



UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PARMA

Corso di Dottorato di Ricerca in Ingegneria Geotecnica

Ciclo XX

**ANALISI E CONFRONTO TRA PREVISIONI E MISURE IN  
CORSO D'OPERA DEI CEDIMENTI DI UN RILEVATO  
STRADALE**

Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca

**GIULIANO ROSSI**

Coordinatore:

Chiar.mo Prof. Alberto Mazzucato

Tutor:

Chiar.mo Prof. Lorella Montrasio

Gennaio 2009

1-INTRODUZIONE	pag. 4
<b>1.1-CONTESTO TERRITORIALE ED INFRASTRUTTURALE IN CUI E' INSERITO IL TRACCIATO STRADALE</b>	pag. 7
<b>1.2-PRINCIPALI CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'OPERA</b>	pag. 10
<b>2.1-CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE GENERALI DEL SITO</b>	pag.16
<b>2.2- INDAGINI SVOLTE</b>	
2.2.1- <i>Prove in sito.</i>	pag. 17
2.2.2- <i>Prove e test di laboratorio geotecnico</i>	pag. 18
<b>2.3-RICOSTRUZIONE LITOSTRATIGRAFICA GENERALE</b>	pag. 21
<b>2.4-CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA LOCALE</b>	pag. 21
2.4.1- <i>Condizioni idrauliche</i>	pag. 22
<b>2.5-PARAMETRI CARATTERISTICI DI RESISTENZA E DEFORMABILITA' </b>	
2.5.1- <i>Strati coesivi : parametri di resistenza Cu-C'</i>	pag. 24
2.5.2- <i>Strati coesivi :parametri di deformabilità</i>	pag. 27
2.5.3- <i>Strati granulari: parametri di resistenza e deformabilità</i>	pag. 38
<b>2.6 - PARAMETRI GEOTECNICI CALCOLO</b>	pag. 45
<b>3.1-COMPORTAMENTO DEL TERRENO SOTTO FONDAZIONI SUPERFICIALI: STATO DELLE CONOSCENZE</b>	pag. 48
<b>3.2-CALCOLO DEI CEDIMENTI CON APPROCCIO TRADIZIONALE</b>	pag. 52
3.2.1- <i>Teoria dell'elasticità e consolidazione</i>	pag. 52
3.2.2- <i>Il metodo Schmertmann</i>	pag. 53
3.2.3- <i>Il metodo Burland e Burbidge</i>	pag. 56
3.2.4- <i>Analisi previsionale</i>	pag. 58
<b>3.3- METODI NUMERICI DI MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI TERRENI DI FONDAZIONE</b>	pag. 62
<b>3.4- CARATTERISTICHE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO E VALUTAZIONE DELLA SUA CAPACITA' PREVISIONALE</b>	pag. 63
3.4.1- <i>Modello elastico lineare</i>	pag. 63
3.4.2- <i>Modello elastico non lineare</i>	pag. 64
3.4.3- <i>Modello elastico plastico</i>	pag. 68
3.4.4- <i>Modello Cam Clay modificato</i>	pag. 71
<b>3.5-VALIDAZIONE DEI MODELLI</b>	pag. 75
3.5.1- <i>Procedura adottata</i>	pag. 75
3.5.2.- <i>Modello Elastico Plastico: parametri di calibrazione</i>	

<i>delle curve sforzo deformazione</i>	pag. 78
<i>3.5.3-Modello Elastico Non Lineare: parametri di calibrazione delle curve sforzo deformazione</i>	pag. 83
<i>3.5.4-Modello Elastico Plastico: ulteriori approfondimenti.</i>	pag. 87
<i>3.5.4.1-Carico eccentrico</i>	pag. 88
<i>3.5.4.2-Carico inclinato</i>	pag. 92
<i>3.5.4.3-Carico verticale centrato- carico orizzontale : V150H</i>	pag. 99
<i>3.5.5-Comparazione parametrica per il modello EP e per il modello ENL</i>	pag. 100
<b>3.6-MODELLAZIONE NUMERICA E LEGGI COSTITUTIVE IMPIEGATE</b>	pag. 103
<b>3.7- RISULTATI</b>	pag. 112
<b>3.8-COMPARAZIONE TRA PREVISIONE CON METODI NUMERICI E METODI TRADIZIONALI</b>	pag. 122
<b>4.1-MONITORAGGIO E CONTROLLO DELL'OPERA : SCOPI STRUMENTI E MISURE</b>	pag. 124
<b>4.2-CARTTERISTICHE DELLA STRUMENTAZIONE UTILIZZATA</b>	pag. 128
<i>4.2.1-Tubi piezometrici</i>	pag. 128
<i>4.2.2-Tubi assistimetrici profondi</i>	pag. 131
<i>4.2.3-Tubo inclinometrico</i>	pag. 133
<i>4.2.4-Assistimetro di superficie a piastra</i>	pag. 135
<b>5.0-ATTIVITA' DI MONITORAGGIO</b>	pag. 140
<b>5.1-MODALITA' COSTRUTTIVE DEL RILEVATO</b>	pag. 141
<b>5.2-PRESSIONE NEUTRA</b>	pag. 145
<b>5.3- DECORSO DEI CEDIMENTI : RAPPRESENTAZIONE ED ANALISI DELLE OSSERVAZIONI</b>	pag. 148
<b>5.4-CONFRONTO TRA RISULTATI SPERIMENTALI E NUMERICI</b>	pag. 158
<b>6-CONCLUSIONI</b>	pag. 165
<b>7-BIBLIOGRAFIA</b>	pag. 168

## 1-INTRODUZIONE

Il presente studio prende lo spunto dal lavoro di progettazione che la Provincia di Mantova, Settore progettazione della Viabilità e delle infrastrutture, ha svolto per la realizzazione del lotto 0 della tangenziale di Mantova, posta a nord della città.

Il sottoscritto è stato direttamente coinvolto nella fase progettuale offrendo il supporto specialistico di carattere geotecnico e proponendo di applicare, in fase di costruzione dell'opera, un sistema di osservazione strumentale degli assestamenti del rilevato che potesse fornire utili indicazioni sulla correttezza della previsione e dei criteri adottati per l'interpretazione dei risultati delle indagini effettuate, ma soprattutto per monitorare lo sviluppo dell'entità delle deformazioni verticali in modo da assicurare che quest'ultime rimangano entro valori compatibili con la funzionalità della piattaforma stradale.

Anche in riferimento alle nuove indicazioni normative ( Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008) risulta importante non solo prevedere con accuratezza la risposta complessiva della fondazione ma anche tenere osservato quanto le previsioni si discostano dalle misure reali di deformazione.

In generale, nel caso di comuni strutture convenzionali, le esigenze di economicità e di rapidità sono prevalenti rispetto alle aspettative della ricerca geotecnica sul sito di costruzione e pertanto l'analisi del comportamento delle opere in vera grandezza risulta trascurato e le informazioni disponibili non concorrono, per qualità e quantità, allo sviluppo della ricerca geotecnica nel campo dei cedimenti delle fondazioni superficiali.

La realizzazione del lotto 0 della tangenziale di Mantova, pur non essendo un'opera di singolare complessità, ha permesso comunque di disporre di osservazioni sperimentali degne di nota sul comportamento dei primi strati del sottosuolo sotto carichi variabili nella fase realizzativa del rilevato.

La presente tesi utilizza, dunque, i dati e le informazioni resi disponibili nella fase di redazione del progetto e nella fase costruttiva contribuendo a validare metodi di monitoraggio che saranno replicati da parte dell'Ente committente anche nelle successive progettazioni e realizzazioni di opere stradali.

L'attività di dottorato di ricerca, svolta senza il finanziamento della borsa di studio, si integra con le funzioni di tecnico progettista nel campo delle costruzioni stradali all'interno del team di progettazione che la Provincia di Mantova, negli ultimi anni, ha potenziato e qualificato.

Lo scopo della presente tesi è quella di fornire un contributo alla comprensione del comportamento del terreno di fondazione dei rilevati stradali attraverso l'analisi dei dati di monitoraggio in relazione al modello di previsione adottato. Questa interazione fra previsioni e misure può confermare la validità del modello o, viceversa, mettere in evidenza limiti impliciti od espliciti legati, ad esempio, alla incapacità del legame costitutivo di riprodurre correttamente

alcuni degli aspetti del comportamento osservato, oppure al verificarsi di effetti prodotti da fenomeni fisici o da variazioni delle condizioni al contorno non esplicitamente descritti nelle analisi.

Le caratteristiche geometriche del tratto di tangenziale, attualmente in fase di ultimazione, sono descritte nel capitolo 1 dopo aver inquadrato il tracciato nel sistema infrastrutturale viabilistico locale. L'attenzione è stata focalizzata al rilevato di appoggio ad un sovrappasso ferroviario della linea Mantova-Verona che raggiunge la sua massima altezza di 10,90 mt.

Il rilevato stradale è una componente di un'arteria stradale che, alla stregua degli altri componenti, (opere di sostegno, ponti, viadotti, tombini di attraversamento) può limitare od impedire la percorribilità, se danneggiato da deformazioni dovute a cedimenti del terreno di fondazione o del corpo stesso del rilevato.

La previsione dell'entità dei cedimenti, a livello progettuale, ha un duplice scopo:

- a) durante la costruzione del rilevato, di definire il volume ed il costo del materiale necessario per raggiungere la quota del profilo di progetto;
- b) di verificare, a fine costruzione e prima della stesa della sovrastante pavimentazione, se l'entità dei cedimenti residui è circa il 10% del cedimento totale previsto a lungo termine.

Le previsioni di cedimenti e delle deformazioni del terreno di fondazione sono state svolte sia con metodi tradizionali sia con tecniche di calcolo numerico ad FEM.

Sono state valutate le condizioni geologico geotecniche del sito interessato dalla costruzione del rilevato con le classiche metodologie di indagine quali, sondaggi, prove SPT, prove penetrometriche statiche con piezocono e prove di laboratorio, (cap. 2)

Sulla base dell'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio sono stati ricavati i parametri geotecnici di resistenza per la verifica della stabilità dell'opera e di deformazione per l'analisi previsionale dei cedimenti.

Il calcolo dei cedimenti con sistemi tradizionali è stato effettuato con il metodo edometrico, con il metodo di Schmertmann e con il metodo di Burland-Barbidge a seconda della natura coesiva o granulare del sottosuolo (cap.3) mentre, per quanto riguarda i metodi numerici, è stato utilizzato il codice di calcolo ad FEM per l'analisi del comportamento del terreno sotto carico. Esso proviene da un software commerciale abbastanza diffuso, sia in campo applicativo che in ambito di ricerca, "Sigma W" della Geo-Slope International Ltd il quale ha in sé implementato una serie di relazioni costitutive dei materiali che possono essere direttamente utilizzate: modello elastico-lineare, elastico non lineare, Elasto Plastico, modello Cam-clay e Cam-clay modificato (cap. 3.3).

Dal momento che i lavori della tangenziale si sono svolti su un periodo di tempo piuttosto dilatato e con un cospicuo ritardo rispetto alle scadenze previste nel programma lavori, di conseguenza anche la realizzazione del rilevato ha subito degli stop che hanno impedito un andamento regolare e costante del caricamento sul terreno di fondazione.

Come risulterà più chiaro nel successivo capitolo 5 ci sono stati periodi in cui i lavori di innalzamento hanno proceduto con celerità alternati a lunghi periodi di pause a causa della difficoltà della ditta a reperire il materiale idoneo con le caratteristiche previste da capitolato speciale d'appalto.

Questa è la ragione principale per la quale si è giunti solo ora ad acquisire misure complete e significative tali da poter essere elaborate e confrontate.

La prolungata fase realizzativa ha consentito tuttavia di “lavorare” parallelamente sulle analisi numeriche del programma di calcolo acquistato appositamente per tale modellazione.

Dunque prima della sua applicazione al caso reale, si è ritenuto opportuno testare la sua affidabilità e la sua capacità previsionale svolgendo analisi numeriche di sforzo-deformazioni su terreni di cui si hanno a disposizione numerosi dati desunti dal modello fisico di laboratorio.

Valutata tale capacità, l'analisi è stata svolta sul terreno sottostante il rilevato, a stratigrafia complessa, e sono stati confrontati i risultati della modellazione numerica con le misure rilevate dagli assistimetri di superficie e profondi, inclinometro e piezometri installati in corrispondenza della sezione del rilevato di massima altezza.

Un'analisi a ritroso del comportamento del terreno di fondazione e del corpo del rilevato ha permesso di verificare se i moduli di deformazione ricavati dall'interpretazione delle prove sono in buon accordo con quelli ricavati dagli spostamenti misurati dagli assistimetri profondi e di superficie.

## **1.1-CONTESTO TERRITORIALE ED INFRASTRUTTURALE IN CUI E' INSERITA L'OPERA.**

Il sistema infrastrutturale della città di Mantova e del suo interland (grande Mantova) si articola in una serie di reti di mobilità (stradale, ferroviaria e di navigazione fluviale) che si integrano tra loro al fine di costituire un sistema intermodale integrato e differenziato per gerarchie di traffici (fig.1.1).

In particolare la rete di mobilità stradale, finalizzata alla valorizzazione del patrimonio esistente nel rispetto delle risorse ambientali e consentendo lo sviluppo socio economico dell'area territoriale in oggetto, può essere descritta da:

1) una **rete primaria** costituita dal sistema autostradale che comprende :

- A22 Modena - Brennero. Asse Nord-Sud per transiti a scorrimento veloce e collegamenti di livello nazionale e interregionale in ambito extraurbano, Ubicata ad Ovest di Mantova.
- Autostrada Medio – Padana, in fase di progetto definitivo, prevista a Sud di Mantova finalizzata a costituire un collegamento Est-Ovest per transiti a scorrimento veloce e collegamenti nazionali e interregionali alternativi all'A4 e all'A1.
- Autostrada Tirreno - Brennero (TI.BRE.). Infrastruttura in fase di progetto definitivo con finalità di collegamento veloce per i traffici nazionali ed interregionali dall'Europa centrale alle coste Toscano-Liguri del mar Tirreno prevista a Nord-Ovest di Mantova.

2) una **rete principale** costituita dal sistema di tangenziale a scorrimento veloce che realizza un collegamento tra le arterie che radialmente convergono verso la città e la rete secondaria e locale dell'interland :

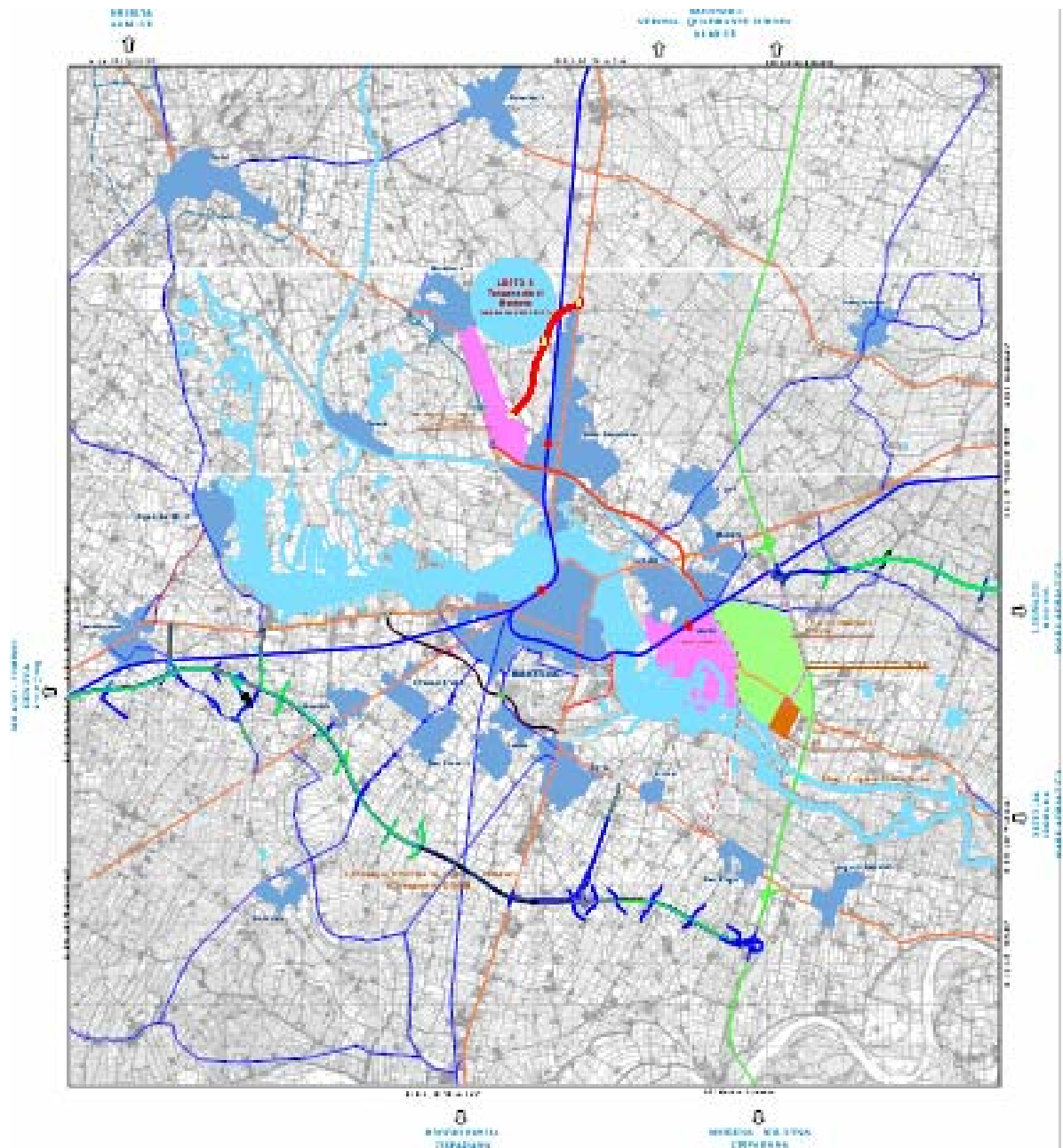
- Lotto A tronchi 1,2,3 e 4 - Asse Interurbano di Connessione tra le ex S.S. 10 "Padana Inferiore", ex S.S. 420 "Sabbionetana", ex S.S. 62 "Della Cisa" e ex S.S. 413 "Romana" Lotto A tronchi 1,2,3 e 4.
- Collegamento Asse Interurbano col Casello MN sud A22 e Casello Pietole Autostrada Medio Padana. (in progetto).
- Tangenziale Nord – da Gambetto a Lunetta (tronco in esercizio)
- Lotto 0 – da Gambetto a ex S.S. "Della Cisa" a nord di Bancole del Comune di Porto Mantovano. (in fase di costruzione)
- Lotto B – Collegamento tra tangenziale nord e Casello MN sud A22 e Casello di Pietole dell'Autostrada Medio Padana (tracciato in progetto)
- Bretella di collegamento dal casello MN nord A22 al comparto produttivo di Valdarò.

Sistema della viabilità di interesse regionale (in fase di progetto esecutivo).

3) da **una Rete Secondaria** che costituisce il sistema provinciale ed intercomunale della viabilità con funzione di penetrazione verso la rete locale.

La tangenziale del lotto 0 dunque costituisce un importante ramo del sistema della viabilità a Nord di Mantova, deputato essenzialmente ad evitare l'attraversamento del nucleo urbano di Porto Mantovano (frazioni di Bancole e di Sant'Antonio), mediante la connessione tra la ex S.S. n° 62 "della Cisa" e la rotatoria posta in corrispondenza dell'estremità iniziale della Tangenziale Nord di Mantova, in località Gombetto.





**LEGENDA**

- |   |   |
|---|---|
| Autostrada A22  | Centri urbani                                     |
| Sistema Tangenziale Nord - Porto fluviale - Valterzo                              | Zona Industriale                                  |
| Lotto G - Tracciato in Progetto   | Polo intermodale di Mantova porto-strada-ferrovia |
| Sistema Tangenziale Est (Lotto B e C) - Isotta                                    | Porto fluviale                                    |
| Asse interrurbano di Mantova (Lotto A tronchi 1,2,3,4) - In fase di realizzazione | Stazioni ferroviarie con accessi merci            |
| Riqualificazione S.P.23 "Castellazzo e-Oteto"                                     | Rete idrografica                                  |
| Strade ex Statali   |   |
| Strade Provinciali  |   |
| Strade di competenza comunale   |   |

1.1- Inquadramento territoriale e viabilistico

## 1.2-PRINCIPALI CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELL'OPERA

Il progetto prevede la realizzazione di un tracciato lungo complessivamente circa 3'390 m ( fig.1.2 e 1.3), nel quale planimetricamente sono state inserite tre curve circolari (con raggi pari a 750, 1000 e 800 m) e svincoli realizzati per mezzo di rotatorie a raso (le rotatorie direttamente costruite dalla Provincia sono due: quella di intersezione con la S.C. Bancole – Roverbella e quella di connessione alla ex S.S. n° 62 “della Cisa”, mentre resta di competenza del Comune di Porto Mantovano la realizzazione della rotatoria di connessione alla S.C. “delle Tezze” già deviata).

Più precisamente, gli incroci a rotatoria la cui progettazione e realizzazione è di competenza dell'Amministrazione Provinciale di Mantova hanno le seguenti dimensioni:

- Rotatoria di connessione tra la S.C. Bancole – Roverbella e la nuova arteria stradale:
- raggio al ciglio interno cementato 23 m;
- Rotatoria di connessione tra la ex S.S. n° 62 e la nuova arteria stradale:

raggio al ciglio interno cementato 25 m.

Per superare l'ostacolo costituito dalla linea ferroviaria ex Mantova – Peschiera, si è adottata la soluzione di realizzare un sottopasso che assicuri un'altezza libera di 5,00 m al di sopra del piano stradale, rispettando quindi la prescrizione minima regolamentare. Il manufatto è previsto con struttura in calcestruzzo cementizio armato prefabbricato ed ha una luce netta pari a 13,00 m.

L'opera di scavalco della linea ferroviaria Mantova – Verona è invece costituita da un ponte a travata, con struttura principale in calcestruzzo armato precompresso e soletta collaborante in c.a. gettato in opera, che presenta una luce di calcolo delle travi di 29,90 m.( fig.1.4 )

Il profilo longitudinale della strada presenta pendenze comprese tra valori molto prossimi allo zero e il valore massimo del 4%; più precisamente questo valore estremo è raggiunto in corrispondenza delle rampe di accesso all'opera di scavalco della linea ferroviaria Mantova – Verona, progettate in maniera simmetricamente sui due lati( fig.1.5 )

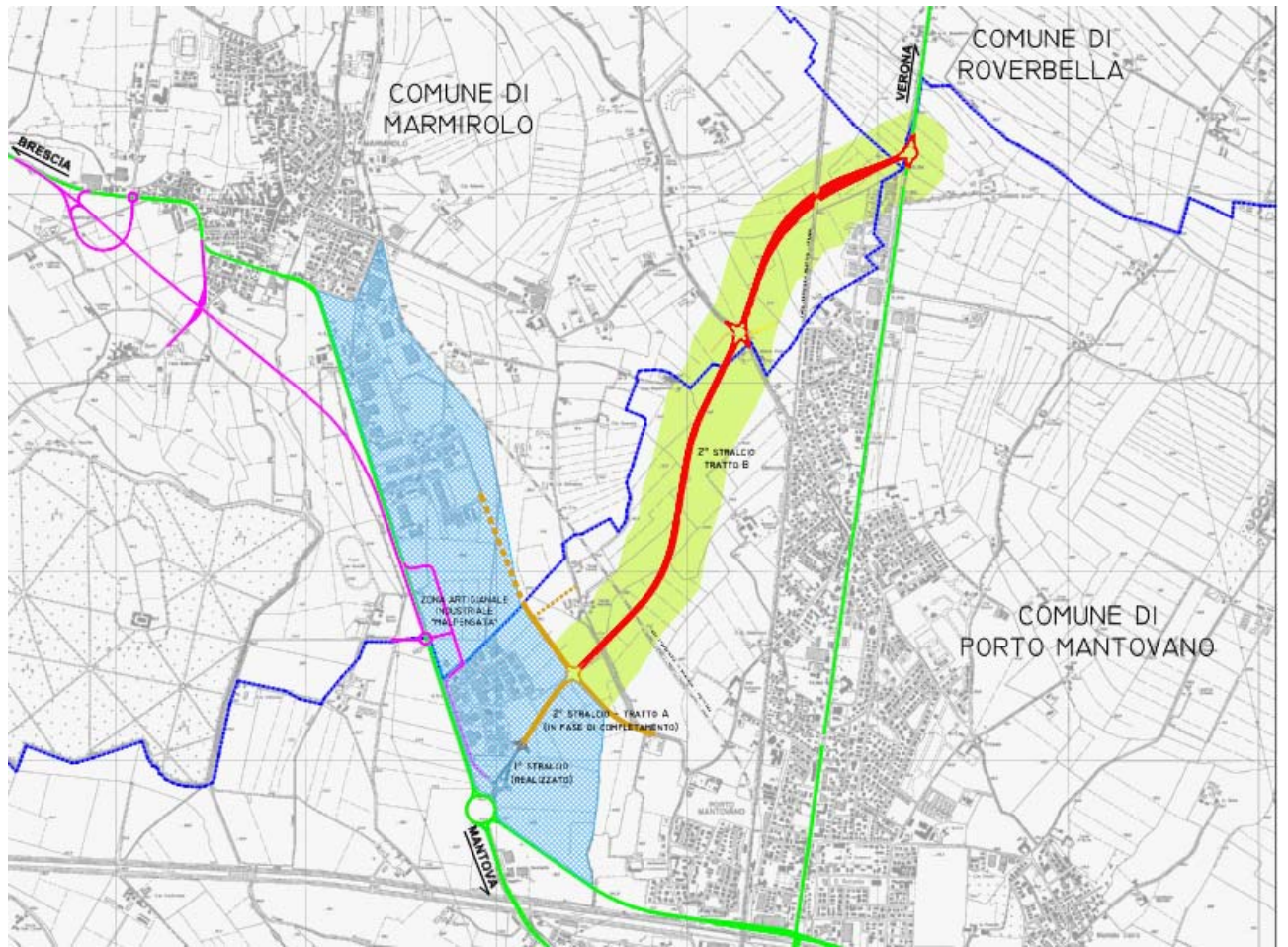


Fig. n.1.2- Planimetria dell'area e tracciato della nuova strada





Fig.1.3- Ortofoto

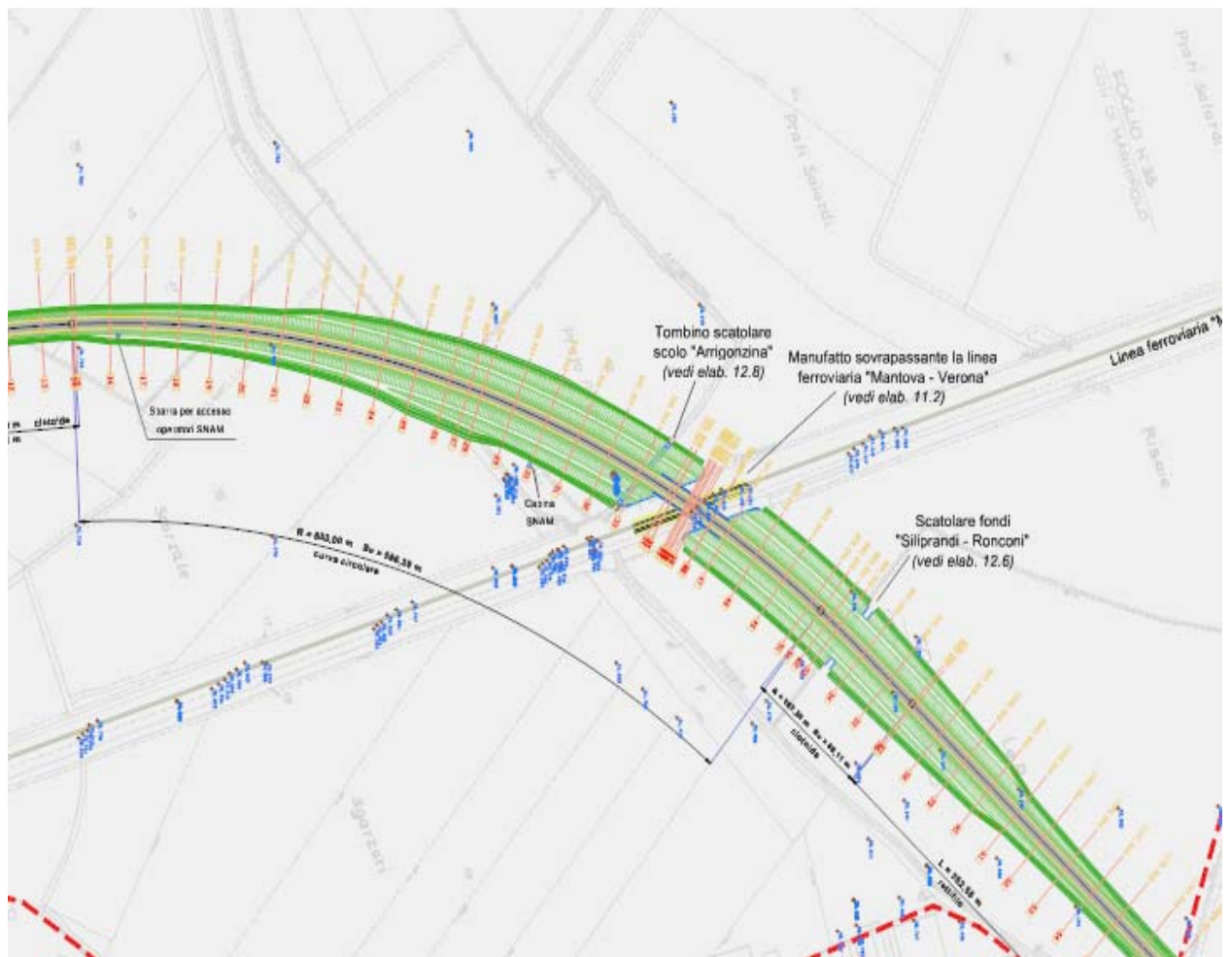


Fig. 1.4- Stralcio planimetrico comprendente il tratto in rilevato

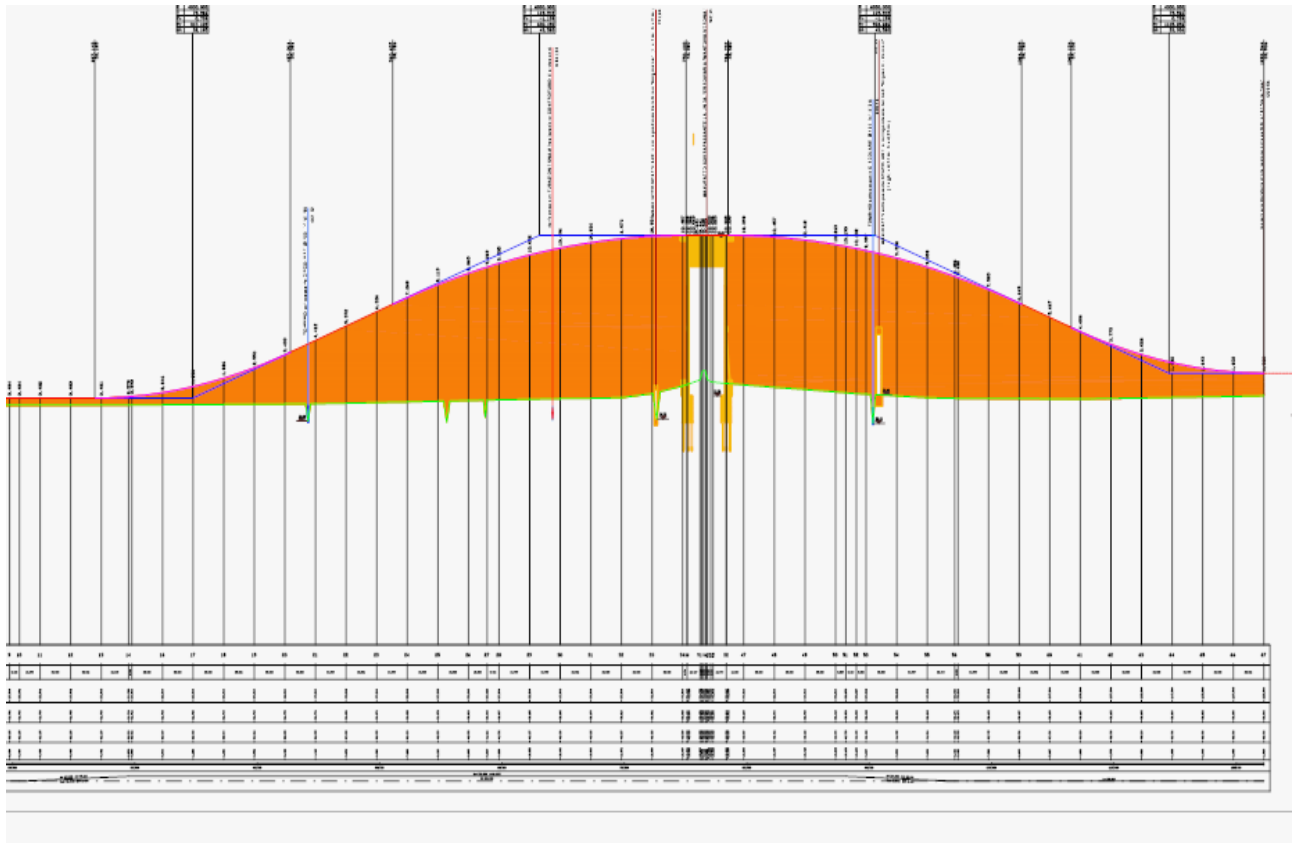


Fig.1.5- Profilo longitudinale del rilevato stradale

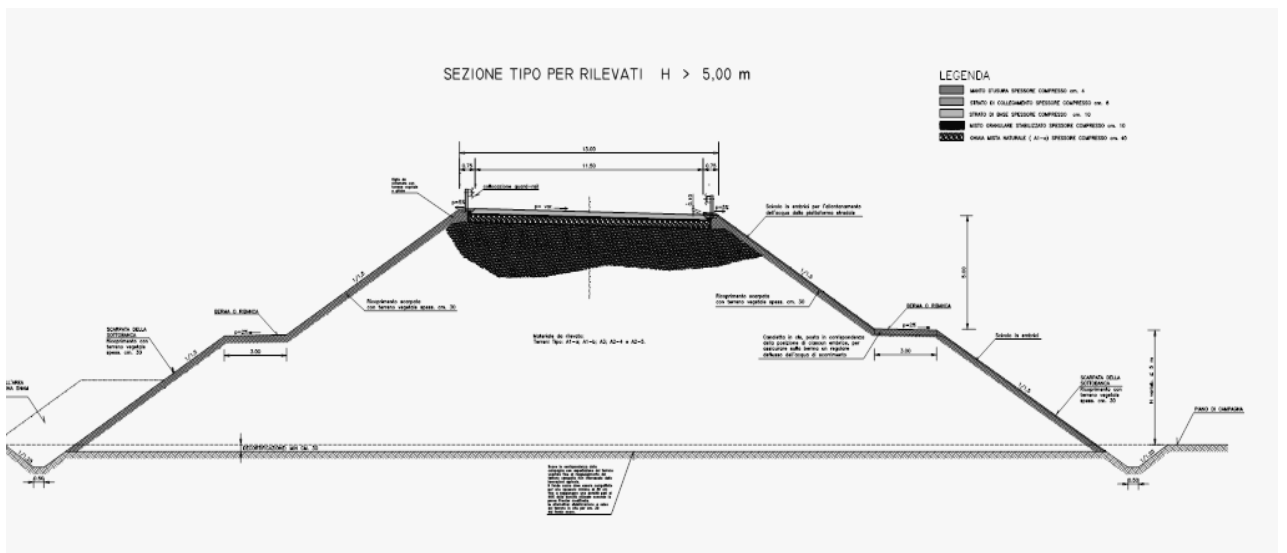


Fig.1.6- Sezione trasversale tipo del rilevato stradale





Fig.1.7- Rilevato stradale realizzato



Fig.1.8- Vista del tratto di strada realizzato

## **2.1-CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE E GEOTECNICHE GENERALI DEL SITO**

La conoscenza delle caratteristiche del terreno di fondazione, attraverso indagini geognostiche, prove in sito, prove di laboratorio o campi di sperimentazione è sicuramente prioritaria rispetto a qualunque altra fase di percorso progettuale.

La costruzione del modello geotecnico del terreno di fondazione, operazione indispensabile per qualsiasi tipo di analisi, è stata svolta a seguito dell'attività di caratterizzazione del sottosuolo. La stima dei parametri rappresentativi del terreno è servita per la fase successiva di calcolo previsionale dei cedimenti con metodi classici e di tipo numerico .

Nel seguito è descritta l'attività di indagine in sito ed in laboratorio nonché le caratteristiche litostratigrafiche dei depositi profondi che sono state desunte.



## 2.2- INDAGINI SVOLTE

### 2.2.1-Prove in sito.

Le indagini svolte in sito ed in laboratorio per la ricostruzione litostratigrafica e la caratterizzazione geotecnica dei primi strati del sottosuolo interessati dal percorso stradale sono le seguenti:

- a) 4 sondaggi con perforazione a carotaggio continuo nei terreni della zona di scavo e di rilevato fino ad una profondità massima di 30 mt. con prelievo di n.9 campioni indisturbati
- b) n. 7 scavi di pozzetti esplorativi fino a -1,50 mt di profondità massima e prelievo campioni di terreno di fondazione in trincea ;
- c) n.3 prove di carico su piastra da cm 30 (norma n.C.N.R. 146/1992) nella trincea dei pozzetti esplorativi e determinazione del modulo di deformazione Md ;
- d) installazione di n. 2 piezometri di cui n. 1 a tubo aperto finestrato da 15 mt max di profondità in foro predisposto con relative chiusure di testata del tubo e 1 piezometro Casagrande da 15 mt max di profondità in foro predisposto con relative chiusure di testata del tubo ;
- e) prova di permeabilità a carico variabile (Lefranc )in corso di sondaggio a rotazione con calcolo della permeabilità ;
- f) n. 11 prove penetrometriche spinte fino alla profondità massima di mt 25,00 dal p.c. di cui n.8 prove penetrometriche statiche con punta elettrica con piezocono CPTU e n. 3 dinamiche .

Le prove dinamiche sono state effettuate dopo aver constatato le difficoltà di avanzamento della punta del penetrometro statico a causa delle caratteristiche granulometriche e dell'elevata resistenza offerta dagli strati prevalentemente sabbiosi e ghiaiosi posti a poca profondità .

Attrezzatura impiegata:

Il penetrometro dinamico utilizzato presenta le seguenti caratteristiche:

penetrometro dinamico tipo TG 63-100 EML.C ;

massa battente = 63,50 Kg ;

altezza caduta libera = 0,75 mt;

Area punta =20,43 cmq ;

Diametro punta = 51,00 mm;

Angolo di apertura = 60°

Numero colpi punta = 20 ( $\delta$ = 20 cm).

Il penetrometro utilizzato per le prove statiche (CPTU) presenta le seguenti caratteristiche:  
penetrometro con piezocono semovente cingolato tipo Pagani da 20 ton con le seguenti caratteristiche tecniche:

- spinta 20 ton
- ancoraggio mediante eliche;
- corsa sistema di spinta 1,20 mt per aste da 1,00 mt;
- velocità di discesa sistema di spinta in fase di lettura 2 cm/sec;
- motore Diesel Lombardini da 20 HP.

Il sistema di acquisizione dati è costituito da una punta digitale munita di sensori che trasmettono i dati di resistenza del terreno e di pressione dei pori mediante cavo posizionato all'interno delle aste di spinta ed un acquisitore collegato ad un p.c. portatile e da un trasduttore di profondità.

Sulla batteria delle aste è stato installato un anello allargatore ad 1 mt al di sopra della punta per diminuire l'attrito sulle aste dei litotipi coesivi, riducendo la resistenza totale.

Sul computer vengono registrati in continuo i valori misurati dai sensori della punta e visualizzati sul video i diagrammi relativi ai parametri misurati che sono:

- Attrito laterale  $f_s$  (Kpa);
- Pressione dei pori  $U$  (Kpa);
- Velocità di avanzamento (cm/sec);
- Inclinazione ( $\alpha$ ).

Durante l'esecuzione della prova è stata fatta una prova di dissipazione, consistente nella misura del tempo necessario affinché la sovrappressione dell'acqua nei pori indotta dalla infissione della punta ritorni al valore di quiete coincidente con quello della pressione idrostatica agente alla profondità a cui si esegue la prova.

### *2.2.2-Prove e test di laboratorio geotecnico*

Durante la campagna di indagine sono stati prelevati n. 7 campioni di terreno mediante scavo di pozzetto di ispezione a circa -0,50÷-0,80 mt di profondità, al di sotto dello stato agrario ed in corrispondenza grosso modo della quota di imposta della sottofondazione e n. 10 campioni indisturbati dai sondaggi a carotaggio continuo così come in sintesi è riportato nella tabella n.2.1

I campioni sono stati sottoposti alle seguenti prove di laboratorio geotecnica elencati nella sottostante tab.2.2.

Sondaggio	Pozzetto	Campione	Profondità
S1		SH1	2.30-2.70
S1		SH2	4.00-4.30
S1		SH3	5.60-6.00
S2		SH1	2.50-3.00
S3		SH1	2.00-2.50
S3		SH2	5.00-5.50
S4		SH1	1.50-2.00
S4		SH2	14.50-15.00
S4		SH3	18.00-18.50
	Z 1	C 1	0.50-1.00
	Z 2	C 1	1.2-1.7
	Z 3	C 1	0.60-1.30
	Z 4	C 1	1.10-1.70
	Z 5	C 1	1.20-1.80
	Z 6	C 1	1.20-1.60
	Z 7	C 1	0.80-1.50

Tab. 2.1- Elenco dei campioni prelevati durante l'indagine in sito dai pozzetti superficiali e dai sondaggi profondi.

SONDAGGIO- POZZETTO	S 1 SH1	S 1 SH 2	S1 SH 3	S2 SH1	S 2 SH 1	S 3 SH1	S 3 SH2	S 4 SH1	S 4 SH2	S45 SH3	Z1 C 1	Z2 C 1	Z 3 C 1	Z 4 C 1	Z 5 C 1	Z 6 C 1	Z 7 C 1
ESTRAZIONE	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X							
PESO VOLUME NATURALE	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
CONTENUTO ACQUA W	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
LIMITI DI ATTERBERG	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
GRANULOMETRIA	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
PROVA EDOMETRICA	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X							
TAGLIO CD	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X							
PROVA TRIASSIALE UU	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X							
PROVA PROCTOR											X	X	X	X	X	X	X
INDICE CBR											X	X	X	X	X	X	X
INDICE CBR IMBIBIZIONE 4 GIORNI											X	X	X	X	X	X	X

Tab. 2.2- Elenco delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati dai pozzetti superficiali e dai sondaggi profondi.

Le prove che interessano in modo particolare la zona di studio sono quelle rappresentate nella fig. 2.1 sotto riportata si tratta di due sondaggi (S3 ed S4) e le due prove penetrometriche dinamiche ( DP9 e DP10) oltre alla prove statiche ( CPTU 11 e CPTU 8).

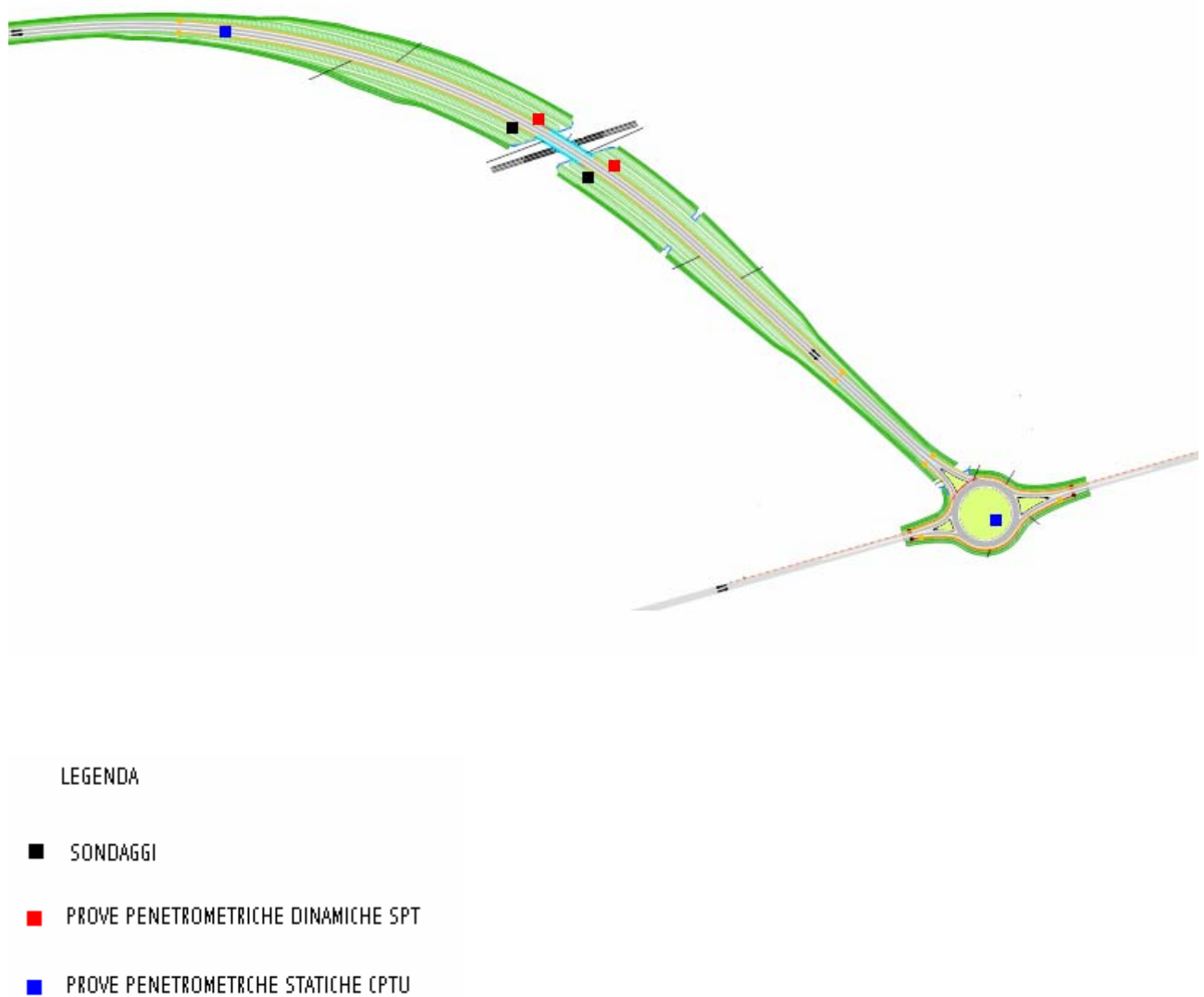


Fig. 2.1- Ubicazioni prove in sito che interessano l'area di studio.

### **2.3-RICOSTRUZIONE LITOSTRATIGRAFICA GENERALE.**

La caratterizzazione geotecnica e litostratigrafica del sottosuolo in esame è stata desunta sulla scorta dei risultati della campagna di indagini (sondaggi a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati, prove SPT, prove CPTU con piezocono elettrico).

In linea di generale sono individuabili le seguenti formazioni:

**Formazione 1. Materiali pedogenizzati** (strato di terreno sottoposto a coltivazione e/o di riporto): si tratta di limi sabbiosi e/o argillosi dove si rinvencono anche resti vegetali, spessore fino a 0.40 mt.

**Formazione 2. Limo-argilloso debolmente sabbioso**: ha uno spessore variabile da 7,00 m (sondaggio n.ro 1 da quota - 1,50 m a - 6,50 m) a 1,20 m (sondaggio n.ro 3 da - 1,50 m a - 2,70 m) ed è costituita da limi argillosi ed argille limose, con intercalati livelli di sabbia dello spessore di 50 , 60 cm.

**Formazione 3. Sabbie di varia granulometria con livelli ghiaiosi**: questi depositi si presentano a partire da quota - 2,70 m e - 3,50 m dal p.c. nei sondaggi n. 3 e 4, mentre più a Sud si rinvencono ad una profondità maggiore (- 6,50 m del sondaggio n.ro 1). Si tratta di sabbie più o meno fini, talora debolmente limose fino a - 25 m di profondità e successivamente di sabbie medie con intercalati livelli di sabbie fini.

All'interno di questa formazione è presente in maniera più o meno continua e con spessori diversi ( a mt 7,50 a mt 11,00) una serie di lenti di limo intercalati con sabbie di granulometria da media a fine e così pure è comparsa, nei sondaggi n.3 e 4, uno strato di ghiaia a granulometria medio-fine arrotondata e sub-appiattita in matrice sabbiosa dalla quota di - 7,00 m dal p.c.. Lo spessore di tale deposito varia da 3,00 m a 5,00 m circa.

