - \frac{\partial f}{\partial p_0'} p_0' Gr \dot{S}r = 0$$

Poiché lo stato tensionale deve giacere sulla curva di ritenzione si differenzia la (6.32):

$$(6.45) \quad \dot{S}r = \frac{\partial S r}{\partial s} \dot{s}$$

Sostituendo la (6.45) nella (6.44) ed esplicitando rispetto al moltiplicatore plastico questo è dato da:

$$(6.46) \quad \dot{\lambda} = - \frac{\left(\frac{\partial f}{\partial p'} \dot{p}' + \frac{\partial f}{\partial q} \dot{q} \right)}{\frac{\partial f}{\partial p_0'} \frac{1+e}{\lambda - \kappa} p_0' \frac{\partial f}{\partial p'}} - \frac{\frac{\partial f}{\partial p_0'} p_0' Gr \frac{\partial S r}{\partial s}}{\frac{\partial f}{\partial p_0'} \frac{1+e}{\lambda - \kappa} p_0' \frac{\partial f}{\partial p'}} \dot{s}$$

Che può scriversi come:

$$(6.47) \quad \dot{\lambda} = \frac{1}{H} \left(\frac{\partial f}{\partial p'} \dot{p}' + \frac{\partial f}{\partial q} \dot{q} \right) + \frac{1}{H_s} \dot{s}$$

dove

$$(6.48) \quad H = \frac{\partial f}{\partial p_0'} \frac{1+e}{\lambda - \kappa} p_0' \frac{\partial f}{\partial p'}$$

$$(6.49) \quad H_s = \frac{H}{\frac{\partial f}{\partial p_0'} p_0' Gr \frac{\partial S r}{\partial s}}$$

Lavorando sul piano triassiale le deformazioni plastiche si possono ottenere dalla (6.42):

$$(6.50) \quad \dot{\varepsilon}_{vol}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial p'}$$

$$(6.51) \quad \dot{\varepsilon}_d^p = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial q}$$

sostituendo la (6.46):

$$(6.52) \quad \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{vol}^p \\ \dot{\varepsilon}_d^p \end{bmatrix} = \frac{\lambda - \kappa}{vp'(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q} \end{bmatrix} - \frac{\lambda - \kappa}{vp'} \begin{bmatrix} 1 \\ 2\eta \\ M^2 - \eta^2 \end{bmatrix} \dot{s}$$

Si ricorda ora che per il Cam-Clay l'evoluzione delle deformazioni plastiche è descritto da (Nova, 2002):

$$(6.53) \quad \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_{vol}^p \\ \dot{\varepsilon}_d^p \end{bmatrix} = \frac{\lambda - \kappa}{vp'(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{p}' \\ \dot{q} \end{bmatrix}$$

Confrontando la (6.52) e la (6.53) si nota come il primo termine della (6.52) sia identico alla (6.53). Ciò significa che a completa saturazione il modello ridiventa un Cam-Clay per terreni saturi.

6.4 Implementazione nel codice ABAQUS

In seguito viene formulata l'implementazione dell'integrazione esplicita per il Cam-Clay con estensione al caso parzialmente saturo. Questa implementazione è stata poi "tradotta" nel linguaggio di programmazione FORTRAN in una subroutine, utilizzabile dal programma ABAQUS. Questa subroutine è di tipo UMAT (User MATerial) ed è stata abbinata ad una routine di tipo USDFLD (USer Defined FieLD) per prevedere la dipendenza dal grado di saturazione. Questo perché l'informazione sull'incremento del grado di saturazione non viene passato da ABAQUS direttamente.

La subroutine UMAT deve fornire gli sforzi finali per la valutazione delle forze interne e la rigidità del materiale per poter valutare la matrice di rigidità globale usata nelle equazioni di equilibrio e determinare così gli spostamenti nodali. Poiché ABAQUS utilizza l'integrazione di Gauss nella risoluzione delle equazioni globali le subroutine USDFLD e UMAT vengono richiamate per ogni punto di Gauss di ogni elemento.

Si deve notare inoltre che per ABAQUS gli sforzi sono definiti da un vettore e non da un tensore.

$$(6.54) \quad \boldsymbol{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{Bmatrix}$$

Le funzioni che descrivono il modello sono:

$$(6.55) \quad f = q^2 - M^2 p'(p_0 - p') = 0$$

$$(6.56) \quad \dot{p}_0 = \dot{p}_0^* - p_0 \text{Gr} \dot{S}r$$

$$(6.57) \quad \dot{p}_0^* = \frac{1+e}{\lambda - \kappa} p'_0 \dot{\epsilon}_v^p$$

$$(6.60) \quad \sigma'_{ij} = (\sigma_{ij} - u_a \delta_{ij}) + Sr \cdot (u_a - u_w) \delta_{ij}$$

Poiché ABAQUS segue le convenzioni usate nella scienza delle costruzioni (sforzi positivi = trazioni, sforzi negativi = compressioni) gli invarianti sono definiti come:

$$(6.61) \quad p = -\frac{\text{tr}(\boldsymbol{\sigma})}{3}$$

$$(6.62) \quad q = \sqrt{3J_2}$$

$$(6.63) \quad \mathbf{J}_2 = \frac{1}{2} \mathbf{S} \otimes \mathbf{S}$$

$$(6.64) \quad \mathbf{S} = \boldsymbol{\sigma} + p\mathbf{1}$$

dove $\mathbf{1} = \delta_{ij}$.

Al tempo t_n sono noti gli sforzi $\boldsymbol{\sigma}_n$ e lo sforzo di preconsolidazione. Come prima cosa si verifica se questo stato di sforzo è uno stato consistente, se così non fosse viene visualizzato un messaggio di errore e si comanda l'uscita dalla routine.