In generale, quindi, procedendo da Sud verso Nord si osserva sia il graduale aumento della granulometria dei vari depositi, sia la comparsa di ben definiti e consistenti livelli di materiali ghiaiosi, a testimonianza dell'avvicinarsi verso le ultime propaggini della coltre morenica gardesana.

L'acquisizione dei dati di laboratorio ha permesso di confermare la caratterizzazione litostratigrafica e di precisare meglio le caratteristiche geotecniche degli strati coesivi e di ricavare i parametri necessari per la stima dei cedimenti dei rilevati stradali.

### **2.4-CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA LOCALE**

La maggiore attenzione è stata rivolta alla parte di sottosuolo in corrispondenza del rilevato stradale per l'accesso al sovrappasso sulla linea ferroviaria Mantova-Verona che raggiunge l'altezza massima di progetto di mt 10,90 costituito da un corpo centrale e due berne laterali

rispettivamente della larghezza di mt 13,00 e di mt 4,00 , la larghezza della base di appoggio complessiva è di mt 44,50 essendo la pendenza delle scarpate di 1:1,50 (fig.1.6)

In corrispondenza della massima altezza del rilevato sono stati effettuati n. 2 sondaggi oltre alle altre due prove penetrometriche dinamiche sopra indicate ( fig.2.1).

La caratterizzazione geotecnica di dettaglio di questa zona del sottosuolo, alla luce delle informazioni acquisite , può essere così schematizzata ( fig. 2.2) :

1) Una formazione **argillosa limosa superficiale** di spessore variabile da mt 3,50 a mt 7,00 circa con Wll compreso tra 23 e 37 ed IP tra 7 e 18 ,mediamente sovraconsolidata (fig. 2.3 e tab.2.1). Le prove edometriche indicano infatti tensioni di sovraconsolidazione sui 140 Kpa. La resistenza alla punta per prove SPT è dell'ordine di 9 Nspt/30 cm. La resistenza al taglio non drenata tra 125 e 345 Kpa desunta da prove triassiali UU e da 40 a 180 Kpa misurata sui campioni indisturbati con il Torvane test. I moduli di Young  $E_u$  da prove TXUU per una pressione isotropa di 196 Kpa variano da 5611 a 6282 Kpa

2) Una formazione **sabbiosa debolmente limosa** intercalata con livelli di ghiaia avente spessore variabile da 9 a 12 mt mediamente addensata con valori di  $D_r$  variabili da 65 a 63% e Nspt attorno ai 13-18 colpi/ 30 cm di abbassamento .

3) Un deposito di **limo debolmente sabbioso** ( osservato nei sondaggi n.3 e 4) avente spessore medio di 7,50 mt con Wll pari a 31 ed IP =4 , normalconsolidata o leggermente sovraconsolidata. Le prove edometriche indicano infatti tensioni di sovraconsolidazione variabile da 138 a 194 Kpa . La resistenza alla punta per prove SPT è dell'ordine di 12 Nspt/30 cm. La resistenza al taglio non drenata tra 150 e 342 Kpa desunta da prove triassiali UU e da 20 a 50 Kpa misurata sui campioni indisturbati con il Torvane test. I moduli di Young  $E_u$  da prove TXUU per una pressione isotropa di 196 Kpa variano da 3535 a 4371 Kpa.

4) Una formazione **sabbiosa da media a fine** ad iniziare dalla profondità di circa – 20,00 addensata con valori di  $D_r$  attorno al 85% ed Nspt 28-33 colpi/30 cm di penetrazione.

#### *2.4.1-Condizioni idrauliche*

Il livello della falda più superficiale è sempre stato monitorato con due piezometri installati a profondità diverse.I valori dei livelli piezometrici della falda più superficiale dal p.c. misurati prima e durante la campagna la costruzione del rilevato oscillano tra – 1,24 a -2,15 .

Per quanto riguarda la permeabilità essa è stata determinata con le prove edometriche su campioni prelevati da depositi coesivi e varia da  $1.1610E-7$  a  $8,67E-09$  cm/sec (fig. 2.10 e tab. 2.5). I valori presentano un elevato grado di dispersione per cui non è possibile desumere una indicazione netta sulla variazione della permeabilità in funzione del carico edometrico. Tuttavia è stata anche eseguita una prova di permeabilità in foro con il metodo Lefranc all'interno della formazione limosa argillosa il valore misurato è  $k= 2,15E-04$  cm/sec.

## SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA

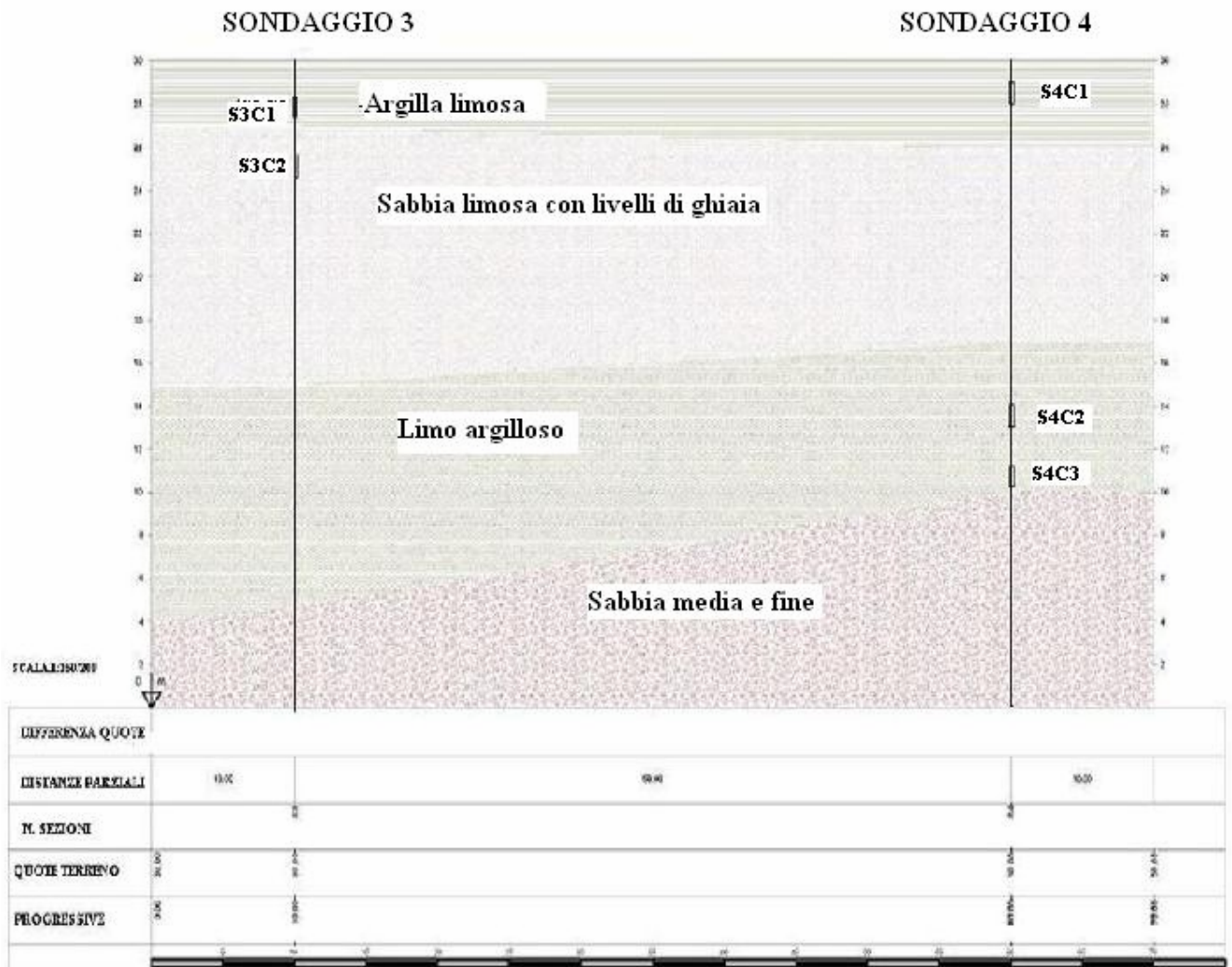


Fig.2.2- Profilo stratigrafico interpretativo del terreno sottostante il rilevato

## 2.5-PARAMETRI CARATTERISTICI DI RESISTENZA E DEFORMABILITA'

I principali parametri geotecnici relativi ad ogni formazione sono rappresentati in maniera dettagliata nelle figure n.2.9;2.10;2.16 dove vengono mostrate le variazioni dei valori in funzione della profondità.

### 2.5.1-Strati coesivi : parametri di resistenza Cu-C'

Per gli strati coesivi, per i quali si dispone di informazioni dalle prove di laboratorio, si è fatto riferimento ai campioni indisturbati provenienti dal sondaggio n. 3 e 4 ( fig. 2.11-2.12).

I valori di resistenza al taglio non drenata ( fig. 2.4) sono estremamente variabili in entrambi gli strati coesivi. La  $C_u$  misurata con la TxUU è sempre superiore rispetto a quella misurata con il Torvane ; per lo strato coesivo più superficiale il valore massimo è 345 Kpa alla profondità di mt 2,50 , determinato con prove TxUU , alla stessa profondità il valore di  $C_u$  misurato con Torvane è di 170 Kpa . In generale il rapporto tra i due valori è di circa due volte.

Nello strato coesivo più profondo la divergenza tra i valori di  $C_u$  misurati con TxUU e con il Torvane è ancora maggiore ( da 20 a 50 Kpa con il Torvane e da 150 a 342 con TxUU).

Valori di  $C_u$  possono essere ottenuti sia da prove SPT sia da prove CPT attraverso le seguenti correlazioni:

$$C_u = (5,0 \div 5,5) * N_{spt} \quad (\text{Stroud , 1974})$$

$C_u = 0,24 * \sigma'_{vo} * OCR^{0,8}$  ( Jamiolkowski e Lancellotta, 1985) che fornisce una stima dei valori minimi.

Per il calcolo di  $C_u$  con i valori di prove CPT la relazione è la seguente:

$$C_u = (q_t - \sigma'_{vo}) / N_k$$

dove:

$q_t$  = valore della resistenza alla punta corretta, nelle prove penetrometriche con piezocono, per

$$\text{effetto della pressione interstiziale} = q_c + (1 - a) u;$$

con:

$a$  = rapporto tra l'area netta  $A_N$  e l'area totale  $A_T$  della punta: i penetrometri attualmente in uso

hanno valori del rapporto  $A_N / A_T$  dell'ordine di 0.75-0.85.

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale totale;

$N_k$  = fattore del cono.

Per il fattore di cono è stato adottato un valore pari a 15.

Viceversa la  $C'$  determinata con prove di taglio diretto varia da un minimo di 7 ad massimo di 26 Kpa per tutta la profondità del sondaggio.



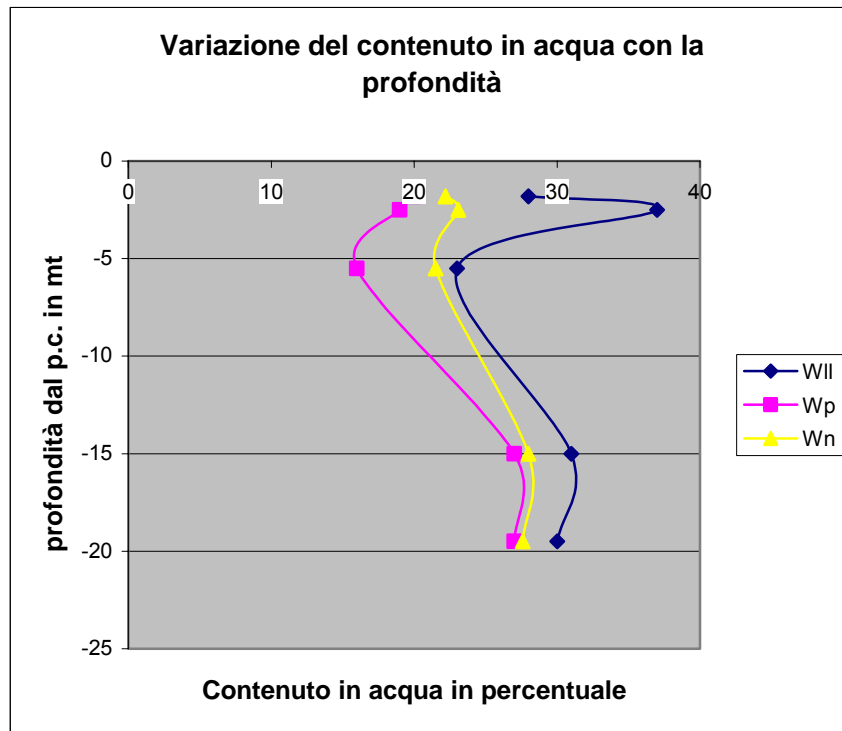


Fig.2.3 - Rappresentazione dei valori del contenuto d'acqua con la profondità

Profondità	Wll	Wp	Wn	IP
-1,8	28	20	22,2	8
-2,5	37	19	23,1	18
-5,5	23	16	21,5	7
-15	31	27	28	4
-19,5	30	27	27,6	3

Tab.2.3-Valori della plasticità da campioni di laboratorio.

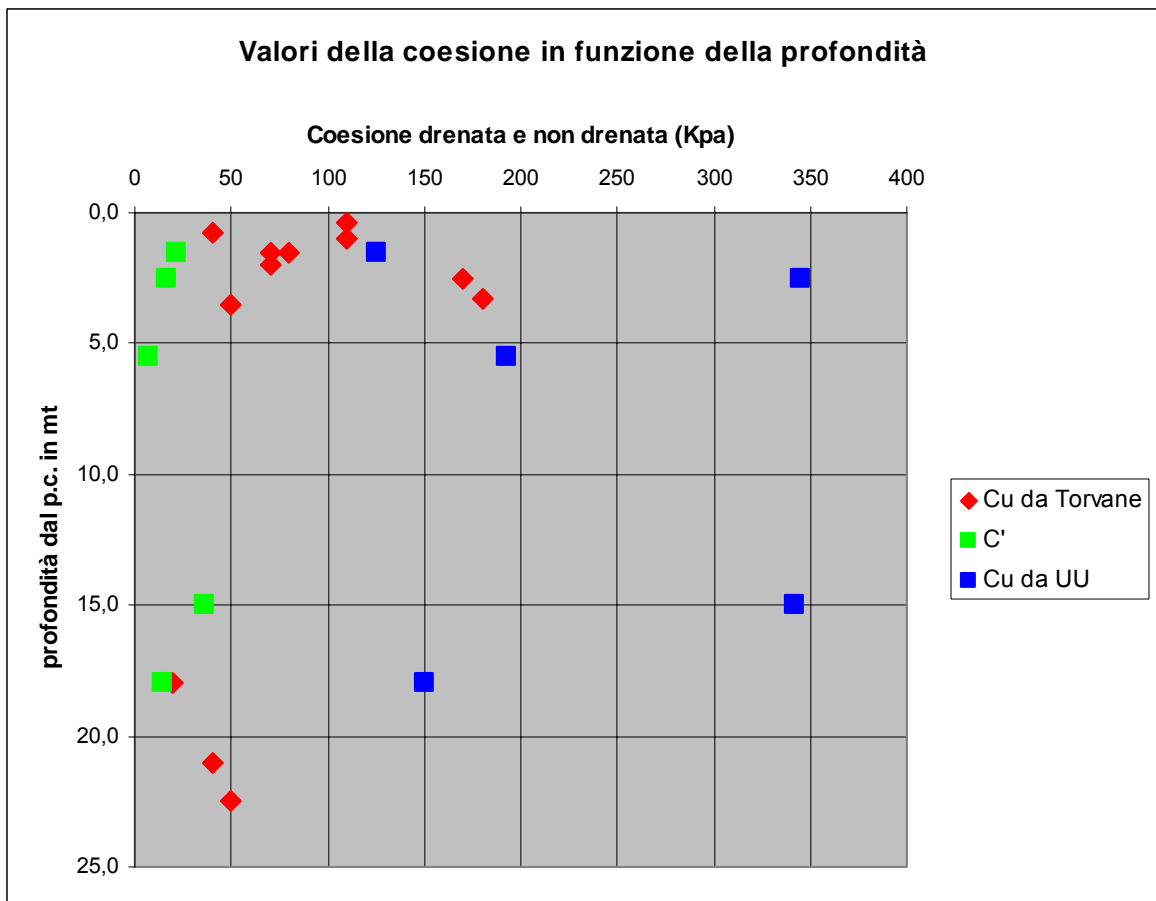


Fig. 2.4 – Rappresentazione dei valori della coesione con la profondità

Torvane Cu (Kpa)	Profondità mt	Taglio		Profondità mt
		diretto C' (Kpa)	UU Cu (Kpa)	
110	0,4	22	125	1,5
40	0,8	17	345	2,5
110	1,0	7	193	5,5
80	1,5	26	342	15
70	1,5	16	150	18
70	2,0			
170	2,5			
180	3,3			
50	3,5			
20	18,0			
40	21,0			
50	22,5			

Tab.2.4- Valori della coesione con la profondità ottenuta dai campioni e dalle prove in sito.

### 2.5.2- Strati coesivi : parametri di deformabilità

I moduli di Young non drenati  $E_{u25}$  ed  $E_{u50}$  sono stati determinati con prove triassiali sui campioni dei sondaggi S3 ed S4 (fig. 2.11, 2.12) mentre il modulo  $M_o$  deriva dalle prove edometriche sui campioni ( fig. 2.13-2.14-2.15). Il grafico di fig. 2.5 mostra come i valori più elevati, a parità di pressione di confinamento, si riscontrano nello strato coesivo più profondo ( da 7965 a 9436 Kpa) e in generale i valori di  $E_{u25}$  sono maggiori di  $E_{u50}$ .

Per quanto riguarda i valori di  $E'$  è possibile desumerlo, in via indiretta, dalle prove edometriche tramite il parametro  $M_o$  calcolandolo con la seguente relazione:

$$E' = M_o * [(1 - 2 * \nu) * (1 + \nu)] / (1 - \nu)$$

con  $\nu = 0,3$  ne deriva che  $E' = 0,743 * M_o$

Le prove edometriche hanno evidenziato che il primo strato coesivo è sovraconsolidato per essiccazione a causa delle oscillazioni del livello freatico ( OCR da 2,95 a 4,11) mentre quello più profondo è normalconsolidato o leggermente sovraconsolidato ( OCR da 1,38 a 1,94), fig. 2.6 e tab.2.5.

Il rapporto di ricompressione  $RR = C_r / (1 + e_0)$  è compreso tra 0,0261 e 0,014 nel primo strato mentre nello strato attorno ai -15,00 mt tra 0,03 e 0,05 ; il rapporto di compressione  $CR = C_c / (1 + e_0)$  varia tra 0,1 e 0,32 nei primi 7,00 mt e 0,95 ed 0,10 nello strato coesivo più profondo ( fig. 2.7 e tab. 2.6 ).

I coefficienti di consolidazione  $C_v$  e  $C_\alpha$  sono riportati nei grafici di fig. 2.8 e 2.9 in funzione dei carichi edometrici. Risulta una forte dispersione dei valori, tuttavia per le pressioni di interesse del caso di studio il valore di  $C_v$  varia da  $9,00E^{-4}$  ( primo strato coesivo) a  $2,71E^{-2}$  cmq/sec ( secondo strato coesivo).

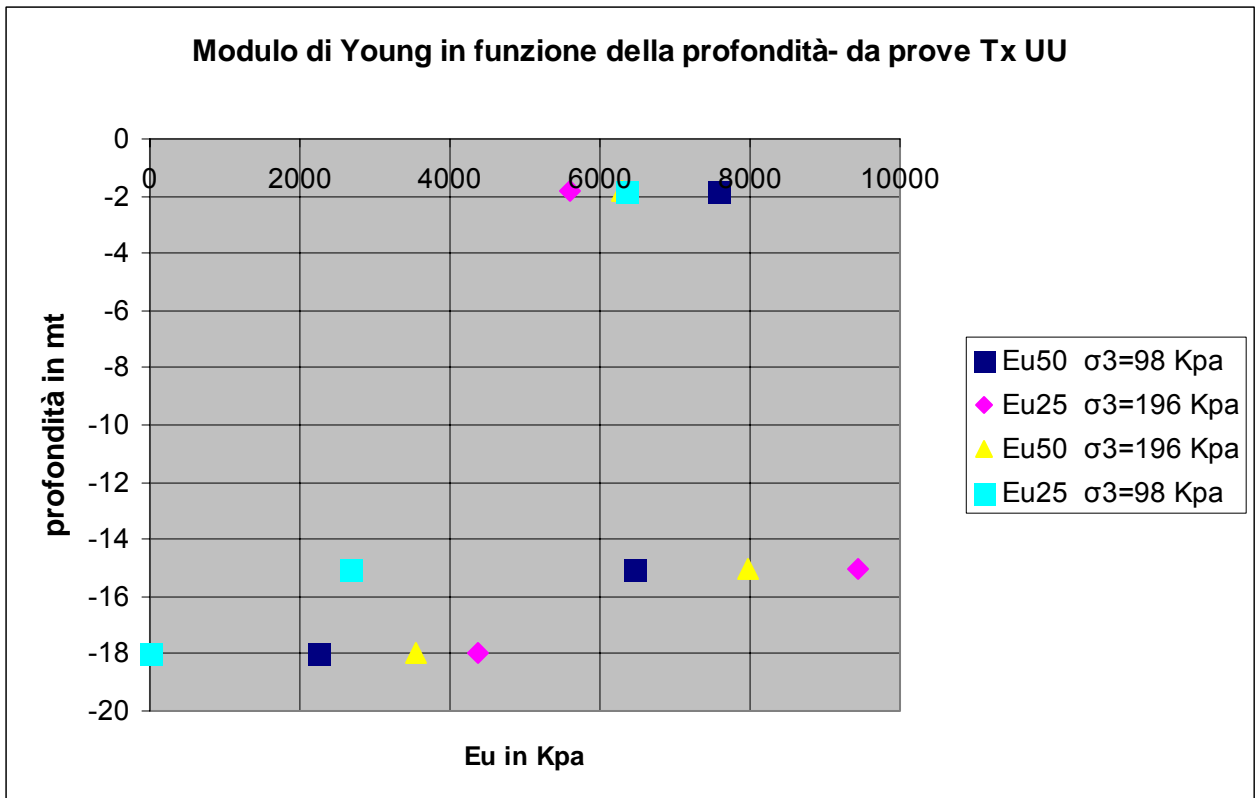


Fig.2.5- Valori di Eu25 ed Eu50 da prove triassiali non consolidate e non drenate

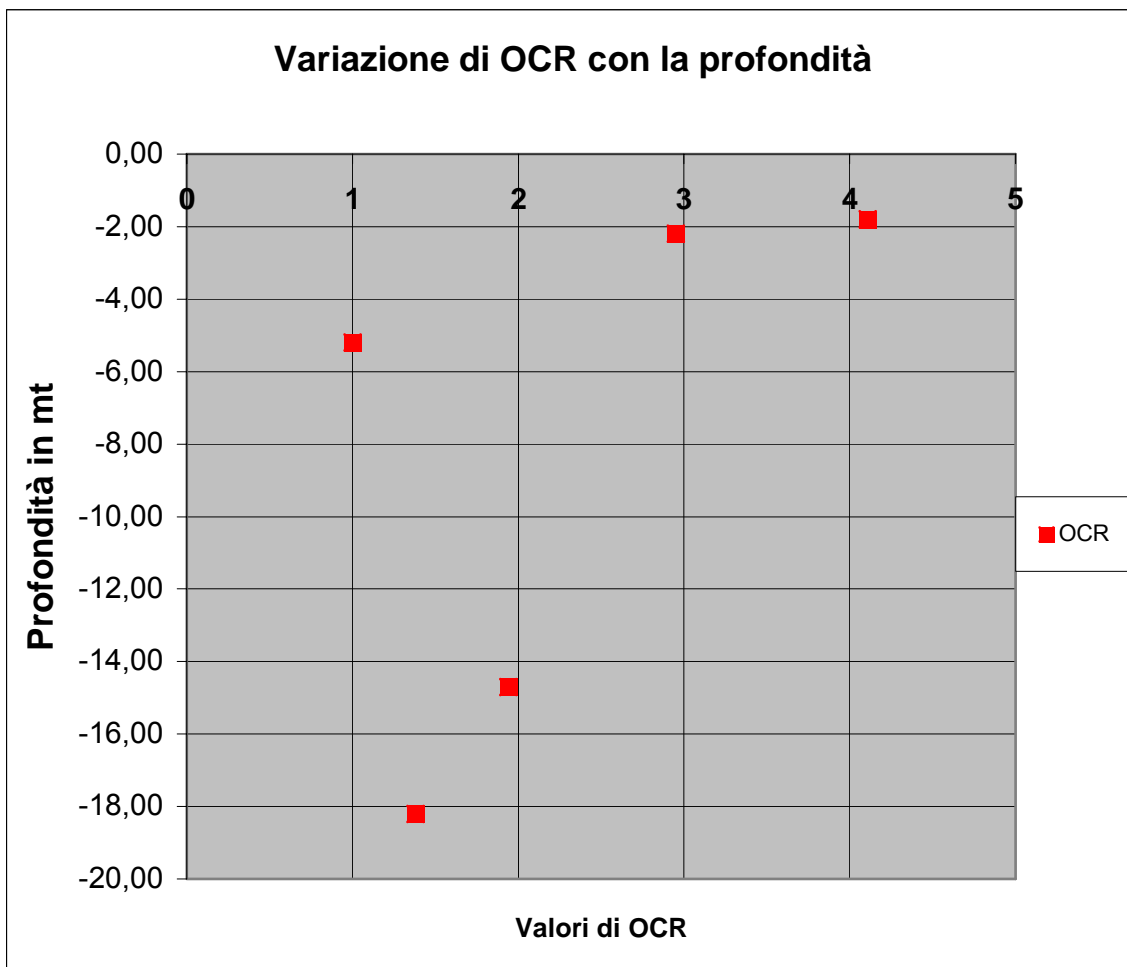


Fig.2.6- Variazione di OCR con la profondità.

PROF. (mt)	P'c (Kpa)	OCR
-1,80	140	4,11
-2,20	130	2,95
-5,20	55	1,05
-14,70	350	1,94
-18,20	290	1,38

Tab.2.5- Valori di OCR con la profondità

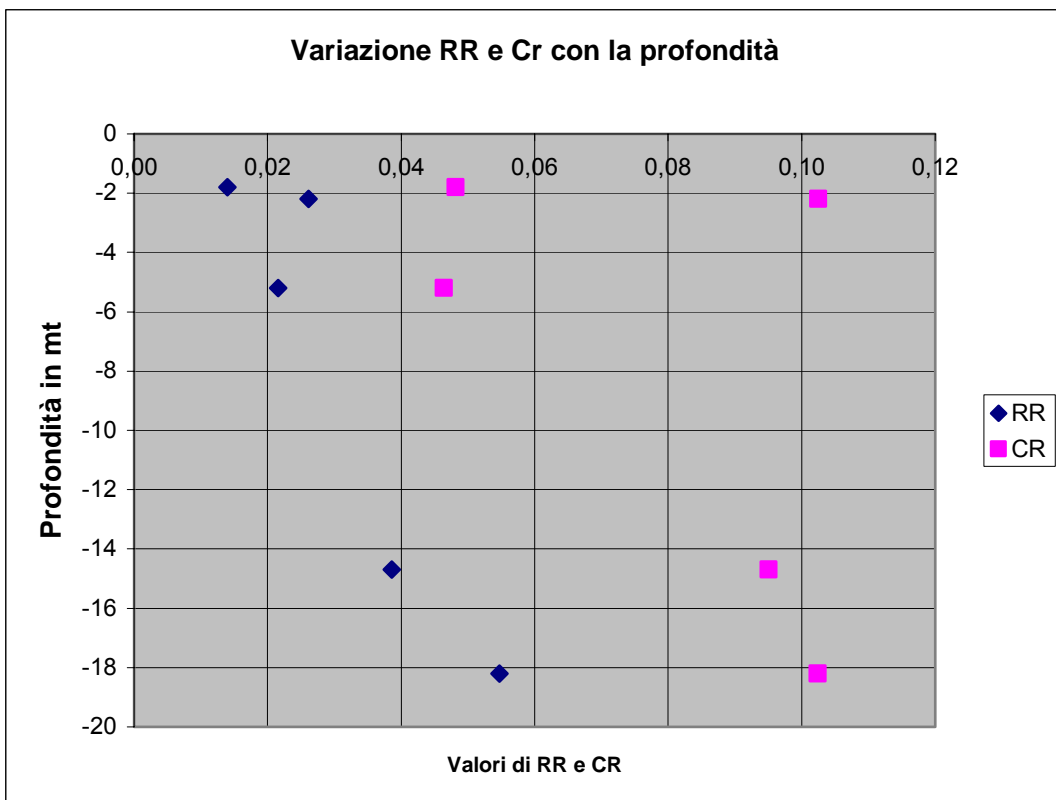


Fig.2.7- Variazione dei parametri RR e CR con la profondità

PROF. (mt)	Campioni	RR	CR
-1,80	S4C1	0,014	0,0317
-2,20	S3C1	0,0261	0,1025
-5,20	S3C2	0,0216	0,0464
-14,70	S4C2	0,0384	0,0945
-18,20	S4C3	0,0534	0,1001

Tab. 2.6- Valori tabellati dei parametri RR e CR con la profondità

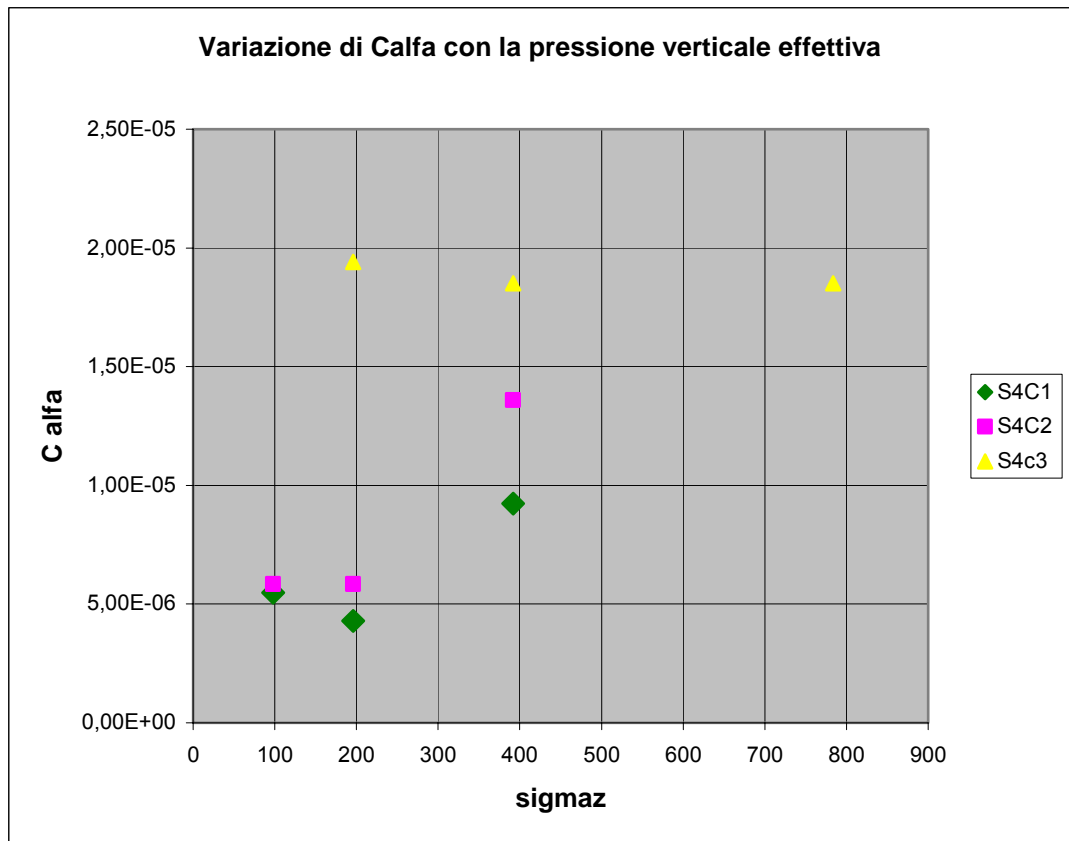


Fig.2.8- Variazione di  $C\alpha$  con il carico edometrico

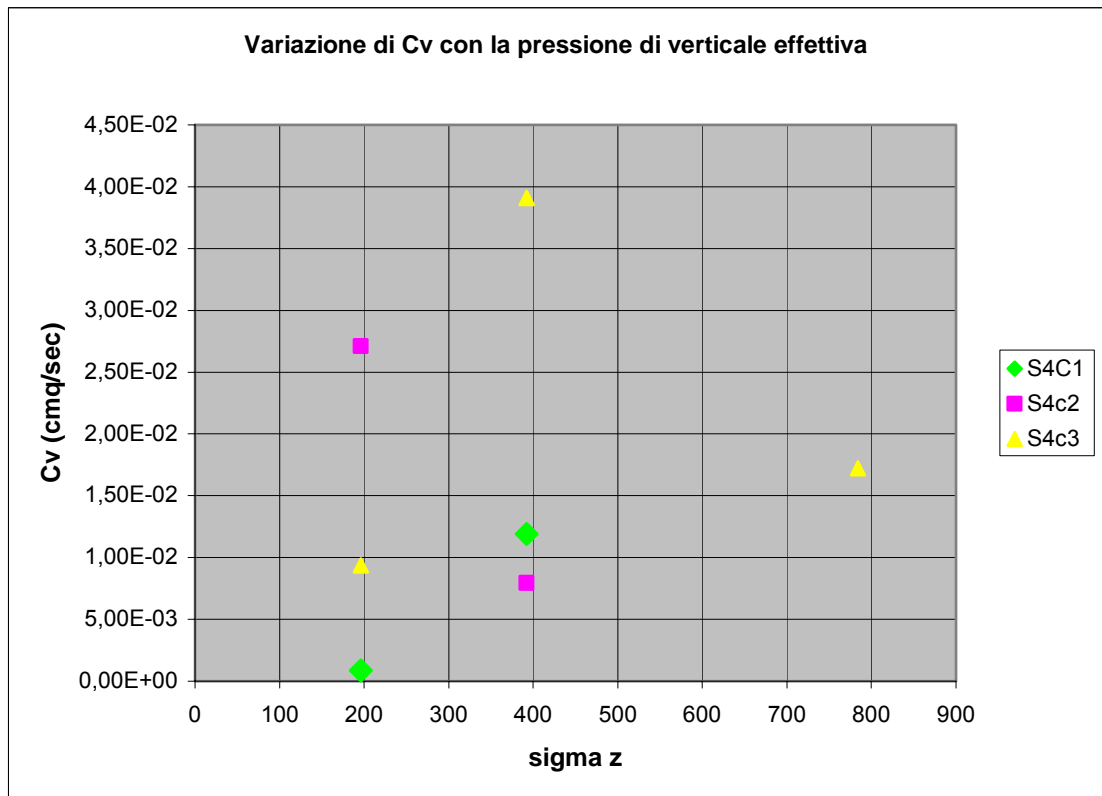


Fig.2.9- Variazione di Cv con il carico edometrico

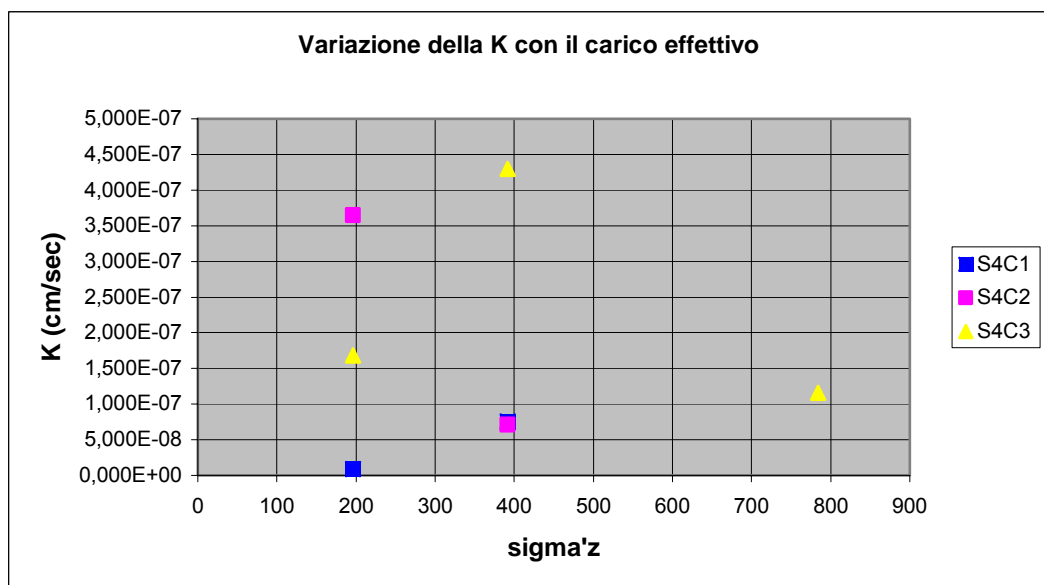


Fig.2.10- Variazione di Kv con il carico edometrico



CAMPIONI	Cv (cmq/sec)	Calfa	Kv (cm/sec)	sigma z (Kpa)
S4C1		5,48E-06		98
S4C1	8,59E-04	4,28E-06	8,67E-09	196
S4C1	1,19E-02	9,24E-06	7,53E-08	392
S4C2		5,84E-06		98
S4C2	2,71E-02	5,84E-06	3,65E-07	196
S4C2	7,92E-03	1,36E-05	7,13E-08	392
S4C3	9,38E-03	1,94E-05	1,68E-07	196
S4C3	3,91E-02	1,85E-05	4,30E-07	392
S4C3	1,72E-02	1,85E-05	1,16E-07	784
































Tab. 2.7- Valori tabellati di Kv –Cv-C $\alpha$  con il carico edometrico

SONEFO SRL SONDAGGI GEONOSTICI via Calvino, 30 44100 FERRARA tel. 0532 773136 E mail info@songeo.it www.songeo.it			DATA ESECUZIONE DAL 20/03/2003 AL 21/03/2003		METODO PERFOR CAROTTAGGIO CONTINUO		SONDAGGIO N. S3					
COMMITTENTE Provincia di Mantova - Settore viabilità			QUOTA P.C.		ATTREZZI PUNTEL PX 800 montata su camion Carotiere semplice diametro 101 mm Rivestimento metallico diametro 127 mm							
LOCALITA' Porto Mantovano (MN)			PIEZOMETRO									
NOTE			CAMPIONI CAROTIERE SEMPLICE SPT INDISTURBATI		LIVELLO ACQUA DATA		PROF. FORO PROF. RIVEST.		ASSISTENTI C. Mattiazzo OPERATORI G. Rossi			
			CAMPIONI									
mt.	QUOTA da P.C.	SIMBOLOGIA	TIPO	NUM.	PROF.	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA				POCKET kg/cm <sup>3</sup>	TORVANE kg/cm <sup>3</sup>	PIEZOMETRO
1	0,40					Terreno coltivato argilloso debolmente limoso grigio nocciola						
2	1,50					Argilla limosa con concrezioni calcaree nocciola chiaro alternata a limo sabbioso di colore nocciola chiaro- ocra				2,3	1,1	
3	2,70			SH1	2,00 2,50	Argilla, al tetto limosa con concrezioni calcaree di colore variegato nocciola, ocra e grigio				1,5	0,8	
4	3,60					Sabbia medio fine debolmente limosa color nocciola grigio con livello argilloso variegato nocciola con concrezioni calcaree ocra e puntature nerastre				1,2	0,7	
5	4,60			SH2	5,00 5,50	Sabbia medio fine debolmente limosa color nocciola con un livello di argilla limosa color nocciola ocra				1,3	0,5	
6	7,00					Alternanze di limo debolmente sabbioso color nocciola ocra e sabbia medio fine debolmente limosa color grigio nocciola						
7						Ghiaia medio fine prevalentemente arrotondata in matrice sabbiosa debolmente limosa grigio nocciola						
8	10,00					Alternanze di sabbia e ghiaia fine media color grigio						
9						Sabbia grossa di colore grigio.						
10	13,20					Sabbia fine debolmente limosa con livelli limosi di colore grigio scuro.						
11	14,50					Limo debolmente sabbioso colore grigio poco consistente.						
12	16,80					Alternanze di limi debolmente sabbiosi con sabbie medio fini debolmente limose color grigio.						
13	19,50					Sabbia media color grigio scuro con livelli di sabbia fine						
14	25,30											
15	30,00											

scheda n°	80/03	data	02/04/2003	COMMESSA	Prove in situ lungo il tracciato della Tangenziale di Mantova lotto 0, in Comune di Porto Mantovano, tra S. Antonio e la ex S.S. 236		
				RIF. CONTRATTO	Prot. n. 177/02 del 12/11/02		
				inizio lavori	20 marzo 2003	fine lavori	31 marzo 2003
elaborazione	responsabili Dott. C. Mattiazzo		revisione	0	responsabile cantiere	Geom. Giulio Rossi	
verifica	Dott. R. Sacchetti				direzione lavori	Ing. Antonio Covino	

Fig.2.11- Stratigrafia sondaggio n.3

 <b>SONDAGGI GEONOSTICI</b> Via Cavino, 32 44100 FERRARA tel. 0532 773136 E mail info@songeo.it www.songeo.it		<b>DATA ESECUZIONE</b> DAL 24/03/2003 AL 25/03/2003		<b>METODO PERFOR.</b> CAROTAGGIO CONTINUO		<b>SONDAGGIO</b> <b>N. S 4</b>			
<b>QUOTA</b> P.C.		<b>ATTREZZI</b> PUNTEL PX 800 montata su camion Carotiere semplice diametro 101 mm Rivestimento metallico diametro 127 mm							
<b>COMMITTENTE</b> Provincia di Mantova - Settore viabilità				<b>PIEZOMETRO</b>					
<b>LOCALITA'</b> Porto Mantovano (MN)				<b>NOTE</b>					
<b>CAMPIONI</b> CAROTIERE SEMPLICE SPT INDISTURBATI				<b>LIVELLO ACQUA</b> DATA MT. dal P.C.		<b>PROF. FORO</b> 30,00 <b>PROF. RIVEST.</b> 28,50			
<b>ASSISTENTI</b> C. Mattiazzo		<b>OPERATORI</b> G. Rossi							
mt.	QUOTA da P.C.	SIMBOLOGIA	CAMPIONI			DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	POCKET kg/cm <sup>2</sup>	TORVANE kg/cm <sup>2</sup>	PIEZOMETRO
			TIPO	NUM.	PROF.				
1	0,80					Terreno coltivato argilloso debolmente limoso nocciola con puntature giallo ocra e piccoli resti di laterizi.	2,6 1,2 0,7	1,1 0,4	
2	1,75		SH1	1,50		Limo debolmente sabbioso color nocciola verdastro con lenti di argilla debolmente limosa nocciola (da -1,10 a -1,30).	1,1	0,7	
3	2,40			2,00			1,4		
4	2,90					Argilla color variegato nocciola - grigio azzurro, con concrezioni calcaree millimetriche color ocra.	4,8	1,7	
5	3,50					Limo sabbioso e sabbia limosa con lenti argillose con concrezioni calcaree.			
6						Argilla color nocciola con livelli giallo ocra. Al tetto lenti sabbiose.	3,5	1,8	
7	7,40					Sabbia medio fine debolmente limosa color grigio nocciola con al tetto limo sabbioso e livelli maggiormente limosi.	5		
8	8,40					Sabbia prevalentemente grossa color nocciola con clasti di ghiaia da fine a media e localmente grossa, arrotondata e subappiattita.			
9						Ghiaia fine media arrotondata e subappiattita in matrice sabbiosa debolmente limosa, a tratti limosa grigia.			
10	12,50					Al tetto sabbia grossa con ghiaia.			
11						Limo debolmente sabbioso, a tratti sabbioso color grigio con livelli grigio scuro e neri poco consistente e locali lenti sabbiose centimetriche.			
12			SH2	14,50			0,4	0,2	
13				15,00					
14			SH3	18,00			0,5	0,2	
15				18,50					
16	20,00					Alternanze di limi sabbiosi e sabbie fini limose con locali lenti sabbiose color grigio e livelli nerastrati.	1,2	0,4	
17									
18									
19	23,60					Sabbia media color grigio scuro con livelli di sabbia fine media debolmente limosa.	1,7	0,5	
20									
21									
22									
23									
24									
25									
26									
27									
28									
29									
30	30,00								

scheda n°	81/03	data	02/04/2003	COMMESSA	Prove in situ lungo il tracciato della Tangenziale di Mantova lotto 0, in Comune di Porto Mantovano, tra S. Antonio e la ex S.S. 236
				RIF. CONTRATTO	Prot. n° 177/02 del 12/11/02
		responsabili	revisione	inizio lavori	20 marzo 2003
				fine lavori	31 marzo 2003
elaborazione	Dott. C. Mattiazzo		0	responsabile cantiere	Geom. Giulio Rossi
verifica	Dott. R. Sacchetti			direzione lavori	Ing. Antonio Covino

Fig.2.12- Stratigrafia sondaggio n.4

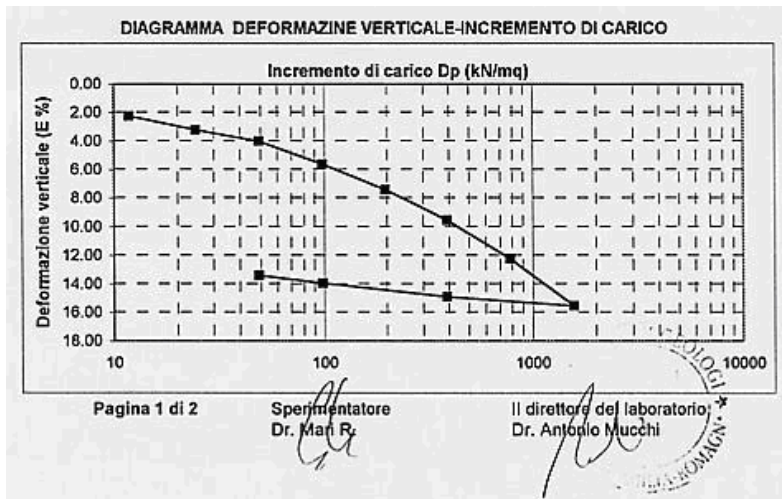


Fig.2.13-prova edometrica campione S4C3

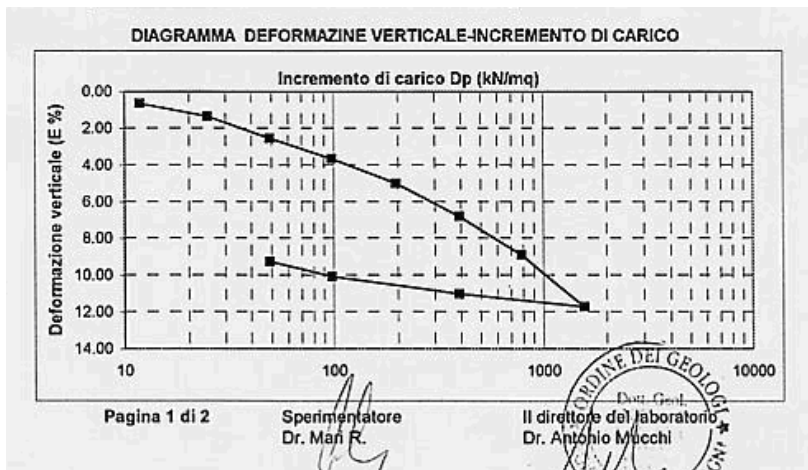


Fig. 2.14-prova edometrica campione S4C2

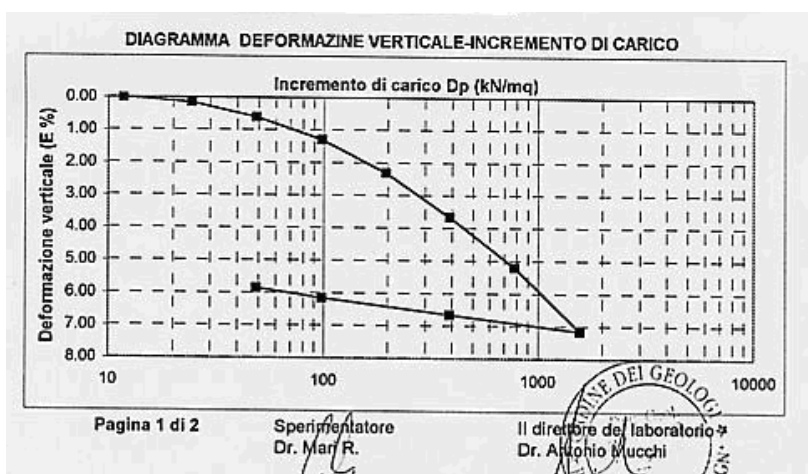


Fig.2.15- prova edometrica campione S4C1

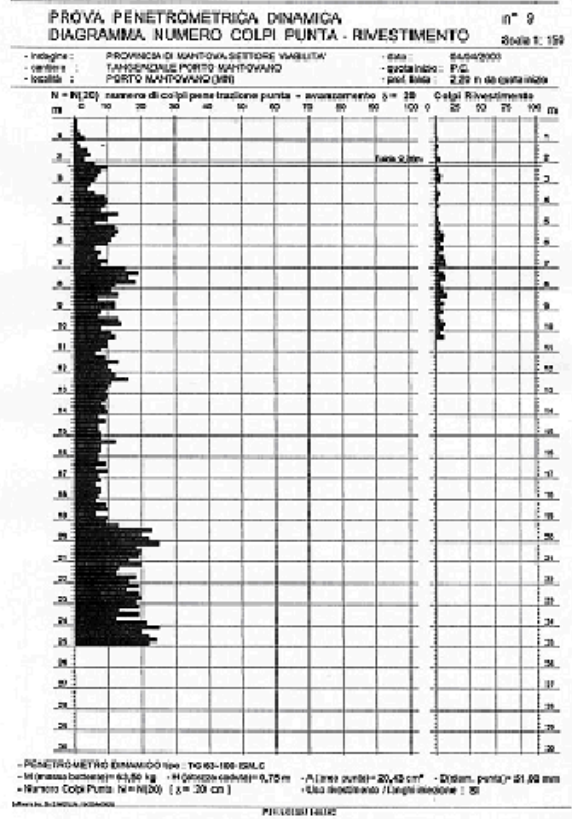
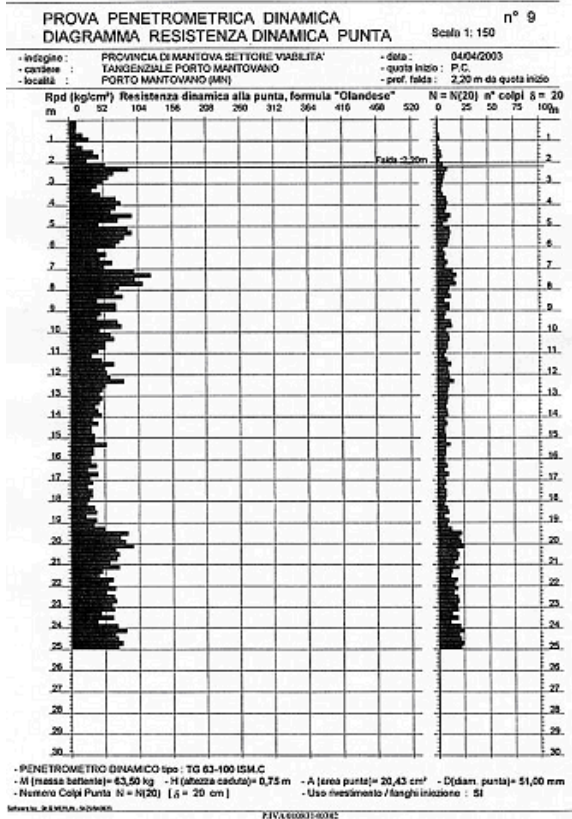


Fig.2.16- Prova penetrometrica dinamica n.9

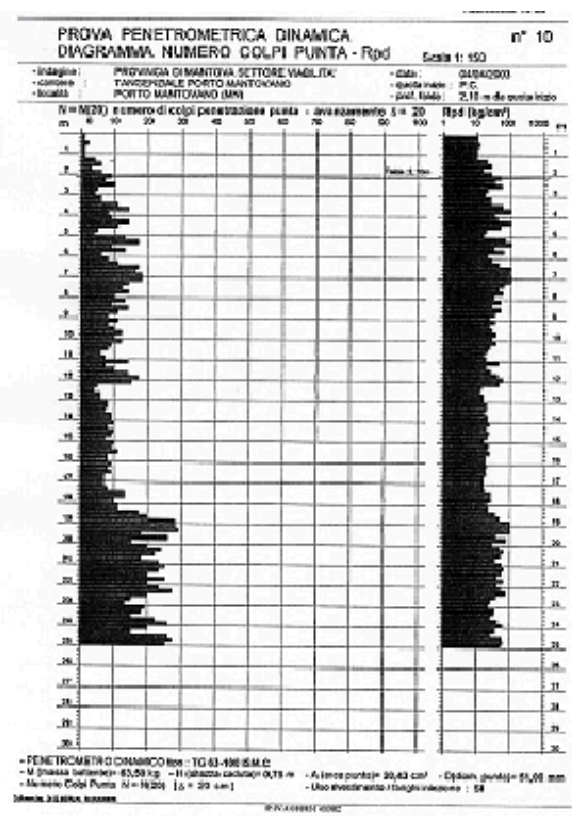
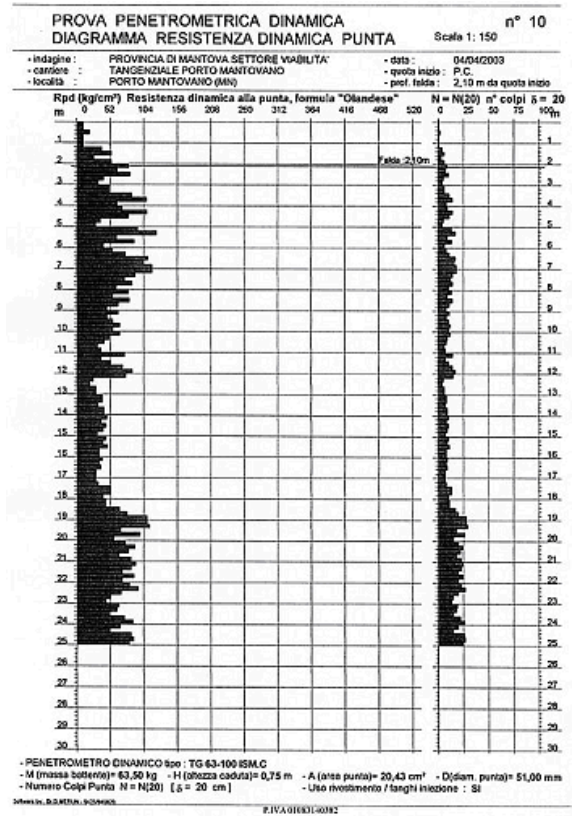


Fig.2.17- Prova penetrometrica dinamica n.10



### 2.5.3-Strati granulari: parametri di resistenza e deformabilità

I parametri di resistenza e di deformabilità degli strati granulari sono stati ricavati dalle correlazioni con i valori di resistenza alla punta dalle prove CPTU e n. di colpi delle prove dinamiche SPT n. 9 e n. 10 ( fig. 2.16–2.17)

La letteratura geotecnica specializzata, offre un' ampia gamma di metodi di interpretazione empirici e semi empirici non tutti ugualmente affidabili che qui in parte sono stati utilizzati.

La resistenza al taglio di un terreno granulare è sinteticamente espressa dall'angolo  $\Phi'$  la cui determinazione non è direttamente derivabile dai valori dalle  $N_{spt}$  o dalla  $q_c$ . L'approccio più semplice e maggiormente utilizzato è quello della stima della  $D_r$  della sabbia in funzione di  $N_{spt}$  e della tensione efficace utilizzando la correlazione di Gibbs ed Holtz ( 1957) (fig. 2.21) e , successivamente , nota la  $D_r$  e la composizione granulometrica risalire al valore di  $\Phi'$  tramite la correlazione di fig. 2.20 ( Schmertmann, 1978) .

Altre correlazione con le prove CPTU, sono qui riportate per completezza informativa e riguardano la dipendenza di  $D_r$  da  $q_c$  e da  $\sigma'_{vo}$ :

- Jamiolkowski, 2001 propone la seguente relazione:

$$D_r = 100 * [0,268 * \ln(q_t / \sigma'_{vo}{}^{0,5}) - 1,292]$$

dove

$$q_t = q_c + u^2 * (1 - A_n / A_t) \text{ dove } A_n / A_t = 0,75 \div 0,85,$$

- Baldi ed altri, 1986 propongono l'utilizzo della correlazione di cui alla figura n.2.22 in funzione di  $q_c$  e  $\sigma'_{vo}$  valida per depositi sabbiosi NC .

La figura n.2.18 e la tabella n.2.8 mostrano le variazioni dei valori di  $D_r$  in funzione della profondità per tutte le correlazioni prese in considerazione.

In letteratura sono anche disponibili correlazioni dirette tra  $q_c$  da prove CPTU e  $\Phi'_p$  che in sintesi vengono qui riportate :

- Robertson e Campanella ( 1983)

$$\Phi'_p = \arctan[0,10 + 0,38 * \text{Log}(q_t / \sigma'_{vo})]$$

- Salgado ( 1998)

$$\Phi'_p = 17,6^\circ + 11,0 * \text{Log} [(q_t / \sigma_{atm}) / (\sigma'_{vo} / \sigma_{atm})^{0,5}]$$

- Mayne (2006)

$$\Phi'_p = \arctan[\ln(0,94 * q_t / \sigma'_{vo}) / (4,87 + 0,035 * \beta)]$$

dove  $\beta$  è uguale a

Tipo di sabbia	Angolo $\beta$
Sabbie sciolte	+10°÷ +20°
Sabbie med. Dense	- 5°÷ +5°
Sabbie dense	-10°÷-20°
Molto dense	-30°

Anche per queste correlazioni sono state costruite le rappresentazione di cui alla figura n.2.19 in cui si mette in evidenza la variazione di  $\Phi'_p$  con la profondità.

Per quanto riguarda i moduli di compressibilità si fa notare la grande difficoltà a rintracciare relazioni affidabili tra i moduli  $E$  od  $M_o$  e la resistenza alla punta  $Q_c$  e  $N_{spt}$  in quanto le caratteristiche di deformabilità di un terreno dipendono dalla storia delle tensioni e delle deformazioni del deposito , dal livello della tensione effettiva media , dal livello delle deformazioni di taglio indotte, dal percorso delle tensioni effettive e dal tempo.  $Q_c$  e  $N_{spt}$  invece dipendono principalmente dal comportamento del terreno a rottura cioè nel campo delle grandi deformazioni di taglio.

La letteratura specializzata offre varie correlazioni tra  $N_{spt}$  ed il modulo di Young e qui si riportano quelle maggiormente utilizzate .

Per valutare il modulo di deformabilità sono state confrontate le correlazioni di Mitchell e Gardner, (1975) di fig. 2.23 e di Jamiolkowski et al. (1988). Secondo quest'ultimo metodo, il modulo di Young "operativo" può essere assunto pari a quello corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quelle a rottura secondo le seguenti correlazioni:

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{spt} \quad \text{in } kg / cmq \quad \text{per terreni normalconsolidati}$$

$$E'_{25} = (52,5 - 3,5 \cdot D_r) \cdot N_{spt} \quad \text{in } kg / cmq \quad \text{per terreni sovraconsolidati}$$

Secondo D'Appolonia ed altri (1968, 1970) la correlazione può essere stabilita pari a :

$$E' = 16,2 + 0,73 \cdot N_{spt} \quad \text{in } Mpa \quad \text{Tale relazione è considerata troppo conservativa.}$$

In tabella n.2.10 sono riportati i valori di  $E'$  calcolati con le relazioni sopra indicate.

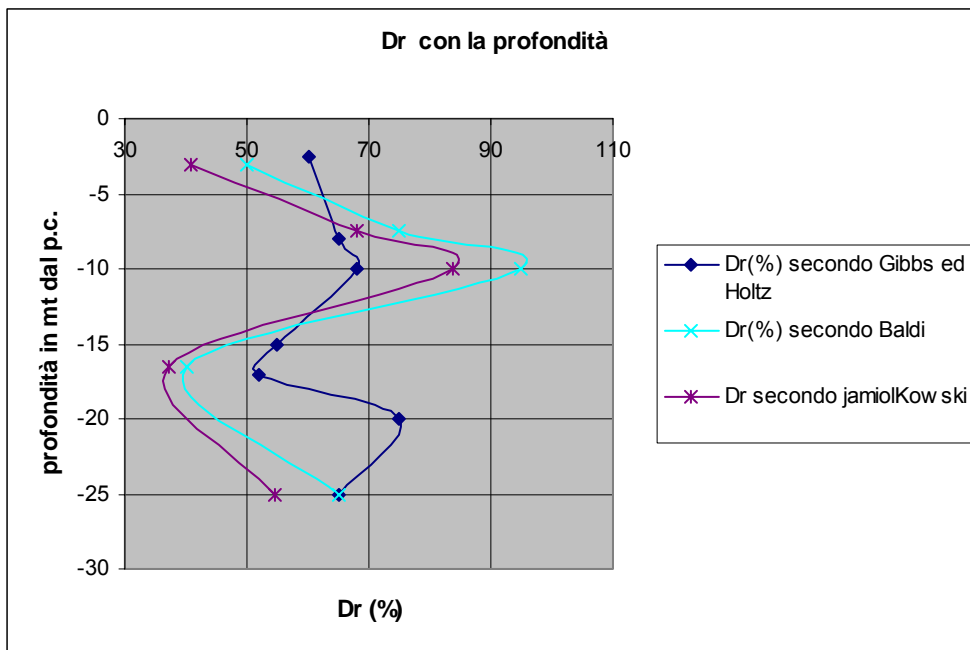


Fig. 2.18- Variazione della Dr con la profondità secondo

prof.	strato	Dr Baldi ed altri	Dr Jamiolkowski	Dr Gibbs ed Holtz
-2,5	coesivo			
-3	coesivo			
-7,5	non coesivo	75	68	
-8	coesivo			65
-10	coesivo	95	84	68
-15	coesivo			
-16,5	coesivo			
-17	coesivo			
-20	non coesivo			75
-25	coesivo	65	55	65

da prove SPT  
 da prove CPTU

Tab.2.8- Valori della Dr determinati secondo le correlazioni più utilizzate



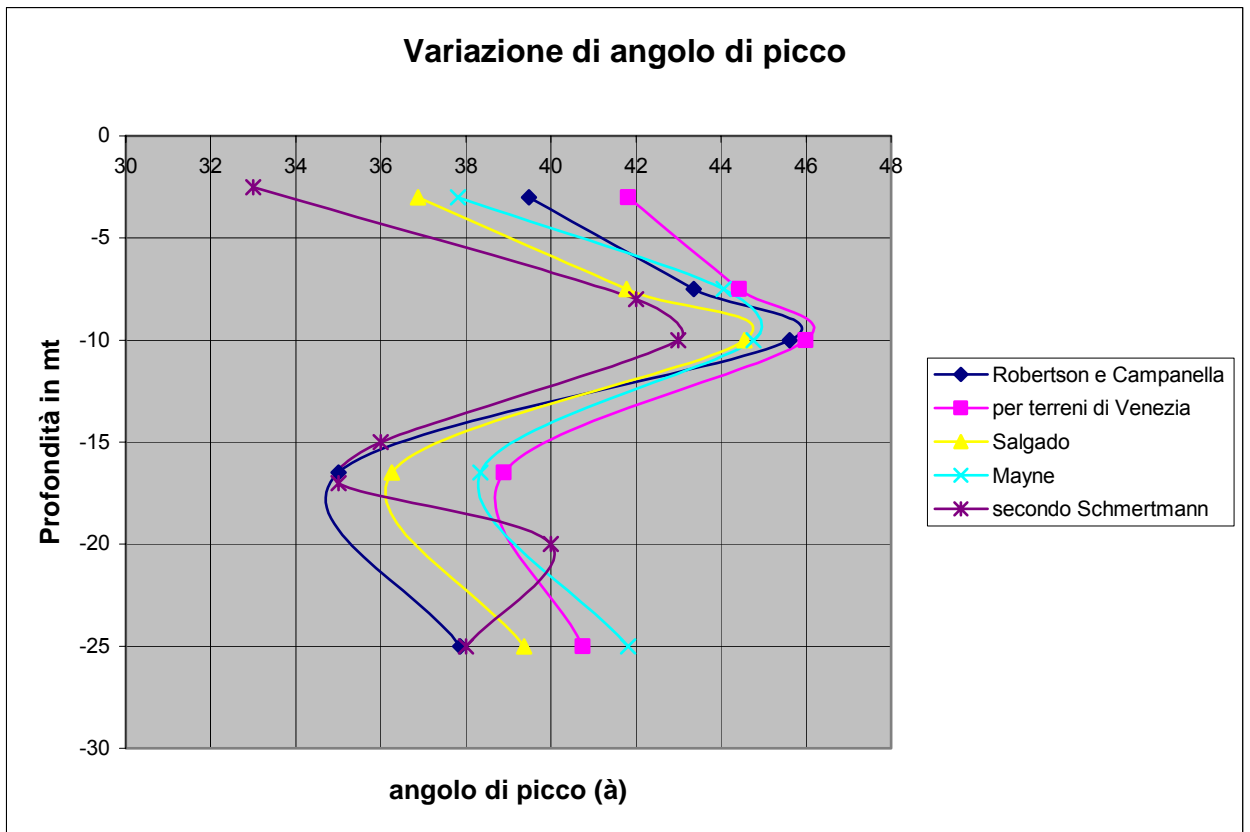
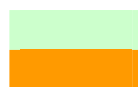


Fig. 2.19- variazione di  $\phi'_p$  con la profondità

prof.	Salgado	Mayne	Robertson e Campanella	Schmertmann
-2,5				33
-3	36,88	37,82	39,48	
-7,5	41,78	44,07	43,35	
-8				42
-10	44,56	44,76	45,62	43
-15				36
-				
16,5	36,25	38,35	35,01	
-17				
-20				40
-25	39,37	41,82	37,87	38

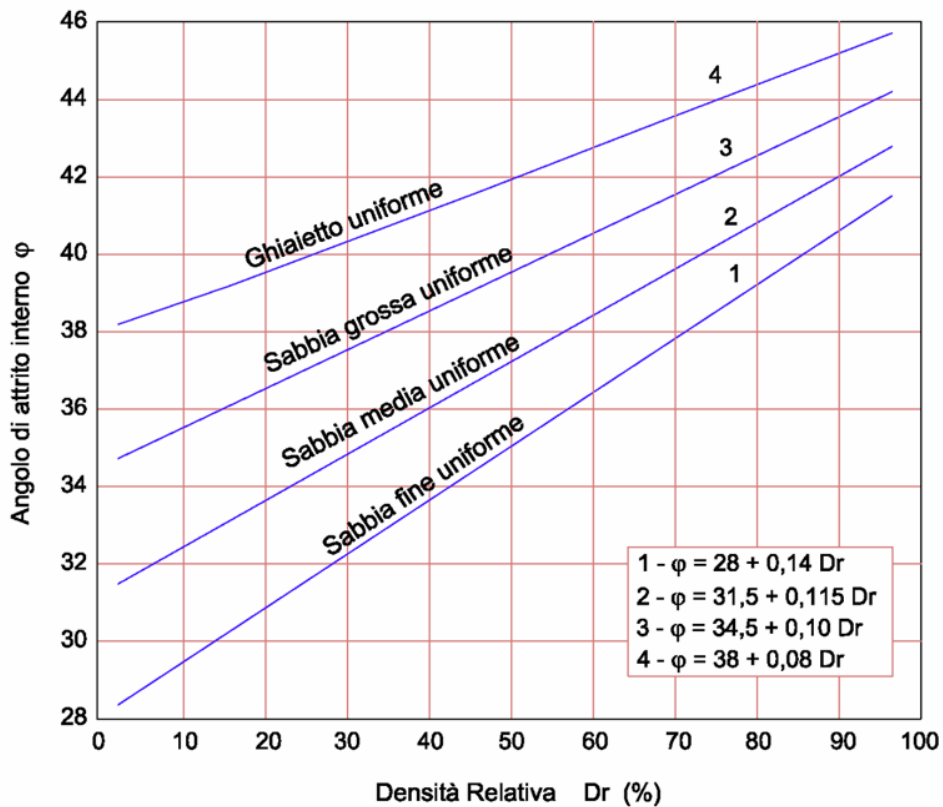


da prove SPT  
da ptove CPTU

Tab.2.9- Valori di  $\phi'_p$  determinati secondo le correlazioni più utilizzate

	prof.	Nspt [colpi/piede]	Jamiolkowski et al. (1988) E'25 (Kpa)	D'Apollonia ed altri E' (Kpa)	Mitchell e Gardner E' (Kpa)
1° strato coesivo	-1.20	1			
1° strato coesivo	-3.40	9			
2° strato granulare	-6.60	16	13160	27880	16032
2° strato granulare	-12.40	15	12180	27150	15505
3° strato coesivo	-18.40	13			
4° strato granulare	-25.00	33	25988	40290	24991

Tab.2.10- Valori di E' determinati secondo le correlazioni più utilizzate



□

Fig. 2.20 – valori indicativi dell'angolo  $\phi'$  di picco (Schmertmann,1978)

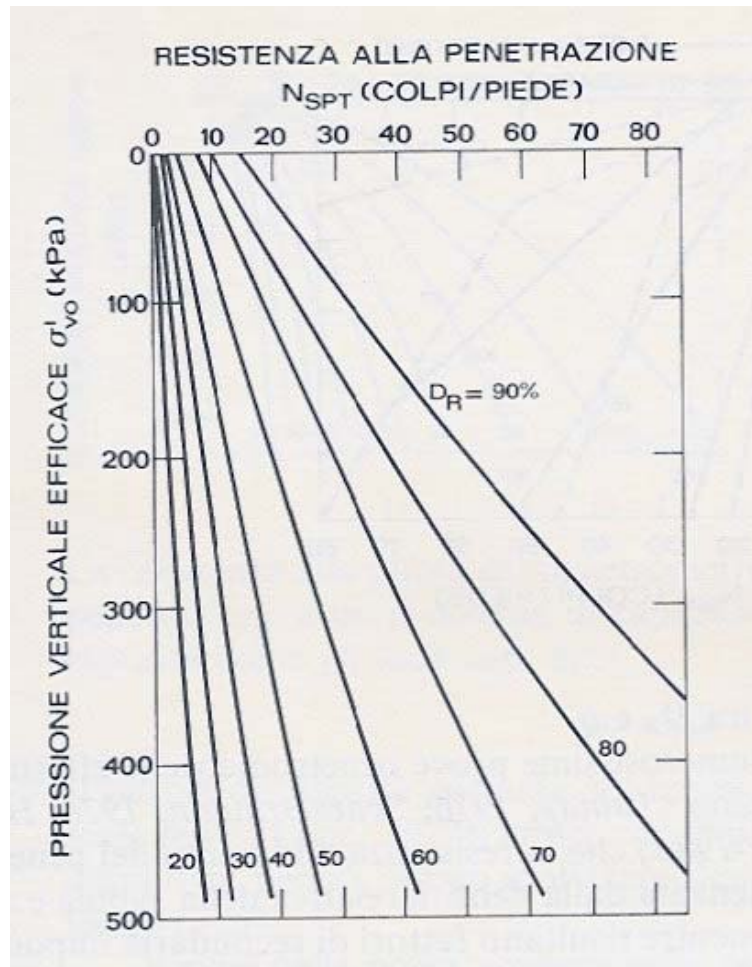


Fig. 2.21- Correlazioni tra  $D_r$  ed  $N_{spt}$  secondo Gibbs ed Holtz (1957)

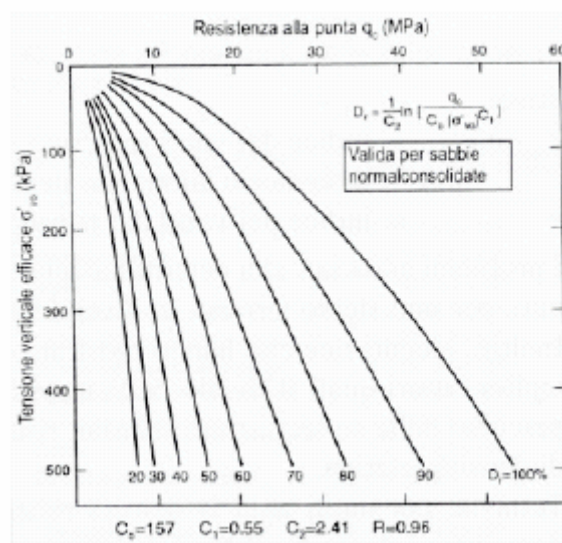


Fig. 2.22– Stima della  $D_r$  in funzione della  $q_c$  e della  $\sigma'_{vo}$  ( Baldi ed altri , 1986)

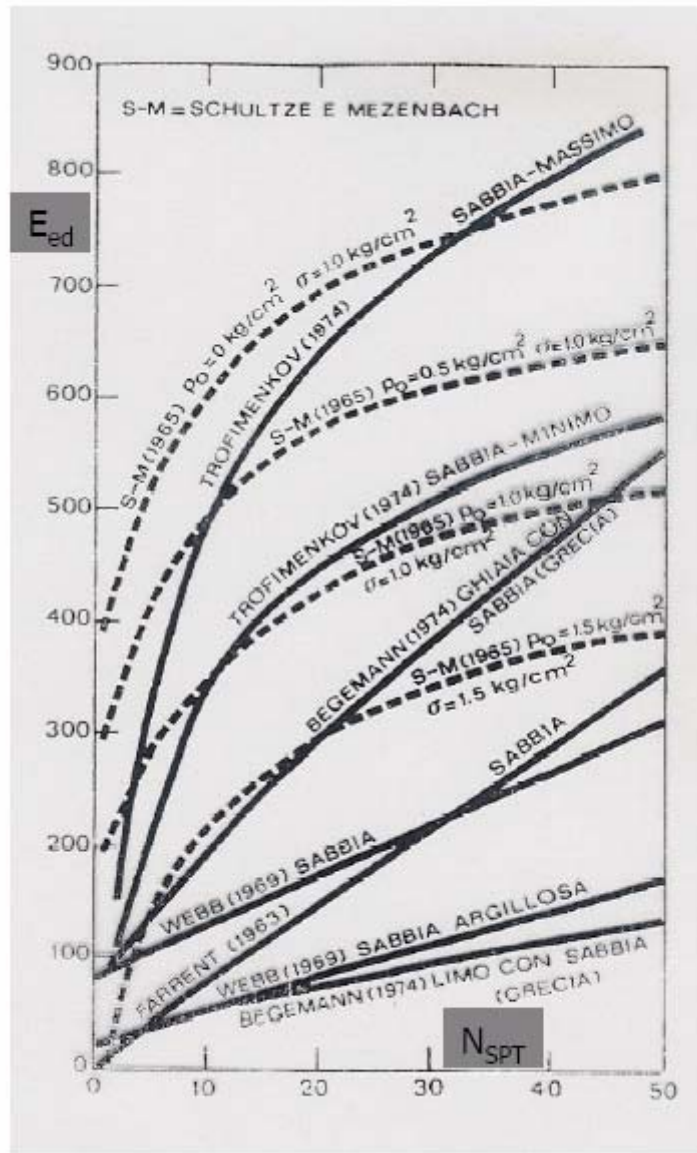


Fig. 2.23-Relazione tra il modulo confinato ed  $N_{SPT}$  per differenti tipi di sabbie e diversi valori di pressione verticale ( Mitchell e Gardner, 1975)

## 2.6- PARAMETRI GEOTECNICI CALCOLO

Sulla base dei risultati delle indagini effettuate e dei criteri di valutazione sopra esposti, nel calcolo dei cedimenti è stata assunta la successione stratigrafica di calcolo esposta nella tabella n.2.11 con indicati i valori medi dei parametri fisico meccanici, relativi alle condizioni più caratteristiche riscontrabili in corrispondenza della sezione del rilevato su cui è stata posata la strumentazione di controllo.

Profondità dello strato	Parametri fisici e meccanici		
Da 0,00 m a -0,40 m	Terreno vegetale non considerato nel calcolo		
da -0,40 a -3,50	Formazione 1	Argilla limosa : 90% (A+L)	
Riferimento a prove di laboratorio su campione S4SC1	Cu=	Kpa	125
	$\gamma_{sat}$	KN/mc	18.9
	eo=	(-)	0,654
	I.P.		8
	Wll	%	28
	Wp	%	20
	Wn	%	22,20
Tx UU	Eu25	Kpa	5725
Tx UU	Eu50	Kpa	6282
Prova di taglio	C'=	Kpa	22,23
Prova edometrica	Cv=	cmq/sec	8,59E-04
Prova edometrica	P'c=	Kpa	140
Prova edometrica	Mo=	Kpa	9807
Prova edometrica	OCR	(-)	4,11
Prova edometrica	RR=	(-)	0,0140
Prova edometrica	CR=	(-)	0,0317
Prova edometrica	C $\alpha$ =		4,28E-06
Prova edometrica	K=	cm/sec	8,67E-09

<b>da – 3,50 a – 12,50 mt</b>	<b>Formazione 2</b> Riferimento prova: SPT 10	<b>Sabbia media e grossa mediamente densa</b>	
Tipo di correlazione Riferimento prova: SPT 10			
Schmertmann	$\varphi=$	(°)	39
	$\gamma_{sat}=$	KN/mc	19,2
Gibbs ed Holtz	$D_r=$	%	63%
	$c'=$	Kpa	0
D'Apollonia ed altri	$E'$	Kpa	27'500
	$N_{SPT/30cm}$		16

<b>da – 12,50 a – 20,00 mt</b>	<b>Formazione 3</b>	<b>Limo debolmente sabbioso : 85% (A+L)</b>	
Riferimento a prove di laboratorio su campione S4SC2 e S4C3	$C_u=$	Kpa	150
	$\gamma_{sat}$	KN/mc	19,5
	$e_o=$	(-)	0,714
	I.P.		4
	WLL	%	31
	Wp	%	27
	Wn	%	28
Tx UU	$E_{u25}$	Kpa	6903
Tx UU	$E_{u50}$	Kpa	5750
Prova di taglio	$C'$	Kpa	21,46
Prova edometrica	$C_v=$	cmq/sec	1,82E-02
Prova edometrica	$P'c=$	Kpa	320
Prova edometrica	$M_o=$	Kpa	10010
Prova edometrica	OCR	(-)	1,66
Prova edometrica	RR=	(-)	0,0384
Prova edometrica	CR=	(-)	0,0975
Prova edometrica	$C_{\alpha}=$		1,26E^-5
Prova edometrica	$K=$	cm/sec	2,66E^-7

<b>da – 20,00 a – 30,00 mt</b>	<b>Formazione 4</b>	<b>Sabbia media e fine addensata</b>	
Tipo di correlazione Riferimento prova: SPT 10			
Schmertmann	$\varphi=$	(°)	41
	$\gamma_{sat}=$	KN/mc	20,7
Gibbs ed Holtz	$D_r=$	%	85%
	$C'=$	Kpa	0
D'Apollonia ed altri	$E'$	Kpa	40'000
	$N_{SPT/30cm}$		33

Tab 2.11- Stratigrafia di calcolo adottata

### **3.1-COMPORTAMENTO DEL TERRENO SOTTO FONDAZIONI SUPERFICIALI: STATO DELLE CONOSCENZE**

Lo studio del comportamento del terreno sotto fondazioni superficiali è ancora argomento di grande interesse sia accademico che di pratica ingegneristica

In passato numerose ricerche hanno dato il loro contributo soprattutto per investigare la capacità portante delle fondazioni e la previsione dei cedimenti delle fondazioni durante la costruzione e nel corso della vita stessa dell'opera.

Molte tecniche di calcolo sono state sviluppate nel campo dei metodi classici ed analitici e dei modelli fisici ed il recente sviluppo delle alte prestazioni dei calcolatori ha stimolato l'uso di metodi numerici.

Nell'ambito della modellazione fisica molti autori hanno eseguito sperimentazioni su problemi in scala attraverso la riproduzione del caso reale riducendo la fondazione di un fattore di scala.

Sono poi stati studiati metodi teorici finalizzati ad estendere i risultati ottenuti dalla scala del modello al caso reale ed in tale senso deve essere visto il macro elemento proposto da Montrasio e Nova ( Montrasio e Nova, 1977). Nella stessa direzione altri modelli sono stati recentemente proposti (Nova e Di Prisco,2003),(Cremer et al.,2002), (Cremer et al.,2001),(Butterfield e Gottardi,2003).

La comune assunzione di queste approssimazioni è la sostituzione delle variabili infinitesime , come lo sforzo e la deformazione, con carichi esterni e spostamenti considerandoli una generalizzazione delle variabili di sforzo e spostamento.

In altri casi , secondo il teorema di Buckingham sul modello in scala, il peso del terreno è stato convenientemente incrementato facendo uso della centrifuga geotecnica per trasportare direttamente i dati dell'esperimento come una soluzione del problema reale.

Riguardo a questo ultimo problema, molte pubblicazioni sono state scritte usando centrifughe diverse tra loro per dimensioni e per velocità tangenziale raggiunta. Simili tecniche sono state usate per studiare problemi tra cui la modellazione fisica dei pali ( Colombi,2005) e la capacità portante delle strutture offshore (Allersma,2003).

Tra i metodi classici e tradizionali si possono annoverare i semplici schemi in cui il terreno è considerato rigido e perfettamente plastico per la determinazione del carico limite e perfettamente elastico per la valutazione dei cedimenti.

Il loro sviluppo è basato sul principio della sovrapposizione degli effetti ( Terzaghi,1943). Successivi studi hanno portato a considerare altri aspetti come il carico inclinato o eccentrico in cui l'espressione generale proposta da Terzaghi è stata corretta mediante l'applicazione di fattori moltiplicativi empirici (Brich Hansen,1967),( Vesic,1975).



In tutti questi metodi il più importante parametro è l'angolo di attrito del terreno poiché la variabilità della capacità portante di una fondazione superficiale su terreni granulari è fortemente influenzata dal valore assunto dell'angolo di resistenza al taglio.

Per la valutazione dei cedimenti di fondazioni superficiali, in molti casi le soluzioni elastiche proposte da Boussinesq (Boussinesq, 1975) o le loro estensioni del semplice caso di carico puntuale (Poulos and Davis, 1974) sono ancor oggi usate.

Una forte limitazione è costituita dall'uso di parametri elastici, direttamente correlati al modulo di Young,  $E$ , ed al rapporto di Poisson,  $\nu$ , dal momento che il comportamento sperimentale del terreno è lontano dal essere elastico.

In questi ultimi anni, grazie alla disponibilità di processori ad alte prestazioni a basso costo, parecchi metodi numerici avanzati sono stati sviluppati per risolvere equazioni differenziali coinvolte nella soluzione di problemi di ingegneria.

In particolare in geomeccanica ed ingegneria geotecnica i più importanti metodi numerici proposti sono: il metodo alle differenze finite (FED) il metodo agli elementi di contorno finiti (BEM) ed il metodo agli elementi finiti (FEM) che è, oggi giorno, una buona soluzione tecnica largamente usata per la soluzione di parecchi differenti tipi di problemi.

In questi ultimi dieci anni un altro approccio è stato proposto : il metodo agli elementi discreti (DEM) che si basa sulla teoria sviluppata principalmente da Cundall (Cundall and Strack, 1979), ma, come sempre, a causa degli alti costi computazionali l'applicazione è ancora lontana dall'essere diffusa presso i comuni utilizzatori .

Tutti questi metodi richiedono la scelta del modello costitutivo del terreno per la definizione del comportamento meccanico ed in tale senso molti modelli costitutivi sono stati sviluppati all'interno della teoria della elastoplasticità a cominciare dal modello pioniere Cam Clay ( Schofield and Wroth, 1967) e poi a seguire altri modelli teorici come quelli della ipoplasticità.

Dopo la loro implementazione in codici ad FEM essi hanno cominciato ad essere disponibili ai ricercatori ed agli ingegneri nella pratica professionale per la soluzione dei valori al contorno.

Oggi, molti studi e ricerche sono state svolte su problemi matematici comportanti l'applicazione di modelli FEM (Tamagnini et al., 2000), (Borja et al., 2001), sull'implementazione di algoritmi (Leoni, 2004), (Fellin and Ostermann, 2002) e sull'applicazione di metodi per la soluzione di problemi di ingegneria geotecnica.

Tuttavia anche i più moderni approcci di calcolo utilizzati nella pratica risentono delle incertezze e dei limiti, soprattutto in situazioni stratigrafiche complesse, che si riflettono nella determinazione sia della capacità portante sia nella valutazione dell'entità degli spostamenti.

Tali aspetti spiegano l'interesse, negli ultimi tempi, dei ricercatori a considerare l'osservazione e l'analisi dei casi di studio ben documentati, riferite a fondazioni di strutture di vera grandezza, particolarmente efficaci per aiutare ad identificare ed a chiarire le suddette fonti di incertezza.

Le indicazioni che si possono trarre da tali analisi dipendono dalla qualità e dalla quantità delle informazioni disponibili (caratteristiche del sottosuolo, modalità di costruzione, misure di spostamento ecc.) e tali da costituire un data base da cui partire per lo studio della risposta del sistema terreno-fondazione.

Le evidenze sperimentali, che sono state raccolte sui casi reali, hanno permesso di valutare i limiti ed i pregi delle procedure di previsione degli approcci analitici e delle modellazioni numeriche nonché a contribuire a chiarire:

- a) quali fattori condizionano la risposta della fondazione reale ;
- b) come descrivere il comportamento del terreno in maniera più accurata.

In tal senso una memoria, ad opera di Berardi e Costanzo (2006), contiene una analisi critica di una serie di case histories riferiti a fondazioni, a scala reale, sottoposte a carichi centrati e verticali.

Adottando metodi di previsione semplificati od “operativi” ( cioè quelli che necessitano di parametri ottenuti da correlazioni da prove di routine e basate su teorie di riferimento elastica, plastica ed elasto-plastica) e, ricorrendo in maniera intensiva ai case histories opportunamente organizzati in data base sufficientemente rappresentativi, è possibile individuare due metodologie di analisi del comportamento dell’insieme terreno-struttura.

Nel primo caso si opera una analisi retrospettiva (back analysis) ed è tipica nel caso delle fondazioni su terreni granulari, mentre nel secondo il comportamento meccanico di un elemento rappresentativo viene portato alla scala dell’opera tramite opportune leggi di corrispondenza.

In tale lavoro i due ricercatori hanno sottolineato l’influenza di fattori quali la non linearità, la viscosità e l’anisotropia, nella risposta di fondazioni superficiali su argille e sabbie, aspetti che devono essere considerati maggiormente per migliorare le previsioni con approccio di calcolo di routine.

Altre ricerche in questi ultimi tempi si sono indirizzate verso l’utilizzo di tecniche numeriche di modellazione ispirate alle reti neurali artificiali. Tale tecnica prevede l’acquisizione di dati raccolti da osservazioni sperimentali su un sistema, l’organizzazione in un vettore di variabili indipendenti (input) che descrivono le azioni sul sistema , e di un vettore di variabili dipendenti (output) che ne descrivono la risposta corrispondente, la rappresentazione del sistema attraverso un insieme di relazioni funzionali tra le variabili input ed output. (apprendimento) e, infine, la previsione della risposta per nuove azioni applicate (generalizzazione).

In particolare si segnala un recente lavoro in cui Mohamed A. Shahin et al.( 2002) hanno applicato la modellazione numerica di reti neurali ad un data base di 189 casi di fondazioni superficiali su terreni granulari ed hanno considerato 5 parametri di input più significativi per l’impatto sui cedimenti (larghezza della fondazione, pressione netta applicata sul piano di posa, media dei colpi SPT fino alla profondità di influenza del carico, geometria e profondità di posa della fondazione). Come unico parametro di output è stato individuato l’insieme dei valori dei cedimenti delle fondazioni.

Confrontando tali valori con quelli derivanti dalle osservazioni reali e dai calcoli applicando metodi tradizionali ( Meyerhof, Schmetrmann et al., Schultze & Sherif ) risulta che la tecnica di previsione con il sistema di reti neurali offre un buon grado di accuratezza .

Analoga conclusione è arrivato lo studio di A.Musso ed altri (2002) in cui è stata implementata una procedura di simulazione numerica, basata sulle tecniche di inferenza artificiale, per la previsione dei cedimenti su una fondazione modello.

Dunque, da queste ultimi esempi emerge l'importanza che assume l'osservazione del comportamento di un'opera non solo come controllo della rispondenza dei requisiti di progetto ma anche come strumento di analisi per comprendere il reale funzionamento dell'opera stessa.

### 3.2-CALCOLO DEI CEDIMENTI CON APPROCCIO TRADIZIONALE

In questo paragrafo vengono descritti i metodi di calcolo tradizionali e numerici utilizzati per il calcolo dei cedimenti ed esposti i valori ottenuti.

I risultati sono stati comparati tra di loro e sono serviti per il confronto con le misure deformative derivanti dal monitoraggio in corso d'opera.

Il calcolo dei cedimenti è stato condotto in corrispondenza della sezione del rilevato strumentata ( fig.4.1 ) che coincide con quella più critica dal punto di vista stratigrafico utilizzando i parametri geotecnici di riferimento di cui alla tabella n. 2.11.

Una volta calcolate le tensioni verticali indotte alle varie profondità dalla presenza del rilevato,

usando la teoria dell'elasticità in condizioni piane, la valutazione dei cedimenti è stata effettuata adottando criteri diversi per i terreni rispettivamente a grana grossa e a grana fine.

Nel caso di studio possono essere utilizzati i seguenti metodi di calcolo tradizionale..

#### 3.2.1-Teoria dell'elasticità e consolidazione

*Cedimenti immediati:*

a)con riferimento alla teoria dell'elasticità, il cedimento elastico dei terreni a grana grossa, può essere stimato con la seguente espressione:

$$s = \sum 1/E_i * [\Delta\sigma_{zi} - v(\Delta\sigma_{xi} - \Delta\sigma_{yi})] * \Delta h_i$$

nella quale:

s = cedimento elastico

E<sub>i</sub> = modulo elastico della suddivisione "i-esima" di terreno

Δh<sub>i</sub> = altezza della suddivisione "i-esima" di terreno

v = coefficiente di Poisson pari a 0.3

Δσ<sub>zi</sub>, Δσ<sub>xi</sub>, Δσ<sub>yi</sub> = incremento medio delle tensioni verticali ed orizzontali della suddivisione "i-esima" di terreno

b)con la stessa espressione è possibile valutare il cedimento immediato degli strati argillosi, utilizzando come modulo di deformabilità il valore E<sub>u25</sub> indicato nella tabella 2.9 il modulo di Poisson pari a 0.5.

In quest'ultimo caso al risultato ottenuto deve essere applicata una correzione attraverso due coefficienti correttivi μ<sub>0</sub> e μ<sub>1</sub> ( Christian e Carrier, 1976) dipendenti dalla forma e profondità del piano di posa della fondazione e dallo spessore dello strato compressibile.

*I cedimenti di consolidazione* per gli strati coesivi sono stati calcolati secondo la seguente relazione:

a) se  $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$  (terreno N.C.):

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{(1+e_0)} \cdot C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

b) se  $\sigma'_c > (\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v)$ :

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{(1+e_0)} \cdot C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}\right)$$

c) se  $(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v) > \sigma'_c > \sigma'_{v0}$ :

$$\Delta H_i = \frac{H_i}{(1+e_0)} \cdot \left[ C_s \cdot \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}}\right) + C_c \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_c}\right) \right]$$

utilizzando i valori  $C_c$ ,  $C_r$ ,  $e_0$  delle prove edometriche di laboratorio ed applicando una correzione  $\mu$  in funzione del parametro delle pressioni interstiziali  $A$  e della geometria del problema.

$$S_c = \mu \cdot S_{ed}$$

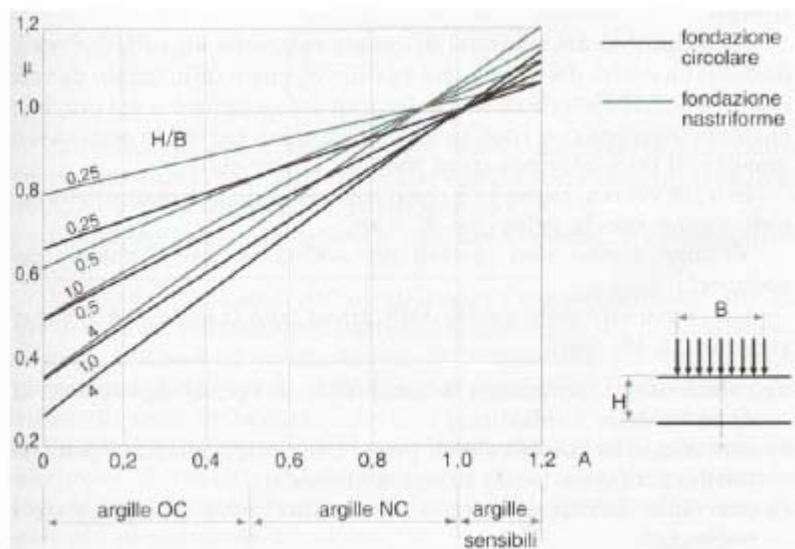


Fig. 3.1- Correzione del cedimento edometrico proposta da Skempton e Bjerrum (1957)

### 3.2.2-Il metodo Schmertmann

Il metodo di Schmertmann consente di stimare il cedimento di fondazioni superficiali su sabbia utilizzando il profilo di resistenza penetrometrica di punta,  $q_c$ , di una prova CPT. Con riferimento allo schema sotto riportato, il cedimento della fondazione è stimato con l'equazione:

$$S = \frac{C_1 \cdot C_2}{C_3} \cdot \Delta p \cdot \sum_0^{z_2} \frac{I_z \cdot \Delta z}{q_c} \quad \text{eq. 3.1}$$

in cui:

$\Delta p = p - p'0$  è la pressione media netta applicata dalla fondazione,

$p$  è la pressione trasmessa dalla fondazione,

$p'0$  è la pressione efficace alla profondità del piano di fondazione,

$z_2$  è la profondità significativa, ovvero la profondità massima dal piano di fondazione del terreno che contribuisce al cedimento,

$\Delta z$  è il generico strato in cui si è suddiviso lo spessore  $z_2$  di terreno, che al

limite

può coincidere con l'intervallo di campionamento della prova,

$q_c$  è la resistenza di punta media dello strato  $\Delta z$ ,

$I_z$  è un fattore di influenza della deformazione verticale media, la cui

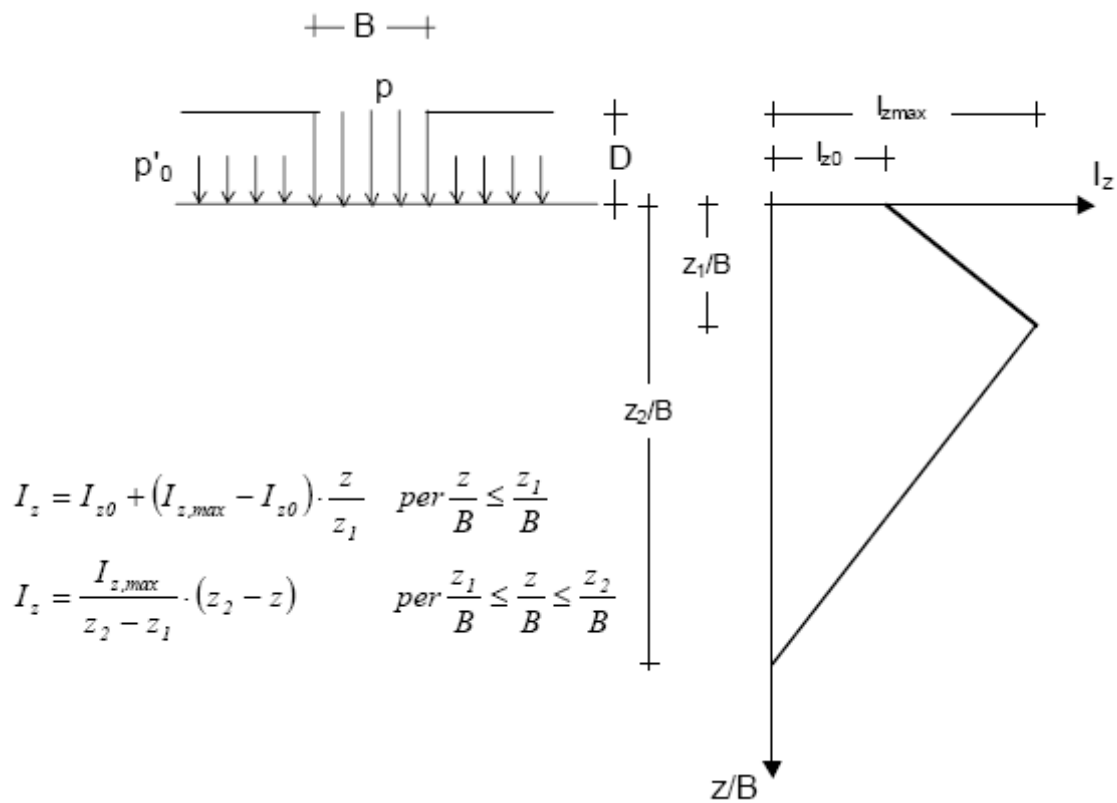
variazione

con la profondità è rappresentata nella figura sottostante,

$C_1$  è un fattore che dipende dalla profondità del piano di fondazione,

$C_2$  è un fattore di viscosità,

$C_3$  è un fattore che dipende dalla forma dell'area di carico.