6.4.1 Previsione Elastica

La matrice di rigidezza elastica è definita come:

$$(6.65) \quad \mathbf{D}^e = K_n (\mathbf{1} \otimes \mathbf{1}) + 2\mu_n \left(\mathbf{I} - \frac{1}{3} \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} \right)$$

dove $\mathbf{I} = \delta_{ijkl}$ e

$$(6.66) \quad K_n = \frac{1+e}{\kappa} p_n$$

$$(6.67) \quad \mu_n = \frac{3K_n(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$$

Assegnati i valori $\Delta\varepsilon_{n+1}$ e ΔSr_n si ha quindi che:

$$(6.68) \quad \boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{\text{trial}} = \boldsymbol{\sigma}_n + \mathbf{D}^e \Delta\varepsilon_{n+1}$$

$$(6.69) \quad (p_0)_{n+1}^{\text{trial}} = (p_0)_n e^{-Gr\Delta Sr_n}$$

$$(6.70) \quad f_{n+1}^{\text{trial}} = f(p_{n+1}^{\text{trial}}, q_{n+1}^{\text{trial}}, (p_0)_{n+1}^{\text{trial}})$$

La condizione $f_{n+1}^{\text{trial}} \leq 0$ nell'analisi numerica si traduce come $f_{n+1}^{\text{trial}} \leq 0$ o $|f_{n+1}^{\text{trial}}| \leq \text{FTOL}$, se ciò è verificato si è effettivamente in campo elastico e si comanda quindi l'uscita dalla routine dopo aver aggiornato l'indice dei vuoti secondo la:

$$(6.71) \quad e_{n+1} = \Delta\varepsilon_{v_{n+1}} + (\Delta\varepsilon_{v_{n+1}} + 1)e_n$$

$$\text{con } \Delta\varepsilon_{v_{n+1}} = \Delta\varepsilon_{11_{n+1}} + \Delta\varepsilon_{22_{n+1}} + \Delta\varepsilon_{33_{n+1}}.$$

6.4.2 Intersezione

Se $f_n \leq 0$ e $|f_n| > \text{FTOL}$ significa che solo una parte dell'incremento è elastico. Bisogna cercare quello scalare $0 < \alpha < 1$ tale che:

$$(6.72) \quad f^{\text{int}} \leq 0 \text{ o } |f^{\text{int}}| \leq \text{FTOL}$$

$$(6.73) \quad \text{con } f^{\text{int}} = f(\boldsymbol{\sigma}_n + \alpha \mathbf{D}^e \Delta\varepsilon_{n+1}, p_{0n} e^{-\alpha Gr\Delta Sr})$$

Poiché f_n e f_{n+1} hanno sicuramente segno opposto si utilizza un metodo detto “Regula Falsi”.

6.4.3 Estensione Plastica

Determinata, perché è un passo completamente plastico o perché solo in parte, la parte di incremento in cui si hanno deformazioni plastiche e il punto in cui queste incominciano a realizzarsi ha inizio il calcolo della fase plastica.

Poiché si sta utilizzando una legge di flusso di tipo associata è possibile limitare il calcolo al vettore \mathbf{P} :

$$(6.74) \quad \mathbf{P} = \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} = \begin{pmatrix} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{11}} \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{22}} \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{33}} \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{12}} \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{13}} \\ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{23}} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \sigma_{11}} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{11}} \\ \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \sigma_{22}} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{22}} \\ \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \sigma_{33}} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{33}} \\ \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \sigma_{12}} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{12}} \\ \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \sigma_{13}} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{13}} \\ \frac{\partial f}{\partial p} \frac{\partial p}{\partial \sigma_{23}} + \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \sigma_{23}} \end{pmatrix}$$

Si può notare come in realtà questo calcolo, che a prima vista può sembrare lungo, in realtà sia al contrario molto veloce in quanto le derivate degli invarianti rispetto ai singoli sforzi non cambiano e sono disponibili in qualsiasi testo. Ci si è limitati quindi a calcolare le derivate della funzione f rispetto agli invarianti p e q . Utilizzando la funzione di snervamento del Cam-Clay modificato:

$$(6.75) \quad \frac{\partial f}{\partial p} = 2p - p_0$$

$$(6.76) \quad \frac{\partial f}{\partial q} = \frac{2q}{M^2}$$

Definito il vettore \mathbf{P} si inizia l'integrazione con il metodo di Runge – Kutta – Fehlberg. La stima delle variabili dopo un subincremento ΔT_k attraverso un metodo del secondo e del terzo ordine sono rispettivamente:

$$(6.77) \quad \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{k+1} = \boldsymbol{\sigma}_k + \frac{214}{891} \Delta \boldsymbol{\sigma}_1 + \frac{1}{33} \Delta \boldsymbol{\sigma}_2 + \frac{650}{891} \Delta \boldsymbol{\sigma}_3$$

$$(6.78) \quad \bar{p}_{0k+1} = p_{0k} + \frac{214}{891} \Delta p_{01} + \frac{1}{33} \Delta p_{02} + \frac{650}{891} \Delta p_{03}$$

e

$$(6.79) \quad \hat{\boldsymbol{\sigma}}_{k+1} = \boldsymbol{\sigma}_k + \frac{533}{2106} \Delta \boldsymbol{\sigma}_1 + \frac{800}{1053} \Delta \boldsymbol{\sigma}_3 - \frac{1}{78} \Delta \boldsymbol{\sigma}_4$$

$$(6.80) \quad \bar{p}_{0k+1} = p_{0k} + \frac{533}{2106} \Delta p_{01} + \frac{800}{1053} \Delta p_{03} - \frac{1}{78} \Delta p_{04}$$

dove:

$$(6.81) \quad \Delta \boldsymbol{\sigma}_i = \mathbf{D}^e (\Delta T_k (1 - \alpha) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1} - \Delta \lambda_i \mathbf{P})$$

$$(6.82) \quad \Delta \lambda_{i+1} = \frac{1}{K_p} (\mathbf{P} \cdot \mathbf{D}^e \Delta T_k (1 - \alpha) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1} + \mathbf{W} \cdot \eta \Delta T_k (1 - \alpha) \Delta S r_{n+1})$$

con $K_p = \mathbf{P} \cdot \mathbf{D}^e \Delta T_k (1 - \alpha) \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_{n+1} - \mathbf{W} \cdot \mathbf{h}$

$$(6.83) \quad \Delta p_{0i} = \Delta \lambda_{i+1} \frac{1+e}{\lambda - \kappa} p_{0i} (2p_i - p_{0i}) - p_{0i} Gr \Delta T_k (1 - \alpha) \Delta S r_{n+1}$$

e

$$(6.84) \quad \begin{aligned} \sigma_1 &= \sigma_k + \frac{533}{2106} \Delta \sigma_1 + \frac{800}{1053} \Delta \sigma_3 - \frac{1}{78} \Delta \sigma_4 \\ \sigma_2 &= \sigma_k + \frac{1}{4} \Delta \sigma_1 \\ \sigma_3 &= \sigma_k - \frac{189}{800} \Delta \sigma_1 + \frac{729}{800} \Delta \sigma_2 \\ \sigma_4 &= \sigma_k + \frac{214}{891} \Delta \sigma_1 + \frac{1}{33} \Delta \sigma_2 + \frac{650}{891} \Delta \sigma_3 \\ p_{01} &= p_{0k} + \frac{533}{2106} \Delta p_{01} + \frac{800}{1053} \Delta p_{03} - \frac{1}{78} \Delta p_{04} \\ p_{02} &= p_{0k} + \frac{1}{4} \Delta p_{01} \\ p_{03} &= p_{0k} - \frac{189}{800} \Delta p_{01} + \frac{729}{800} \Delta p_{02} \\ p_{04} &= p_{0k} + \frac{214}{891} \Delta p_{01} + \frac{1}{33} \Delta p_{02} + \frac{650}{891} \Delta p_{03} \end{aligned}$$

6.4.4 Correzione dello stato di sforzo

La correzione può essere effettuata in due modalità:

- variando gli sforzi mantenendo costanti i parametri di incrudimento;
- variando gli sforzi i parametri di incrudimento in modo tale da mantenere nulle le deformazioni.

Si è scelto di utilizzare il metodo di Sloan, in quanto, a parità di risultato è di più facile implementazione ed ha un minore onere computazionale.

6.4.5 Matrice Jacobiana

Aggiornati gli sforzi è necessario passare ad ABAQUS la cosiddetta matrice Jacobiana, necessaria per poter risolvere le equazioni globali con il metodo di Newton–Raphson.

Se gli incrementi sono stati tali per cui il passo è dichiarato elastico lo jacobiano è rappresentato dalla matrice di rigidezza elastica \mathbf{D}^e .

Se invece il passo è stato plastico, nella sua totalità o solo in parte, lo jacobiano è definito dalla matrice di rigidezza elastoplastica \mathbf{D}^{ep} calcolata con gli sforzi finali $\boldsymbol{\sigma}_n$.

7. Modellazione numerica

7.1 Ipotesi semplificative

La simulazione numerica della tura è stata condotta utilizzando il programma agli elementi finiti Abaqus. La complessità del problema richiede alcune semplificazioni.

Il modello innanzi tutto deve rappresentare un'area molto estesa. Inoltre si tratta di un problema tridimensionale. Dal punto di vista numerico, fare un modello 3D richiede un onere computazionale pesante. Una prima semplificazione, quindi, è stata quella di analizzare i dati riferiti alla sezione centrale della tura, riducendo la trattazione ad un caso bidimensionale. Ciò significa imporre una condizione di deformazione piana. La lettura dei dati monitorati evidenzia che, vista la geometria dell'opera e la sua estensione, la parte centrale manifesta un comportamento di questo tipo e non risente significativamente di effetti di bordo. Pertanto si è ritenuto che la semplificazione numerica ad un caso 2D non pregiudicasse la qualità dei risultati.

Dal punto di vista geotecnico, la fase di aggotamento è un fenomeno in transitorio con condizioni al contorno lentamente variabili nel tempo. Le forze di filtrazioni costituiscono le forzanti principali del processo, quindi si tratta di un problema idro-meccanico accoppiato.

Il comportamento dei terreni è di tipo irreversibile

Infine i terreni coinvolti sono materiali a granulometria variabile, e che in parte vengono denaturati durante la fase di aggotamento.

Per quanto riguarda la modellazione dei materiali, viene inizialmente condotta una simulazione a regime e in campo elastico sull'intero dominio geometrico. Viene quindi ridotto il dominio per considerare anche il transitorio e la non-linearità in modo tale da garantire la stabilità della soluzione numerica.

Il comportamento irreversibile del terreno viene quindi modellato introducendo dei legami costitutivi non lineari semplici e dipendenti da un ridotto numero di parametri costitutivi. Benché nel caso in esame il numero di dati forniti dalle investigazioni sia notevole, a causa dell'importanza dell'opera e delle particolari condizioni socio-ambientali in cui è inserita, nella maggior parte di casi non si hanno a disposizione caratterizzazioni geotecniche così dettagliate. Nasce quindi

l'esigenza di definire un modello costitutivo in grado di rappresentare il comportamento di questa tipologia di terreni a granulometria variabile, e che non necessitino di parametri troppo sofisticati.

7.2 Organizzazione delle analisi

In una prima fase sono state condotte delle analisi in campo lineare sull'intero dominio geometrico e attraverso il confronto con i dati di monitoraggio si è giunti a:

- determinare le forzanti del problema (forze di filtrazione)
- definire i coefficienti di conducibilità idraulica su grande scala
- valutazione l' entità degli spostamenti in testa ai diaframmi

Nella fase successiva, è stata condotta una analisi in campo non lineare su un dominio geometrico di limitata estensione.

Per definire il comportamento non-lineare, è stata fatta una revisione dei dati di prove idro-meccaniche in sito e in laboratorio (capitoli 4 e 5).

Dall'elaborazione comparata dei dati sperimentali, è stata fatta una normalizzazione dei parametri significativi per il comportamento tenso-deformativo in funzione della distribuzione granulometrica. Infine si è passati alla definizione di un opportuno – anche se semplice – legame costitutivo da impiegare su tutto lo spessore del deposito in condizioni sature e non sature ed è stato implementato in Abaqus.

L'analisi della risposta deformativa è stata ottenuta imponendo le forzanti e le condizioni al contorno derivate con il precedente modello lineare

7.3 Simulazione delle fasi di costruzione

Nella simulazione sono state introdotte le seguenti fasi:

- Profilo originario – stato tensionale a riposo
- Costruzione dei rilevati
- Scavo fondo tura (quota -8,70 m l.m.m.)
- Aggottamento

La fase di aggottamento è stata simulata attraverso l'imposizione del carico idraulico desunto dai dati forniti dal monitoraggio in corrispondenza dei pozzi.

Per l'analisi di filtrazione è stato necessario definire le stratigrafie, valutare la conducibilità idraulica dei terreni (in condizioni sature e non-sature), valutare le permeabilità delle barriere e definire le condizioni idrauliche da imporre sul modello.