I fattori e le variabili che compaiono nell'eq. 3.1 sono calcolati con riferimento alle seguenti formule e ai valori riportati in tab. 3.1

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \frac{p_0}{\Delta p} \geq 0,5$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log_{10} 10t$$

essendo t il tempo dalla fine della costruzione espresso in anni;

$$I_{z,max} = 0,5 + 0,1 \cdot \left( \frac{\Delta p}{\sigma_v} \right)^{0,5}$$

essendo  $\sigma'_v$  la tensione verticale efficace alla profondità  $z_1$ .

Forma dell'area di carico	Striscia ( $B/L = 0$ )	Quadrato ( $B/L = 1$ )	Rettangolo ( $0 < B/L < 1$ )
$I_{z0}$	0,2	0,1	$0,2 - 0,1 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
$\frac{Z_1}{B}$	1	0,5	$1 - 0,5 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
$\frac{Z_2}{B}$	4	2	$4 - 2 \cdot \left(\frac{B}{L}\right)$
$C_3$	3,5	2,5	$3,5 - \left(\frac{B}{L}\right)$

Tab. 3.1 – Valori dei parametri  $z_1$ ,  $z_2$  e  $C_3$  che compaiono nell'equazione 16.12 al variare della forma della fondazione

### 3.2.3-Il metodo Burland e Burbridge

Il metodo di Burland e Burbridge per la stima del cedimento di fondazioni su sabbie normalmente consolidate (NC) e sovra consolidate (OC) dai risultati di prove SPT si basa su un'analisi statistica di un grande numero casi osservati.

Il cedimento di fondazioni su sabbie NC, al termine della costruzione, è stimato con la seguente equazione:

$$S_i = f_s \cdot f_1 \cdot q \cdot B^{0,7} \cdot I_c \quad \text{eq. 3.2}$$

in cui:

$S_i$  è il cedimento medio immediato espresso in mm,

$B$  è la larghezza della fondazione, in metri,

$$f_s = \left[ \frac{1,25 \cdot L/B}{L/B + 0,25} \right]^2 \quad \text{è un fattore di forma che assume i valori:}$$

$f_s = 1$  per fondazione quadrata o circolare ( $L/B = 1$ )

$f_s = 1,25$  per fondazione a nastro

$$f_1 = \frac{H_s}{Z_1} \cdot \left( 2 - \frac{H_s}{Z_1} \right) \quad \text{è un fattore di spessore, in cui } Z_1 = B^{0,763} \text{ è la profondità di}$$

influenza, e  $H_s$  è lo spessore dello strato di sabbia sotto la fondazione.  $Z_1$  e  $H_s$  sono espressi in metri. Se  $H_s > Z_1$  si assume  $f_1 = 1$ .

$q$  è la pressione media trasmessa dalla fondazione, in kPa,



$$I_c = \frac{1,71}{N^{1,4}}$$

è un indice di compressibilità, funzione di un valore medio,  $N$ , dell'indice della prova SPT.

I valori direttamente misurati dell'indice  $N_{SPT} = N_2 + N_3$  sono corretti per tener conto della composizione granulometrica, nel modo seguente:

per sabbie molto fini o limose sotto falda  $N' = 15 + 0,5 (N_{SPT} - 15)$ ,

per ghiaie o sabbie ghiaiose  $N' = 1,25 N_{SPT}$

Se i valori di  $N_{SPT}$  (o del valore corretto  $N'$ ) crescono o sono pressoché costanti con la profondità, la media  $N$  è calcolata entro la profondità di influenza  $Z_I$ , altrimenti entro una profondità pari a  $2B$ .

Nel caso di fondazioni su sabbie OC o disposte alla base di uno scavo, indicando con  $\sigma'_{v0}$  la pressione di consolidazione del terreno OC o la pressione verticale efficace litostatica alla profondità dello scavo, l'equazione per il calcolo del cedimento medio immediato al termine della costruzione è modificata nel modo seguente:

$$S_i = f_s \cdot f_1 \cdot q \cdot B^{0,7} \cdot \frac{I_c}{3} \quad \text{se } q < \sigma'_{v0}$$

$$S_i = f_s \cdot f_1 \cdot \left( q - \frac{2}{3} \cdot \sigma'_{v0} \right) \cdot B^{0,7} \cdot I_c =$$

$$= f_s \cdot f_1 \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot \frac{I_c}{3} + \left( q - \sigma'_{v0} \right) \cdot I_c \right] \cdot B^{0,7} \quad \text{se } q > \sigma'_{v0}$$

Tale modifica consegue dall'assunzione che la compressibilità della sabbia sovraconsolidata, per cause geologiche, per erosione o anche per la decompressione conseguente allo scavo, sia circa pari a 1/3 della compressibilità di una sabbia NC. Poiché tuttavia non è facile stabilire se una sabbia è sovra consolidata e tanto meno determinare il valore della pressione di consolidazione, è prudente non tenere conto di un'eventuale sovraconsolidazione e utilizzare le due equazioni sopra indicate solo per fondazioni alla base di uno scavo.

Per tenere conto degli effetti viscosi Burland e Burbridge propongono di moltiplicare il cedimento immediato per un fattore di correzione:

$$S = S_i \cdot f_t$$

$$f_t = 1 + R_3 + R_t \cdot \log_{10} \frac{t}{3}$$

in cui  $t$  è il tempo dalla fine della costruzione espresso in anni ( $t \geq 3$ ), ed  $R_3$  e  $R_t$  sono coefficienti

che dipendono dalle condizioni di carico (Tab. 3.2).

<i>Condizioni di carico</i>	$R_3$	$R_t$
Carichi statici	0,3	0,2
Carichi ciclici	0,7	0,8

Tab. 3.2 – Valori dei coefficienti  $R_3$ , e  $R_t$  che compaiono nell'equazione 16.19 al variare delle condizioni di carico

L'apparente accuratezza dei metodi sopra esposti non deve far dimenticare che la stima del cedimento di fondazioni superficiali su sabbia è sempre molto incerta, sia a causa della variabilità intrinseca dei depositi sabbiosi, sia per la natura empirica o semi empirica di metodi di calcolo, cosicché errori dell'ordine del 50% sono molto frequenti.

#### *3.2.4-Analisi previsionale*

I risultati dell'analisi previsionale riguardano l'abbassamento del piano di posa del rilevato in mezzeria dalla fine dei lavori, cioè a carico completato ed altezza di progetto raggiunta, come somma degli schiacciamenti dei singoli strati considerati tra il piano di posa e la profondità di mt 30, al di sotto della quale tali schiacciamenti diventano irrilevanti. Essi sono esposti in sintesi nella tabella 3.3 che riporta i valori dei cedimenti in tempi diversi dopo la fine dei lavori di realizzazione del rilevato. Le deformazioni sono state calcolate con il metodo edometrico per i due strati coesivi e con il metodo di Schmertmann per gli strati granulari; la loro somma è poi stata messa a confronto con i valori del cedimento calcolato con il metodo di Burland e Burbidge.

Secondo le previsioni l'abbassamento totale dopo circa 1 anno, quando la fase di consolidazione si è praticamente esaurita, dovrebbe essere di circa 25 cm mentre secondo il metodo Burland e Burbidge nello stesso periodo il cedimento previsto è di cm 17,32.

Risulta una buona corrispondenza dei due metodi solo nei primi mesi post opera allorché i valori si discostano di poco (cm 16 e cm 14,15).

Per quanto riguarda i tempi, si osserva che il cedimento dovuto alla compressione degli strati granulari si esaurisce immediatamente mentre la quota parte dovuto alla consolidazione si sviluppa in un periodo piuttosto lungo.

Si è inoltre cercato di calcolare il decorso nel tempo delle deformazioni locali dei due strati compressibili applicando la teoria di consolidazione del Terzaghi con l'assunzione dei coefficienti di consolidazione  $C_v$  derivanti dalle prove di laboratorio sui campioni indisturbati. In particolare per il primo strato è stato utilizzato il valore della prova di consolidazione del campione S4C1,

mentre per il secondo strato il valore di Cv è quello medio che deriva dalle prove sui due campioni S4C2 ed S4C3.

Nel primo strato coesivo, come mostra il grafico di fig.3.2 e la tab.3.4, è stato quantificato un cedimento immediato di cm 3 dovuto alla compressione di quella porzione di terreno argilloso-limoso al di sopra della falda acquifera non soggetta al processo di consolidazione primaria. Nel complesso si osserva che il primo strato coesivo si esaurisce molto più velocemente rispetto al secondo strato il quale deve impiegare circa 196 giorni per giungere ai valori massimi di cedimento.

PREVISIONE CEDIMENTI CON METODI TRADIZIONALI				Burland e Burdbigge
tempo	A cedimenti di consolidazione ( cm)	B cedimenti strati granulari con Schmertmann (cm)	Somma A+B cm	cm
1 mese	10	6	16	14,15
6 mesi	13	6	19,50	16,49
1 anno	19	6	25	17,32
3 anni	20	6,48	26,48	18,73
5 anni	20	6,7	26,7	19,37
10 anni	20	7	27	20,24

Tab. 3.3- Previsione dei cedimenti con vari metodi tradizionali di calcolo

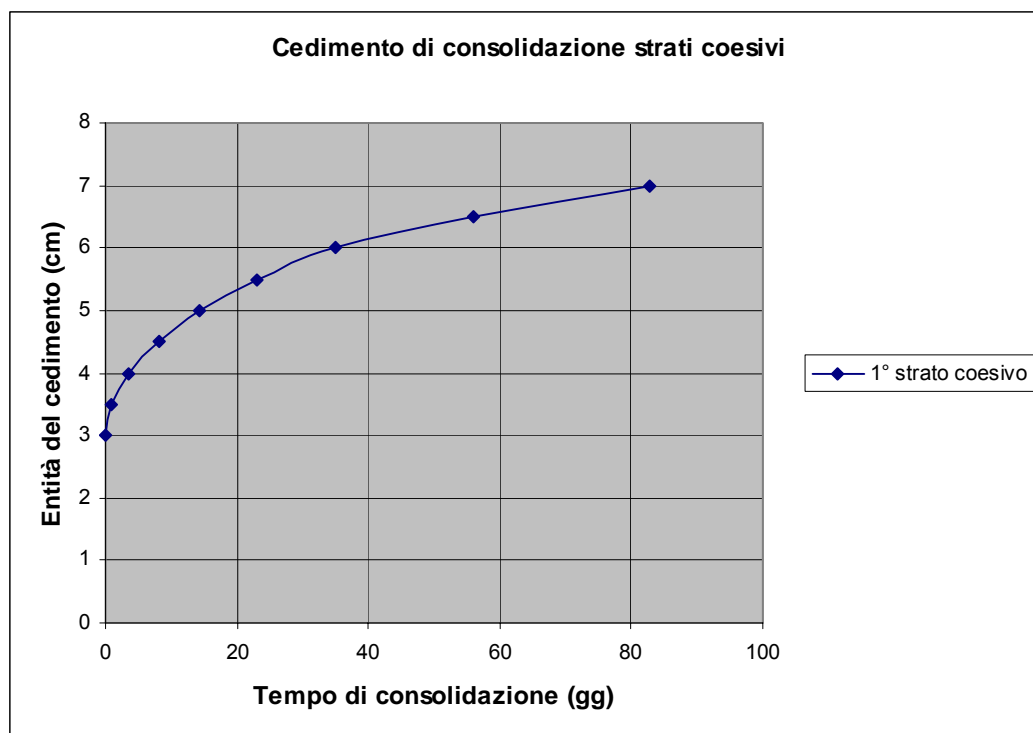


Fig. 3.2-Decorso dei cedimenti di consolidazione

CONSOLIDAZIONE PRIMO STRATO COESIVO			
Entità cedimento (cm)	Um (%)	Tv cedimento	T (gg)
3	0	immediato	0
3,5	12,5	0,0127	1
4	25	0,0491	4
4,5	37,5	0,111	8
5	50	0,196	14
5,5	62,5	0,315	23
6	75	0,477	35
6,5	87,5	0,766	56
7	100	1,129	83
cedimento totale	7	cm	
cedimento immediato	3	cm	
cedimento di consolid.	4	cm	
Spessore strato	350	cm	
percorso drenaggio	200	cm	
Cv	0,00632	cmq/sec	

Tab. 3.4- Valori dei parametri geotecnici utilizzati per il calcolo dei tempi di consolidazione del primo strato argilloso limoso

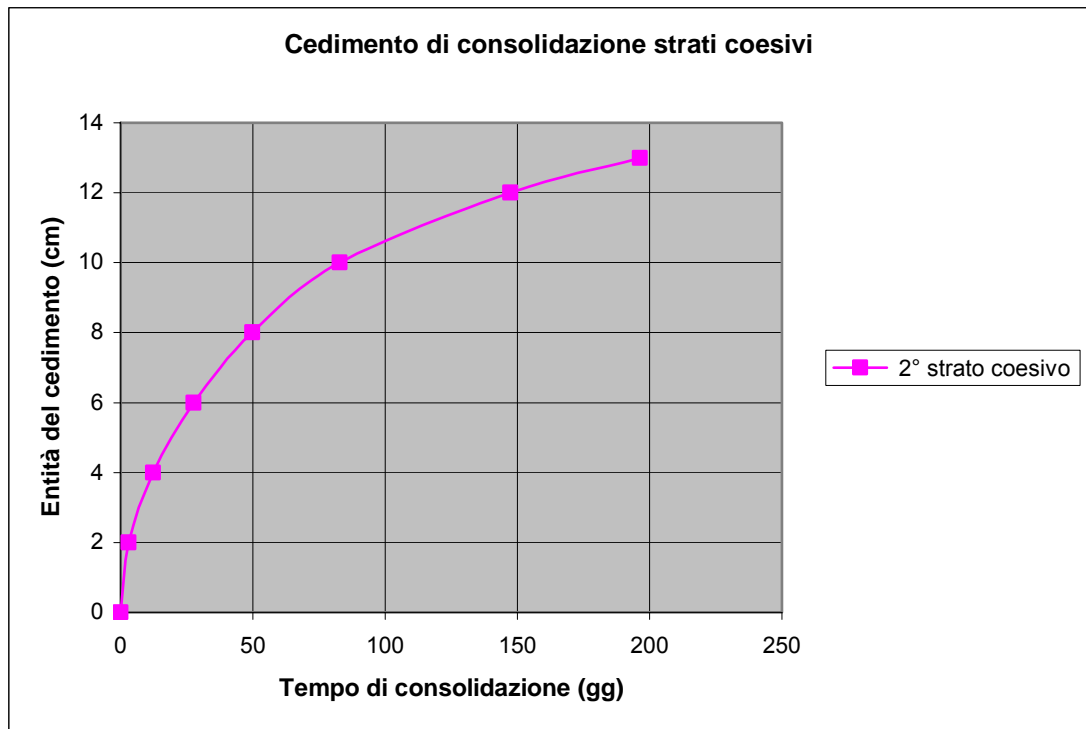


Fig. 3.3-Decorso dei cedimenti di consolidazione

**CONSOLIDAZIONE SECONDO STRATO COESIVO**

Entità cedimento (cm)	Um (%)	Tv	T (gg)
0	0	0	0
2	15,38	0,0177	3
4	30,77	0,0707	12
6	46,15	0,159	28
8	61,54	0,286	50
10	76,92	0,477	83
12	92,31	0,848	147
13	100,00	1,129	196
cedimento totale	13	cm	
cedimento di consolid.	13	cm	
Spessore strato	750	cm	
percorso drenaggio	375	cm	
Cv	9,36E-03	cmq/sec	

Tab. 3.5- Valori dei parametri geotecnici utilizzati per il calcolo dei tempi di consolidazione del secondo strato argilloso limoso

### **3.3-METODI NUMERICI DI MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI TERRENI DI FONDAZIONE**

Negli ultimi decenni l'incrementata di potenza dei processori ha reso possibile, sia in campo ingegneristico sia nell'ambito della ricerca, la tecnica di calcolo con il metodo degli elementi finiti (FEM) per rappresentare situazioni e comportamenti dei materiali altrimenti impossibili da ricreare se non tramite modelli fisici.

La risoluzione dei problemi tramite l'analisi FEM richiede l'assunzione di modelli costitutivi al fine di poter simulare il comportamento sforzo-deformazione del materiale coinvolto. Per qualche materiale comunemente usato in campo civile ed industriale possono essere usate alcune leggi molto semplici; per esempio, per le strutture in acciaio, una relazione elastico lineare è in grado di ben catturare il comportamento reale meccanico per carichi lontani dallo sforzo di snervamento.

Per materiali più difficili come le terre vi è la necessità di adottare modelli costitutivi più complessi rispetto alla semplice relazione di Young elastico lineare.

Grazie alla disponibilità di calcolatori ad alte prestazioni si è potuto definire e sviluppare leggi più complesse all'interno della struttura della elastoplasticità per poi seguire altre differenti strutture matematiche.

E' il caso di ricordare ciò che è stato svolto dal gruppo di Cambridge e poi sviluppato da Schofield and Wroth che ha portato alla definizione del modello Cam-Clay che rappresenta una pietra miliare nel campo della elastoplasticità.

Molti altri modelli costitutivi sono ora disponibili per la soluzione di problemi dello stato limite coinvolgenti i geomateriali, come l'estensione o le modificazioni proposte di molti ricercatori a partire dal modello pioniere Cam-Clay: Nova,(1977,1988), Borja e Tamagnini,(1988), Lade,(1977).

Molti altri modelli costitutivi sono stati sviluppati al di fuori della teoria della elastoplasticità: in un recente passato una nuova famiglia di leggi costitutive sono state proposte da due differenti gruppi di ricerca, quello di Karlsruhe che ha portato alla teoria della K-hypoelasticità e più tardi il gruppo di Grenoble che ha implementato il modello CLoE.

La capacità revisionale dei modelli ipoplastici per la risoluzione dei BVPs sono stati investigati in parecchi lavori (Viggiani e Tamagnini,2000), (Leoni e Montrasio,2003),(Leoni et al.2003) per classi di problemi geotecnici comportanti differenti percorsi di carico.

### 3.4- CARATTERISTICHE DEL PROGRAMMA DI CALCOLO E VALUTAZIONE DELLA SUA CAPACITA' PREVISIONALE

In Sigma W sono implementati vari modelli costitutivi per descrivere il comportamento del materiale sotto sforzo. In questa sede, vengono descritte sinteticamente le principali caratteristiche dei quattro modelli utilizzati per l'analisi sforzo deformazione ai fini della previsione delle deformazioni del terreno di fondazione sotto al rilevato stradale:

- 1) Elastico Lineare;
- 2) Elastico Non Lineare;
- 3) Elastico perfettamente Plastico;
- 4) Cam Clay modificato.

Tutti questi modelli possono essere applicati in condizioni bidimensionali o assialsimmetriche.

#### 3.4.1-Modello elastico lineare

E' il modello più semplice dove le deformazioni sono direttamente proporzionate alle tensioni.

Le costanti di proporzionalità sono il modulo di Young , E, ed il rapporto di Poisson,  $\nu$ . Le tensioni e le deformazioni sono legate dalle seguenti equazioni:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

Quando il termine  $\nu$  si approssima a 0,5 il rapporto  $E/[(1+\nu)*(1-2\nu)]$  tende ad infinito. Quindi ai fini computazionali  $\nu$  non deve mai essere 0,5.

I parametri richiesti dal modello di calcolo sono i seguenti :

E,  $\nu$ , c (coesione),  $\phi$  (angolo di resistenza di taglio in gradi).

La coesione è un parametro che non entra nel calcolo della soluzione, ma è utile nella funzione Contour di Sigma W per rappresentare la regione dove si produce l'eccesso di deformazione definita con il criterio a rottura Mohr Coulomb.

### 3.4.2-Modello elastico non lineare

Questo modello descrive il comportamento sforzo-deformazione del terreno quando il legame costitutivo inizia ad essere non lineare approssimandosi alle condizioni di snervamento. Attraverso la formulazione di Duncan and Chan (1970) la funzione sforzo deformazione è rappresentata come una curva iperbolica ed il modulo  $E$  è una funzione della pressione di confinamento e dello sforzo di taglio del terreno.

Come si osserva nella fig. 3.4 la curva è iperbolica sullo sforzo principale deviatorico ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) contro la deformazione assiale. Sono richiesti 3 moduli di Young: il modulo iniziale  $E_i$ , il modulo tangenziale  $E_t$  ed il modulo di scarico  $E_{ur}$ .

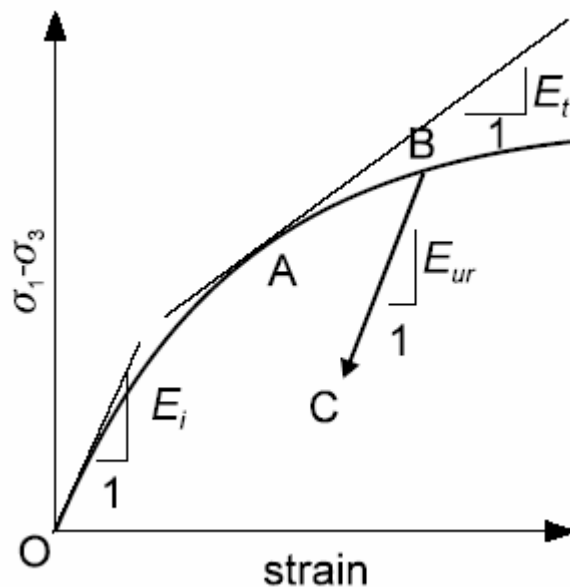


Fig.3.4 - Comportamento sforzo deformazione non lineare

Il modulo  $E_i$  è generalmente funzione della pressione di confinamento, Duncan and Chan propongono che questo effetto sia computato con la seguente relazione :

$$E_i = K_L \cdot P_a \cdot (\sigma_3 / P_a)^n \quad (1)$$

dove :

$E_i$  = modulo iniziale tangente come funzione della funzione di confinamento,  $\sigma_3$



- $K_L$  = numero del modulo di carico
- $P_a$  = pressione atmosferica
- $\sigma_3$  = pressione di confinamento
- $n$  = esponente che definisce l'influenza della pressione di confinamento sul modulo iniziale generalmente uguale a 0,5.

In Sigma W sono implementati anche un'ampia gamma di esempi di funzioni di  $E$  per un certo range di materiali ed inoltre è possibile specificare un valore costante di  $E_i$  piuttosto che una funzione.

Il modulo tangente  $E_t$  governa il percorso di stress del comportamento costitutivo del terreno dal punto O al punto A della curva di fig.3.4.

Secondo il modello di Duncan and Chan il modulo  $E_t$  è funzione delle proprietà del terreno, dello sforzo deviatorico  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  e della pressione di confinamento usando la seguente equazione:

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \phi)}{2c(\cos \phi) + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 E_i$$

(2)

dove :

- $E_i$  = modulo tangente iniziale
- $E_t$  = modulo tangente
- $\Phi$  = angolo di resistenza al taglio
- $c$  = coesione
- $R_f$  = rapporto tra l'asintoto della curva iperbolica ed il massimo sforzo di taglio, da 0,75 a 1,0
- $\sigma_3$  = pressione principale minore
- $\sigma_1$  = pressione principale maggiore.

Il minimo valore di  $E_t$ , cioè quando il rapporto  $[(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \phi) / (2c(\cos \phi) + 2\sigma_3 \sin \phi)] = 1$  e l'equazione (2) diventa  $E_t = [1 - R_f]^2 E_i$ , è controllato unicamente da  $E_i$ .

Il parametro  $R_f$  rappresenta un rapporto di snervamento e può essere scritto come:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f (\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$$

dove lo sforzo ultimo  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  rappresenta l'asintoto della curva iperbolica sforzo-deformazione che approssima la tensione generale. Il termine  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  indica lo sforzo deviatorico in corrispondenza della zona di snervamento.

Quando lo scarico avviene da un alto valore di sforzo di taglio ( per esempio dal punto B al punto C della fig. 3.4) il modello non lineare usa un modulo di scarico ricarico Eur.

Eur è computato in maniera simile a quella utilizzata per Ei eccetto che per il numero di modulo Kur che rimpiazza KL nell'equazione (1), di conseguenza Eur è calcolato come segue :

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \cdot (\sigma_3 / P_a)^n \quad (3)$$

Diversamente da Et , il modulo Eur non dipende dallo sforzo di taglio.

Se Kur non è definito attraverso lo user , esso viene assegnato pari al valore di KL ed il terreno sarà caricato e scaricato lungo la curva iperbolica.

Il modulo di Poisson v nel modello elastico non lineare non può essere costante, il quale è però indipendente dallo stato di stress, ma dipende dalla pressione di confinamento. Esso è computato attraverso il modulo di Carico Bm con la seguente relazione:

$$B_m = K_b \cdot P_a \cdot (\sigma_3 / P_a)^m \quad (4)$$

dove :

Bm = modulo di carico

Kb = numero del modulo di carico

Pa = pressione atmosferica

$\sigma_3$  = pressione di sconfinamento

m = esponente del modulo di carico.

La relazione tra v ed Bm può essere definita dalla teoria della elasticità:

$$B_m = E / 3(1 - 2v)$$

Sigma W pone un limite superiore ed inferiore a v. Il limite superiore è 0,49 e quello inferiore è 0,01.

Se Kb non è definito Sigma W assegna un valore costante di v ed è calcolato con l'equ. (4).

I valori e gli esponenti per il modello elastico non lineare possono essere determinati da una prova triassiale plottando i risultati su un diagramma come in fig.3.5 . La rigidezza E/Pa e Bm/Pa sono plottate contro la pressione di sconfinamento  $\sigma_3/P_a$ . La pendenza della retta della tensione corrisponde all'esponente n. Il modulo K è uguale al corrispondente valore di E/Pa quando  $\sigma_3/P_a$  è uguale a 1.

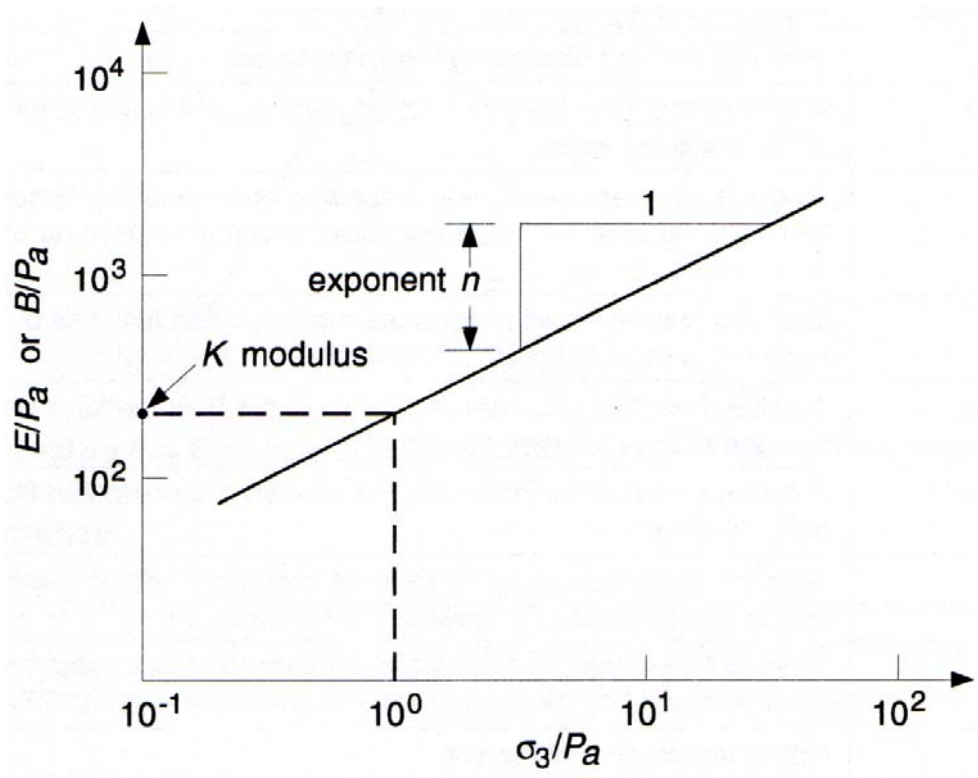


fig. n.3.5- Determinazione delle proprietà di un terreno a comportamento elastico non lineare

Il modulo  $B_m$  è definito come :

$$B_m = [(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3)/3] / \Delta\varepsilon_v$$

dove

$\Delta\sigma$  = variazione di tensione principale

$\Delta\varepsilon$  = variazione deformazione volumetrica

### 3.4.3-Modello elastico plastico

Il modello Elasto Plastico (EP) è descritto da una relazione elastica-perfettamente plastica caratterizzata in fase elastica dai parametri elastici. Una tipica curva è quella mostrata in fig.3.6 dove:

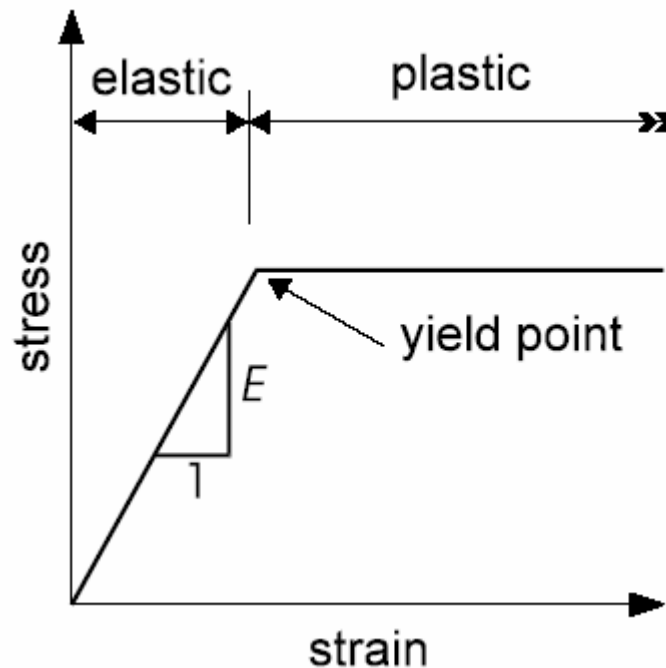


Fig. 3.6 – Relazione costitutiva del modello elastico perfettamente plastico

Gli sforzi sono proporzionati alle deformazioni fino al raggiungimento del punto di snervamento. Oltre tale punto la curva sforzi deformazioni diventa perfettamente orizzontale.

In Sigma W la plasticità dei materiali è formulata utilizzando la teoria della plasticità incrementata (Hill,1950). Una volta che il materiale Elasto Plastico inizia la fase di incrudimento, l'incremento di deformazione può essere diviso in una componente elastica ed una plastica :

$$\{\mathit{d}\varepsilon\} = \{\mathit{d}\varepsilon_e\} + \{\mathit{d}\varepsilon_p\}$$

Solo l'incremento di deformazione elastica  $\mathit{d}\varepsilon_e$  sarà dovuto ad una variazione di sforzo.

L'incremento di sforzo può essere scritto come segue:

$$\{\mathit{d}\sigma\} = [C_e] \{\mathit{d}\varepsilon_e\} \text{ o}$$

$$\{\mathit{d}\sigma\} = [C_e](\{\mathit{d}\varepsilon\} - \{\mathit{d}\varepsilon_p\}) \quad (\text{equ. 5})$$

Una funzione che descrive la superficie di snervamento è chiamata funzione di snervamento usando il simbolo F. Nel modello Elasto Plastico di Sigma W, il punto di snervamento dipende solo dallo stato di stress, conseguentemente la F può essere scritta nella seguente forma:

$$F=F(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy})$$

Un incremento della funzione di snervamento è data da :

$$dF=(\delta F/\delta \sigma_x)d\sigma_x +(\delta F/\delta \sigma_y)d\sigma_y +(\delta F/\delta \sigma_z)d\sigma_z + (\delta F/\delta \tau_{xy}) d\tau_{xy}$$

Alternativamente questa formula può essere scritta in forma matriciale:

$$dF=\langle dF/ \delta \sigma \rangle \{d\sigma\}$$

La teoria dell'incremento plastico impone la funzione di snervamento  $F < 0$  e , quando, lo stato di stress è giunto sulla superficie di snervamento  $dF$  è zero. In quest'ultima condizione si ha la condizione neutrale di caricamento e matematicamente è scritta come:

$$dF=\langle dF/ \delta \sigma \rangle \{d\sigma\}=0$$

La deformazione plastica è postulata essere :

$$\{d\varepsilon_p\}=\lambda\{\delta G/ \delta \sigma\} \quad (\text{equ. 6})$$

dove:

$G$  : funzione di potenziale plastico

$\lambda$  : fattore plastico di scala, non negativo

Sostituendo la deformazione plastica di quest'ultima equazione all'interno della equ. 5 l'incremento di sforzo è dato :

$$\{d\sigma\}=[C_e] \{d\varepsilon\}- [C_e] \lambda\{\delta G/ \delta \sigma\}$$

sostituendo il vettore di sforzo,  $\{d\sigma\}$  all'interno della condizione neutrale di caricamento si può ricavare l'espressione per esprimere il fattore di scala plastico:

$$\lambda=(\langle dF/ \delta \sigma \rangle [C_e]) / (\langle dF/ \delta \sigma \rangle [C_e] \{\delta G/ \delta \sigma\}) \{d\varepsilon\}$$

dalle precedenti due equazioni si può ottenere una relazione tra l'incremento di sforzo e l'incremento di deformazione:

$$\{d\sigma\}=[C_p]-[C_e]\{d\varepsilon\}$$

dove :

$$[C_p]= ([C_e] \{\delta G/ \delta \sigma\} \langle dF/ \delta \sigma \rangle [C_e]) / (\langle dF/ \delta \sigma \rangle [C_e] \{\delta G/ \delta \sigma\})$$

Per valutare la matrice plastica  $[C_p]$  è necessario specificare la funzione di snervamento  $F$  e la funzione di potenziale plastico  $G$ .

Sigma W utilizza il criterio di Mohr Coulomb quale funzione di snervamento  $F$  per il modello Elasto Plastico. Detta funzione può essere in termini di tensioni principali o di invarianti di tensione  $I_1, I_2$  e di  $\theta$ , secondo la seguente forma ( Chen e Zhag, 1991):

$$F= \sqrt{J_2} \sin(\theta+\pi/3)- \sqrt{J_2/3} \cos(\theta+\pi/3) \sin\phi - I_1/3 \sin\phi - c \cos\phi$$

dove :

$$J_2=[1/6(\sigma_x- \sigma_y)^2+(\sigma_y- \sigma_z)^2+ (\sigma_z- \sigma_x)^2]+\tau_{xy}^2 \quad \text{secondo invariante di tensione}$$

deviatorico

$$\theta =1/3 \cos^{-1}((3\sqrt{3})/2 * J_3/(J_2)^{3/2})$$

angolo di Lode

$$J_3=\sigma_x \sigma_y \sigma_z + \sigma_x \tau_{xy} \tau_{yz} + \sigma_y \tau_{yz} \tau_{zx} + \sigma_z \tau_{zx} \tau_{xy}$$

terzo invariante di tensione deviatorico

$$I_1= \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$$

primo invariante di tensione deviatorico

$\phi$  = angolo di attrito interno

$c$  = coesione

La tensione deviatorica  $\sigma_{id}$  nella  $i$ -esima direzione può essere definita come :

$$\sigma_{id} = \sigma_i - I_1/3 \quad \text{dove } i = x, y, z$$

Quando l'angolo di attrito interno  $\phi$  è uguale a zero, il criterio di snervamento di Mohr Coulomb coincide con il criterio di Tresca (Smith and Griffiths, 1988):

$$F = \sqrt{J_2} \sin(\theta + \pi/3) - c$$

La funzione di potenziale plastico  $G$ , usata in Sigma W ha la stessa forma di quella della funzione di snervamento  $F$  eccetto che per l'angolo interno  $\phi$  che è rimpiazzato dall'angolo di dilatazione  $\psi$ , pertanto la funzione di potenziale plastico è data:

$$F = \sqrt{J_2} \sin(\theta + \pi/3) - \sqrt{J_2}/3 \cos(\theta + \pi/3) \sin\phi - I_1/3 \sin\phi - c \cos\phi$$

Le derivate della funzione di snervamento  $F$  in termini di invarianti di stress sono computate usando la regola a catena della differenziazione:

$$\langle \delta F / \delta \sigma \rangle = \delta F / \delta I_1 \langle \delta I_1 / \delta \sigma \rangle + \delta F / \delta J_2 \langle \delta J_2 / \delta \sigma \rangle + \delta F / \delta \theta \langle \delta \theta / \delta \sigma \rangle$$

le derivate di  $F$  rispetto agli invarianti di tensione posso essere scritti come segue:

$$\delta F / \delta I_1 = \sin\phi / 3$$

$$\delta F / \delta J_2 = 1/2 \sqrt{J_2} \{ \sin(\theta + \pi/3) + \cos(\theta + \pi/3) \sin\phi \cdot 1/\sqrt{3} \}$$

$$\delta F / \delta \theta = \sqrt{J_2} \cos(\theta + \pi/3) + \sqrt{J_2}/3 \cos(\theta + \pi/3) \sin\phi$$

Le derivate degli invarianti di tensione rispetto alle tensioni sono:

$$\langle \delta I_1 / \delta \sigma \rangle = \langle 1 \ 1 \ 1 \ 0 \rangle$$

$$\langle \delta J_2 / \delta \sigma \rangle = \langle \sigma_{xd} \ \sigma_{yd} \ \sigma_{zd} \ 2 \ \tau_{xy} \rangle$$

$$\langle \delta J_3 / \delta \sigma \rangle = \langle \sigma_{yd}\sigma_{zd} + J_2/3 \quad \sigma_{xd}\sigma_{zd} + J_2/3 \quad \sigma_{xd}\sigma_{yd} + J_2/3 - \tau_{xy}^2 \quad - 2\sigma_{zd}\tau_{xy} \rangle$$

$$\langle \delta \theta / \delta \sigma \rangle = - \sqrt{3} / (2J_2^{3/2} \sin 3\theta) (\langle \delta J_3 / \delta \sigma \rangle - (3J_3/2J_2) \langle \delta J_2 / \delta \sigma \rangle)$$

In modo simile le derivate della funzione del potenziale plastico  $G$  possono essere ottenute sostituendo  $\phi$  con  $\psi$

Per questo modello è richiesta la conoscenza di queste proprietà:

$\phi$  = angolo di attrito interno

$E$  = modulo di Young

$\nu$  = rapporto di Poisson

$C$  = coesione

$\psi$  = angolo di dilatazione ( $0 \leq \psi \leq \theta$ )

$\theta_B$  = Un valore usato per esprimere lo sforzo di coesione come funzione della suzione del suolo.

### 3.4.4-Modello Cam Clay modificato

Il modello Cam Clay è un modello di stato critico e la sua formulazione in Sigma W è basata sulla presentazione di Atkinson and Bransby (1978) e Britto and Gunn (1987).

La fig. 3.7 schematicamente mostra la variazione di volume al variare dello sforzo per un materiale normalconsolidato (NC) e per un terreno sovraconsolidato (OC). Un incremento di sforzo sul terreno OC provoca l'evoluzione dello stato di stress fino ad arrivare ad incrociarsi la linea di NC. Da questo punto in poi qualsiasi ulteriore incremento di sforzo seguirà il percorso della linea di NC.

La fig.3.8 corrisponde alla fig.3.7 ruotata di 90° in senso antiorario: la linea di OC e NC mostrano le caratteristiche di una curva di sforzo-deformazione elastico con incrudimento plastico. La linea di OC è analoga a quella iniziale elastico lineare della fig.3.7 mentre quella di NC è l'analoga della curva di incrudimento plastico della fig.3.7.

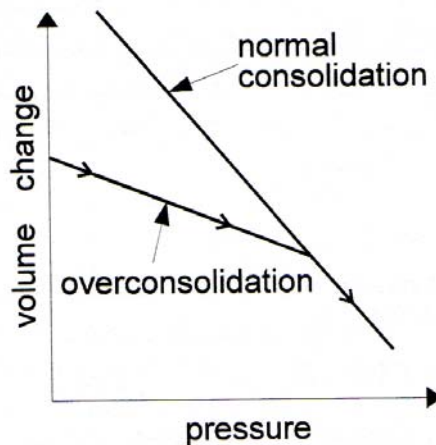


fig. 3.7 – Variazione del volume al variare dello sforzo

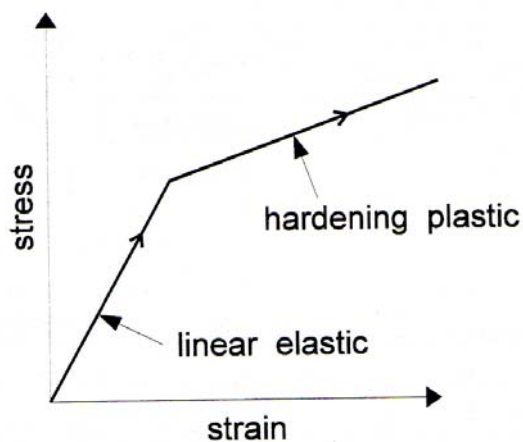


fig. 3.8 – Curva sforzo deformazione

Il modello Cam Clay è un modello che usa parametri di sforzo effettivi e che richiede la conoscenza delle seguenti proprietà del terreno:

$M$  = pendenza della linea di stato critico nel piano  $p'$ - $q$

$\Gamma$  = volume specifico in corrispondenza della linea di stato critica quando  $p'=1$  o  $\ln(p') = 0$

$\kappa$  = pendenza della linea di OC isotropa

$\lambda$  = pendenza della linea di NC

$v$  = volume specifico.

Questi 5 parametri sono illustrati nella fig. 3.9 e 3.10 . La linea di stato critico è la proiezione sul piano  $p'$ - $q$  dello stato critico e la sua pendenza  $M$  è correlata con l'angolo di attrito interno. Nel caso di compressione triassiale  $M$  è espresso :

$$M = \frac{6 \cdot \sin \phi'}{3 - \sin \phi'}$$

mentre  $v$  è correlato con l'indice dei vuoti e  $v = 1 + e$  .

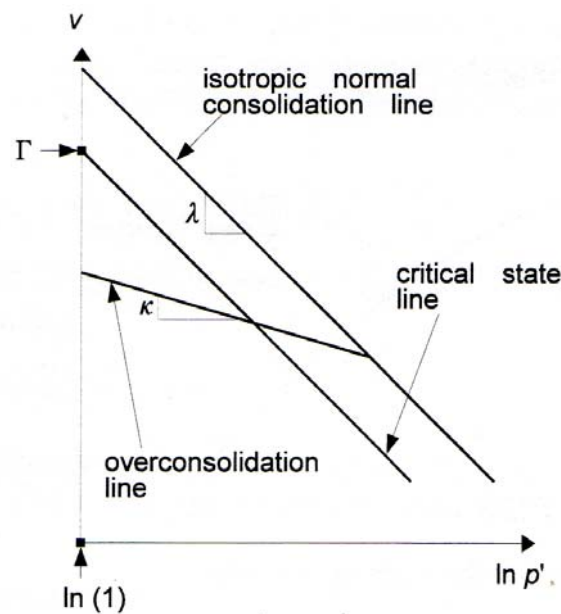


fig. 3.9- definizione dei parametri del modello Cam Clay



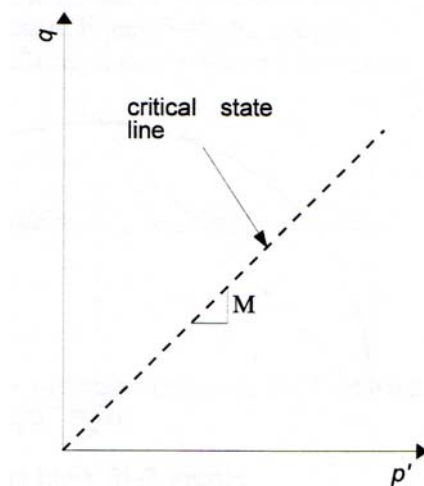


fig. 3.10- definizione dei parametri del modello Cam Clay

Il modello Cam Clay modificato implementato in Sigma W è simile al modello Cam Clay eccetto che per la funzione di snervamento la quale ha una forma ellittica anziché a goccia . La funzione di snervamento del modello Cam Clay modificato è illustrata nella seguente figura:

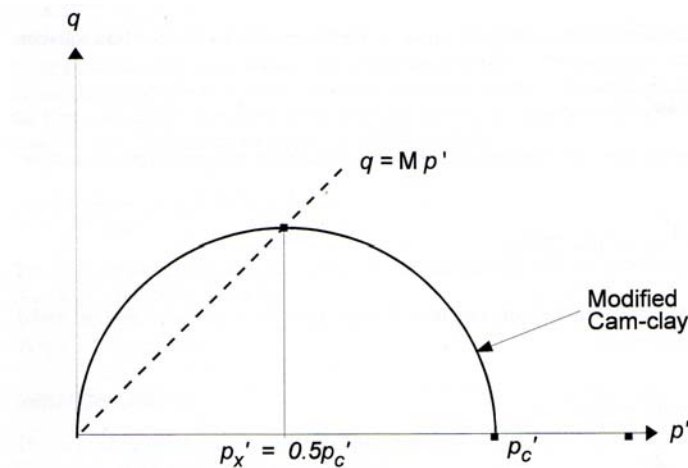


fig. 3.11 – Funzione di snervamento per il modello Cam Clay modificato

La funzione di snervamento  $F$  per il modello Cam Clay modificato è data dalla seguente equazione (Britto and Gunn, 1987):

$$q^2 = M^2 p' p_c' - M^2 p'^2$$

dove

$p'_c$  = pressione di preconsolidazione

I parametri usati per definire il modello Cam Clay modificato sono gli stessi di quelli usati per il modello Cam Clay :  $M, \Gamma, \kappa, \lambda$  .

Anche questo modello come per il modello Cam Clay usa la principale tensione di picco  $p'_x$  , cioè la tensione isotropica quando il terreno raggiunge il suo stato critico . Allo stato critico lo sforzo di taglio  $q$ , è dato dalla seguente equazione :

$$q = M \cdot p'_x$$

Sostituendo questo valore  $q$  all'interno della funzione di snervamento modificata ponendo  $p'_c = 2 \cdot p'_x$

Si giunge alla seguente formulazione della funzione  $F$  del modello Cam Clay modificato :

$$F = q^2/p' + M^2 \cdot p'^2 - 2 \cdot M^2 \cdot p'_x$$

La determinazione della matrice plastica  $[C'_p]$  è sviluppata usando la  $F$  in maniera simile a quanto svolto per il modello Elasto Plastico.

$$[C'_p] = ([C'_e] \{ \delta F / \delta \sigma' \} \langle dF / \delta \sigma' \rangle [C'_e]) / (\langle dF / \delta \sigma' \rangle [C'_e] \{ \delta F / \delta \sigma' \} - (\delta F / \delta p'_x) (\delta p'_x / \delta v_p) v_0 F_m)$$

è necessario computare la matrice  $[C'_e]$  il vettore delle derivate della funzione di snervamento  $\{ \delta F / \delta \sigma' \}$  i termini  $\delta F / \delta p'_x$  ,  $\delta p'_x / \delta v_p$ ,  $F_m$  ed il volume specifico iniziale  $v_0$ .

La matrice  $[C'_e]$  è la stesa di quella del modello elastico lineare : il valore di  $\nu'$  Rapporto di Poisson è costante e dato dallo user. E' calcolato dalla pendenza della linea di sovraconsolidazione,  $\kappa$

$$E' = (3p' / \kappa) \cdot (1 + e) \cdot (1 - 2\nu')$$

Le derivate della funzione di snervamento  $F$  in termini di invarianti di stress  $I'_1$  e  $J_2$  sono computate usando la regola a catena della differenziazione:

$$\delta F / \delta \sigma'_i = (\delta F / \delta I'_1) (\delta I'_1 / \delta \sigma'_i) + \sqrt{3} (\delta F / \delta q) (\delta J_2 / \delta \sigma'_i)$$

attraverso la definizione  $q = \sqrt{3} J_2$  le derivate di questi invarianti di sforzo ( $I'_1$  e  $J_2$ ) sono state date in precedenza nell'analisi della matrice plastica del modello Elasto Plastico e pertanto le derivate della funzione di snervamento  $F$  per i rispettivi invarianti di sforzo ( $p'$  e  $q$ ) sono i seguenti:

$$\delta F / \delta p' = M^2 - q^2 / p'^2$$

$$\delta F / \delta q = 2q / p'$$

le rimanenti variabili della matrice plastica  $[C'_p]$  per il modello Cam Clay modificato sono:

$$F_m = M^2 - q^2 / p'^2$$

$$\delta F / \delta p'_x = -2M^2$$

$$\delta p'_x / \delta v_p = p'_x / (\lambda - \kappa)$$

Come già detto, il modello Cam Clay modificato usa i parametri  $M, \Gamma, \kappa, \lambda$ . Queste proprietà possono essere ottenute da qualche comune parametro come  $\phi'$  e l'indice di compressione  $C_c$  che deriva da una prova edometrica. Da tale indice è possibile ricavare :

$$\lambda = C_c / (3 - \sin \phi')$$

$$\kappa = C_s / 2,303$$

Il volume specifico è data da  $1+e$ .