In prima fase per le caratteristiche idrauliche dei materiali, sono stati adottati i valori forniti da progetto e riassunti in tabella:

permeabilità assegnate	
MATERIALI	m/s
Strati incoerenti	1×10^{-6}
Strati coesivi	1×10^{-8}
Palancolato	1×10^{-12}
Diaframma	1×10^{-9}
Ghiaia Pozzi	1×10^{-2}
Rilevati	1×10^{-6}

Tabella 7.1

Modello numerico: reticolo

Le caratteristiche del modello numerico adottato sono:

- Analisi 2D (stato di deformazione piana)
- Dimensioni modello: L=1200 m H=80 m
- Numero di nodi: 19.661
- Numero di elementi: 39.865
- Elementi triangolari CPE6MPH

Condizioni al contorno

- Bordo inferiore impermeabile
- Bordo esterno lato mare: livello medio mare
- Bordo esterno lato terra: livello da letture piezometriche
- Carico imposto nei pozzi da dati monitorati
- Vincolo sui bordi esposti all'atmosfera:

$$\begin{cases} v_n = k_s \cdot u_w & u_w > 0 \\ v_n = 0 & u_w \leq 0 \end{cases}$$

7.4 Analisi a

In entrambi i pozzi viene imposto un carico pari a -19,0 m come desunto dall'elaborazione dei dati di monitoraggio (capitolo 2).

Stato tensionale

-scarico a seguito della fase di scavo:

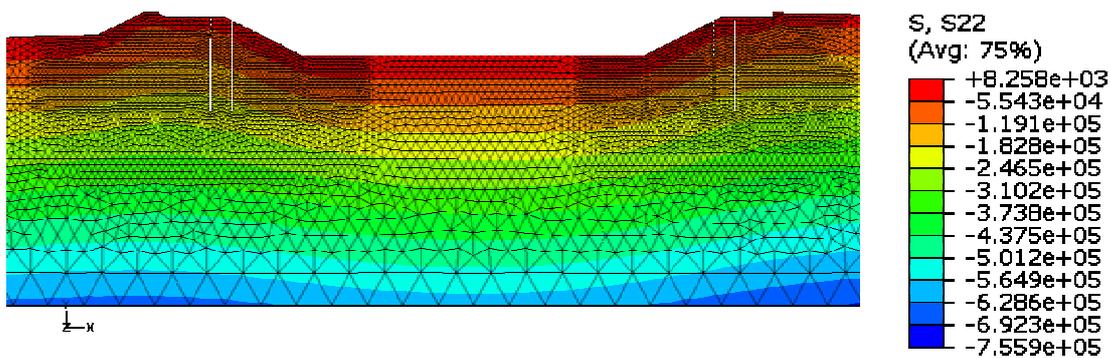


Figura 7.1 Tensione verticale efficace SS2 (Pa)

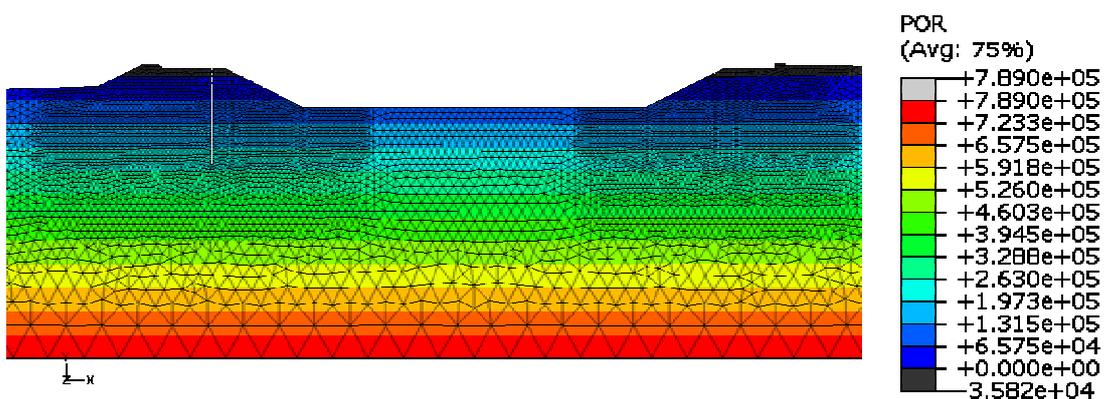


Figura 7.2 Pressioni neutre (Pa)

-scarico dovuto al dewatering

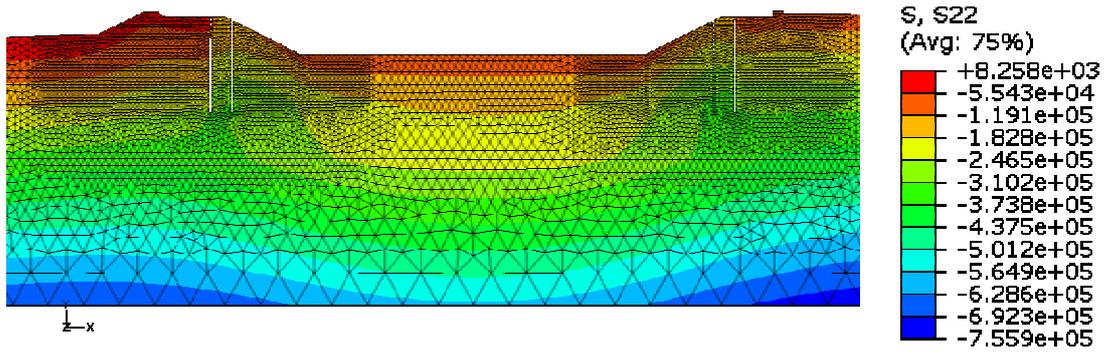


Figura 7.3 Tensione verticale efficace SS2 (Pa)

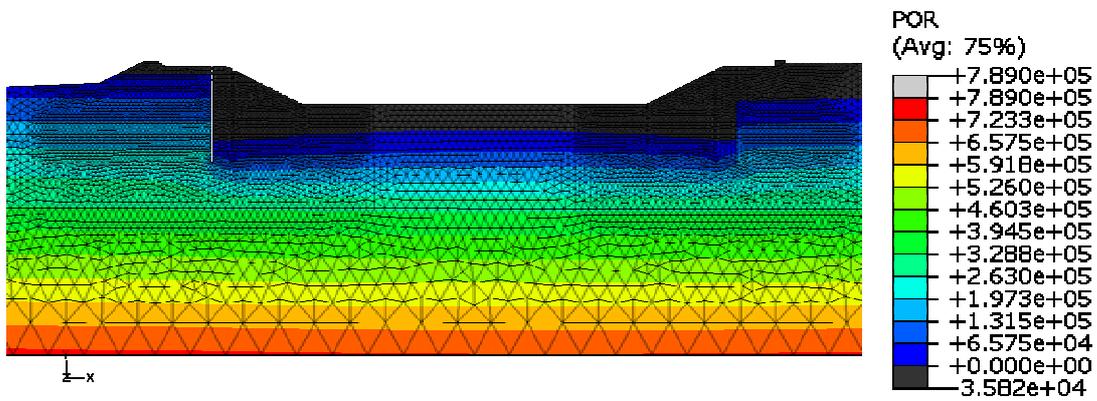


Figura 7.4 Pressioni neutre (Pa)

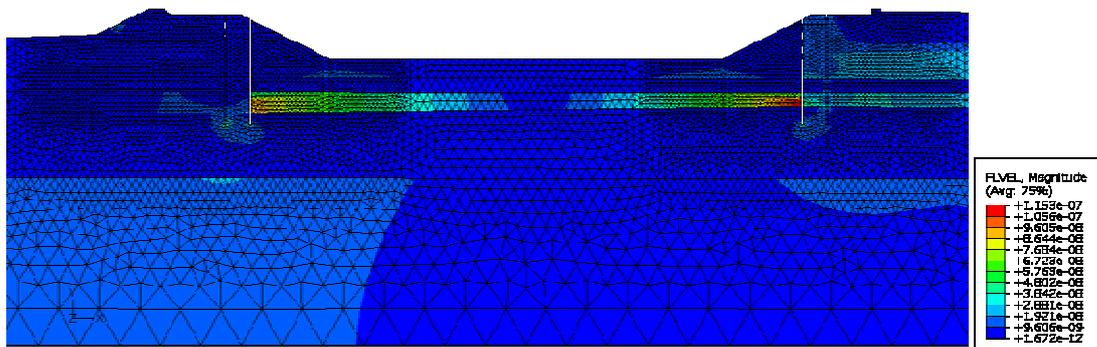


Figura 7.5 Velocità di flusso (m/s)

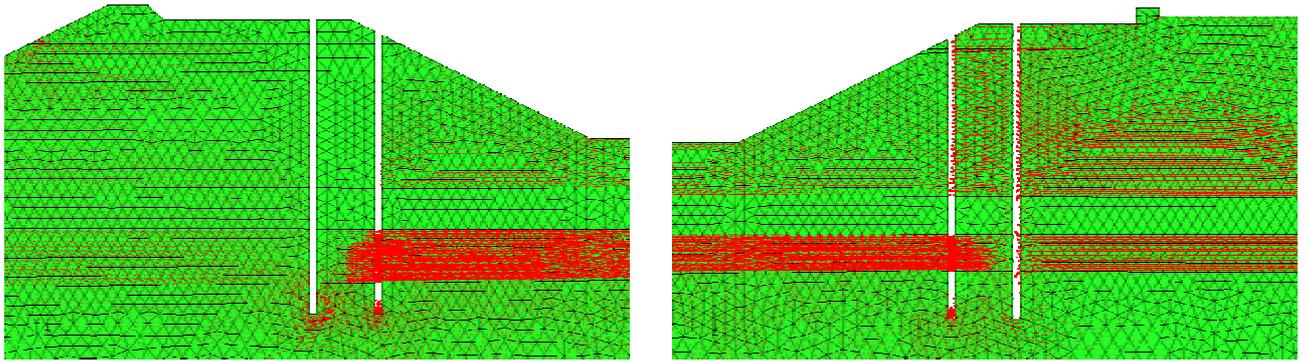


Figura 7.6 Vettori velocità di flusso(m/s)

7.4.1 Confronto con dati monitoraggio

Livelli piezometrici

L'abbassamento del profilo piezometrico lato terra risulta sovrastimato dall'analisi.

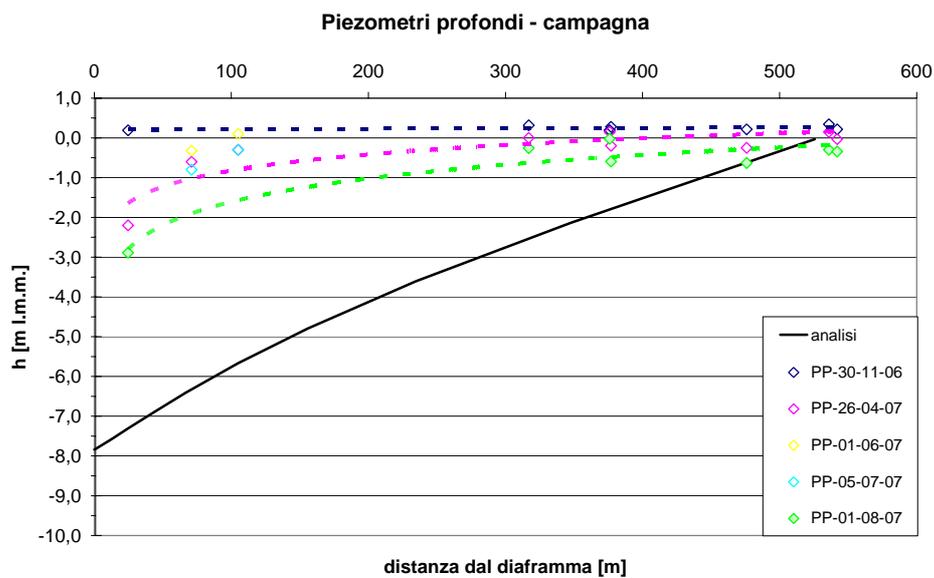


Figura 7.7 Profili piezometrici campagna

Portate emunte

- portata entrante nel pozzo lato mare:

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 5,7 \cdot 10^{-7}$$

Il dato numerico sottostima fortemente il dato misurato della portata unitaria (pozzi S8-S9):

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 1,0 \cdot 10^{-5}$$

- portata entrante nel pozzo lato terra:

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 7,8 \cdot 10^{-7}$$

Il dato numerico sottostima fortemente il dato misurato della portata unitaria (pozzi S2-S3):

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 1,4 \cdot 10^{-5}$$

7.5 Analisi b

Si abbassa la permeabilità del diaframma di un ordine di grandezza, mentre le permeabilità di tutti gli altri materiali non vengono modificate..

$$k_D = 1 \times 10^{-10} \text{ m/s}$$

7.5.1 Confronto con dati monitoraggio

Livelli piezometrici

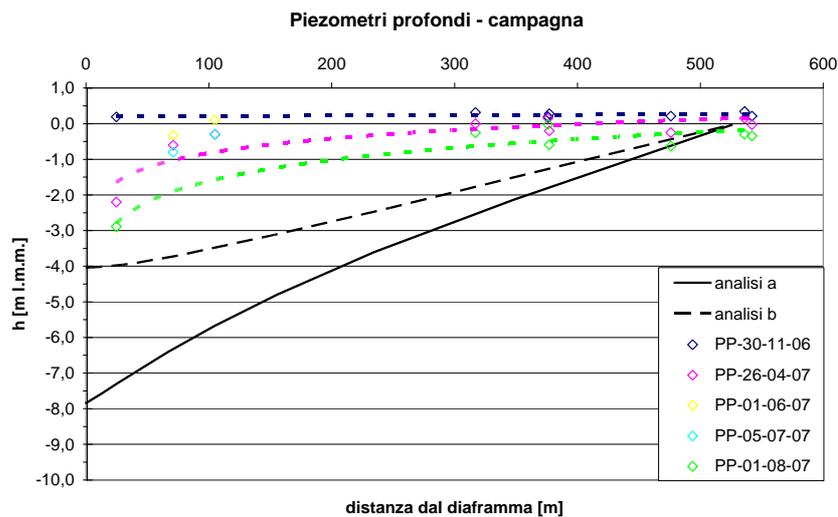


Figura 7.8 Profili piezometrici campagna

Portate emunte

- portata entrante nel pozzo lato mare:

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 5,9 \cdot 10^{-7}$$

Il dato numerico sottostima fortemente il dato misurato della portata unitaria (pozzi S8-S9):

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 1,0 \cdot 10^{-5}$$

- portata entrante nel pozzo lato terra:

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 5,5 \cdot 10^{-7}$$

Il dato numerico sottostima fortemente il dato misurato della portata unitaria (pozzi S2-S3):

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 1,4 \cdot 10^{-5}$$

7.6 Analisi e

Dal momento che le portate risultano fortemente sottostimate, risulta evidente che le permeabilità dei terreni, in particolare dello strato C dove si concentra il flusso, siano in realtà superiori al valore assegnato.

Si aumenta di un ordine di grandezza la permeabilità della sabbia:

$$k_s = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

7.6.1 Confronto con dati monitoraggio

Livelli piezometrici

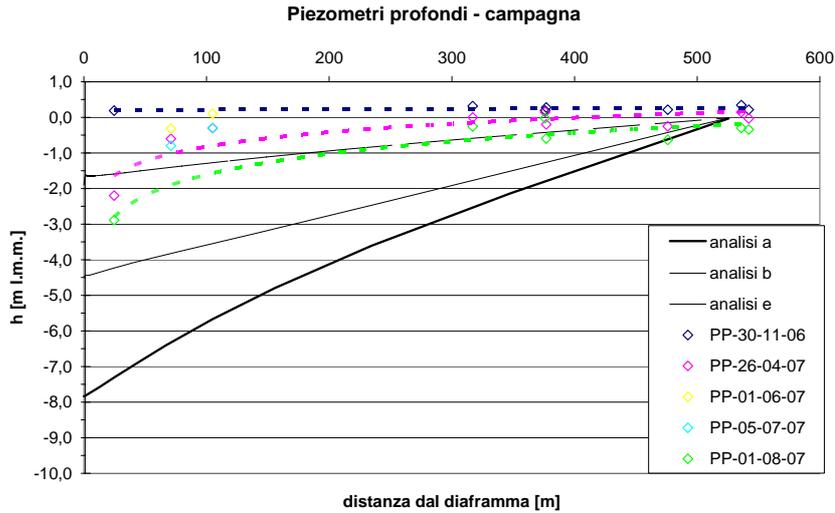


Figura 7.9 Profili piezometrici campagna

Portate emunte

- portata entrante nel pozzo lato mare:

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 8,5 \cdot 10^{-7}$$

- portata entrante nel pozzo lato terra:

$$q \left[\frac{m^3}{s \cdot m} \right] = 1,2 \cdot 10^{-6}$$

Comportamento deformativo

Si confrontano gli spostamenti del diaframma e del palancolato ottenuti dalla soluzione numerica con il dato monitorato.