### 3.5 -VALIDAZIONE DEI MODELLI

#### 3.5.1-Procedura adottata

I quattro modelli costitutivi sopra descritti sono stati utilizzati per la previsione delle deformazioni del terreno di fondazione sotto il carico del rilevato stradale in quanto la complessità della situazione litostratigrafia locale ha indotto a svolgere simulazioni con modelli diversi e ritenuti più appropriati alla natura stessa dei vari strati.

Si è ritenuto, prima di procedere alla applicazione numerica al caso del rilevato stradale, di validare il modello elastico non lineare ed il modello Elasto Plastico confrontando i risultati delle elaborazioni numeriche con le misure di tests eseguiti in laboratorio su un modello fisico in scala ridotta ( fig.3.13).

Tale comparazione è resa possibile grazie alla disponibilità di misure rilevate a seguito di prove di laboratorio eseguite su campioni di sabbia (fig.3.12) del Ticino dall'ISMES di Bergamo e ampiamente descritte da Montrasio (1994). In questo lavoro, il valore della densità della sabbia è stato assunto pari a  $D_r=96\%$  che deriva dalla tecnica di deposizione pluviale su campioni.

$\gamma_{max}$ ( $kN/m^3$ )	$\gamma_{min}$ ( $kN/m^3$ )	$D_{10}$ (mm)	$D_{50}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	$G_s$
16.68	13.65	0.29	0.47	0.51	2.649

Table 1.1 Physical and geometric characteristic of Ticino sand.

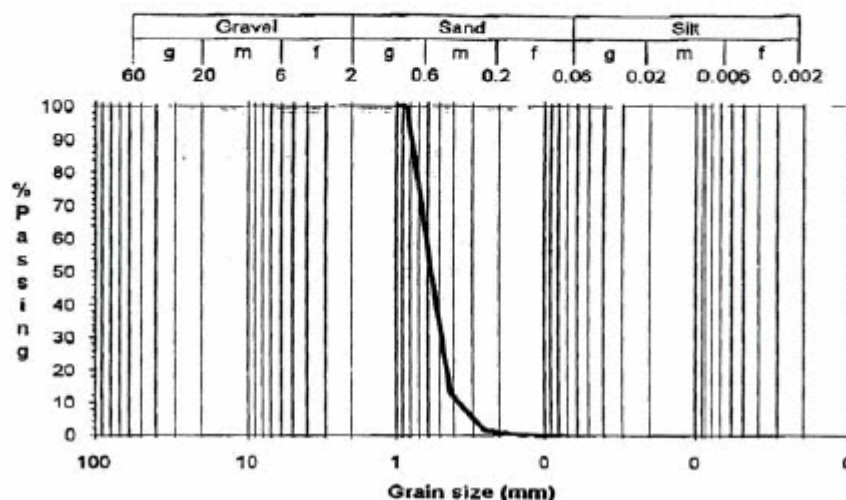


Fig. 3.12- Caratteristiche granulometriche della sabbia del Ticino

Si tratta di tests sul comportamento delle fondazioni rigide di forma quadrata o rettangolare su uno strato sabbioso omogeneo, assoggettate a carichi verticali centrati, eccentrici o inclinati ed a diverse profondità del piano di posa.

I risultati di tali esperimenti furono utilizzati anche per una tesi di dottorato di Leoni M. (2005) nella quale i suddetti valori sono stati messi a confronto con le elaborazioni numeriche di tre diversi modelli costitutivi del terreno (EMC: modello Elasto Plastico con criterio a rottura Mohr Coulomb; SSC, modello Elasto Plastico Sinfonietta Classica Semplificata, CloE, modello ipoplastico).

La comparazione numerica-sperimentale, che nel lavoro di Leoni (2005) era svolta con ABAQUS, ha messo in evidenza che tra i tre modelli scelti per descrivere il comportamento meccanico del suolo, solo l'EMC (implementato nella libreria delle routines costitutive di ABAQUS) è quello che ha dato i migliori risultati.

Seguendo dunque la stessa procedura che è stata seguita da Leoni (2005), si è cercato di capire se i modelli costitutivi implementati da Sigma W in campo Elasto Plastico (EP) ed in campo Elastico Non Lineare (ENL) possono essere riconosciuti attendibili ed affidabili per il loro utilizzo confrontando gli stessi dati sperimentali su modello fisico.

La procedura di caricamento sulla fondazione del modello numerico è la stessa usata dal meccanismo controllato ed imposto nei tests sperimentali che è mostrato dalla seguente tabella 3.6.

MC ( a=1)	MC (a=2)	MC (a=3)
CV	CV	CV
VH3	VH3	VH3
VH8	VH8	VH8
VH14	VH14	VH14
V150H	V150H	V150H
e/B=0.125	e/B=0.125	e/B=0.125
e/B=0.25	e/B=0.25	e/B=0.25

Tabella 3.6 – Schemi di carico sul campione di sabbia riprodotti con l'analisi numerica

Il parametro a si riferisce al rapporto L/B tra le dimensioni della lunghezza e della larghezza della fondazione.

CV riguarda il carico verticale centrato; VHn si riferisce al carico inclinato di n gradi; VxxxH è un particolare test in cui un carico verticale centrato di xxx N è stato applicato seguito da un carico orizzontale fino al raggiungimento della rottura; e/B=0.125 riguarda il grado di

eccentricità del carico,  $B$  è la larghezza del modello della fondazione (0.08 mt) e corrisponde ad una eccentricità di  $e=10$  mm; mentre  $e/B = 0.25$  si riferisce ad una eccentricità di 20 mm .

In fig. 3.14 è mostrata la mesh caratterizzata da elementi finiti quadrilateri con un ordine di integrazione pari a 4 e senza nodi secondari .

Gli spostamenti orizzontali sono impediti lungo i margini laterali, mentre sul fondo sono impediti quelli verticali ed orizzontali.

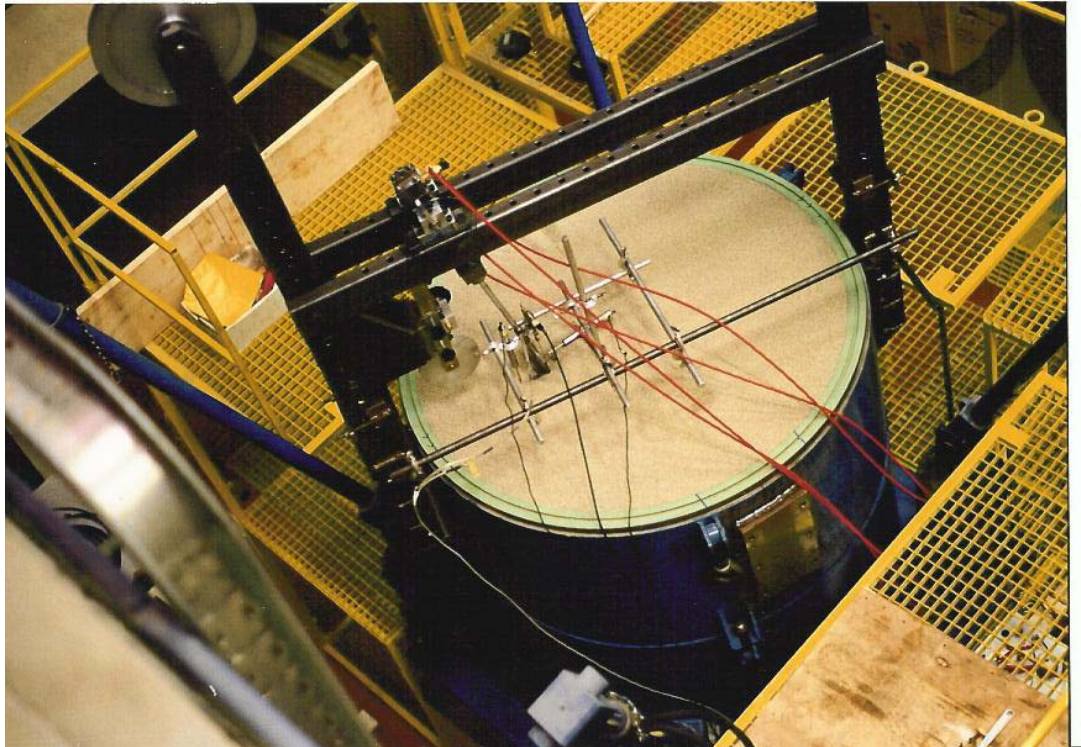


Fig. 3.13 – Modello fisico di laboratorio a scala ridotta e l'apparecchiatura di carico utilizzata presso i laboratori della ISMES.( da Montrasio e Nova, 1997).

Il peso proprio del terreno è stato valutato in 16 KN/mc . Nella condizione iniziale in situ al  $K_0$  è stato attribuito il valore di 0,50.

Tutte le analisi sono state svolte sotto la condizione di sabbia secca, che corrisponde alla reale situazione dei tests di laboratorio.

La fondazione di 0.08 mt di larghezza è stata modellata in cima alla mesh usando un elemento di materiale rigido indeformabile.

### 3.5.2.-Modello Elastico Plastico: parametri di calibrazione delle curve sforzo deformazione

La tabella n. 3.7 mostra i parametri costitutivi del terreno scelti per l'analisi numerica condotta con Abaqus (Leoni, 2005); essi sono stati desunti sia dalle ben note caratteristiche meccaniche della densità della sabbia del Ticino, usata nei tests di laboratorio (Bellotti ed altri, 1985) sia dalle simulazioni numeriche per la calibrazione del modello costitutivo.

E ( Kpa)	$\nu$	$\psi$ (°)	$\phi$ (°)	$C _o$ ( Kpa)
1400 ( a=1)			29 (a=1)	
2600 (a=2)	0.25	20	37 (a=2)	0.05
3700 (a=3)			40 ( a=3)	

Tabella 3.7 : parametri costitutivi del terreno per l'analisi numerica svolta con Abaqus

La variabilità dei parametri E ed  $\phi$  deriva dalla necessità di dover modellare una condizione di sforzo-deformazione bidimensionale anche con una geometria della fondazione lontana da quella teorica, assunta quadrata. In pratica in tutti i tests, al variare di a (da 1 a 3), corrispondente ad una geometria della fondazione variabile da 0,08 x 0,08 a 0,08 x 0,24 mt, sono state mantenute costanti alcune caratteristiche meccaniche della sabbia ( $\nu, \psi, c$ ), mentre sono stati fatti variare i soli E ed  $\phi$  per tenere conto delle condizioni tridimensionali in fase sperimentale. Questa è la sola possibilità di semplificare l'analisi dal momento che il solo modo corretto per modellare la geometria è quello dell'analisi tridimensionale (non presente in Sigma W), molto più dispendioso dal punto di vista computazionale rispetto all'analisi bidimensionale.

Nel nostro caso, con Sigma W e con il modello EP, per la calibrazione delle curve sforzo-cedimento in modo da far coincidere i dati sperimentali con quelli numerici, sono stati definiti, attraverso una back analisi, i parametri E ed  $\phi$  nel seguente modo:

E ( Kpa)	$\nu$	$\psi$ (°)	$\Theta$ (°)	$C _o$ ( Kpa)
1700 ( a=1)	0.25	25	29 (a=1)	0.05
4000 (a=2)	0.25	25	37 (a=2)	0.05
4500 (a=3)	0.25	25	43 ( a=3)	0.05

Tabella 3.8: parametri costitutivi del modello EP per l'analisi numerica svolta con Sigma W

La scelta dei valori dei parametri della tab. 3.8 deriva da una analisi di una serie di simulazioni numeriche dove, al fine di approssimare al meglio la curva sforzi deformazioni sperimentale, sono stati fatti variare i parametri costitutivi della sabbia entro limiti più o meno probabili.

L'angolo di dilatanza  $\psi$  è stato considerato costante e posto uguale a  $25^\circ$  ed alla coesione è stato attribuito un piccolo valore 0,05 Kpa, che non ha nessun significato fisico meccanico, ma solo per facilitare la convergenza nell'analisi FE anche a bassi livelli di sforzo.

ABAQUS		SIGMA W	
E ( Kpa)	$\phi$ ( $^\circ$ )	E ( Kpa)	$\phi$ ( $^\circ$ )
1400 (a=1)	29 (a=1)	1700 (a=1)	29 (a=1)
2600 (a=2)	37 (a=2)	4000 (a=2)	37 (a=2)
3700 (a=3)	40 (a=3)	4500 (a=3)	43 (a=3)

Tab.3.9 : confronto parametri utilizzati con Abaqus e con Sigma W per analisi con modello EP

Le curve di calibrazione sono state plottate e mostrate da fig.3.15 a fig.3.17 in termini di carico verticale centrato e cedimenti per differenti rapporti a=1,2,3.

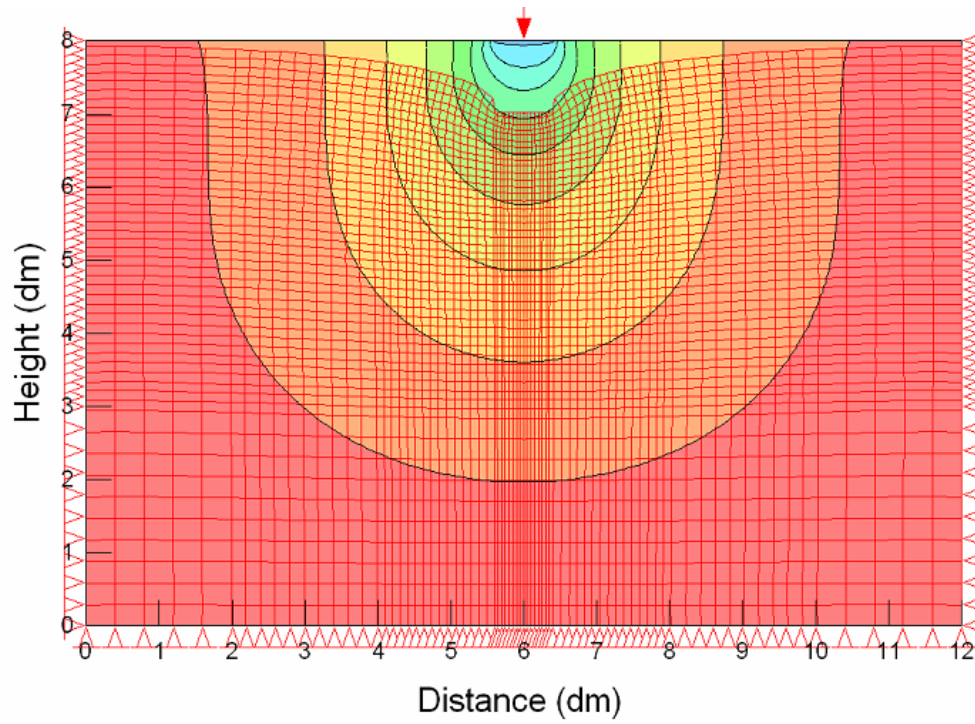


Fig.3.14: modello EP ed ENL, visualizzazione deformazione per carico verticale centrato



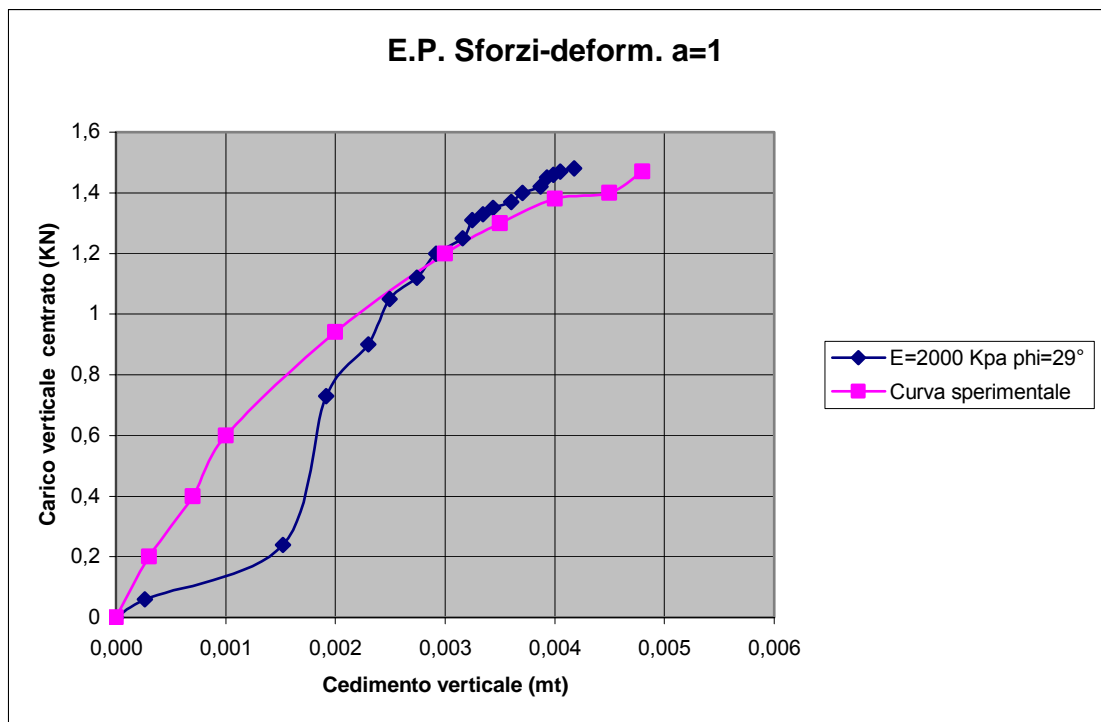


Fig.3.15. Modello EP , curva di calibrazione per a=1

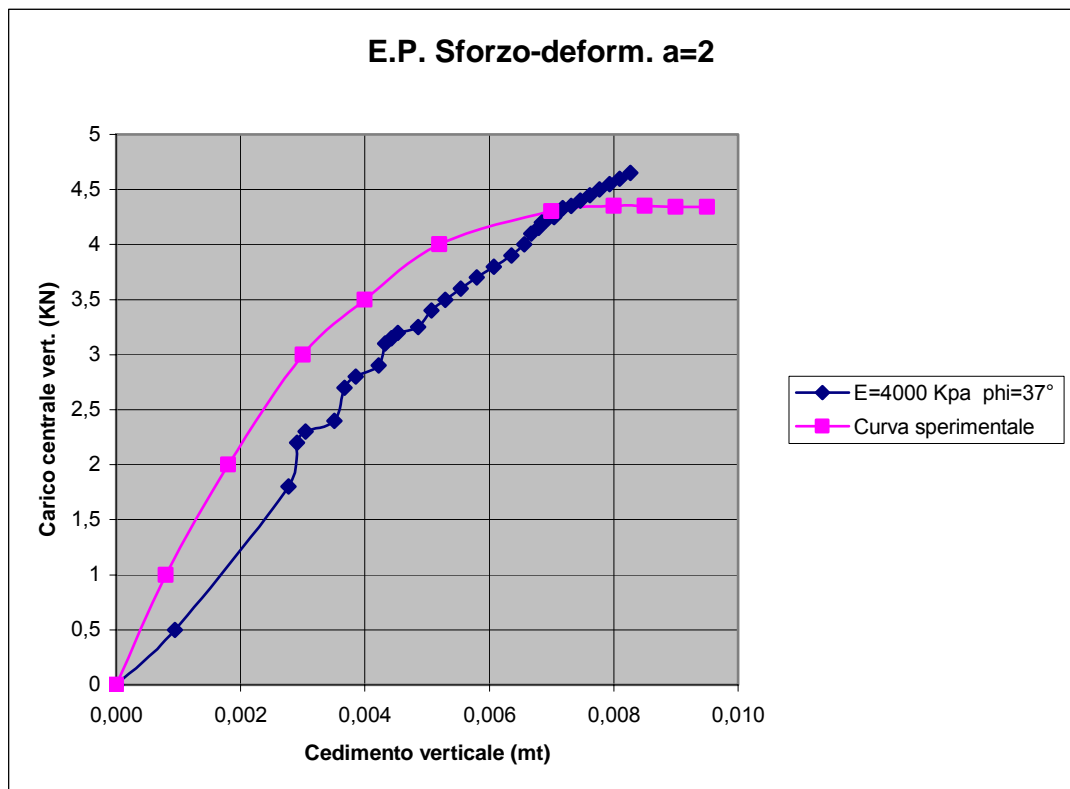


Fig. 3.16. Modello EP, curva di calibrazione per a=2

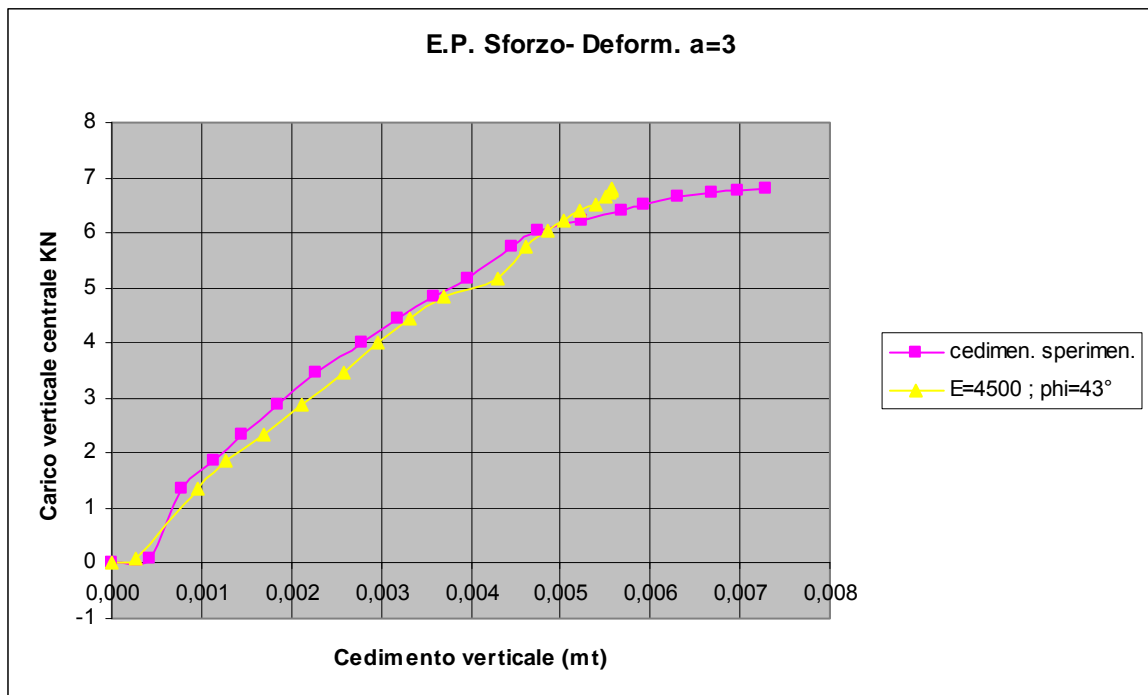


Fig.3.17.Modello EP, curva di calibrazione per a=3

### 3.5.3-Modello Elastico Non Lineare: parametri di calibrazione delle curve sforzo deformazione

Seguendo la stessa procedura di analisi, si è cercato di capire se anche il modello costitutivo Elastico Non Lineare (ENL) applicato agli stessi dati sperimentali possa essere ritenuto attendibile circa le sue capacità previsionali tenso deformative.

I valori dell'angolo di resistenza al taglio  $\theta$ , della coesione  $c$ , di  $R_f$ , e della dilatanza  $\psi$ , sono stati mantenuti uguali o molto simili a quelli utilizzati per l'analisi FEM per il modello EP, sia perché derivano dalle ben note caratteristiche meccaniche delle sabbie del Ticino (Bellotti ed altri, 1985), sia per esigenze computazionali.

Per la calibrazione del modello sono stati utilizzati gli stessi schemi di carico verticale centrato per tutte le 3 tipologie di fondazione con  $a=1,2,3$ .

L'analisi FEM sul modello ENL è stata svolta, in primo luogo, immettendo gli stessi parametri di deformabilità  $E$  e  $\nu$  utilizzati per il modello EP, successivamente, considerata la notevole divergenza con i dati sperimentali, sono stati fatti variare fino ad ottenere delle curve numeriche sovrapponibili con quelle sperimentali.

In tabella 3.10 sono riportati i parametri del modello ENL che genera le migliori approssimazioni numeriche.

PARAMETRI DI CALIBRAZIONE DEL MODELLO		
a=1	a=2	a=3
E=5000 kpa	E= 7000 Kpa	E= 12000 Kpa
$\Phi= 29^\circ$	$\Phi= 40^\circ$	$\Phi=43^\circ$
$\gamma= 16 \text{ KN/mc}$	$\gamma= 16 \text{ KN/mc}$	$\gamma=16 \text{ KN/mc}$
$\nu= 0.35$	$\nu= 0.45$	$\nu= 0.40$
Rf= 0.75	Rf= 0.75	Rf= 0.75
c=0.05	c=0.05	c=0.05

Tabella 3.10. Parametri costitutivi del modello ENL per l'analisi numerica svolta con Sigma W

Si osserva che i valori di E e  $\nu$  sono molto più alti rispetto a quelli che scaturiscono dalle analisi per la calibrazione del modello EP i quali sembrano essere molto più realistici e probabili per il tipo di sabbie prese in esame.

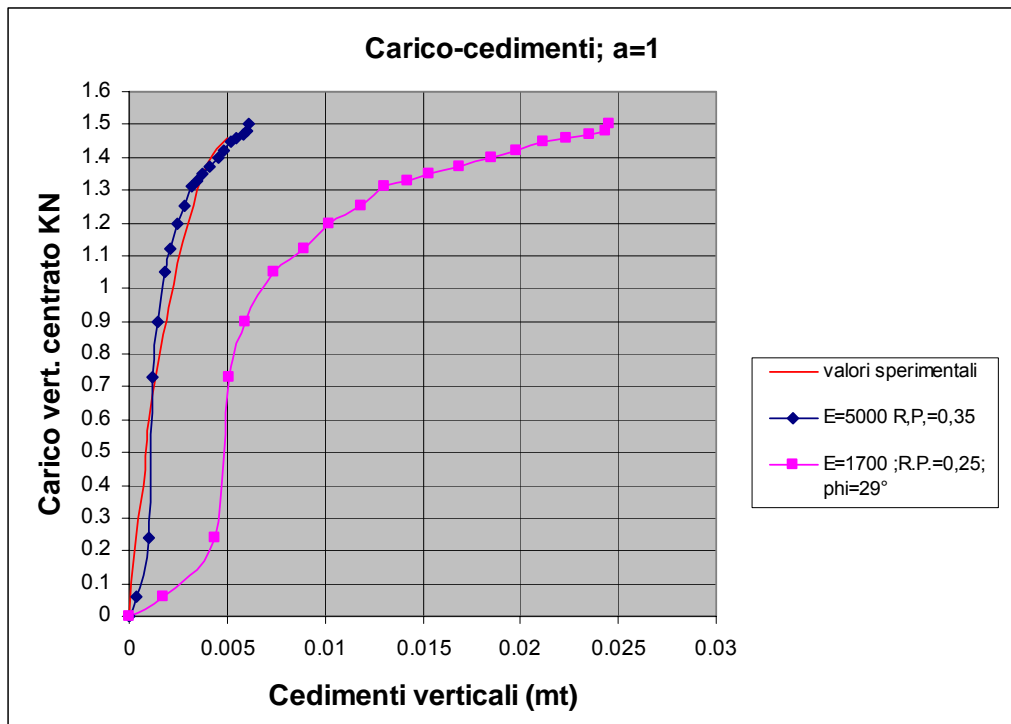


Fig. 3.18. Modello ENL, curva di calibrazione per a=1

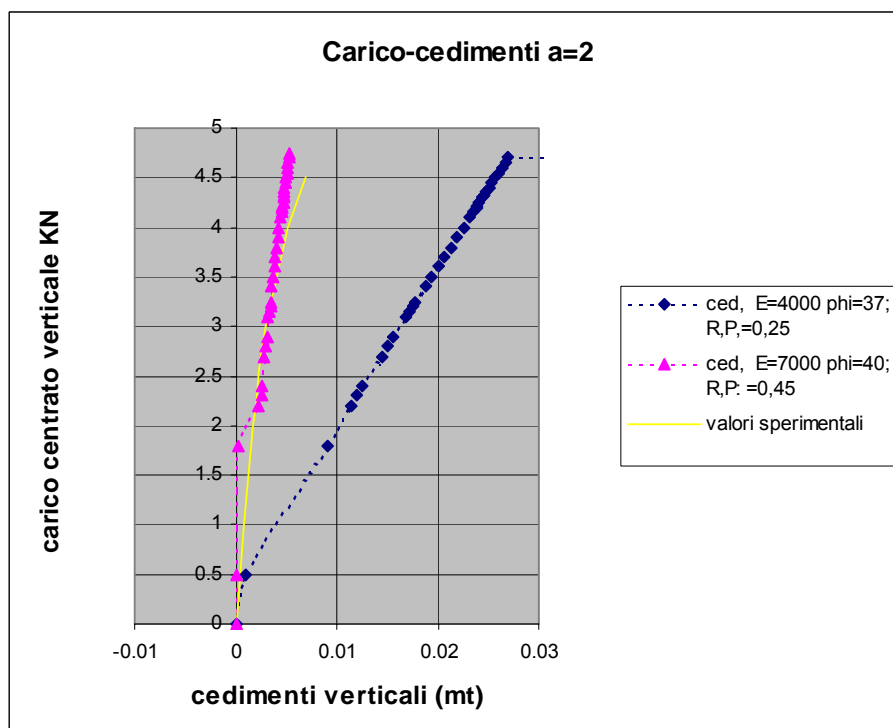


Fig. 3.19. Modello ENL, curva di calibrazione per a=2

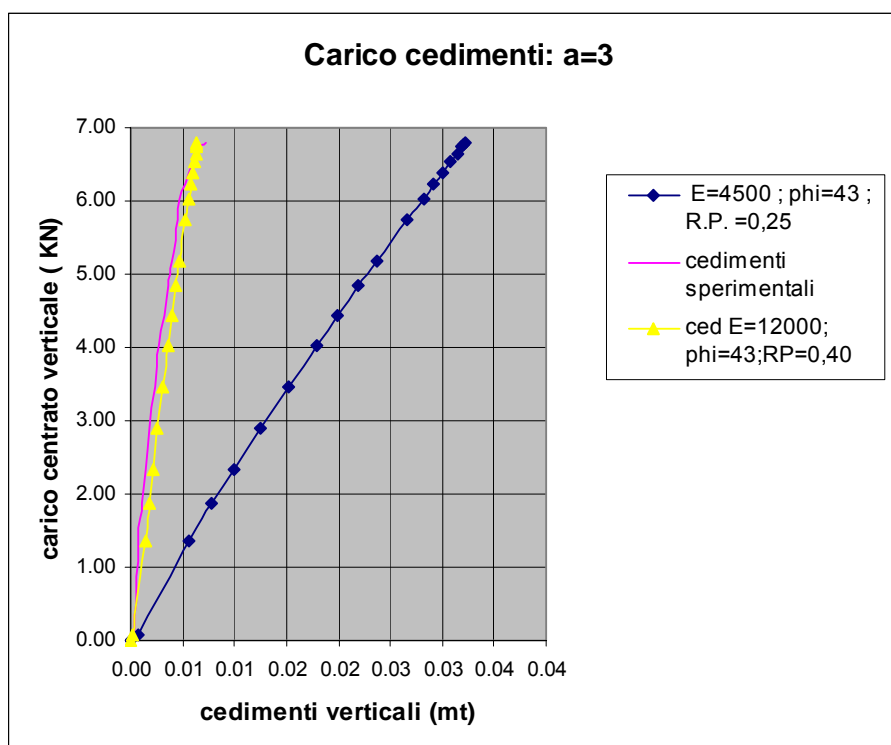


Fig. 3.20. Modello ENL, curva di calibrazione per  $a=3$

Come già detto sopra, lo scopo della procedura seguita è quella di verificare la possibilità di modellare in condizioni di deformazioni piane (analisi bidimensionale) anche lontane dalle geometrie teoriche assunte, come quella quadrata.

Questa possibilità permette una importante semplificazione dal punto di vista computazionale.

Attraverso numerose simulazioni numeriche svolte con l'analisi FEM sul modello EP ed ENL si è giunti alla identificazione ed al plottaggio di curve tensioni-deformazioni che meglio approssimano quelle sperimentali nella condizione di carico verticale centrato (da fig.3.15 a fig.3.20).

I risultati delle simulazioni numeriche hanno portato alla determinazione dei parametri costitutivi del modello EP e del modello ENL che sono riportati nella tabella 3.8 e 3.10.

Come si può osservare, tutte le tre curve carico-cedimento per il modello EP, pur essendo confrontabili in maniera soddisfacente con quelle sperimentali, presentano una certa difficoltà a catturare il comportamento plastico, in altre parole per tutti i carichi applicati, assunti uguali a quelli sperimentali, e per valori di  $E$  e  $\theta$  molto probabili e verosimili per il tipo di sabbia studiato, il comportamento del materiale risulta sempre elastico lineare fino a carichi limite di gran lunga superiori a quelli sperimentali.

Questo però non toglie validità alla efficienza ed alla capacità previsionale del modello EP che, in effetti, produce previsioni numeriche ben sovrapponibili con quelle sperimentali nel 95% del percorso di carico.

Per quanto riguarda la calibrazione del modello ENL le cose sono più complesse. L'identificazione numerica dei parametri costitutivi, in questo caso, è stata ottenuta con valori di E doppi e tripli rispetto a quelli utilizzati con il modello EP e con  $\nu$  normalmente più alti rispetto a quelli che si presume possano corrispondere alle caratteristiche meccaniche della sabbia considerata. Nelle figure 3.18, 3.19, 3.20 sono mostrate le curve sperimentali a confronto con quelle ottenute dalla modellazione numerica, sia con i valori dei parametri costitutivi calibrati, sia con gli stessi valori utilizzati per l'analisi EP.

E' evidente come utilizzando gli stessi valori di calibrazione del modello EP le previsioni siano decisamente lontane dai risultati sperimentali dal punto di vista quantitativo per tutto il percorso di carico .

Viceversa le curve previsionali che più colgono le curve sperimentale presentano, analogamente a quanto visto precedentemente per le curve del modello EP, un percorso lineare elastico che non raggiunge la fase plastica entro i limiti del carico sperimentale.

#### *3.5.4-Modello Elastico Plastico: ulteriori approfondimenti.*

Dopo aver visto e considerato che il modello EP è quello che offre le migliori prestazioni rispetto al modello ENL, in questo paragrafo vengono commentati i risultati numerici di una serie di simulazioni concernenti una fondazione rettangolare di  $0,08 \times 0,24$  ( $a=3$ ), essendo questa geometria la più vicina alla condizione di sforzo piano.

Questo ulteriore set di tests è focalizzato alla valutazione della possibilità di usare un semplice modello costitutivo come il EP implementato nella libreria di Sigma W con una semplice analisi 2D FE per rappresentare il problema tridimensionale.

Gli schemi di carico sono gli stessi assunti nelle prove sperimentali per rendere possibile una sistematica comparazione tra risultati numerici e misure sperimentali.

A partire dalla condizione di carico verticale centrato, utilizzata per la calibrazione del modello costitutivo, sono stati applicati sulla piastra i seguenti schemi di carico

Carico eccentrico :  $V-\nu$  ;  $\nu-\theta*B$  ;  $M/B-\theta*B$

Carico inclinato :  $V-\nu$  ;  $H-u$  ;  $\nu-u$ .

Carico verticale centrato- carico orizzontale : V150H

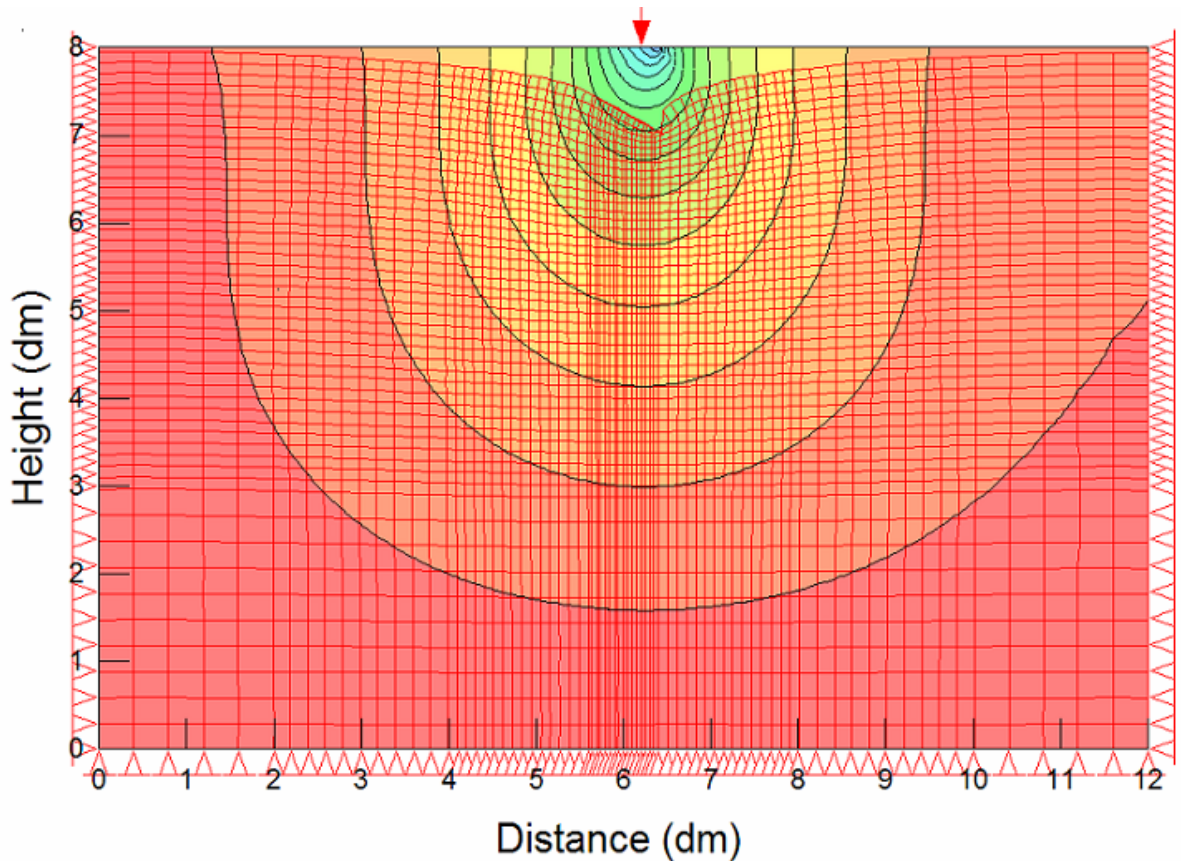
A cui corrispondono i rispettivi grafici mostrati nelle figure da 3.22 a 3.37.

### 3.5.4.1-Carico eccentrico

I risultati ottenuti con il modello EP, mostrati nelle precedenti figure, sono buoni dal punto di vista della qualità delle previsioni dei cedimenti soprattutto quando questi vengono prodotti con carichi lontano dai limiti di collasso.

E' degno di nota che la forma descritta dalle curve dei risultati numerici non è omogenea come aspetto così come risulta dal veloce cambiamento di pendenza.

I risultati relativi alla piccola eccentricità del carico ( $e/B=0,125$ ) mostrati in fig.3.22, 3.23, 3.24 sono in miglior accordo rispetto a quelli ottenuti con gli stessi schemi di carico ma a maggiore eccentricità ( $e/B=0,250$ ).



**CARICO ECCENTRICO  $e/B=0.125$**

Fig.3.21. Modello EP, visualizzazioni deformazioni sotto carico eccentrico



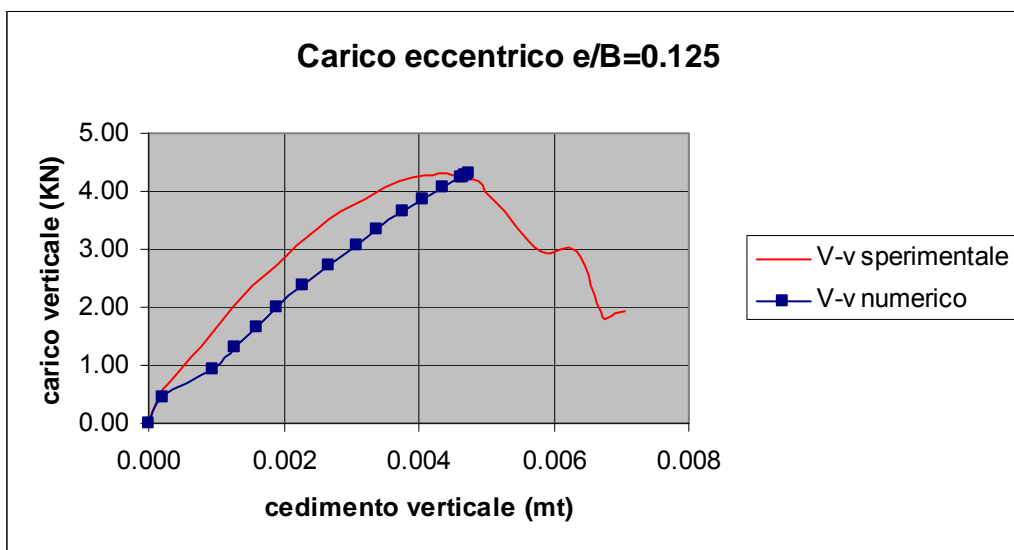


Fig.3.22.Modello EP; V-v.

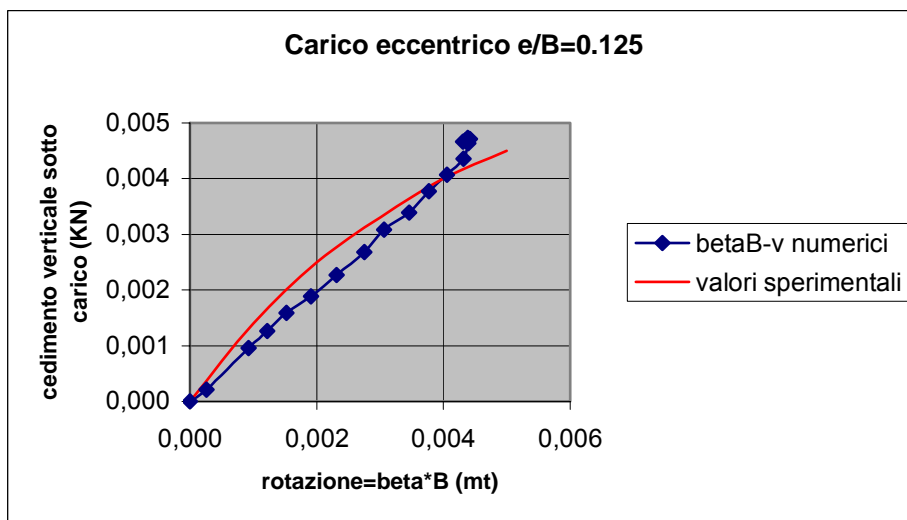


Fig.3.23.Modello EP ;  $\beta*B$ -v.

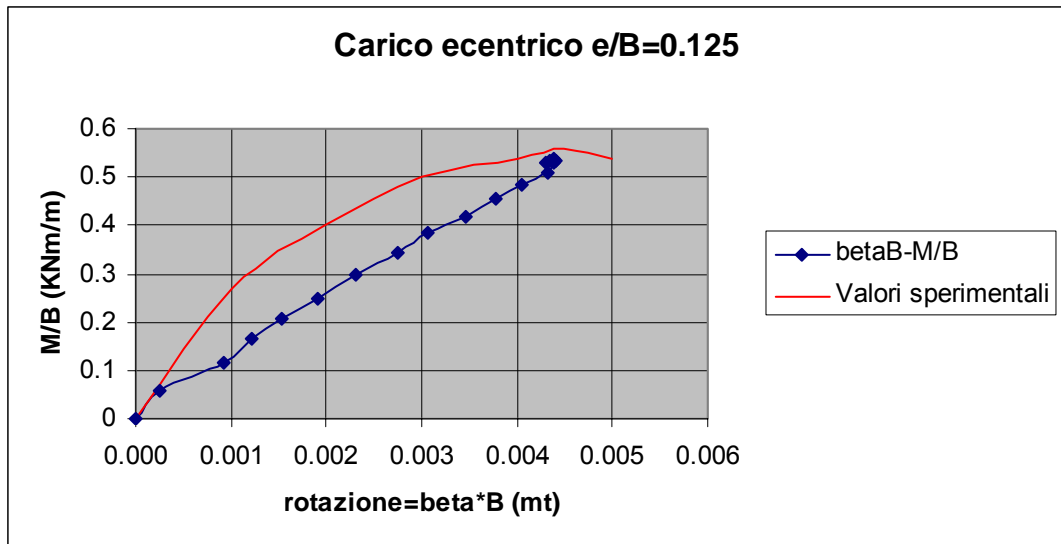


Fig.3.24.Modello EP ;  $\beta*B-M/B$ .

**CARICO ECCENTRICO  $e/B=0.250$**

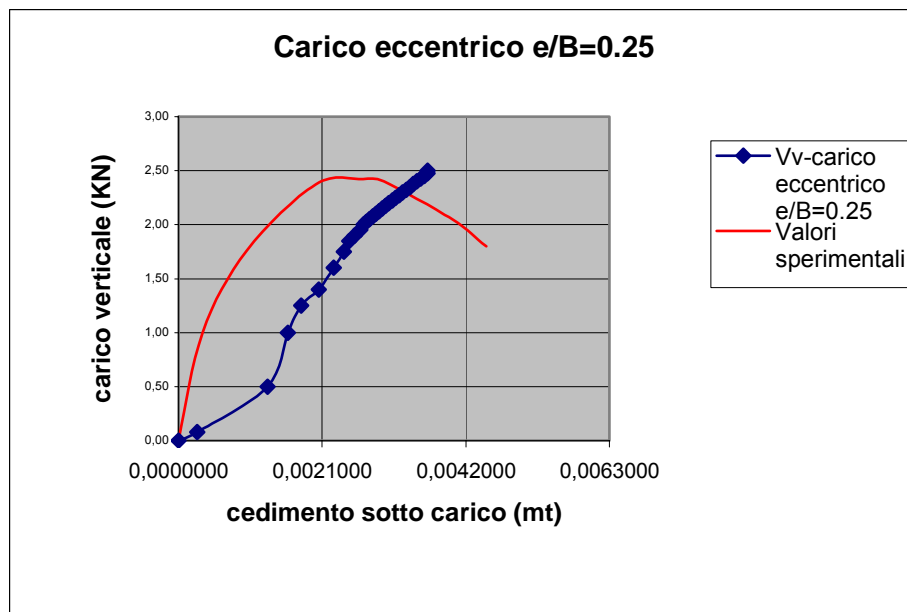


Fig.3.25.Modello EP; V-v.

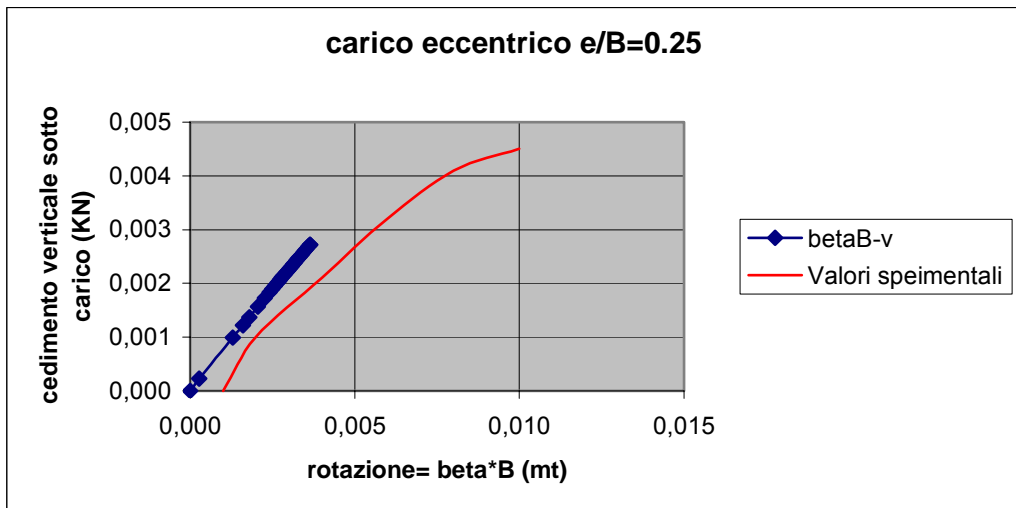


Fig.3.26.Modello EP;  $\beta \cdot B$ -v.

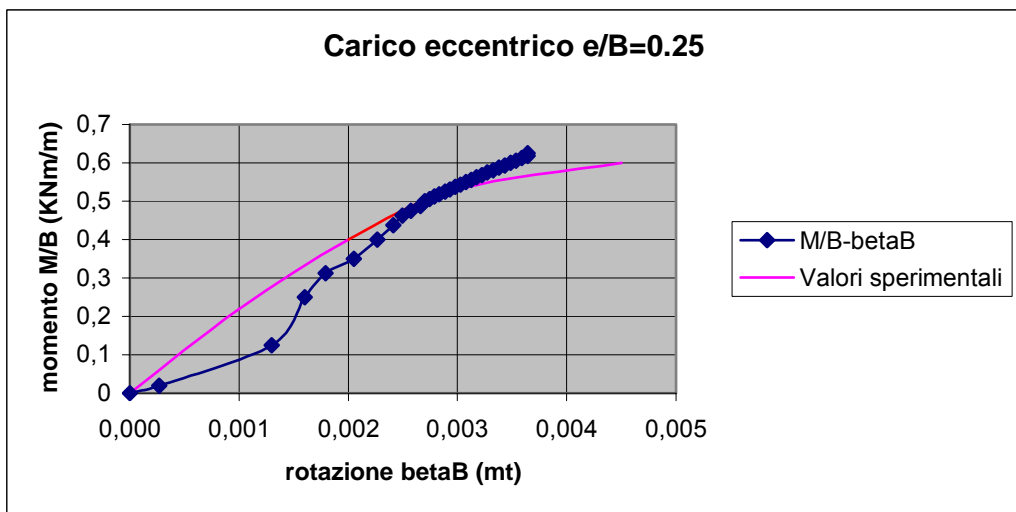


Fig.3.27.Modello EP;  $\beta \cdot B$ -M/B

### 3.5.4.2-Carico inclinato

In questo caso le comparazioni sono state presentate in termini di V-v (Carichi verticali-deformazioni verticali), H-u (Carichi orizzontali-deformazioni orizzontali) e v-u (deformazioni verticali-deformazioni orizzontali).

Le figure da 3.28 a 3.37 mostrano le difficoltà della modellazione in quanto il comportamento del terreno si mostra principalmente elastico e non raggiunge il collasso entro il campo dei carichi sperimentali. Una tale insufficienza è evidente in tutti grafici.

Le curve V-v sono quelle maggiormente coerenti con quelle sperimentali, ma solo nella zona della curva lontana dal carico di collasso. E ciò risulta ancor più evidente con l'inclinazione del carico (fig. 3.29-3.32-3.35).

Le curve H-u (fig.3.30-3.33-3.36) mostrano previsioni decisamente lontane dai dati sperimentali indipendentemente dalla inclinazione del carico. Tale caratteristica si riscontra anche esaminando le curve v-u ( fig.3.31-3.34-3.37) dove, sia la pendenza, sia la forma concavità verso l'alto) sono decisamente inconsistenti con le previsioni.

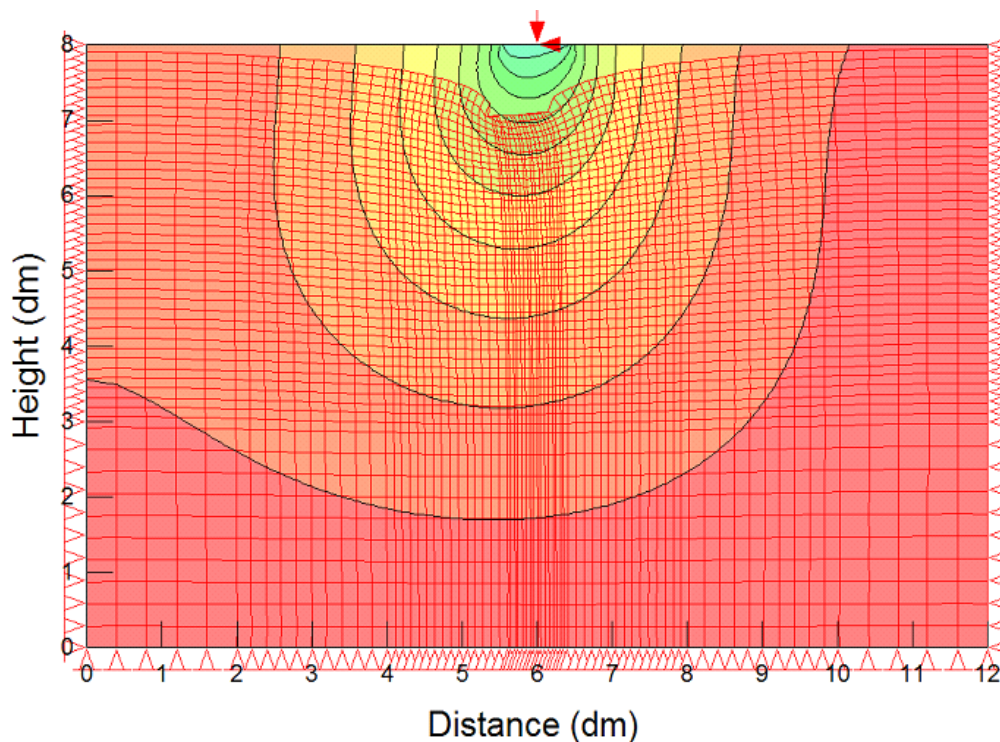


Fig.3.28.Modello EP, visualizzazioni deformazioni sotto carico inclinato.

### CARICO INCLINATO $\beta=3^\circ$

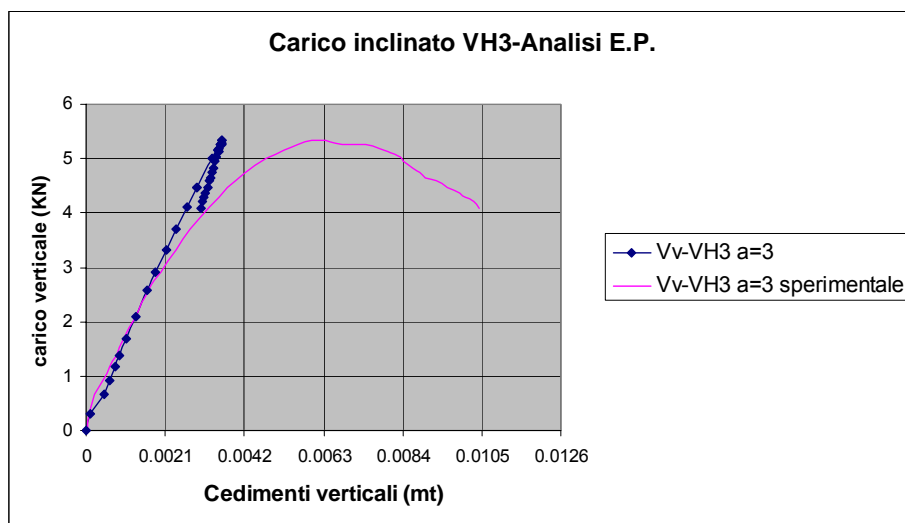


Fig.3.29.Modello EP; V-v

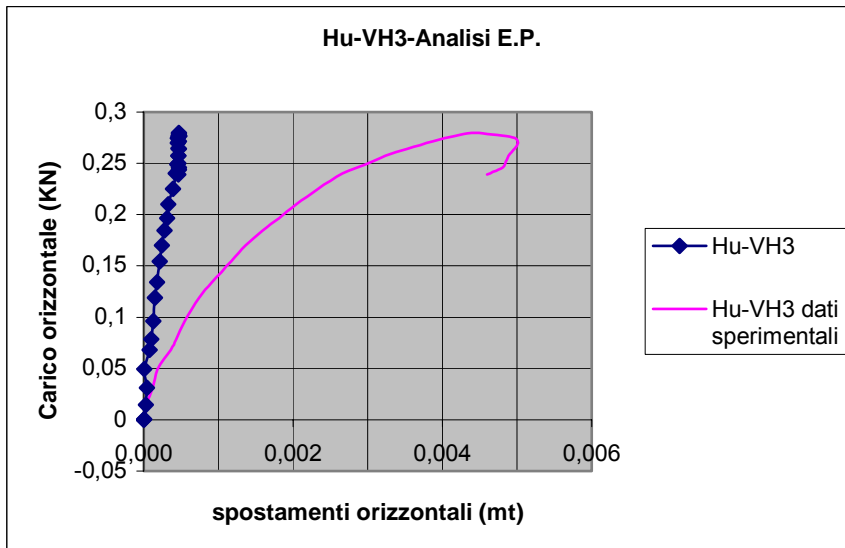


Fig.3.30.Modello EP; H-u

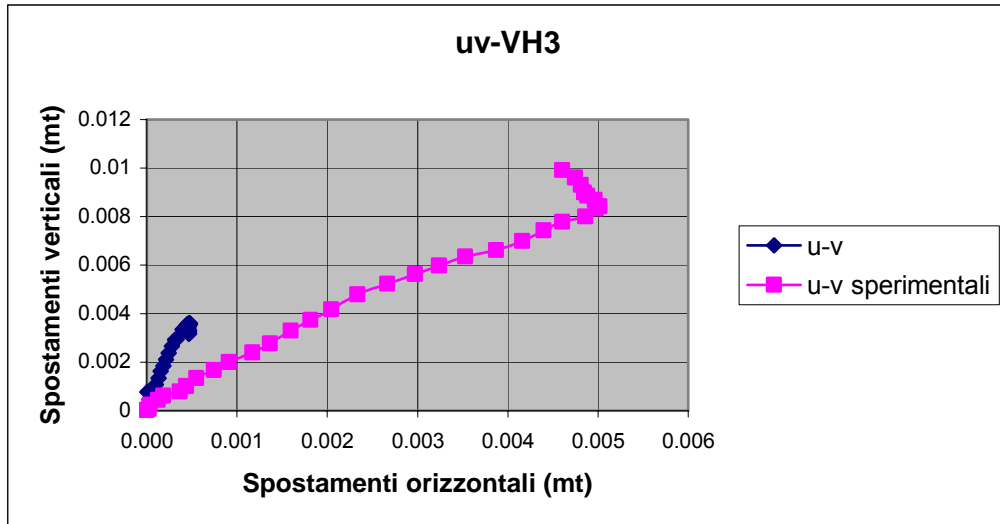


Fig.3.31.Modello EP; u-

**CARICO INCLINATO  $\beta=8^\circ$**

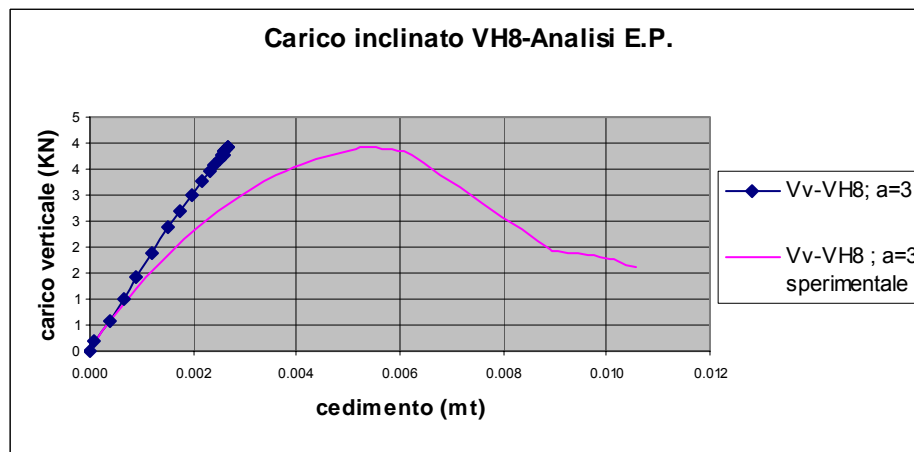


Fig.3.32.Modello EP; V-v

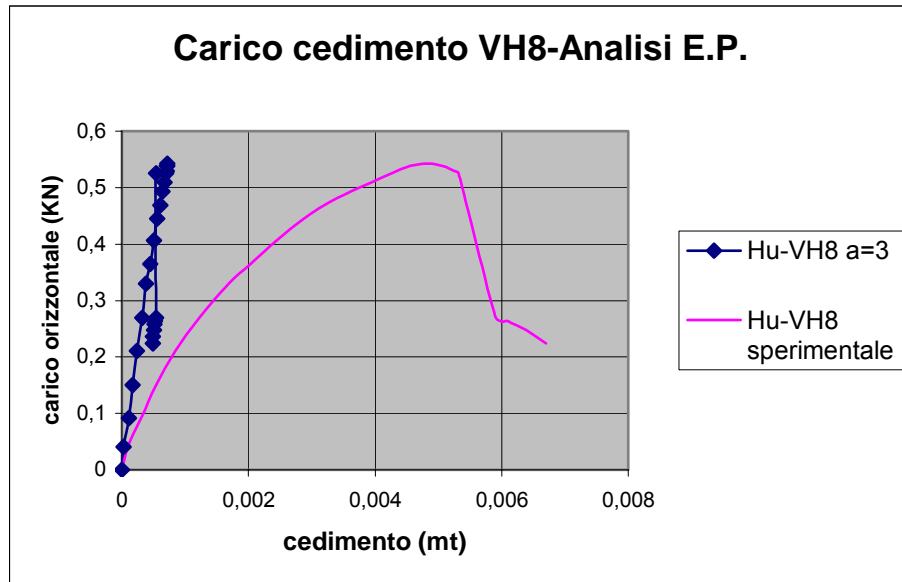


Fig.3.33.Modello EP; H-u

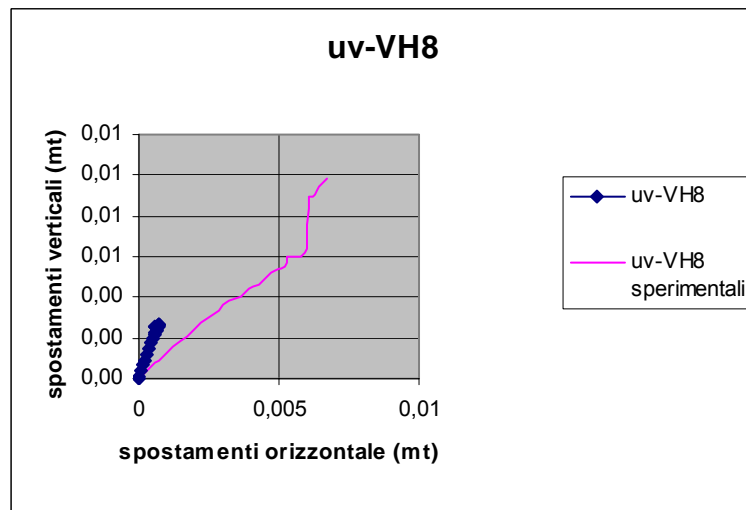


Fig.3.34.Modello EP; u-v

### CARICO INCLINATO $\beta=14^\circ$

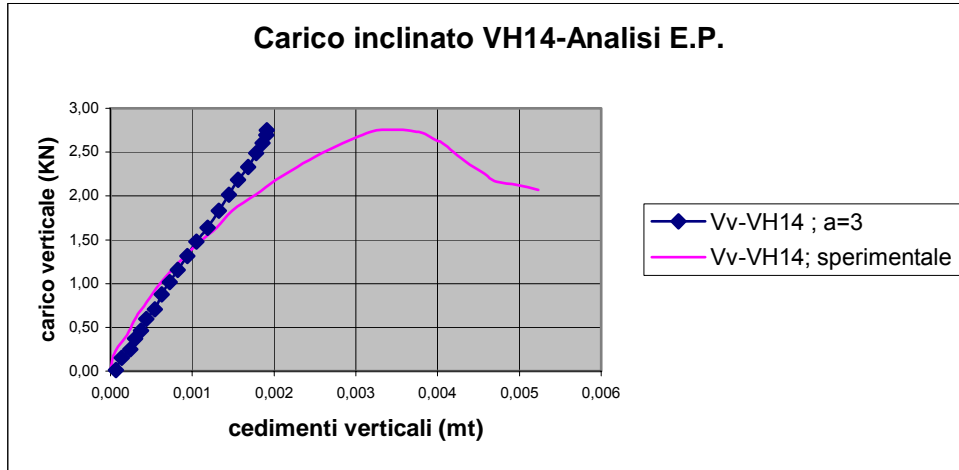


Fig.3.35.Modello EP; V-v

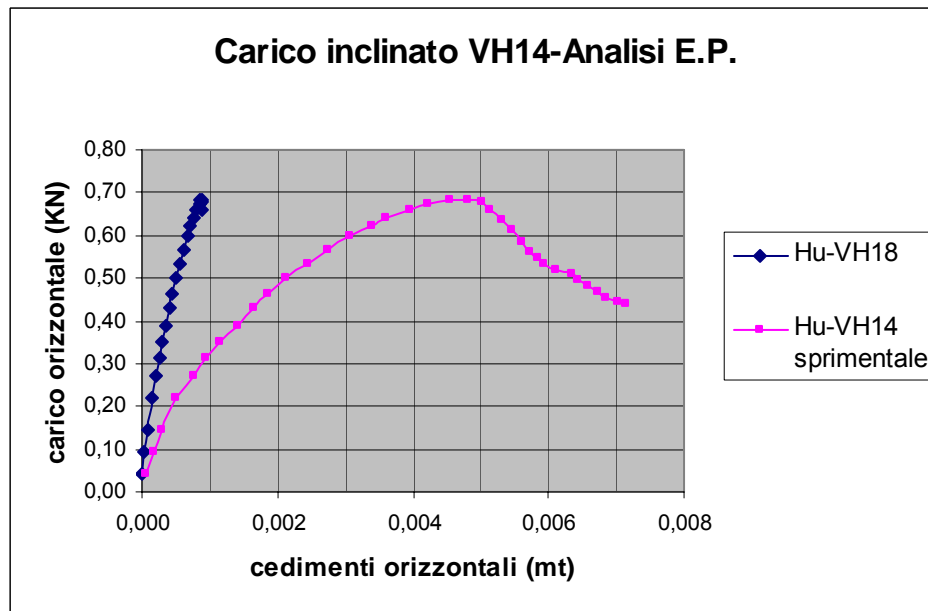


Fig.3.36.Modello EP; H-u



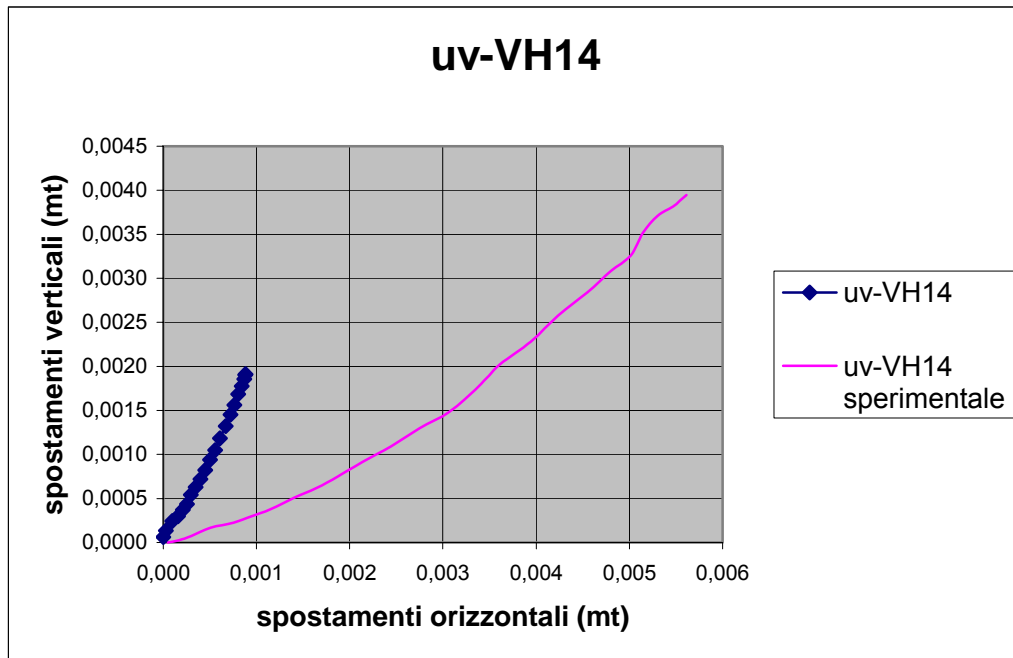


Fig. 3.37. Modello EP; u-v

#### 3.5.4.3- Carico verticale centrato- carico orizzontale : VI50H

Il seguente schema di carico consiste nella applicazione di un carico centrale verticale fino al raggiungimento di un valore di 1,5 KN e successivamente nella applicazione di una forza orizzontale fino al collasso, mentre la componente verticale è mantenuta costante.

Tale schema di carico dovrebbe produrre gli stessi effetti di quelli mostrati nella curva di calibrazione V-v di fig.3.17, a parte qualche differenza dovuta alle incertezze insite in ogni test di laboratorio. L'accoppiamento tra le forze verticali ed orizzontali e le corrispondenti deformazioni provoca un incremento dei cedimenti verticali durante l'applicazione del carico orizzontale anche se il carico verticale è mantenuto costante.

Nella figura 3.38 la curva V-v è quasi in perfetta armonia con i risultati sperimentali per tutta la fase di caricamento verticale ed anche per buona parte di quella orizzontale.

La fig.3.39 la curva H-u presenta ancora una buona approssimazione sia come forma sia come inclinazione, ma fino a valori di carico orizzontali lontani da quelli di collasso.

Una buona previsione è schematizzata anche in fig.3.40 in cui gli spostamenti verticali della fondazione sono messi in relazione con quelli orizzontali: in questo caso si osserva un eccellente risultato dal punto di vista qualitativo e quantitativo fino all'inizio del caricamento orizzontale mentre un po' meno coerente, ma solo quantitativamente, è l'andamento della curva quando deve rappresentare la fase di deformazione orizzontale.

### CARICO VERTICALE-ORIZZONTALE V150H

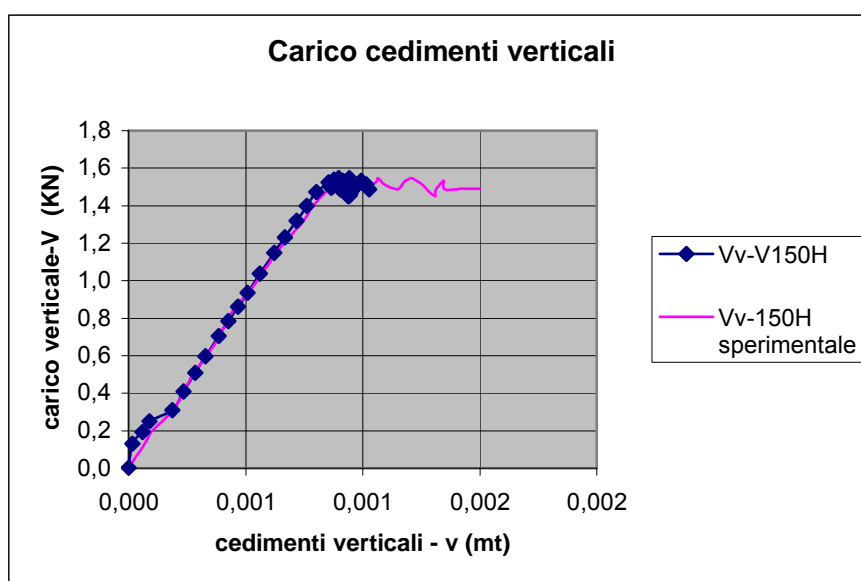


Fig. 3.38. Modello EP; V-v

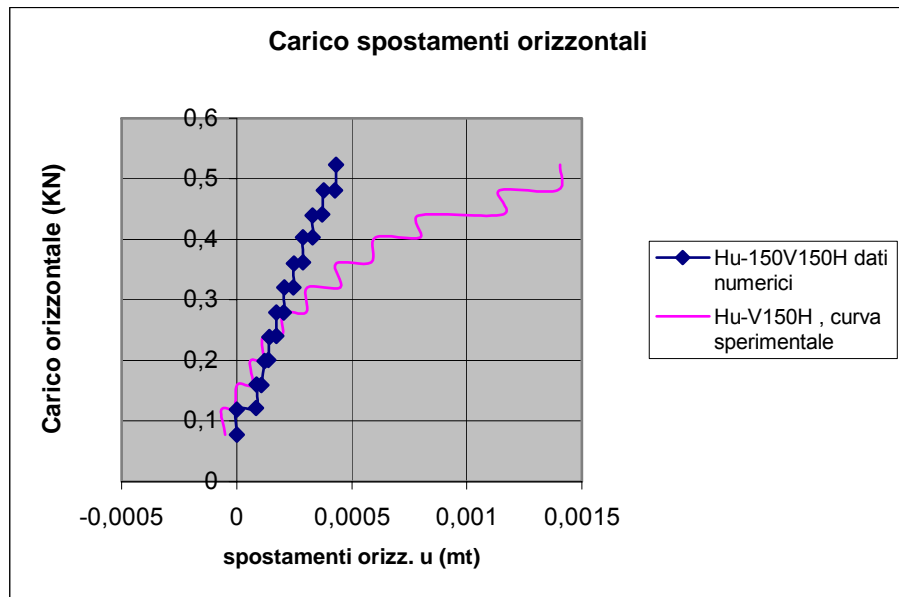


Fig. 3.39. Modello EP ; H-u

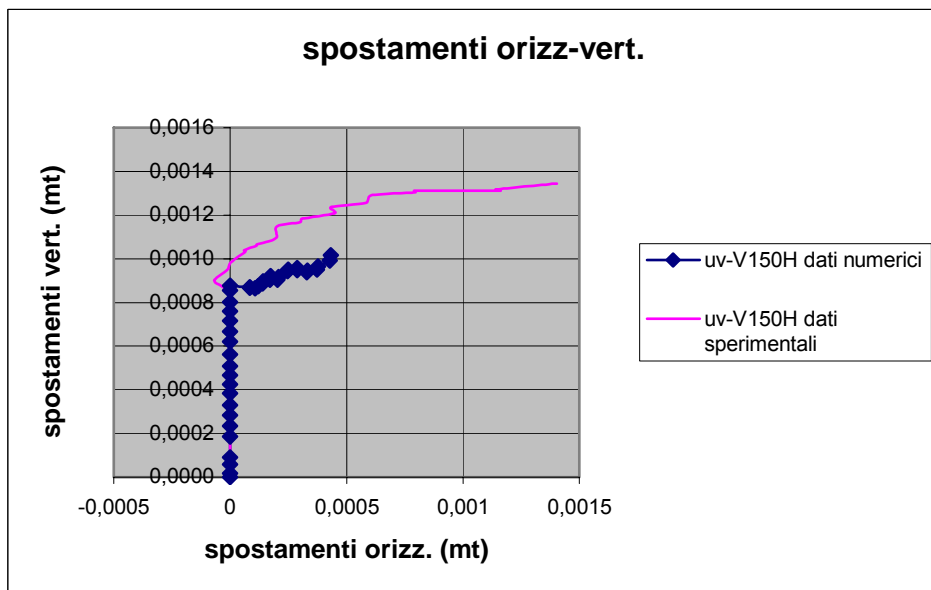


Fig. 3.40. Modello EP; u-v

### 3.5.5-Comparazione parametrica per il modello EP e per il modello ENL

I test numerici effettuati sono principalmente focalizzati ad una valutazione della possibilità di utilizzare un semplice modello costitutivo, come quello E.P. ed E.N.L. già implementati nella libreria dei modelli costitutivi del codice di Sigma W, con una semplice analisi 2D FE rappresentando il problema reale tridimensionale.

Le analisi numeriche, come detto, sono state svolte secondo le disponibilità delle misure sperimentali e dunque la comparazione è stata costruita con gli stessi schemi di carico, variando solo il rapporto tra le due dimensioni (a).

Come si è visto, la prima analisi comparativa è stata svolta su un set di test con carico centrato verticale e con modello costitutivo del materiale E.P. le cui caratteristiche sono state indicate nel precedente paragrafo.

Al fine di avere una chiara e semplice informazione circa la qualità della capacità previsionale del modello, i dati  $V-v$  dell'analisi numerica e quelli sperimentali sono stati elaborati e rappresentati nelle fig. 3.41 e 3.42 dove la % di errore deriva da :

$$\text{err}\% = (|V_{fe} - V_{lab}| / V_{lab}) * 100$$

$v_{fe}$  = cedimento verticale previsto dall'analisi FEM corrispondente ad una % di carico limite come valutato in laboratorio

$v_{lab}$  = cedimento verticale della fondazione misurato in laboratorio durante i tests in corrispondenza dello stesso livello di carico

Sull'asse y sono rappresentate le percentuali di carico rispetto al carico limite.

Il valore di  $\text{err}\%$  fornisce un ordine di grandezza quantitativo dello scostamento tra il modello numerico ed il modello fisico.

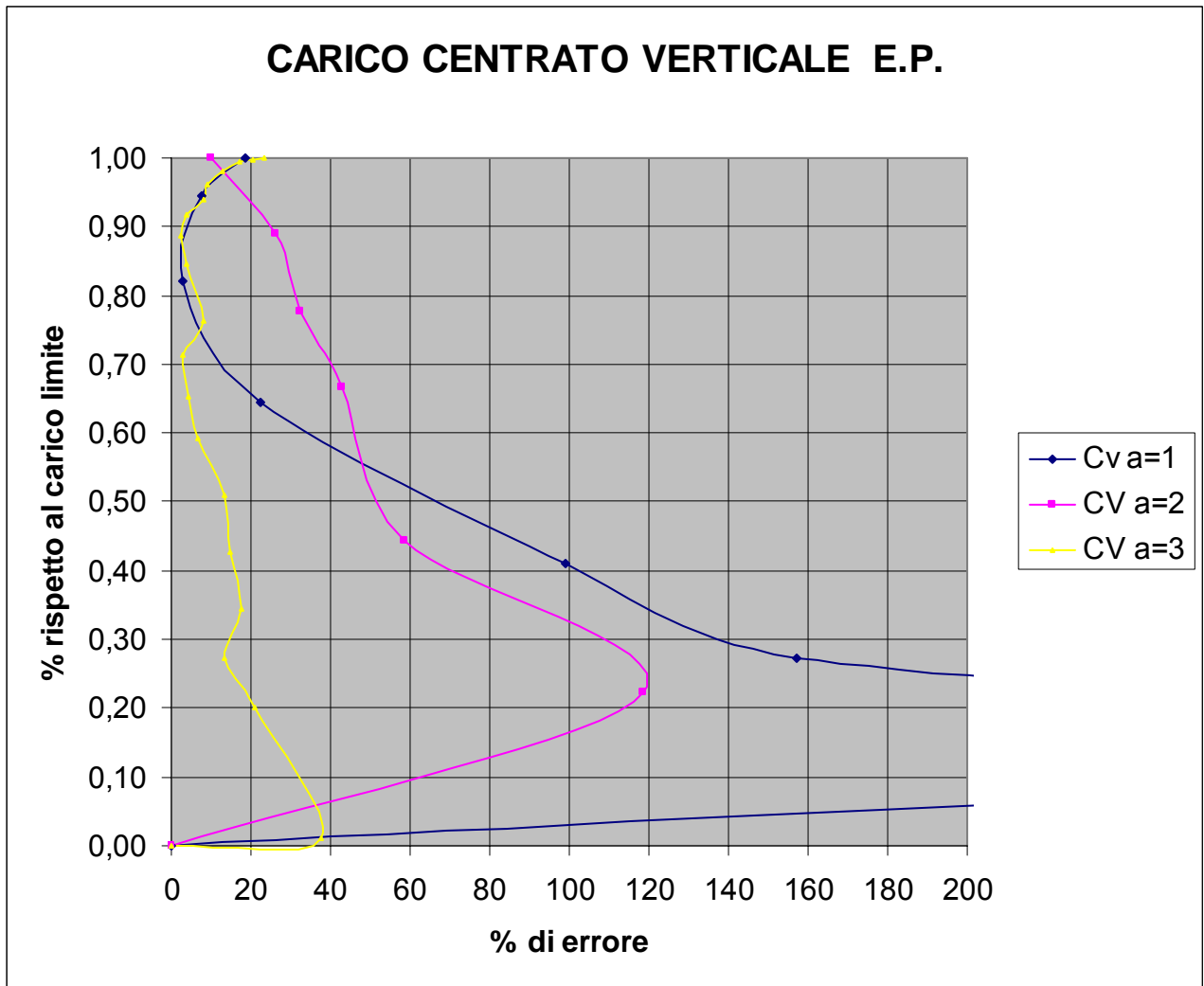


Fig. 3.41. Visualizzazione della qualità delle previsioni con il modello EP per V-v

Nel caso del carico verticale centrato si può osservare che:

- 1) con il rapporto pari ad  $a=1$  la capacità previsionale è piuttosto scarsa, quasi il 50% del diagramma supera la percentuale di errore di oltre il 50% e tale valore si riduce man mano ci si avvicina al carico limite;
- 2) stesso tipo di considerazione vale per il rapporto  $a=2$  anche se in questo caso l'area del grafico in cui la percentuale di errore supera il 50% si riduce al 40%, mentre per circa il 20% dei valori di carico presente una % di errore inferiore al 30%. Anche qui tale valore si riduce man mano ci si avvicina al carico limite;
- 3) la migliore capacità previsionale è rappresentata dal rapporto  $a=3$  dove si osserva che circa l'85% dell'area del grafico presenta una percentuale di errore inferiore al 20%, tale valore viene superato solo nella fascia di carico compresa tra lo 0% ed il 20% del carico limite.

In sintesi, le migliori previsioni di cedimento con modello E.P. per carichi centrati, corrispondenti alle minori percentuali di errore, si hanno con entità di carico lontano dal carico iniziale e dal carico limite (area di carico tra il 50% ed il 100%)

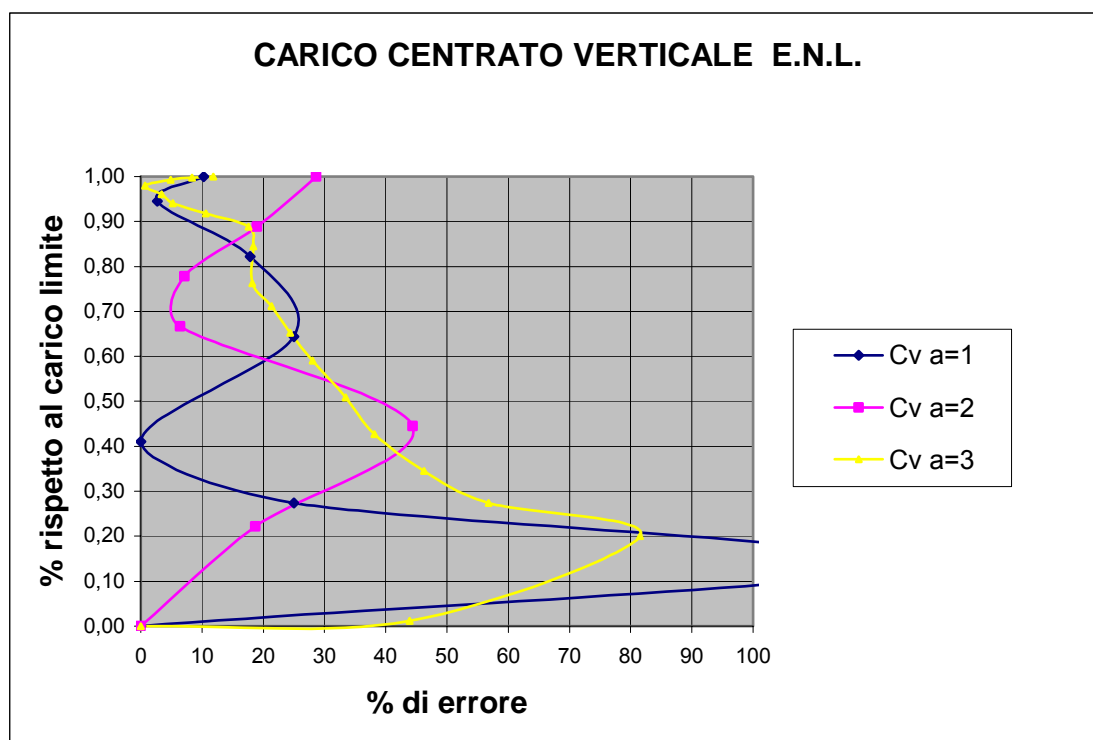


Fig. 3.42. Visualizzazione della qualità delle previsioni con il modello ENL per V-v

Una ulteriore analisi è stata condotta con gli stessi schemi di carico utilizzando il modello Elastico Non Lineare. Come risulta dal grafico di fig.1.36, la corrispondenza tra valori sperimentali e valori da analisi numerica presenta limitazioni per tutte le condizioni di  $a=1,2,3$ . I valori dei cedimenti verticali sotto il carico centrato verticale per  $a=1$  e  $a=2$  si mantengono rispettivamente al di sotto del 25% per almeno l'80% del percorso di carico e al 30% per almeno il 70% del carico. Viceversa le deformazioni, calcolate per la condizione di  $a=3$ , risultano molto distanti dalle risultanze sperimentali solo in prossimità del carico iniziale, mentre si avvicinano all'approssimarsi della condizione di carico limite.

Dunque, nel caso dei cedimenti verticali per carichi centrati verticali, il modello Elastico Non Lineare non sembra affidabile nelle previsioni rispetto al modello Elastico Plastico, anche tenuto conto che i parametri di deformabilità ( $E, \nu$ ) scelti per la calibrazione del modello, sembrano essere meno probabili e realistici per il tipo di sabbia considerato.

### **3.6-MODELLAZIONE NUMERICA E LEGGI COSTITUTIVE IMPIEGATE**

Come detto in precedenza le analisi numeriche sono state condotte utilizzando il programma di calcolo Sigma-W.

Le simulazioni numeriche hanno previsto lo sviluppo delle seguenti operazioni.

1-Costruzione della geometria del problema attraverso la definizione di dimensioni e forma della sezione di studio e l'inserimento degli strati di terreno di fondazione. La mesh ad elementi finiti ( fig.3.43) per gli strati del sottosuolo e per il sovrastante rilevato è stata generata secondo uno schema strutturato attraverso l'impiego di un generatore automatico di mesh presente in Sigma W.

Per gli strati del sottosuolo è stata scelta una maglia rettangolare a 4 nodi di integrazione con interpolazione lineare mentre per il rilevato la maglia utilizzata è quella a quadrilateri e triangoli.

2-Imposizione delle condizioni al contorno : spostamenti orizzontali impediti in corrispondenza delle estremità laterali e spostamenti verticali ed orizzontali nulli alla base della sezione del modello. Ai bordi laterali della sezione è stata interposta una regione cosiddetta infinita. ( fig.3.43)

Con tale artificio le condizioni al contorno poste lungo il confine laterale della sezione vengono virtualmente trasferite ad una ragionevole distanza dall'area principale di interesse in quanto idealmente il contorno dovrebbe essere abbastanza lontano in modo da non influenzare significativamente i risultati dell'analisi.

3- Identificazione dei parametri del modello per gli strati del terreno di fondazione e per il rilevato stradale. Nelle tabelle 3.11-3.16 sono stati raccolti i parametri costitutivi e le proprietà idrauliche utilizzate per descrivere il comportamento meccanico ed idraulico dei materiali considerati. Essi derivano in parte da indagini in sito ed parte da esami di laboratorio.

4- Modellazione del terreno con la scelta delle leggi costitutive già implementate nel programma che possono meglio rappresentare il comportamento tenso deformativi .

I quattro modelli utilizzati per la riproduzione del comportamento meccanico sono :

Elastico Lineare;

Elastico Non Lineare;

Elastico perfettamente Plastico;

Cam Clay modificato.

I modelli Elastico Lineare, Elastico Non Lineare e l' Elastico perfettamente Plastico sono stati scelti alternativamente per rappresentare il comportamento degli strati sabbiosi incoerenti mentre il comportamento dei limi argillosi e argille limose è stato simulato con modelli Cam Clay Modificato ed Elastico Plastico per lo strato coerente più profondo.

Il rilevato, costituito da materiale granulare ben addensato e compattato ed il materiale delle regione infinita sono stati descritti con il modello Elastico Lineare.

Per la discretizzazione del dominio del terreno di fondazione è stata costruita una mesh di n. 952 elementi quadrilateri caratterizzati da 4 punti di integrazione e 1016 nodi ( fig. 3.43).

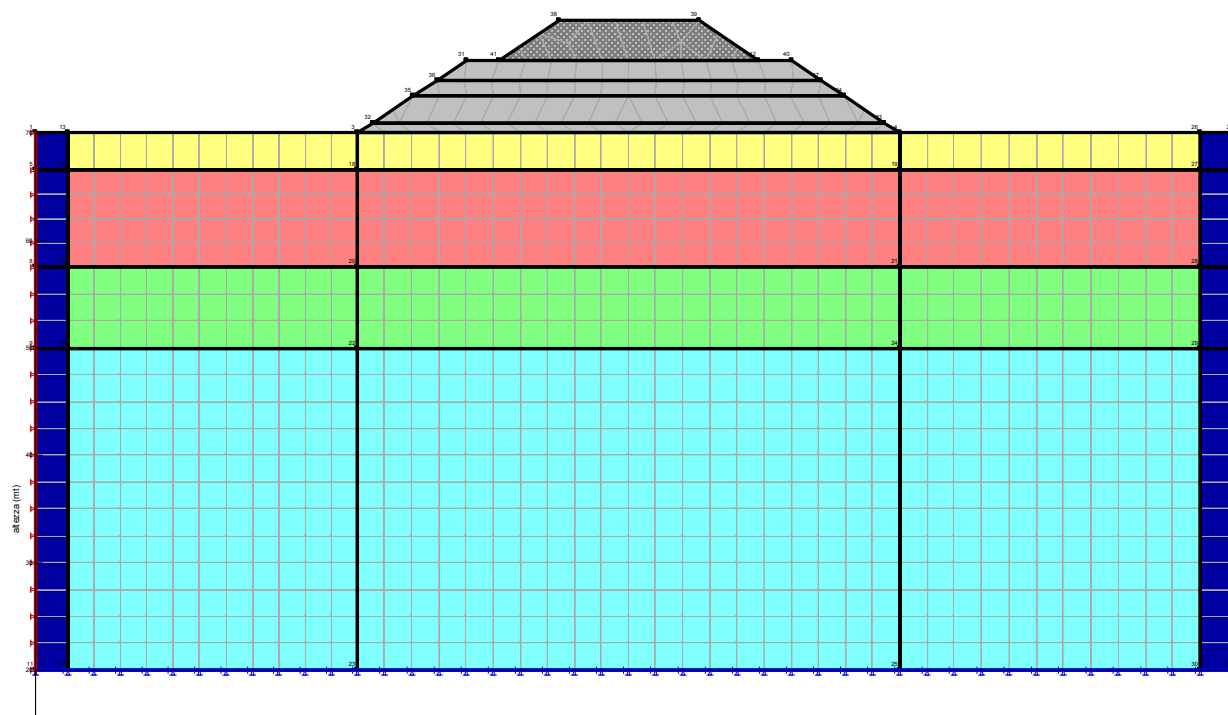


Fig.3.43. Mesh utilizzata

5-Rappresentazione e simulazione della fase di costruzione del rilevato mediante il piazzamento di n. 5 strati sovrapposti che corrispondono ai vari step di carico reale sul piano di posa con i tempi effettivi di realizzazione della costruzione.

Prima di detta fase è stato creato lo sforzo geostatico efficace iniziale nel terreno di fondazione attribuendo al sottosuolo il peso proprio e le pressioni del fluido interstiziale in equilibrio con la linea di falda imposta a -2,80 dal p.c. ( fig. 3.44). La condizione iniziale scelta è quella a comportamento elastico lineare con modulo di Young variabile a seconda degli strati da  $E = 23'000$  a  $35'000$  Kpa e rapporto di Poisson  $\nu = 0,35$ .

Differenti sono le tecniche numeriche attraverso la quali può essere rappresentata la fase di costruzione del rilevato , come per esempio l'applicazione di una distribuzione di sforzi verticali equivalenti al peso della costruzione in corrispondenza del piano di fondazione , l'attivazione progressiva del peso del materiale costituente il rilevato contemporaneamente all'intera area della occupata dalla struttura , oppure la suddivisione dell'area della sezione del rilevato in strati



orizzontali e la applicazione del peso per ogni strato nella stessa successione temporale della costruzione. Quest'ultima soluzione è stata adottata nella analisi in quanto tiene conto sia della rigidezza del materiale di costruzione sia della sollecitazione al taglio in corrispondenza dell'interfaccia piano di appoggio rilevato.

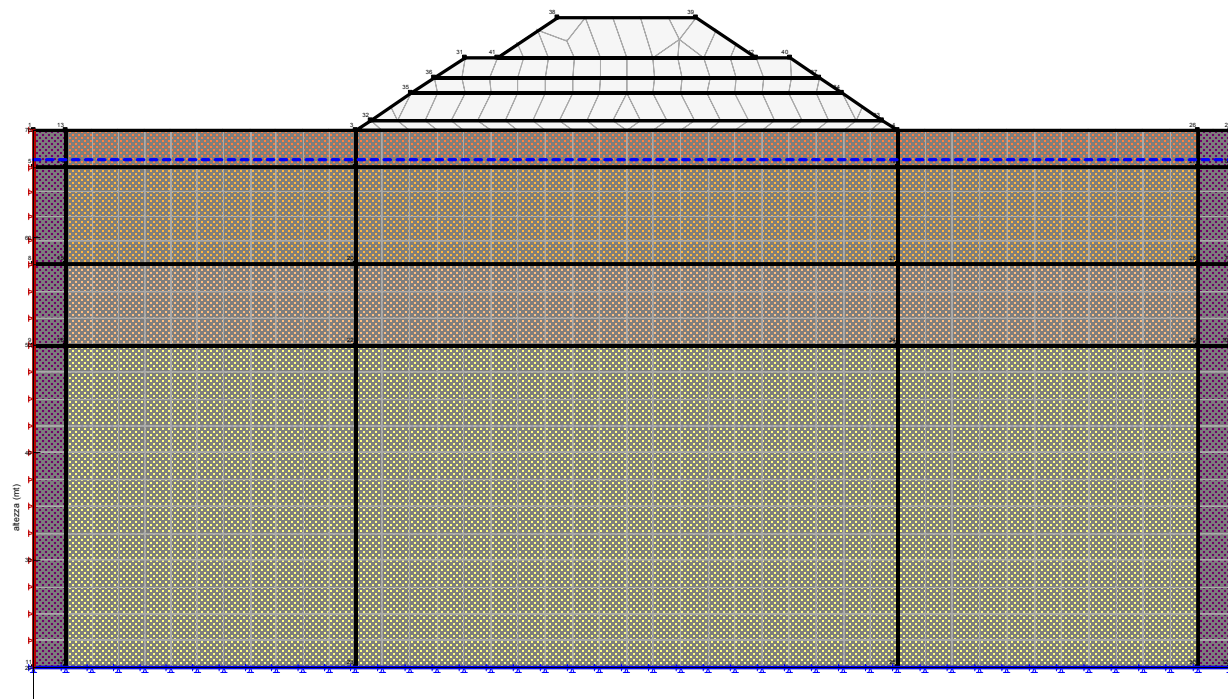


Fig. 3.44- Stato di sforzo geostatico iniziale del terreno di fondazione

L'analisi è stata condotta in forma accoppiata per analizzare l'interazione idrodinamica fluido-solido ed i suoi effetti sulla evoluzione dei cedimenti nel tempo assegnando al terreno i valori di permeabilità misurati in laboratorio da prove edometriche. Le analisi sono state condotte in condizioni bidimensionali.

L'analisi previsionale è stata eseguita facendo sei ipotesi di comportamento dei vari strati di terreno descritte nelle tabelle da 3.11 a 3.16 dall'elastico lineare (EL) per tutti gli strati, all'elastico non lineare (ENL), all'elasto plastico (EP) nonché il cam clay modificato (MCC).

Date le caratteristiche dei terreni di fondazione ed i tempi di costruzione del rilevato le analisi numeriche sono state principalmente condotte in condizioni drenate per gli strati di terreno granulare, attivando in tempi distinti e successivi i singoli strati di terreno costituenti il rilevato, in accordo con i tempi effettivi di caricamento e di permanenza del carico.