- Fase di scavo

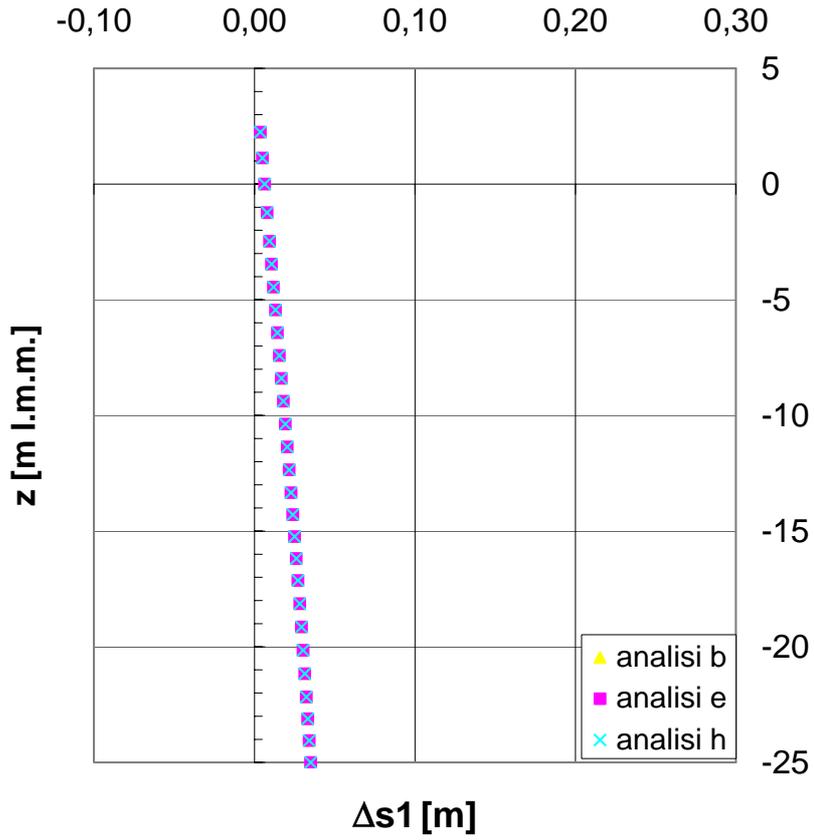


Figura 7.10 Spostamenti diaframma lato mare

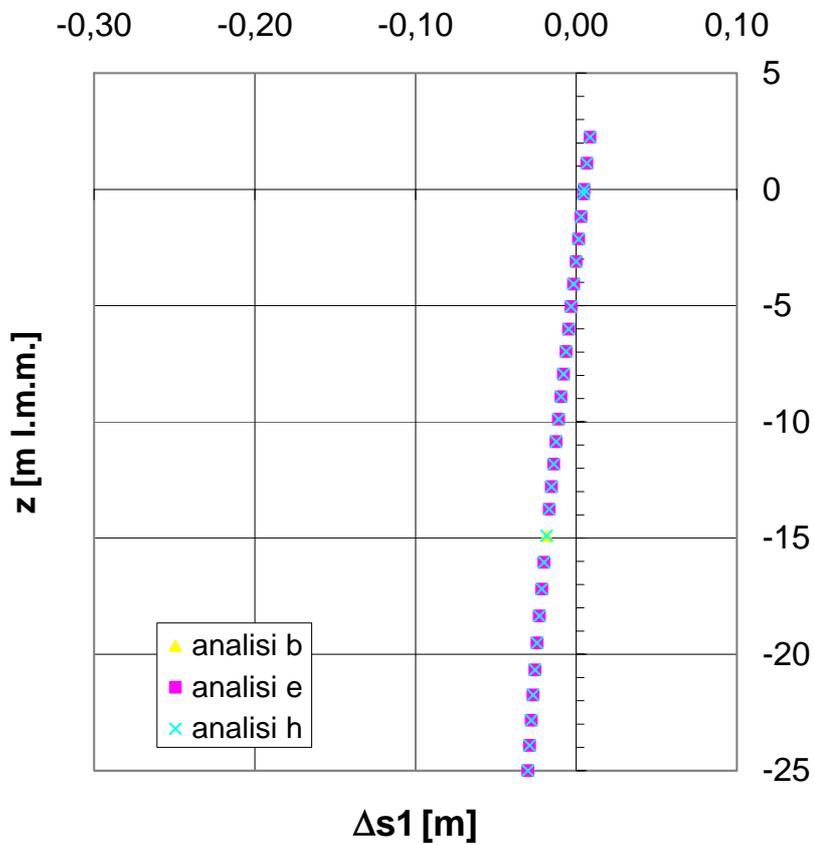


Figura 7.11 Spostamenti diaframma lato terra

- Fase di dewatering

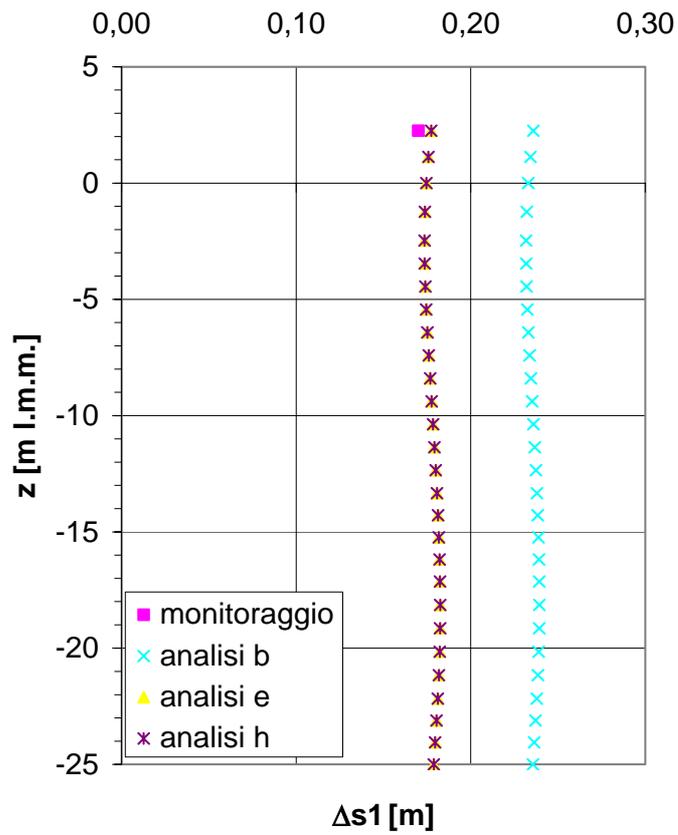


Figura 7.12 Spostamenti diaframma lato mare

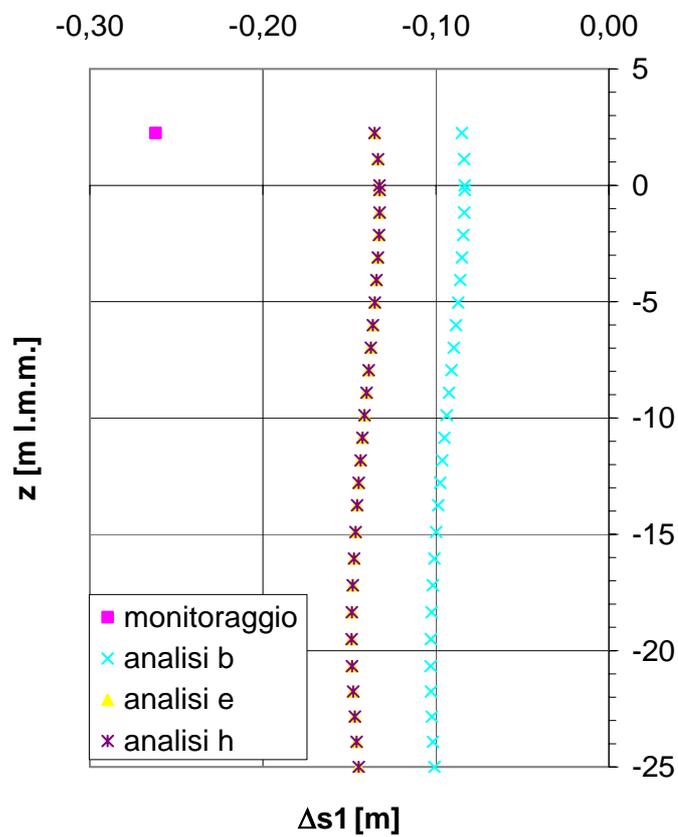


Figura 7.13 Spostamenti diaframma lato terra

7.7 Conclusioni

Dai risultati delle analisi si evince che:

-Particolare attenzione deve essere dedicata alla determinazione dei rapporti fra le permeabilità, da cui dipendono la distribuzione piezometrica e le forzanti principali del problema meccanico.

-Il confronto fra risultati delle analisi e portate misurate mostra che le permeabilità medie su vasta scala sono decisamente sottostimate dalle permeabilità ottenute da prove di laboratorio e da prove in sito locali.

8. Conclusioni

A seguito dei dati analizzati e delle simulazioni effettuate, sono emerse le seguenti considerazioni:

- Nell'analisi di un problema su grande scala sembra percorribile una strategia di soluzione per passi, anticipando l'analisi del problema idraulico rispetto a quello meccanico.
- L'analisi del problema idraulico richiede l'introduzione di vincoli non lineari sul contorno e di un comportamento non-lineare del mezzo per potere determinare la posizione istantanea della superficie libera. Ciò rende pressoché impercorribile l'analisi del transitorio su grande scala.
- Particolare attenzione deve essere dedicata alla determinazione dei rapporti fra le permeabilità, da cui dipendono la distribuzione piezometrica e le forzanti principali del problema meccanico.
- Il confronto fra risultati delle analisi e portate misurate mostra che le permeabilità medie su vasta scala sono decisamente sottostimate dalle permeabilità ottenute da prove di laboratorio e da prove in sito locali.
- Possibile sviluppo: introduzione di conducibilità idrauliche anisotrope

Per quanto riguarda in particolare la modellazione costitutiva, risulta evidente che:

- Il modello lineare elastico può essere impiegato ai fini di una prima rappresentazione del quadro tensoriale ma non di quello deformativo, in particolare in percorsi di scarico.
- Si può raffinare la modellazione dei materiali, introducendo un modello elasto-plastico, purché il numero di parametri introdotti sia limitato, e sia calibrabile da prove standard.
- In questo ambito è stato proposto di migliorare la modellazione costitutiva intervenendo solo sulle leggi di incrudimento.
- Il modello è applicabile sia ai terreni a grana grossa sia ai terreni a grana fine, dipendendo da alcuni parametri costitutivi funzione della sola granulometria, ed è facilmente estendibile a condizioni non sature.

Bibliografia

Alonso E. E., Gens A. & Josa A. (1990), A constitutive model for partially saturated soils, *Géotechnique* 40, No. 3, 405-430.

Belloni, L.G., Rizzo, A., Caielli, A., Mayerle, G. (2007), Influenza sedimentologica sulle caratteristiche geotecniche dei terreni della Laguna Veneta, XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica

Cola, S., Simonini, P. (2002), Influenza della granulometria sul comportamento meccanico di terreni limosi eterogenei: il caso dei terreni della Laguna di Venezia, IARG 2002, Napoli

Cola, Simonini (2007), Un modello multifase per il calcolo dei cedimenti in depositi eterogenei, AGI – XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica

Cola, Simonini (2002). Mechanical behaviour of silty soils of the Venice lagoon as a function of their grading characteristics, *Can. Geotech. J.* 39

Colleselli F., Jommi C. & Vinciguerra D. (2004), Analisi delle condizioni di sicurezza di un'arginatura nel delta del Po. Atti del XXII Convegno Nazionale di Geotecnica, Palermo.

Consorzio Venezia Nuova (2004). Relazione geotecnica. Bocca di Lido Treporti, Tura e Porto rifugio – 1° fase.

Cortellazzo, Ricceri, Simonini (2007), Analisi retrospettiva del comportamento del terreno di fondazione di un rilevato sperimentale ubicato nella laguna di Venezia, AGI – XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica

Cui Y. J. & Delage P. (1996), Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique* 46, No. 2

Jommi C. (2000), Remarks on unsaturated soils modelling. In experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils (eds A. Tarantino and C. Mancuso) Rotterdam: Balkema.

Miur Wood, D. (1990) "Soil Behaviour and critical state soil mechanics". Cambridge University Press.

Nova R. (2002), Fondamenti di meccanica delle terre. McGraw-Hill, Milano.

Pestana, J.M., & Whittle, A.J., Salvati, L.A. (2002) "Evaluation of a Constitutive Model for Clays and Sands; Part I – Sand Behavior". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 26

Quarteroni A., Sacco R. & Saleri F. (2000), Matematica Numerica. Springer, Milano.

Ricceri, G. (2007), Il ruolo della geotecnica nella salvaguardia della città di Venezia e della sua Laguna, Rivista Italiana di Geotecnica, anno XLI, n.1

Ricceri, Simonini, Cola (1999), Alcune osservazioni sull'impiego del piezocono nella caratterizzazione dei terreni di venezia

Ricceri, G., Butterfield, R. (1974) "An Analysis of Compressibility Data from a Deep Borehole in Venice" Géotechnique, 24, No. 2

Simonini (2007), Uso integrato di prove in sito per la caratterizzazione dei terreni, AGI-XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica

Tamagnini C., Castellanza R. & Nova R. (2002), A Generalized Backward Euler algorithm for the numerical integration of an isotropic hardening elastoplastic model for mechanical and chemical degradation of bonded geomaterials. International Journal for Numerical Analytical Methods in Geomechanics 26.

Tamagnini C., Castellanza R. & Nova R. (2002), Numerical integration of elastoplastic constitutive equations for geomaterials with extended hardening rules. In NUMOG VIII (eds G. Pande and S. Pietruszczak)

Tamagnini R. (2004), An extended Cam-clay model for unsaturated soils with hydraulic hysteresis. Géotechnique 54, No. 3