Come si osserva dalle tabelle, i valori dei parametri della permeabilità  $K$  e del modulo edometrico  $M_o$  sono quelli delle prove edometriche di laboratorio variabili in funzione della pressione di carico. Mentre per i valori di  $E'$  delle formazioni incoerenti sono quelli derivanti dalle correlazioni empiriche da prove in sito confrontati con quelli dell'archivio di Sigma W.

<i>Tipo di terreno</i>	<b>Argilla Limosa Strato 1</b>	<b>Sabbia media e grossa Strato 2</b>	<b>Limo sabbioso Strato 3</b>	<b>Sabbia media e fine Strato 4</b>	<b>Regione infinita</b>	<b>Rilevato</b>
<i>Modello costitutivo</i>	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v
$\gamma_{sat}$ (KN/mc)	18,9	19,2	19,5	20,70	20,00	22,00
K vert (m/g)	Var. da prova ed. S4C1	Stima da prove di permeabilità	Var. da prova ed. S4C2	Stima da prove di permeabilità		
E' (Kpa)	6000	27500	29200	40000	40000	50000
Mo (Kpa)	Var. da prova ed. S4C1		Var. da prova ed. S4C2		0,25	0,25
v	0,45	0,25	0,45	0,25		

Tab. 3.11- 1^ ipotesi : modelli costitutivi e parametri geotecnici utilizzati.

<i>Tipo di terreno</i>	<b>Argilla Limosa Strato 1</b>	<b>Sabbia media e grossa Strato 2</b>	<b>Limo sabbioso Strato 3</b>	<b>Sabbia media e fine Strato 4</b>	<b>Regione infinita</b>	<b>Rilevato</b>
<i>Modello costitutivo</i>	Elastico lineare E, v	Elastico non lineare E', v, c', $\phi'$ , Rf	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v
$\gamma_{sat}$ (KN/mc)	18,9	19,2	19,5	20,70	20,00	22,00
K vert (m/g)	Var. da prova ed. S4C1	Stima da prove di permeabilità	Var. da prova ed. S4C2	Stima da prove di permeabilità		
E' (Kpa)	6000	27500	29200	40000	40000	50000
Mo (Kpa)	Var. da prova ed. S4C1		Var. da prova ed. S4C2		0,25	0,25
v		0,45	0,45	0,25		
c' (Kpa)		0,05				
$\phi'$ (°)		39		41		
Rf						

Tab. 3.12- 2^ ipotesi : modelli costitutivi e parametri geotecnici utilizzati.

<i>Tipo di terreno</i>	<b>Argilla Limosa Strato 1</b>	<b>Sabbia media e grossa Strato 2</b>	<b>Limo sabbioso Strato 3</b>	<b>Sabbia media e fine Strato 4</b>	<b>Regione infinita</b>	<b>Rilevato</b>
<i>Modello costitutivo</i>	Cam-Clay mod. OCR, $v$ , $c'$ , $\phi$ , $\lambda$ , $\kappa$ , $e_o$ , $M$	Elasto plastico $E$ , $v$ , $c'$ , $\psi'$ , $\phi'$	Cam-Clay mod. OCR, $v$ , $c'$ , $\phi$ , $\lambda$ , $\kappa$ , $e_o$ , $M$	Elasto plastico $E$ , $v$ , $c'$ , $\psi'$ , $\phi'$	Elastico lineare $E$ , $v$	Elastico lineare $E$ , $v$
$\gamma_{sat}$ (KN/mc)	18,9	19,2	19,5	20,70	20,00	22,00
K vert (m/sec)	Var. da prova ed. S4C1	Stima da prove di permeabilità	Var. da prova ed. S4C2-3	Stima da prove di permeabilità		
$E'$ (Kpa)	6000	27500	29200	40000	40000	50000
$v$	0,45	0,25	0,45	0,25	0,25	0,25
$c'$ (Kpa)		0,05		0,05		
$\phi'$ (°)	29	39	34	41		
$\Psi'$ (°)		20		20		
$M$	1,3739		1.3527			
$\kappa$	0,227		0.037			
$\lambda$	0,101		0.072			
$e_o$	0,654		0.714			
OCR	4,11		1.66			

Tab. 3.13- 3<sup>^</sup> ipotesi : modelli costitutivi e parametri geotecnici utilizzati.

<i>Tipo di terreno</i>	<b>Argilla Limosa Strato 1</b>	<b>Sabbia media e grossa Strato 2</b>	<b>Limo sabbioso Strato 3</b>	<b>Sabbia media e fine Strato 4</b>	<b>Regione infinita</b>	<b>Rilevato</b>
<i>Modello costitutivo</i>	Elasto plastico E, $\nu$ , $c'$ , $\psi'$ , $\phi'$	Elastico lineare E, $\nu$	Elasto plastico E, $\nu$ , $c'$ , $\psi'$ , $\phi'$	Elastico lineare E, $\nu$	Elastico lineare E, $\nu$	Elastico lineare E, $\nu$
$\gamma_{sat}$ (KN/mc)	18,9	19,2	19,5	20,70	20,00	22,00
K vert (m/g)	Var. da prova ed. S4C1	Stima da prove di permeabilità	Var. da prova ed. S4C2-3	Stima da prove di permeabilità	Var. da prova ed. S4C1	
E' (Kpa)	6000	27500	29200	40000	40000	50000
Mo (Kpa)	Var. da prova ed. S4C1		Var. da prova ed. S4C2			
$\nu$	0,45	0,25	0,45	0,25	0,25	0,25
$c'$ (Kpa)	22,23	0,05	26,45	0,05		
$\phi'$ (°)	29	39	34	41		
$\Psi'$ (°)	20		20			

Tab. 3.14- 4^ ipotesi : modelli costitutivi e parametri geotecnici utilizzati.

<i>Tipo di terreno</i>	<b>Argilla Limosa Strato 1</b>	<b>Sabbia media e grossa Strato 2</b>	<b>Limo sabbioso Strato 3</b>	<b>Sabbia media e fine Strato 4</b>	<b>Regione infinita</b>	<b>Rilevato</b>
<i>Modello costitutivo</i>	Elasto plastico E, v, c', $\psi'$ , $\phi'$	Elastico non lineare E', v, c', $\phi'$ , Rf	Elasto plastico E, v, c', $\psi'$ , $\phi'$	Elastico non lineare E', v, c', $\phi'$ , Rf	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v
$\gamma_{sat}$ (KN/mc)	18,9	19,2	19,5	20,70	20,00	22,00
K vert (m/g)	Var. da prova ed. S4C1	Stima da prove di permeabilità	Var. da prova ed. S4C2-3	Stima da prove di permeabilità		
E' (Kpa)	6000	27500	29200	40000	40000	50000
Mo (Kpa)	Var. da prova ed. S4C1		Var. da prova ed. S4C2			
v	0,25	0,45	0,25	0,45	0,25	0,25
c' (Kpa)	22,23	0,05	26,45	0,05		
$\phi'$ (°)	29	39	34	41		
$\Psi'$ (°)	20		20			
Rf		0,75		0,75		

Tab. 3.15- 5^ ipotesi : modelli costitutivi e parametri geotecnici utilizzati.

<i>Tipo di terreno</i>	<b>Argilla Limosa Strato 1</b>	<b>Sabbia media e grossa Strato 2</b>	<b>Limo sabbioso Strato 3</b>	<b>Sabbia media e fine Strato 4</b>	<b>Regione infinita</b>	<b>Rilevato</b>
<i>Modello costitutivo</i>	Elasto plastico E, v, c', $\psi'$ , $\varphi'$	Elasto plastico E', v, c', $\varphi'$ , Rf	Elasto plastico E, v, c', $\psi'$ , $\varphi'$	Elasto plastico E', v, c', $\varphi'$ , Rf	Elastico lineare E, v	Elastico lineare E, v
$\gamma_{sat}$ (KN/mc)	18,9	19,2	19,5	20,70	20,00	22,00
K vert (m/g)	Var. da prova ed. S4C1	Stima da prove di permeabilità	Var. da prova ed. S4C2-3	Stima da prove di permeabilità		
E' (Kpa)	6000	27500	29200	40000	40000	50000
Mo (Kpa)	Var. da prova ed. S4C1		Var. da prova ed. S4C2			
v	0,45	0,25	0,45	0,25	0,25	0,25
c' (Kpa)	22,23	0,05	26,45	0,05		
$\varphi'$ (°)	29	39	34	41		
$\Psi'$ (°)	20		20			

Tab. 3.16- 6^ ipotesi : modelli costitutivi e parametri geotecnici utilizzati.

### 3.7- RISULTATI

I risultati dei calcoli dei cedimenti di tutte le varie combinazioni dei modelli costitutivi indicati nelle ipotesi sopra dette sono rappresentati in una serie di grafici (da fig.3.45 a fig.3.53) che descrivono il comportamento del terreno alle varie profondità ed alle varie distanze dai bordi.

Per la comparazione immediata dei risultati si è dovuto scegliere un parametro rappresentativo del comportamento rilevato-terreno anche al fine di discriminare le previsioni improbabili da quelle maggiormente rappresentative del comportamento reale.

Il valore del massimo cedimento del piano di appoggio del rilevato in corrispondenza della mezzeria è il parametro che maggiormente permette di testare il grado di affidabilità previsionale della modellazione numerica.

Dai dati numerici di tutte le sei elaborazioni sono stati estratti i valori dei cedimenti in tale punto e successivamente sono stati rappresentati su grafico cedimento-tempo dove il tempo, misurato in giorni, corrisponde a quello della posa dei vari strati di elevazione del rilevato.

La fig.3.45 mostra come il comportamento nel tempo dal punto di vista qualitativo e quantitativo sia uguale e sovrapposto per l'analisi eseguita con i modelli EP; EL ed EL-EP combinati (valori compresi tra 0,17 a 0,19 mt).

Meno realistica è la previsione con l'uso del modello ENL i cui valori sono superiori di quasi due volte di quelli precedenti (mt 0,31 e 0,39). Viceversa, decisamente da scartare è la previsione eseguita utilizzando il modello Cam Clay Modificato che ha calcolato valori non realistici (mt 0,559).



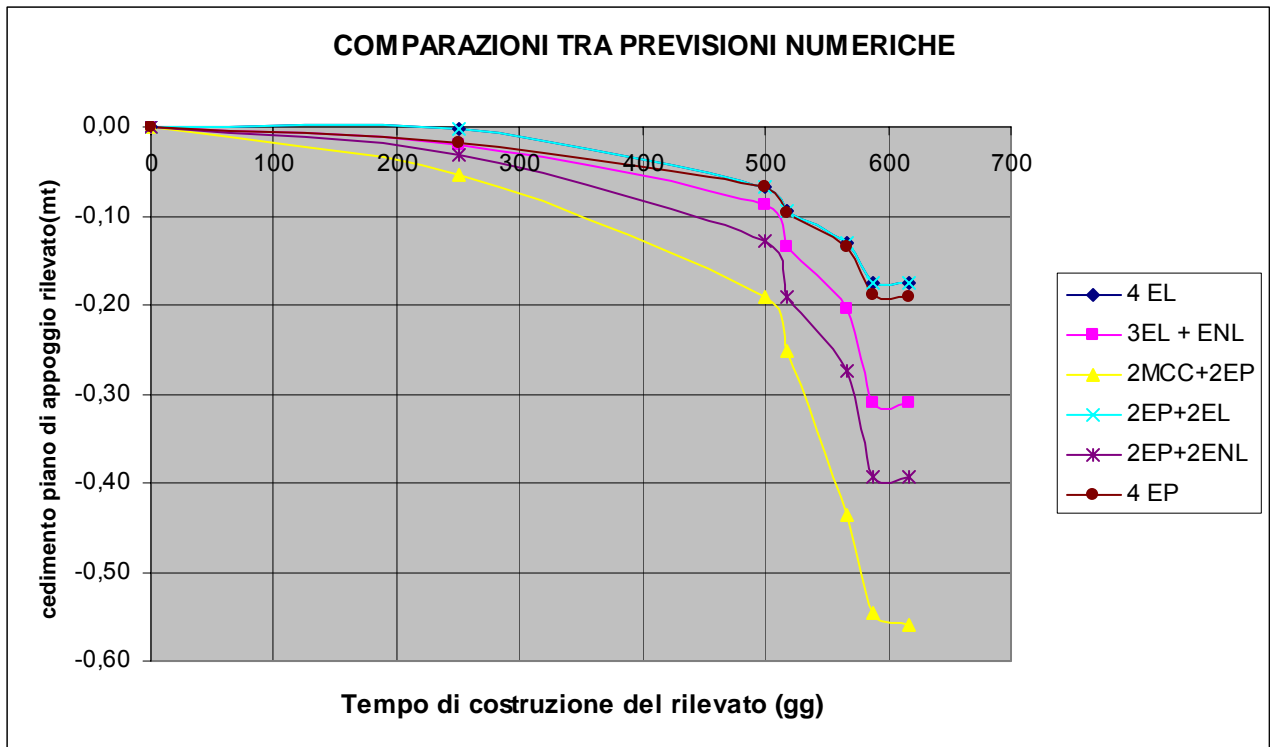


Fig. 3.45. Previsioni numeriche con diverse combinazioni di modelli costitutivi.

tempo gg	Cedimenti nel tempo						
	0	251	499	517	567	587	617
altezza raggiunta mt	0,000	0,900	3,400	4,900	6,800	10,840	10,910
4 EL	0,000	-0,002	-0,068	-0,095	-0,130	-0,174	-0,176
3EL+1 ENL	0,000	-0,020	-0,087	-0,135	-0,205	-0,310	-0,311
2MCC+2EP	0,000	-0,0547	-0,1901	-0,251	-0,4359	-0,5452	-0,559
2 EP +2EL	0,000	-0,002	-0,068	-0,095	-0,130	-0,174	-0,176
2 EP +2ENL	0,000	-0,032	-0,127	-0,190	-0,274	-0,393	-0,393
4 EP	0,000	-0,017	-0,068	-0,096	-0,136	-0,189	-0,190

Tab. 3.17 – Previsione dei cedimenti in corso d’opera del piano di appoggio in corrispondenza della mezzeria della sezione del rilevato

Sono stati, inoltre, presi in considerazione i cedimenti del piano di posa in corrispondenza del bordo interno del rilevato nel punto in cui sono stati installati gli assistimetri di superficie e profondi: la comparazione di tali risultati con quelli reali misurati sarà esposta nel capitolo 5.

L’osservazione e l’analisi della fig.3.45 e della tab. 3.17 confermano le considerazioni sopra dette, cioè l’affidabilità dei risultati ottenuti utilizzando i modelli EP; EL ed EL-EP combinati (valori compresi tra 0,16 a 0,178 mt).

In ragione di ciò, nelle comparazioni che verranno svolte con le risultanze delle previsioni desunte dall’applicazione dei metodi tradizionali e con i rilievi del monitoraggio in corso d’opera

saranno presi in considerazione solo i valori dei cedimenti che provengono dalle analisi con modelli EL ed EP.

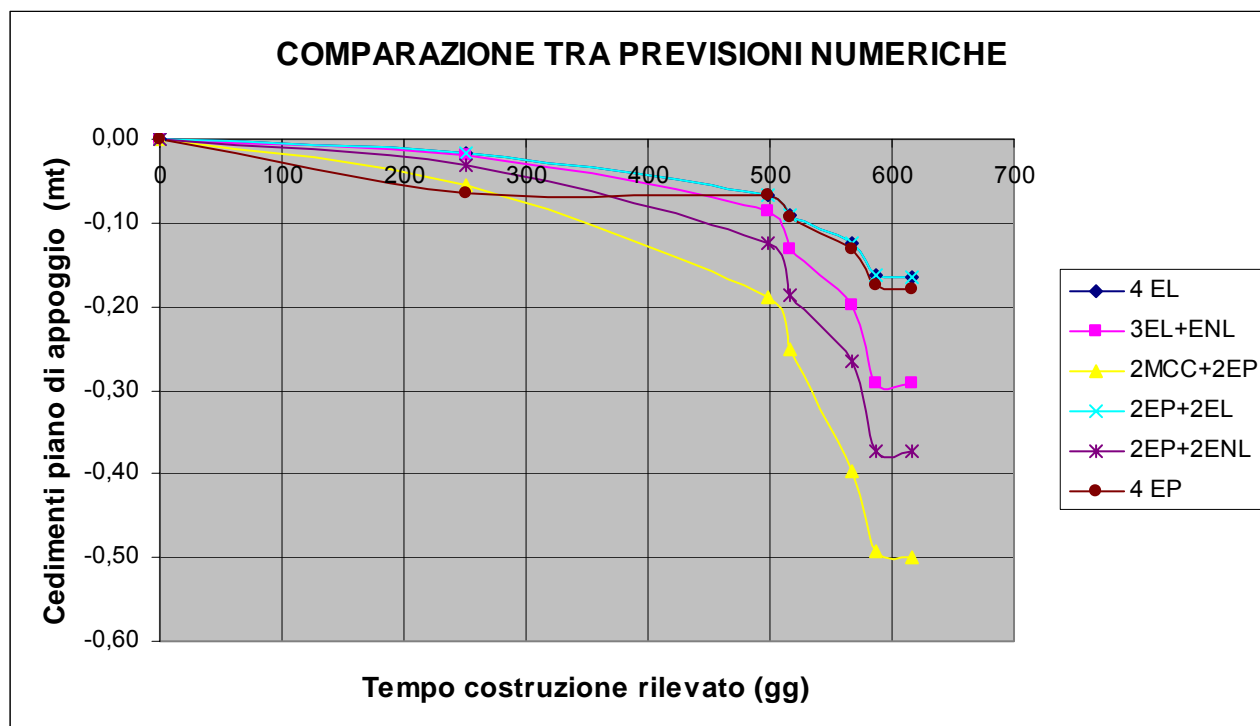


Fig. 3.46- Massimi cedimenti verticali del piano di posa del rilevato stradale in corrispondenza del bordo interno della sezione del rilevato

tempo gg	Cedimenti nel tempo						
	0	251	499	517	567	587	617
altezza raggiunta mt	0,000	0,900	3,400	4,900	6,800	10,840	10,910
4 EL	0,000	-0,0165	-0,0666	-0,0912	-0,1242	-0,1622	-0,1651
3EL+1 ENL	0,000	-0,020	-0,087	-0,132	-0,198	-0,292	-0,292
2MCC+2EP	0,000	-0,542	-0,1882	-0,2512	-0,3961	-0,4923	-0,499
2 EP +2EL	0,000	-0,0165	-0,0666	-0,0912	-0,1242	-0,1622	-0,1651
2 EP +2ENL	0,000	-0,031	-0,125	-0,186	-0,265	-0,374	-0,374
4 EP	0,000	-0,0650	-0,0666	-0,0927	-0,1303	-0,1755	-0,1783

Tab. 3.18 – Previsione dei cedimenti in corso d'opera del piano di appoggio in corrispondenza del bordo interno della sezione del rilevato

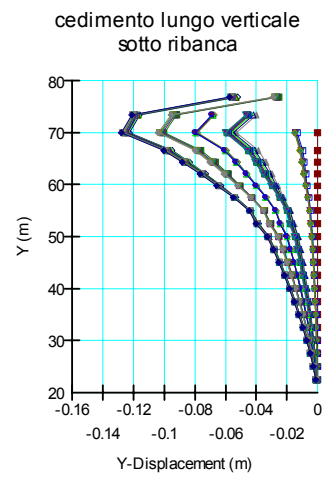
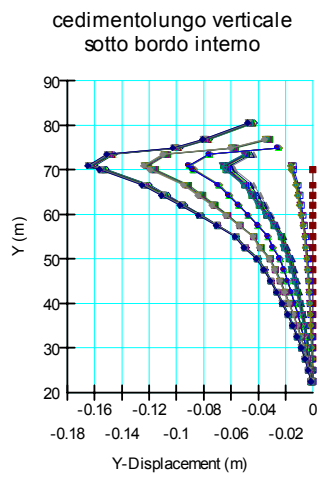
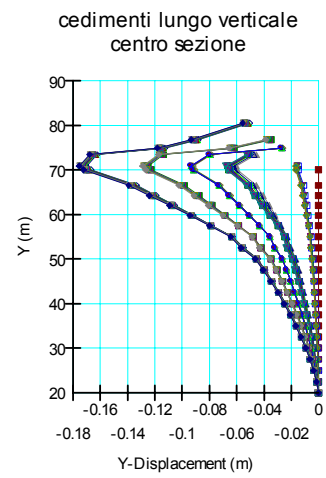
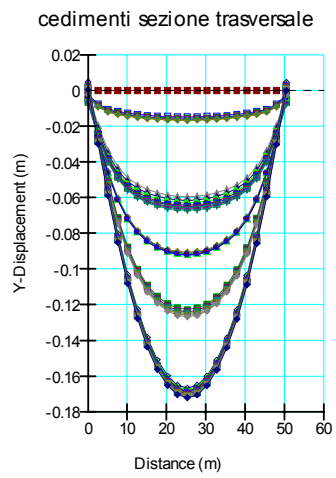


fig. n. 3.47 –Rappresentazione dei cedimenti calcolati con il modello Elastico Lineare. ( vedi ipotesi n.1)

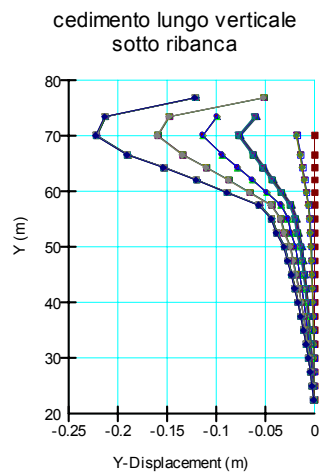
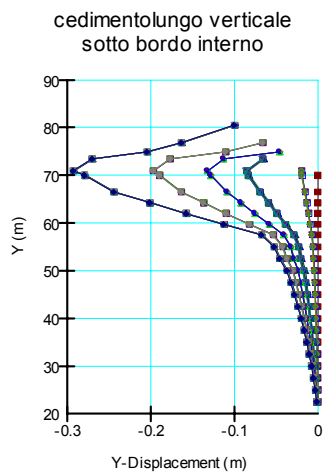
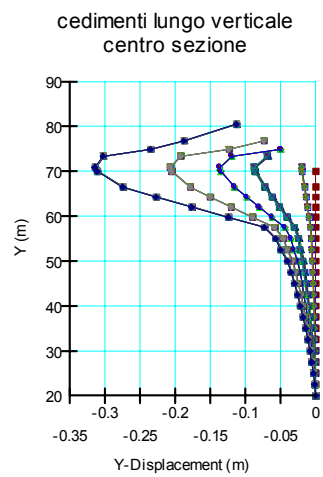
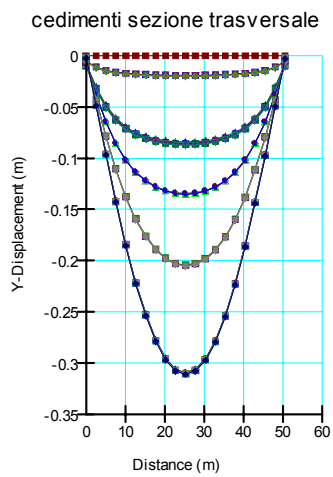


fig. n. 3.48 – Rappresentazione dei cedimenti calcolati con il modello Elastico Lineare ed Elastico Non Lineare . ( vedi ipotesi n.2)

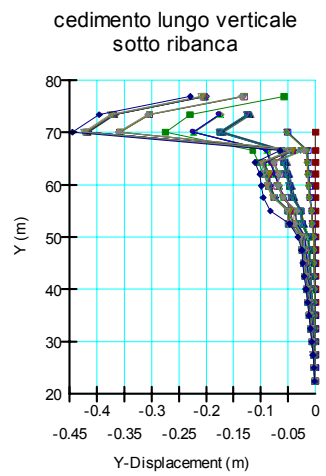
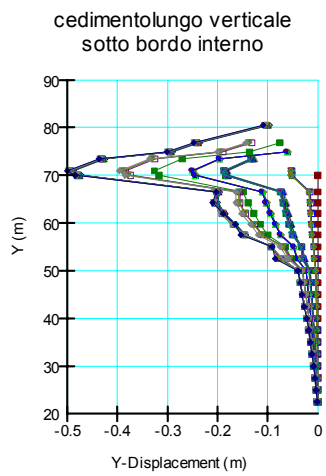
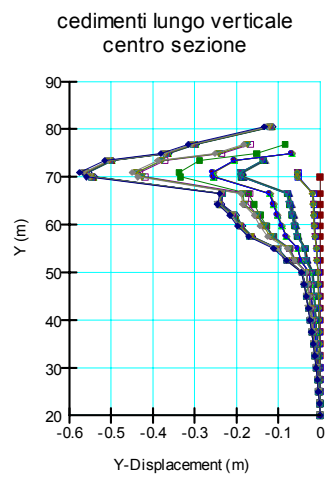
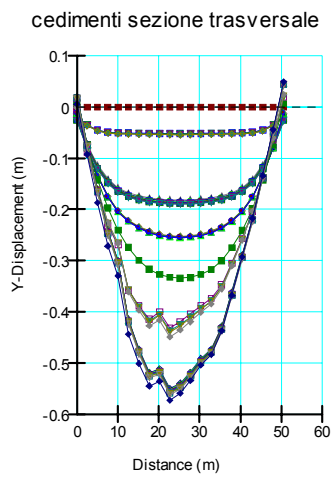


fig. n. 3.49 – Rappresentazione dei cedimenti calcolati con il modello Elastico Plastico e Cam Clay Modificato . ( vedi ipotesi n.3)

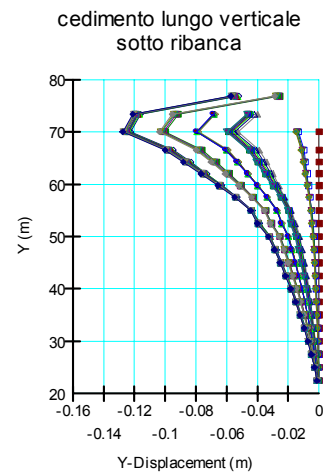
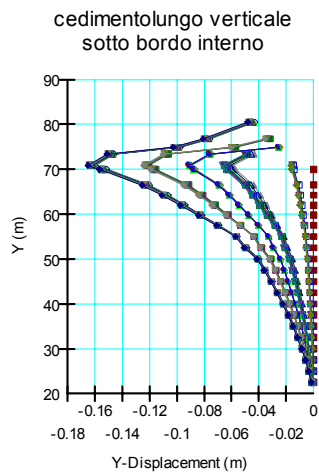
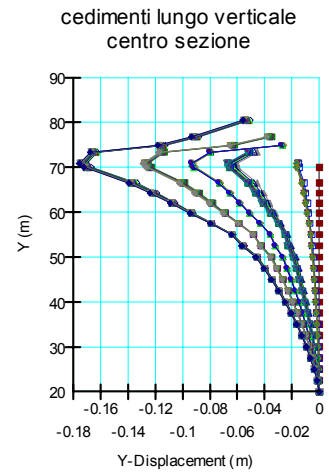
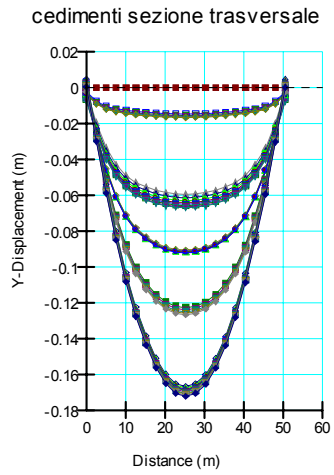


fig. n. 3.50– Rappresentazione dei cedimenti calcolati con il modello Elastico Plastico ed Elastico Lineare. ( vedi ipotesi n.4)

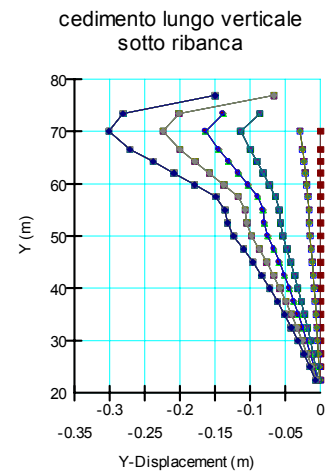
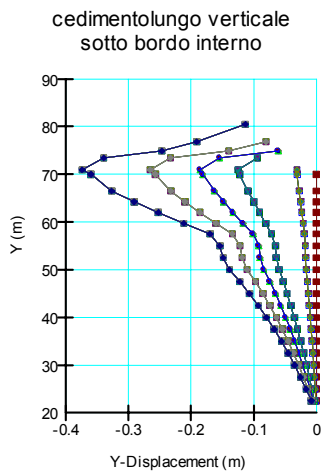
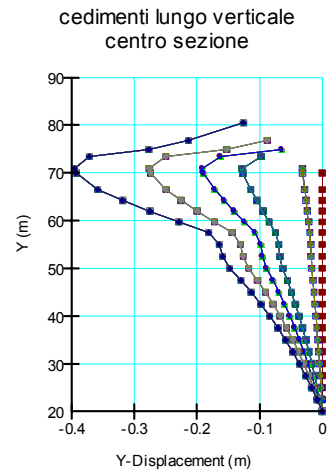
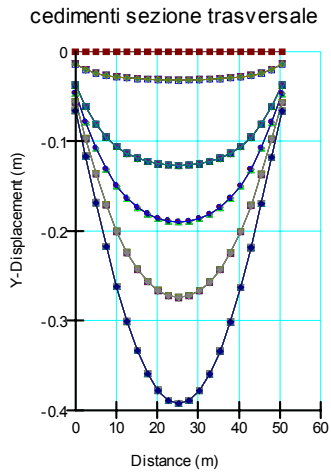


fig. n. 3.51 – Rappresentazione dei cedimenti calcolati con il modello Elastico Plastico ed Elastico Non Lineare. ( vedi ipotesi n.5)

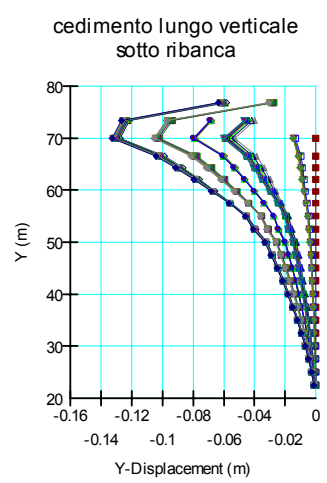
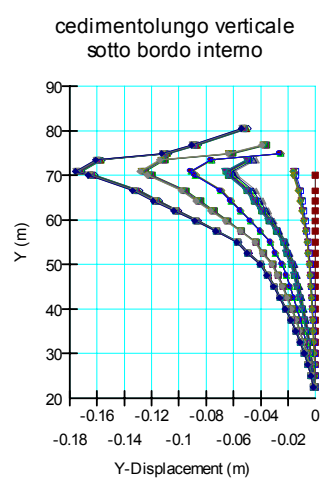
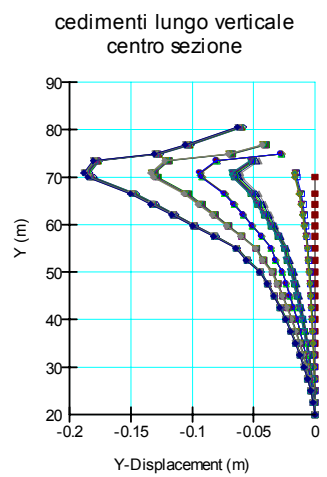
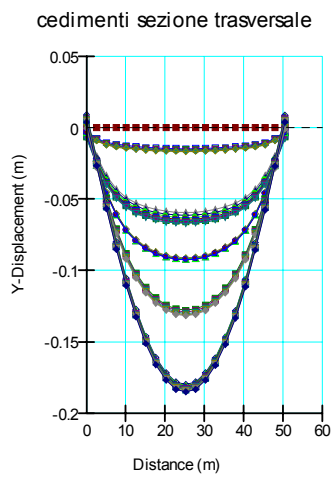


fig. n. 3.52 – Rappresentazione dei cedimenti calcolati con il modello Elastico Plastico per tutti i quattro strati del sottosuolo. ( vedi ipotesi n.6)



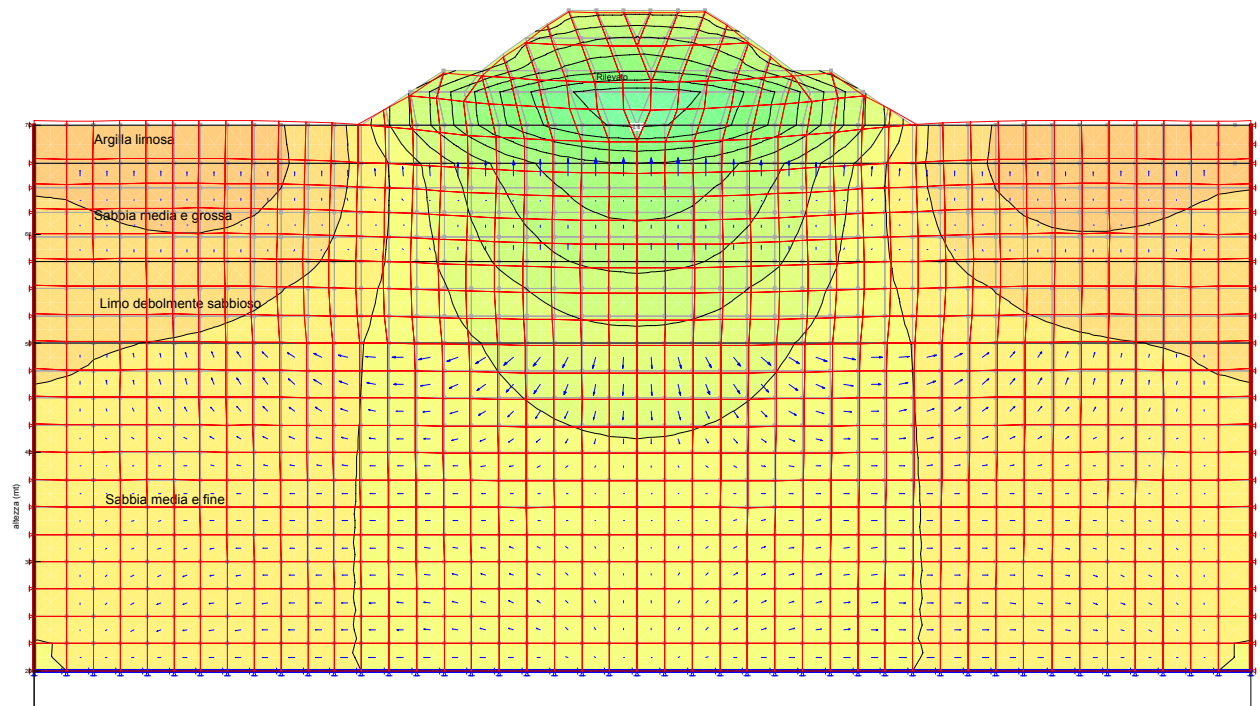


Fig. 3.53 - Visualizzazione schematica delle deformazioni

### 3.8-COMPARAZIONE TRA PREVISIONE CON METODI NUMERICI E METODI TRADIZIONALI

Qui di seguito è illustrato la comparazione tra i due approcci (FEM e tradizionale approssimato) effettuata sommando i cedimenti immediati e differiti in periodi successivi dalla fine della costruzione. La tabella 3.19 riporta i valori desunti dall'applicazione delle teorie tradizionali e quelli calcolati con il codice di calcolo Sigma W della tabella 3.16.

	Metodo di calcolo	Terreni coesivi, parametri geotecnici	Terreni granulari, parametri geotecnici	Cedimento dopo 1 mese mt	Cedimento dopo 6 mesi mt	Cedimento dopo 1 anno mt	Cedimento dopo 3 anni mt
<b>A</b>	Metodo edometrico	RR,CR, eo,Cv		0,10	0,13	0,19	0,20
<b>B</b>	Schmertmann per strati granulari		qc da CPTU	0,06	0,06	0,06	0,06
<b>A+B</b>				0,16	0,19	0,25	0,26
<b>C</b>	Burland e Burbidge	Nspt	Nspt	0,145	0,165	0,173	0,187
<b>D</b>	Metodo numerico	EL	EL	0,176	0,179	0,1842	0,1976
<b>E</b>	Metodo numerico	EP	EP	0,190	0,1946	0,1996	0,2127
<b>F</b>	Metodo numerico	EP	EL	0,176	0,179	0,1842	0,1976

Tab. 3.19- Sintesi delle previsioni ottenute con l'analisi numerica e con metodi tradizionali di calcolo.

I valori dei cedimenti calcolati a un mese dalla applicazione del carico totale sono quelli che più approssimano la situazione reale della costruzione del rilevato poiché essa si è svolta ed evoluta in maniera molto graduale che ha comportato una durata complessiva di oltre 590 giorni anche se di fatto solo gli ultimi 342 giorni sono stati quelli in cui si è concentrata la fase costruttiva del rilevato. Non essendo possibile approssimare con le formule tradizionali questo andamento della costruzione si è scelto di riferire tutti i cedimenti differiti nel tempo dopo un mese dal raggiungimento della quota di progetto.

Questo ci permette anche di confrontare tali valori con quelli misurati con il monitoraggio.

La tabella mostra dunque come il metodo numerico, adottando modelli EP ed EL, è in buon accordo con in vari metodi tradizionali che utilizzano parametri di laboratorio e da prove in sito.

In particolare è degno di nota la stretta vicinanza, soprattutto per i valori ad un mese ed a sei mesi, delle previsioni numeriche con quelle che derivano dalla teoria della consolidazione per gli strati coesivi accoppiata con le previsioni che derivano dalla applicazione del metodo di Schmertmann (A+C della tab.3.19 ).

#### **4.1-MONITORAGGIO E CONTROLLO DELL'OPERA : SCOPI, STRUMENTI E MISURE**

Il monitoraggio del complesso opera-terreno e degli interventi consiste nella installazione di un'appropriata strumentazione e nella misura di grandezze fisiche significative - quali spostamenti, tensioni, forze e pressioni interstiziali - prima, durante e/o dopo la costruzione del manufatto.

Il monitoraggio, sia esso periodico e manuale, o in continuo ed automatico, è praticamente diventato parte integrante della progettazione, perché consente di verificare in corso d'opera l'attendibilità delle ipotesi assunte nel progetto. Infatti, se il comportamento previsto dal progetto ed il comportamento reale misurato con il monitoraggio non coincidono è necessario modificare il profilo geotecnico inizialmente definito.

D'altra parte, se sono noti i valori di soglia oltre i quali la fruibilità dell'opera viene compromessa il monitoraggio consente di conoscere istante per istante il livello di rischio, mediante il confronto tra il valore misurato e il valore di soglia della grandezza assunta come indicatore delle condizioni di pericolo.

Come già detto nell'introduzione, l'attività di monitoraggio non si limita però a queste verifiche ma dev'essere mirata alla comprensione del reale funzionamento del sistema opera-terreno in relazione alla previsione svolta del modello di comportamento assunto in fase di progetto.

In generale nei rilevati stradali, poiché sono accettabili cedimenti considerevoli purchè si sviluppino in tempi rapidi e nell'ambito della fase costruttiva, la scelta delle quantità da misurare nel monitoraggio, soprattutto se in presenza di terreni a grana fine, è legata, oltre che alla valutazione dei cedimenti, anche al controllo della sicurezza nei confronti dei meccanismi di collasso e del decorso del processo di consolidazione durante la realizzazione dell'opera: le misure di cedimento sono integrate da misure di spostamento orizzontale e da misure di pressione interstiziale.

L'entità degli spostamenti orizzontali del terreno in corrispondenza del piede del rilevato può essere indicatore del rischio di collasso della struttura essendo, in questo caso, la rottura regolata da meccanismi che producono spostamenti orizzontali ben maggiori da quelli prodotti dall'espansione laterale associata a carichi lontani dai valori limite.

Nel caso specifico di studio, tuttavia, la realizzazione delle ribanche laterali, che di norma vengono previste per rilevati di altezza superiore a i 5,00 mt, rappresenta un fattore di stabilità allontanando in tal modo le condizioni di collasso della fondazione.

Come già accennato, le grandezze fisiche maggiormente significative per lo scopo prefissato riguardano i cedimenti del corpo del rilevato, i cedimenti del terreno di fondazione, gli spostamenti orizzontali del terreno e le pressioni interstiziali. Le tensioni totali ed effettive in gioco non sono

state oggetto di misurazione diretta per la difficoltà di installazione delle celle di pressione alle varie profondità e per i relativi costi non bilanciati da un effettivo ed efficace riscontro dei risultati.

La strumentazione utilizzata per le misure è stata ubicata lungo la sezione trasversale in corrispondenza a circa 70 mt dalla spalla del sovrappasso ferroviario ( fig.4.1) dove l'altezza del rilevato raggiunge mt. 10,80 dal p.c.

Nella sezione strumentata è stata installata la seguente strumentazione:

n. 1 caposaldo di livellazione topografica posto ad oltre 125 mt di distanza dal bordo del rilevato, da considerarsi come riferimento fisso (fig. 4.12)

n. 2 assistimetri magnetici profondi tipo BRS avente 12 basi di misura di cui 4 ubicate nel corpo del rilevato; 3 basi sono posizionate all'interno della formazione n. 1 ( argilla limosa) , altre 3 nella sottostante formazione sabbiosa e n. 2 nello strato limoso debolmente sabbioso (fig.4.6-4.13). L'assistimetro n. 1 è ubicato in posizione quasi centrale rispetto alla mezzeria mentre l'assistimetro n. 2 è ubicato in corrispondenza della ribanca.

n. 1 verticale attrezzata con tubo inclinometrico posta oltre il piede del rilevato per una profondità di circa 17 mt per la misura delle deformazioni orizzontali (fig.4.7-4.8-4.14 ) . Le misure vengono rilevate con centralina portatile ogni 0,50 mt di profondità con una particolare sonda inclinometrica (fig. 4.19). Il pozzetto di testata dell'inclinometro è stato anche utilizzato come caposaldo per la misura di deformazioni superficiali del terreno essendo l'inclinometro posto in corrispondenza dell'unghia della scarpata.

n. 1 assistimetro superficiale a piastra al fine di rilevare la deformata trasversale del rilevato (fig.4.9-4.15 )

n. 2 piezometri a tubo aperto ubicati fino a profondità di mt 5,00 circa ( nello strato argilloso limoso) e di 15 mt nello strato sabbioso limoso per la misura delle pressioni interstiziali ( fig.4.3-4.4 ). La misura sarà rilevata in continuo mediante trasduttore di pressione collegato ad una centralina di acquisizione dati ( fig.4.16 )

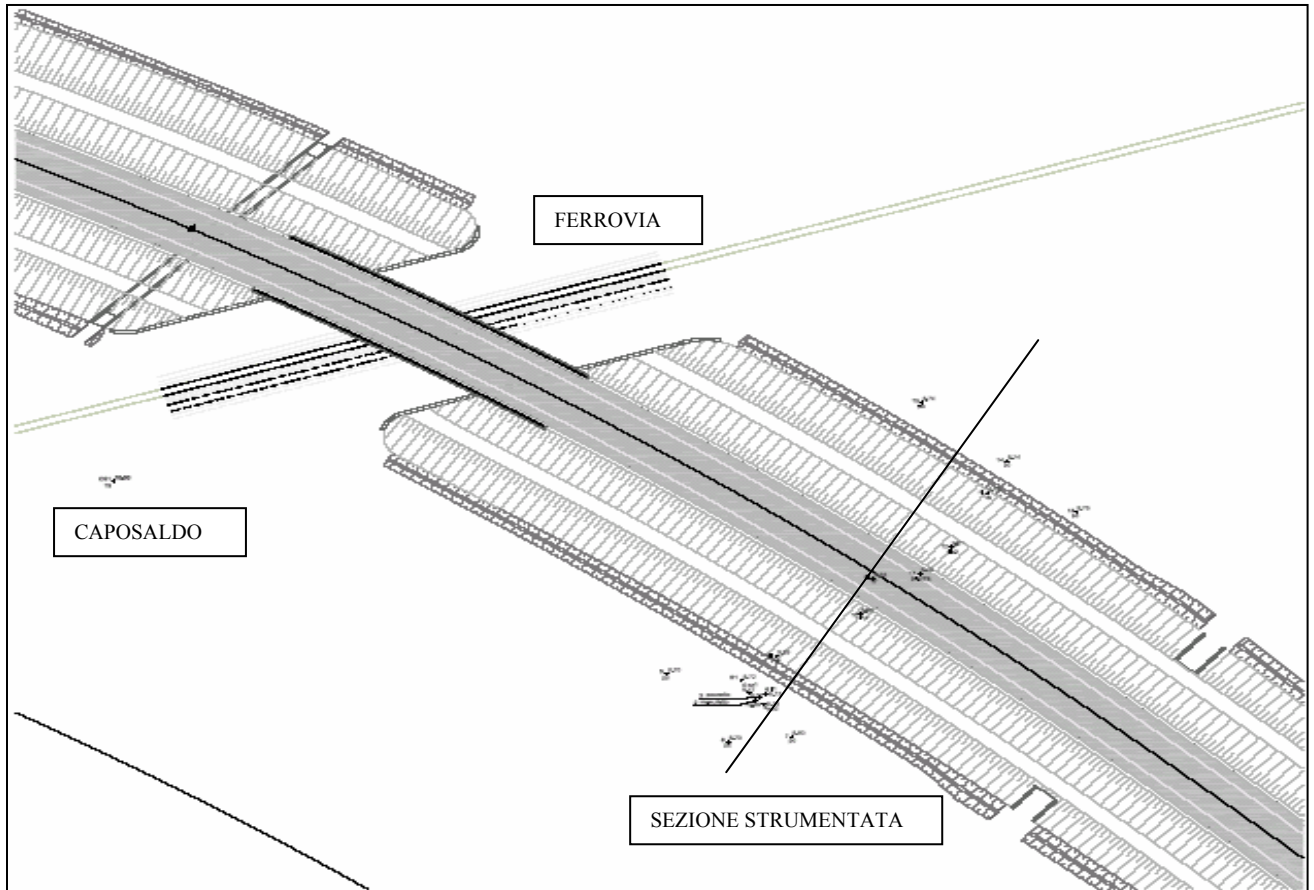
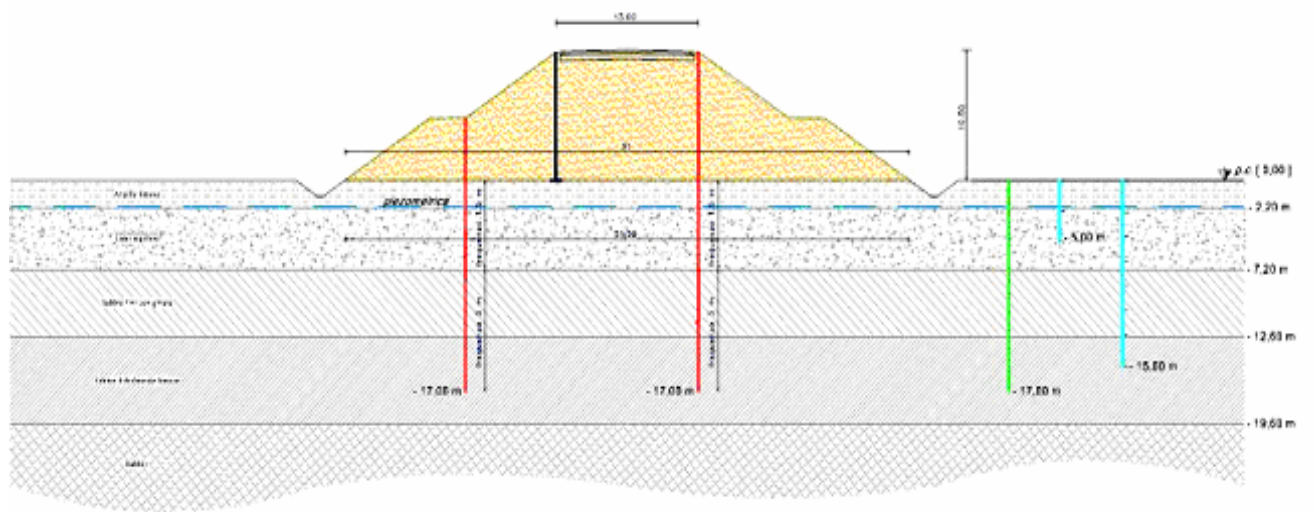


Fig.4 1- Planimetria ubicazione sezione strumentata



Legenda





- |   |                                     |   |                                 |
|---|-------------------------------------|---|---------------------------------|
|  | Assistimetro a piastra superficiale |  | Assistimetro profondo           |
|  | Inclinometro                        |  | Piezometri a diverse profondità |

Fig.4 2- Sezione strumentata

## 4.2-CARATTERISTICHE DELLA STRUMENTAZIONE UTILIZZATA

### 4.2.1-Tubi piezometrici

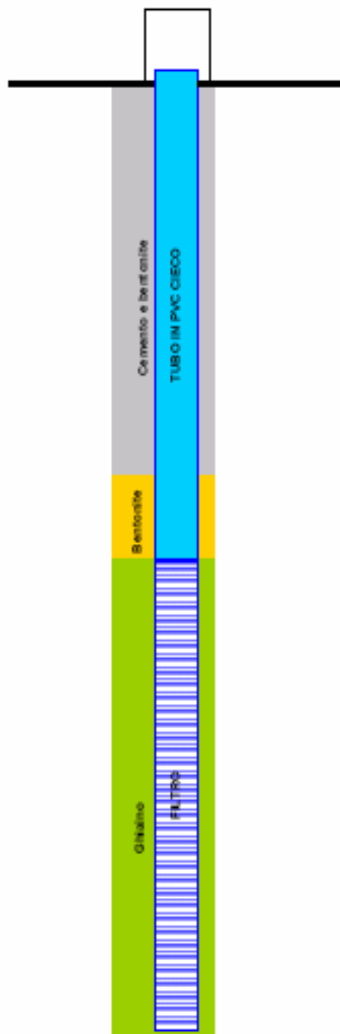
Si tratta di n. 2 tubi da 3" a tubo aperto in pvc posti alla profondità rispettivamente di mt 5 e 15 mt le cui caratteristiche sono riassunte nella tabella sottostante e nella fig. n. 4.1.

N. Piezometro	Profondità	Tratto cieco	Tratto fessurato	Livello statico da p.c. del 14.03.07	Formazione interessata
Piezometro n.1	5	da p.c. - 2,00	da -2,0 a -5,0	-1,45	Argilla limosa e sabbia media
Piezometro n.2	15	da p.c. - 10,00	da -10,0 a -15,0	-2,90	Sabbia media e grossa

Tabella n. 4.1- Caratteristiche dei piezometri

Le misure sono state rilevate in continuo mediante cella piezometrica con sensore estensimetrico a filo vibrante posto al fondo del piezometro e collegato ad una centralina di acquisizione dati ( foto n. 5) a 4 canali dalla quale vengono scaricati i dati con un pc portatile . Oltre a ciò vengono periodicamente rilevate le quote della falda nel piezometro con freatimetro.





SCHEMA INSTALLAZIONE PIEZOMETRO

Fig. 4.3- Schema costruttivo del piezometro.

Per quanto riguarda il tempo di risposta dei piezometri, cioè il tempo richiesto per raggiungere l'equilibrio idraulico, secondo lo schema riportato da Viggiani (1974) in fig. n.4.4 ponendo una permeabilità uguale a  $K=2,15 \cdot 10^{-4}$  cm/sec come misurata con al prova Lefranc in foro si desume che il tempo di risposta dei piezometri installati varia dalla 20 alle 30 ore.

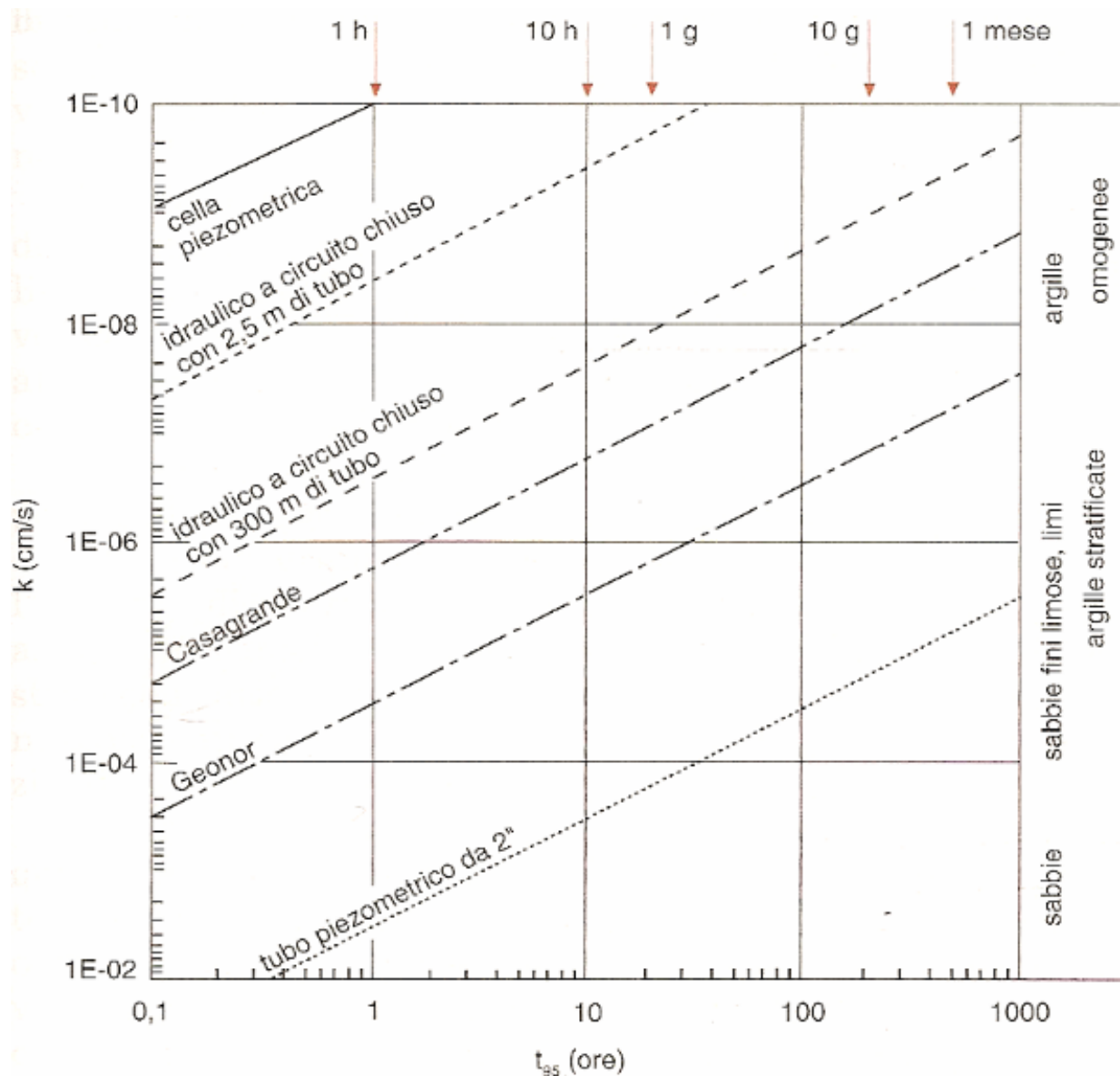


Figura 4.4- Tempo di risposta delle varie tipologie di piezometri.

#### 4.2.2-Tubi assistimetrici profondi

Come già accennato in precedenza si tratta di tubi magnetici del diametro di mm 70 profondi tipo BRS avente 8 basi di misura ubicate sotto la base del rilevato e n. 3 all'interno del corpo del rilevato. Essi sono stati installati secondo le specifiche date dalla ditta fornitrice

Per entrambi gli assistimetri gli anelli magnetici sono stati installati alle seguenti profondità:

N. anello	Profondità rispetto alla testa del tubo	Profondità rispetto al p.c.	Formazione interessata
1	0,5	0,20	Piano appoggio rilevato
2	2,0	1,70	Argilla limosa
3	3,5	3,30	Argilla limosa
4	5,00	4,80	Sabbia media e grossa
5	6,5	6,30	Sabbia media e grossa
6	9,5	9,30	Sabbia media e grossa
7	12,5	12,30	Sabbia media e grossa
8	15,50	15,30	Limo sabbioso
9			corpo del rilevato
10			corpo del rilevato
11			corpo del rilevato
12			corpo del rilevato

Figura 4.5- Caratteristiche dei tubi assistimetrici installati

n. 1 base in corrispondenza del piano di posa del rilevato, n.2 basi sono posizionate all'interno della formazione n. 1 ( argilla limosa) , altre 4 nella sottostante formazione sabbiosa e n. 1 nello strato limoso debolmente sabbioso.

Il monitoraggio di tali strumentazione consiste nel rilevare periodicamente con livellazione ottica la posizione della testa del tubo riferita ad un punto fisso ( caposaldo) e con una nastro graduato e sensore magnetico alla estremità ( fig.4.18 ) la posizione dei vari anelli magnetici man mano che il rilevato aumentava in altezza.

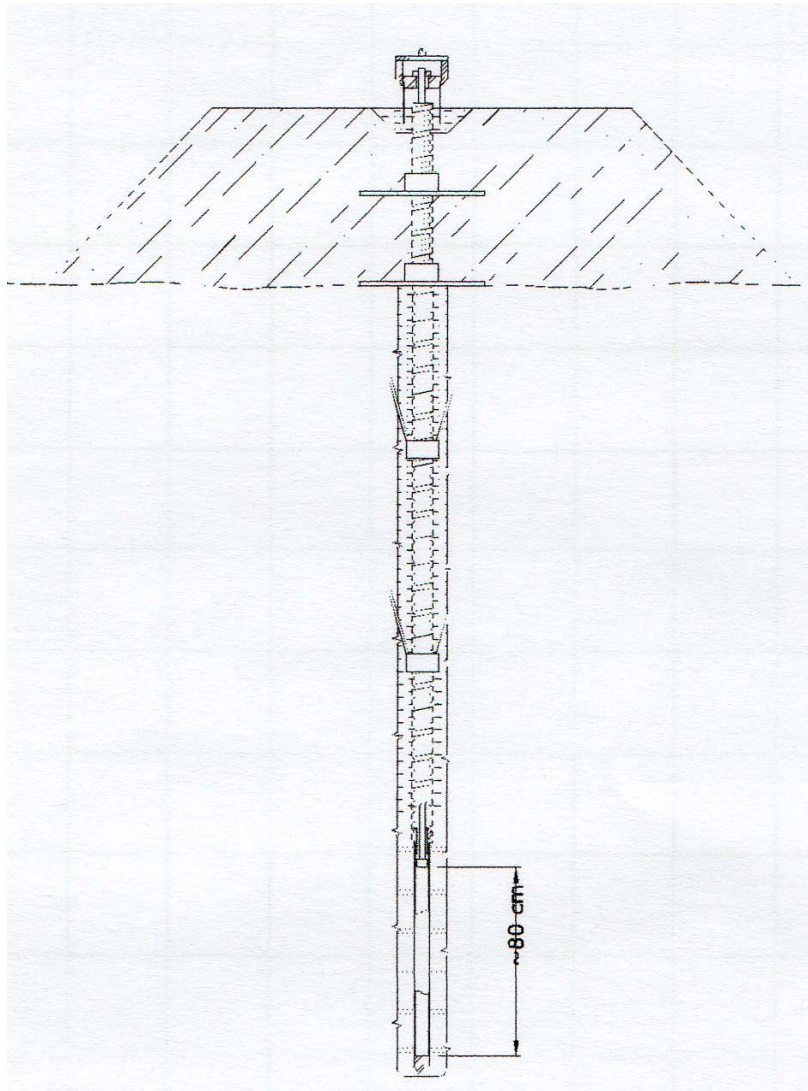


Figura4.6- Schema dell'assistimetro profondo

#### 4.2.3-Tubo inclinometrico

Si tratta di un tubo del diametro di mm 82 in alluminio , posto alla profondità di mt 17,00 ed ubicato in corrispondenza dell'unghia del rilevato .

I tubi inclinometrici sono speciali tubi sagomati che, utilizzati assieme ad una sonda inclinometrica, permettono di individuare movimenti orizzontali del terreno. Le funzioni principali della tubazione inclinometrica sono: - seguire le deformazioni del terreno in cui è installata - garantire una precisa sede di scorrimento alla sonda inclinometrica che andrà a misurare le variazioni di inclinazione; - fornire le orientazioni di riferimento per la sonda inclinometrica.

Al suo interno il tubo inclinometrico presenta quattro scanalature longitudinali con sezione tale da minimizzare i giochi di accoppiamento con le rotelle della sonda inclinometrica così da garantire un'ottima guida e ripetibilità.

Le misure sono state eseguite con minor frequenza rispetto alle misure piezometriche ed assistimetriche sia perché gli spostamenti orizzontali prevedibili sono molto più ridotti rispetto a quelli verticali sia perché all'inizio ci sono state difficoltà di rilievo di dati affidabili legate alla taratura dello strumento.

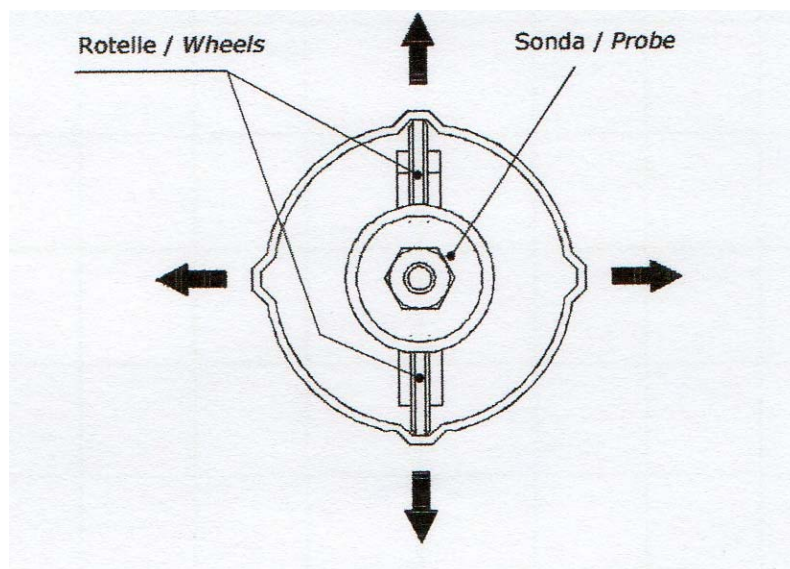


Figura 4.7- Sezione del tubo inclinometrico

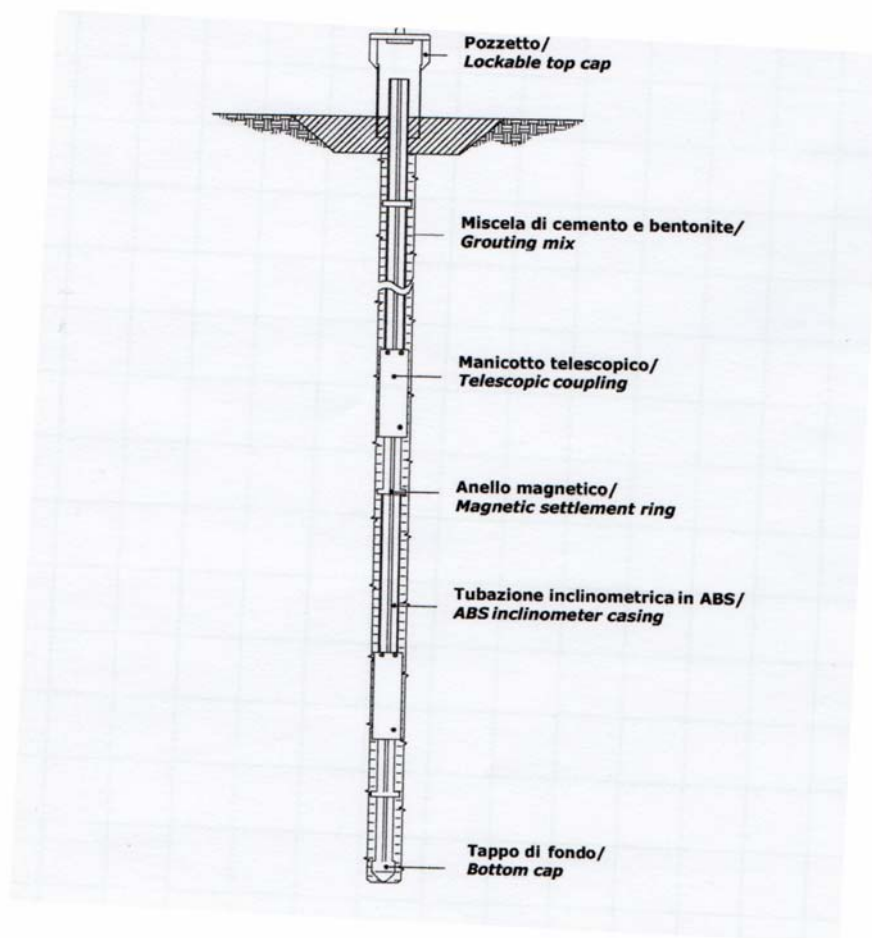


Figura 4.8- Schema dell'inclinometro

#### 4.2.4-Assistimetro di superficie a piastra

L' assistimetro a piastra a punto singolo è stato installato all'interno del rilevato allo scopo di misurare i cambiamenti relativi di quota fra il riferimento di superficie e l'ancoraggio profondo. Questo tipo di assistimetri si basa su un principio di funzionamento molto semplice: un'asta di acciaio viene inserita all'interno di una guaina corrugata in materiale plastico per svincolarla dall'attrito del terreno. La parte terminale dell'asta è vincolata al terreno mediante iniezione (tell-tale) o solidarizzata al rilevato mediante una piastra. In superficie la testa dell'asta è soggetta a cedimenti della stessa entità di quelli dello strato profondo in cui l'asta è ancorata. La misura è effettuata topograficamente per ottenere cedimenti assoluti.

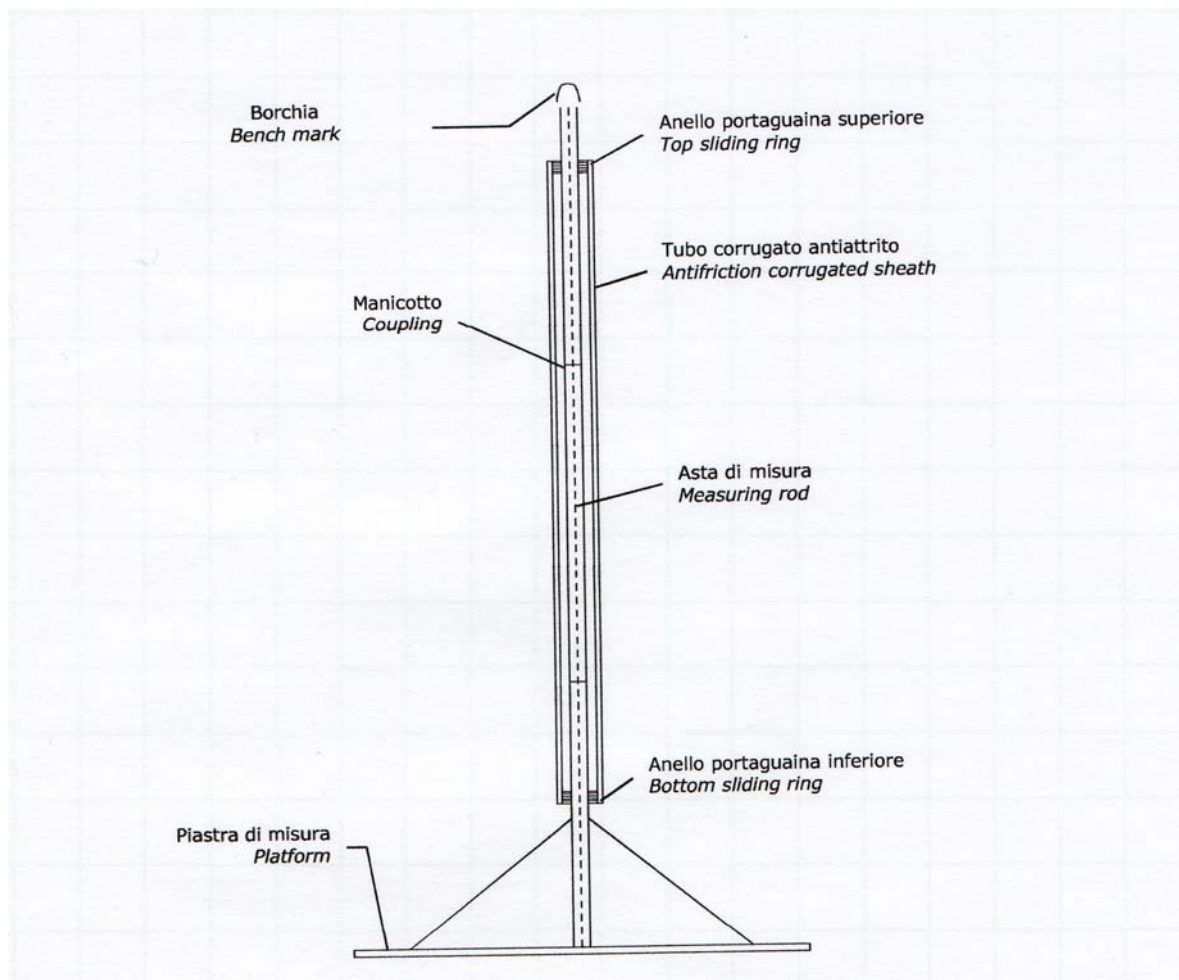


Figura 4.9- Schema dell'assistimetro a piastra





Fig. 4.10-Boccaforo piezometro 1



Fig.4.11-Boccaforo piezometro 2





Fig. 4.12-Caposaldo topografico



Fig.4.13-Assistimetro multibase



Fig. 4.14-Inclinometro



Fig. 4.15-Assistimetro a piastra



Fig.4.16-Centralina acquisizione dati piezometrici



Fig.4.17-Centralina portatile acquisizione dati inclinometrici



Fig.4.18-Nastro graduato per misure assistimetriche



Fig.4.19-Sonda per rilievo misure inclinometriche

## 5.0-ATTIVITA' DI MONITORAGGIO

Attraverso le informazioni raccolte con la strumentazione installata è stato possibile osservare :

- a) l'andamento dei cedimenti superficiali e profondi con l'avanzamento della costruzione del rilevato nel tempo;
- b) l'andamento della sovrappressione neutra alle varie profondità nel tempo;
- c) l'andamento delle deformazioni verticale con la profondità;
- d) l'altezza del rilevato ed il relativo carico in funzione del tempo.
- e) Il rilievo topografico di superficie.

Con l'acquisizione in continuo ed in contemporanea delle misure di deformazione verticale nonché dei carichi e delle variazioni delle pressioni interstiziali è possibile stabilire se i modelli di calcolo utilizzati per la valutazione dei cedimenti possono essere considerati realistici.

Per quanto riguarda le misure inclinometriche, a causa di una rottura del sensore della sonda, non è stato possibile terminare il monitoraggio ed i pochi dati iniziali raccolti non sono sufficienti ai fini di svolgere delle elaborazioni significative.

I fattori esterni che possono influenzare le misure dei vari parametri rilevati sono legate alle condizioni ambientali ed alle infrastrutture presenti al contorno della sezione strumentata.

Relativamente alle condizioni ambientali si fa presente che l'unico fattore che può interferire sulla affidabilità delle misure, per quanto riguarda le pressioni interstiziali, è l'infiltrazione di acqua superficiale dovuta alla piovosità ed alla irrigazione agricola.

Attraverso il processo di infiltrazione le precipitazioni atmosferiche alimentano in modo più o meno ritardato le falde acquifere più superficiali influenzando l'oscillazione della quota freatica nei piezometri. Così pure l'irrigazione per le coltivazioni agricole, la cui pratica ha inizio nei mesi primaverili, può essere un fattore condizionante per la misura effettiva delle pressioni neutre.

Per valutare tale apporto sono state raccolte tutte le osservazioni meteorologiche della zona nel periodo della costruzione del rilevato che sono riportate nel grafico di figura n.5.8.

Un'altra causa di condizionamento è la presenza della linea ferroviaria a circa mt 100 dalla sezione strumentata e la realizzazione della spalla del sovrappasso ferroviario con la relativa fondazione profonda ( pali trivellati di lunghezza di circa 24 mt ) posta a mt 65 dalla sezione strumentata.

Tutte le fasi realizzative ( palificazioni , platea , muri di elevazione , impalcato ecc.) sono state registrate ed è possibile quindi stabilire un nesso di causalità tra eventuali anomalie nelle osservazioni delle deformazioni profonde del terreno e la costruzione di tale manufatto.

I rilievi topografici di superficie, le letture assistimetriche ed il monitoraggio del livello piezometrico con freatimetro sono iniziate nel novembre-dicembre 2007 quando il rilevato aveva raggiunto la quota di 0,88 mt dal pc.

Viceversa il rilievo con centralina dei due piezometri elettrici sono iniziate più tardi , agli inizi di febbraio 2008 e all'inizio di aprile.

Al fine di poter meglio comparare le varie misure ( assistimetri profondi, di superficie, rilievi topografici, pressioni neutre ecc.) in tutti i digrammi delle fig. 5.6-5.7-5.9-5.10-5.11-5.16-5.17 il tempo zero iniziale corrisponde alla data del 06.02.2008 allorchè il rilevato era ancora alla quota di 0,88 mt dal p.c. e quindi a circa 251 giorni successivi all'inizio delle lavorazioni.

## **5.1-MODALITA' COSTRUTTIVE DEL RILEVATO**

I lavori di realizzazione del rilevato stradale si sono sviluppati in un arco di tempo piuttosto lungo . L'area di indagine era stata preliminarmente soggetta ad uno sbancamento generalizzato per circa 0,80 mt di spessore a causa dei ritrovamenti archeologici che hanno imposto un fermo cantiere di oltre 6 mesi. Quindi dopo la chiusura delle ricerche archeologiche , terminata nel dicembre 2006 , si è iniziato il riempimento e la successiva ricarica secondo la tempistica evidenziata nella fig n.5.2.

La costruzione del rilevato è avvenuta in circa 587 giorni , procedendo per fasi successive durante le quali sono stati messi in opera i vari strati di terreno dell'altezza di circa 40-50 cm . Il rilevato è costituito prevalentemente da materiale limoso argilloso trattato con calce idrata e costipato con rullo vibrante da 15 ton. Tra una fase costruttiva e l'altra della posa dei vari strati sono intercorsi periodi molto variabili tra loro a causa di una mancata seria programmazione dei lavori da parte dell'impresa esecutrice.

Sono state individuate n. 5 fasi principali di caricamento e di costruzione del rilevato di durata variabile e con posa di spessori diversi di terreno. Come si evince dalla tabella n. 5.1 e dalla fig. 5.1, fino alla quota di mt 3,40 dal p.c. ( prime due fasi) i tempi sono stati estremamente lunghi ( 499 giorni) mentre per le successive fasi, per uno spessore di 6,50 mt, il completamento si è stato realizzato molto più velocemente in tempi molto più ridotti (94 giorni).

In dettaglio la costruzione del rilevato si è sviluppata secondo la tempistica riportata nella figura 5.2. ed i carichi equivalenti sul piano di posa e sul terreno di fondazione sono stati rappresentati nella figura 5.3.

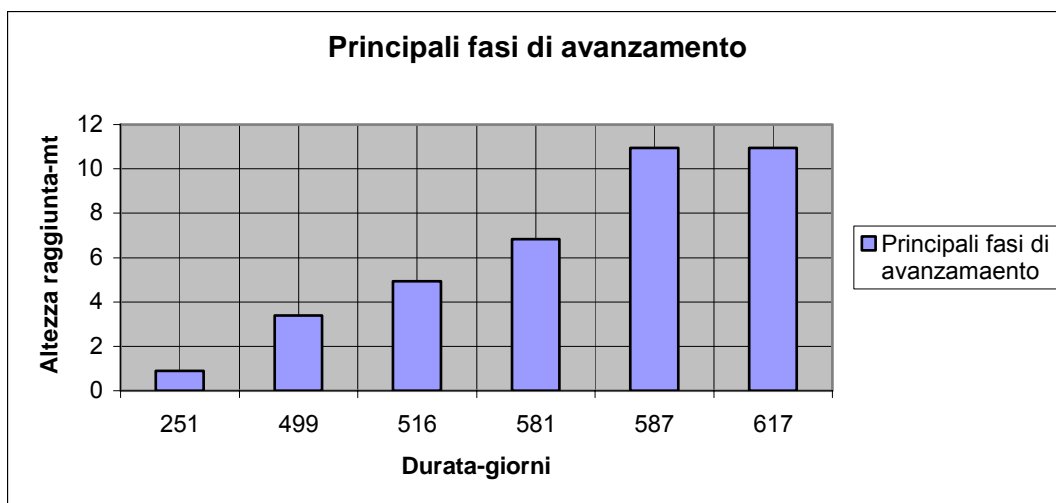


Fig.5.1- Principali fasi di avanzamento dei lavori

Fasi di caricamento	tempo progr. (gg)	altezza raggiunta	spessore (mt)
1	251	0,887	0,89
2	499	3,397	2,51
3	516	4,927	2,42
4	581	6,822	4,41
5	587	10,95	6,55
6	617	10,95	0

Tabella n.5.1- Suddivisione in fasi temporali per la realizzazione del rilevato

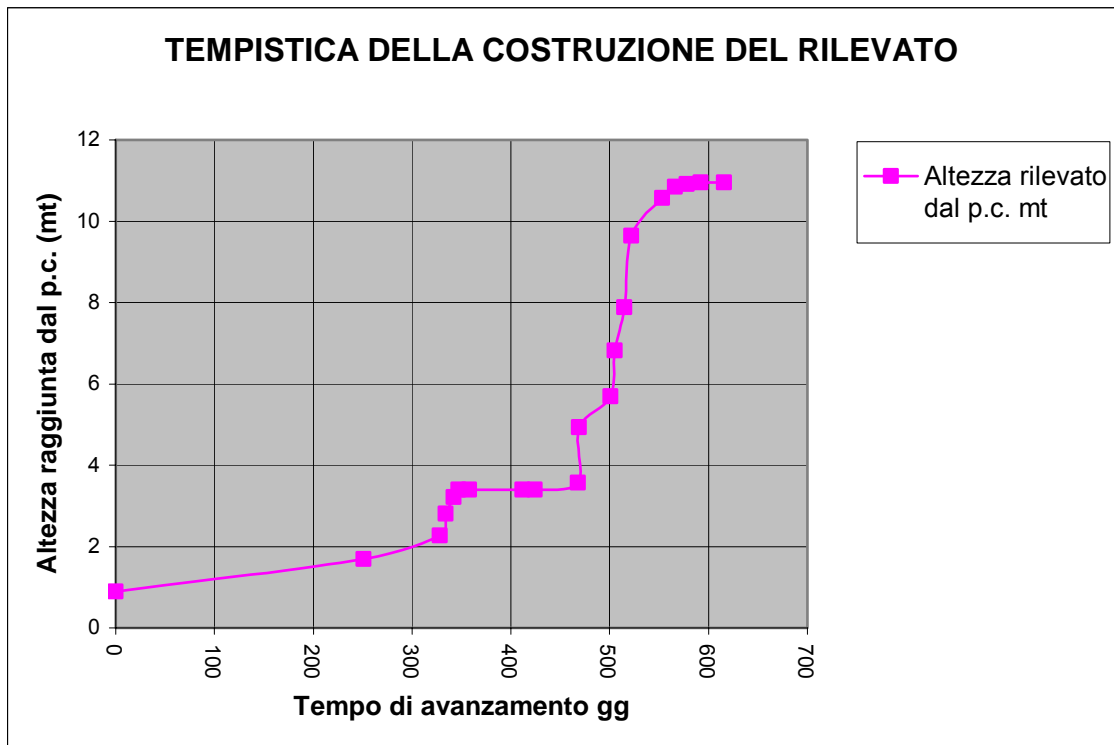


Fig.5.2- Andamento della costruzione del rilevato nel dettaglio

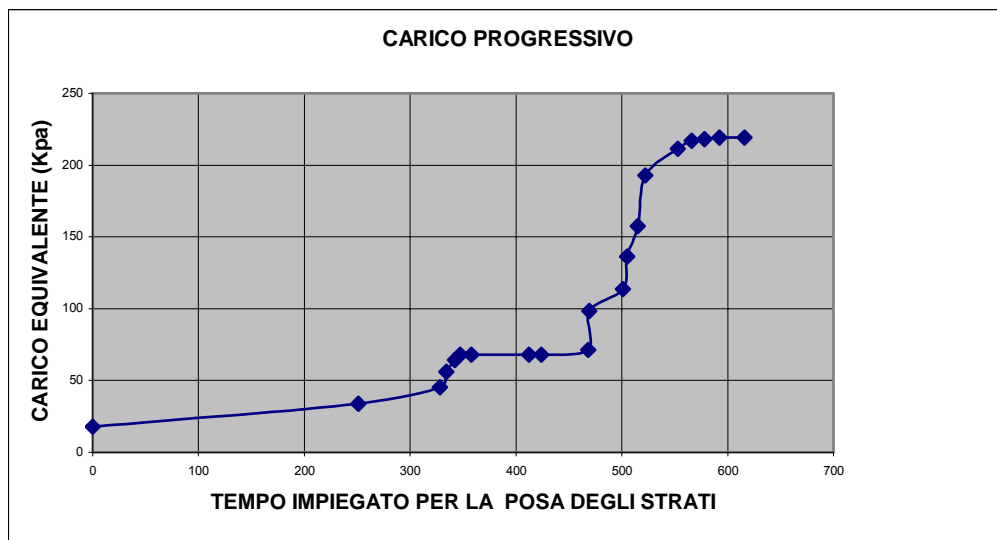


Fig.5.3- Carico applicato , andamento nel tempo

Per quanto riguarda l'entità dell'incremento di carico, essa è conseguente alle modalità di realizzazione del rilevato. In questo caso la ridotta velocità di applicazione del carico è stata tale da consentire la lenta dissipazione delle sovrappressioni neutrali negli strati di materiale coerente (il 1° ed il 3° strato) e l'effetto di consolidazione conseguente ha consentito a determinare un aumento della resistenza sufficiente a mantenere molto distante la tensione applicata dai valori limite di equilibrio.

L'analisi del percorso tensionale, svolta in termini di parametri effettivi di tensioni  $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ ,  $s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ , mostra, infatti, che i cambiamenti di stato tensionale nei due strati coesivi, conseguenti ad ogni fase costruttiva, non raggiungono la linea di involuppo a rottura (fig.5.4-5.5)

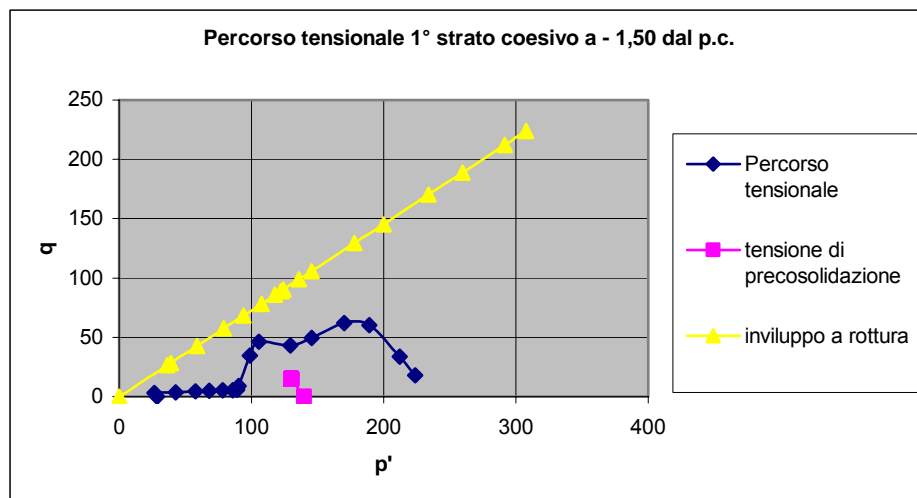


Fig. 5.4- Percorso di carico nel piano p'-q nel primo strato coesivo

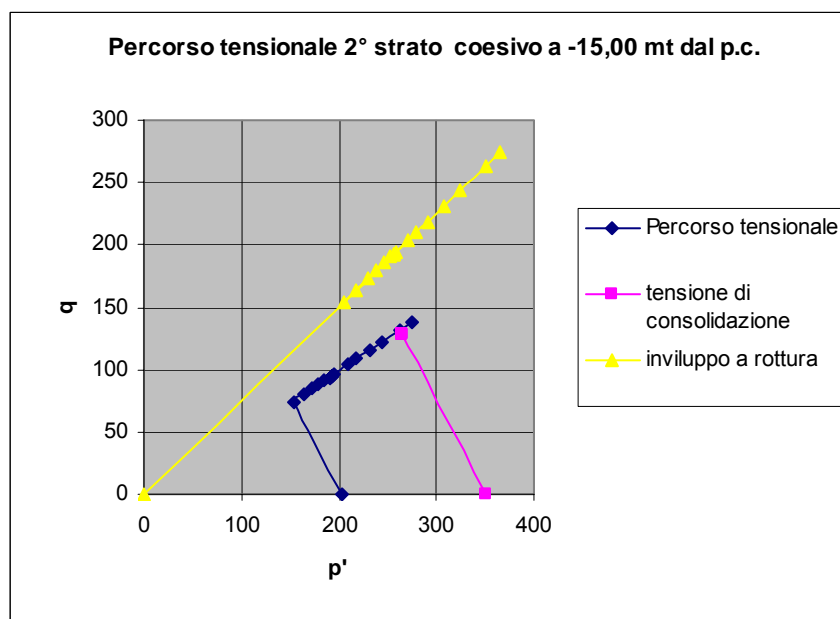


Fig. 5.5- Percorso di carico nel piano p'-q nel secondo strato coesivo



## 5.2-PRESSIONE NEUTRA

La variazione della pressione neutra negli strati del terreno di fondazione più superficiali attraverso la variazione della quota di falda è stata misurata con i due piezometri installati a due quote diverse come riportato in tabella n. 4.1.

Il periodo più significativo per l'osservazione delle misure è quello che intercorre tra il marzo ed ottobre 2008 , periodo entro il quale si è verificato il maggior incremento di carico e con la maggiore rapidità.

Le misure, come già detto in precedenza, sono state raccolte sia con freatimetro, mediamente una volta la settimana, sia con la centralina di acquisizione automatica dei dati ogni 6 ore per entrambi i piezometri.

Confrontando i grafici delle figure 5.6 e 5.7 si nota che la concordanza dei rilievi è quasi perfetta.

Per il piezometro P1, la massima escursione della falda più superficiale è stata di mt 1,58 essendo la massima quota raggiunta, alla metà del mese di settembre, di -0,61 mt dal p.c. e quella minima, nei primi giorni di aprile, di -2,19 dal p.c.

La falda più profonda raggiunge la quota massima nel periodo di fine luglio (-1,29 mt dal p.c.) mentre l'abbassamento maggiore si ha nel mese a metà aprile (-3,29 mt dal p.c.).

Osservando l'andamento delle quote piezometriche in relazione con la costruzione del rilevato non si notano correlazioni significative. Come risulta dalla figura 5.6, le quote piezometriche rilevate dal piezometro n. 2 presentano un andamento costantemente crescente ( dal 100° al 180° giorno di rilievo) pur in assenza di aumenti di carico, non essendo il rilevato aumentato di quota.

Ciò significa che le variazioni piezometriche degli acquiferi, peraltro di ridotta entità e tipiche della zona, sono sostanzialmente di natura stagionale e legate esclusivamente alla ricarica idrica dovuta alle irrigazioni agricole estive e non anche alla piovosità stagionale che ha raggiunto nel periodo di osservazione un'altezza di pioggia di 764 mm con picchi mensili di 115 mm ( novembre 2008) e 103 mm ( settembre 2008) Fig. 5.8.

Con ogni probabilità le sovrappressioni, che sono originate dall'incremento di carico sotto gli strati del sottosuolo, vengono dissipate con immediatezza anche dalle formazioni di materiale coerenti le quali sono costituite da sottili lenti di sabbia limosa che determinano ad aumentare il valore complessivo del coefficiente di permeabilità.

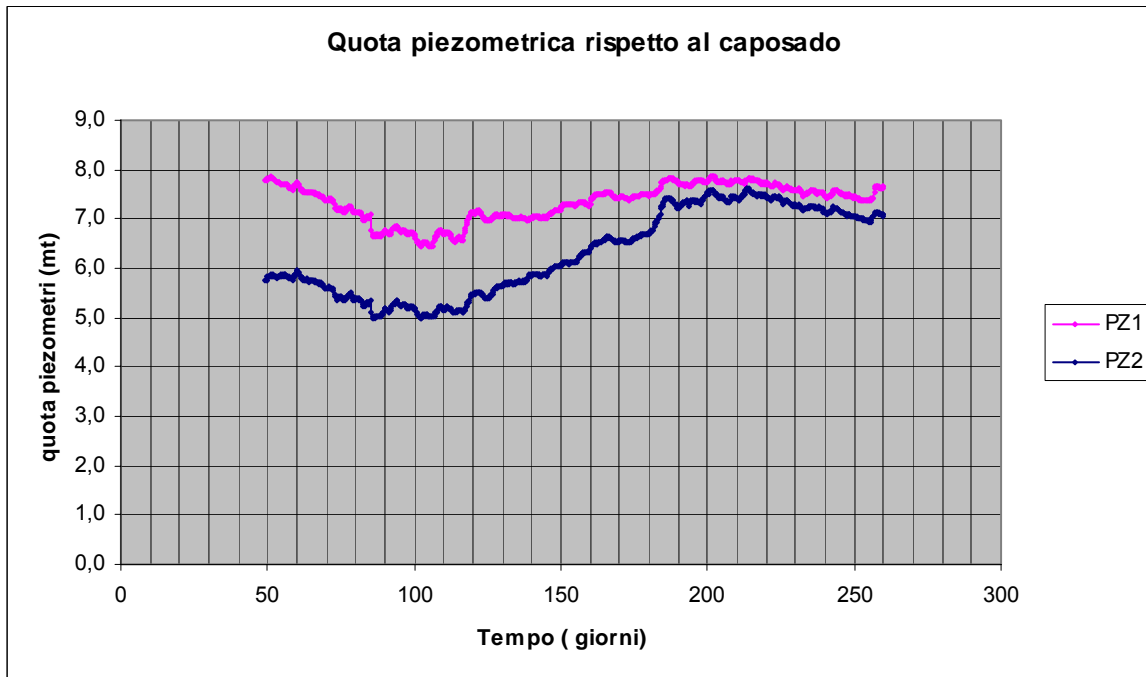


Fig.5.6 - Misure con piezometri elettrici e datalogger a partire dalla data del 01.04.2008

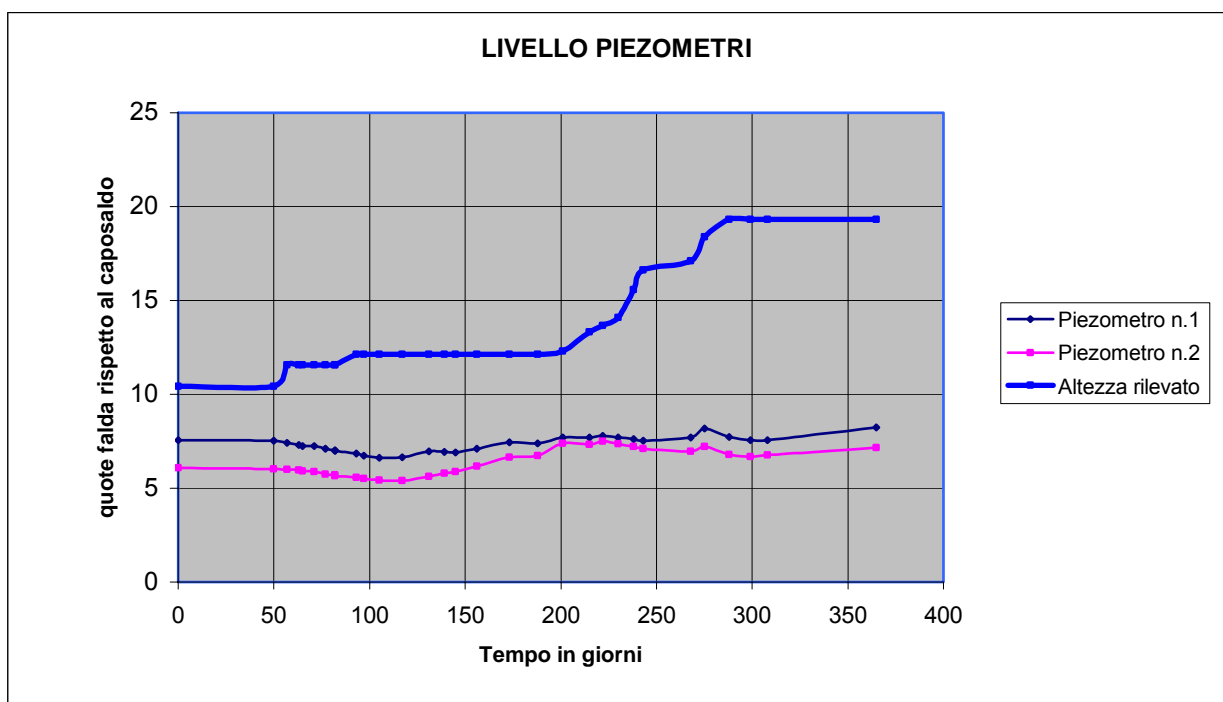


Fig.5.7 - Misure con freatimetro dal 06.02.2008 al 18.12.2008

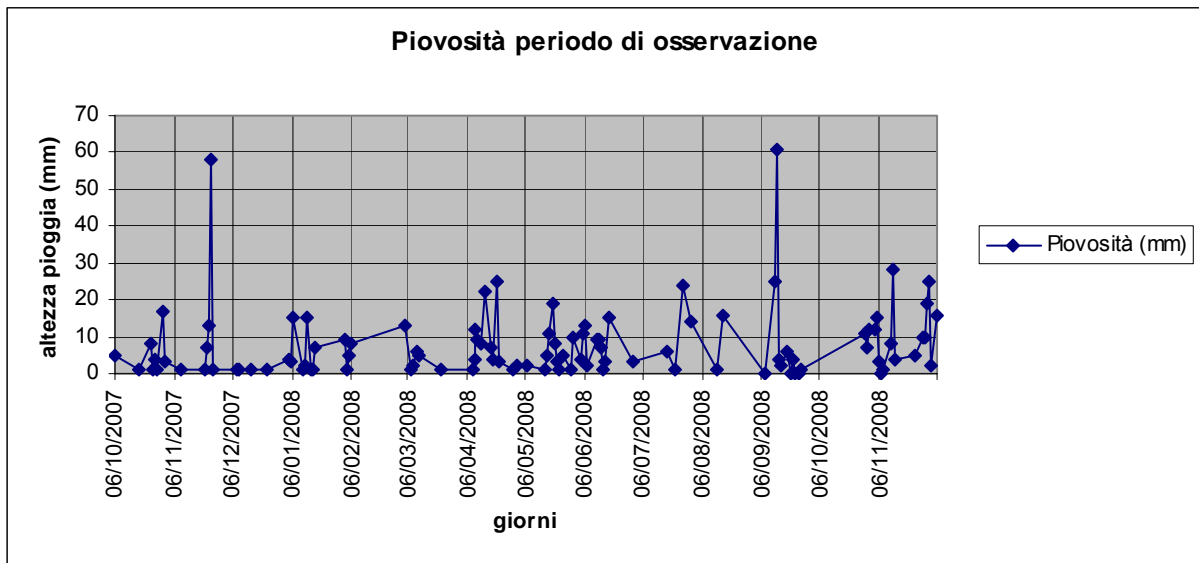


Fig. 5.8– Piovosità giornaliera in mm di pioggia caduta nel periodo da ottobre 2007 a dicembre 2008.

### 5.3-DECORSO DEI CEDIMENTI : RAPPRESENTAZIONE ED ANALISI DELLE OSSERVAZIONI

Le figure 5.9. e 5.10 rappresentano l'andamento dei cedimenti in relazione con l'avanzamento dei lavori di costruzione del rilevato misurati ed osservati a partire dalla data del 06.02.2008 e fino alla data del 18.12.2008 quindi negli ultimi 316 giorni.

Ad esclusione delle deformazioni misurate all'interno del corpo del rilevato (anelli n.9,10,11,12) si osserva una contemporanea corrispondenza tra carichi e deformazioni per tutta la profondità del terreno indagata sia negli strati di natura coesiva che in quelli propriamente granulari.

Il valore del cedimento massimo raggiunto è di mt 0,160 per l'assistimetro n.1 in corrispondenza dell'anello magnetico n. 2 ( quota a  $-0,50$  circa dal p.c.); per l'assistimetro n. 2 in corrispondenza dell'anello n.1 ( posto a quota  $-0,44$  dal p.c.) il massimo cedimento è di mt 0,185 .

La circostanza per cui l'anello 1 dell'assistimetro n.2 si è abbassato maggiormente del corrispondente anello dell'assistimetro n.2, pur essendo ubicato su una verticale su cui grava un carico inferiore, allo stato attuale, non è facilmente spiegabile se non con una possibile presenza di concentrazioni di sforzi, magari temporanee, in zone di maggiore rigidità oppure da una stratigrafia non uniforme per la presenza in quel punto di uno strato compressibile di spessore

maggiore. Sarà interessante, infatti, verificare e controllare tale anomalia anche nella fase successiva di esercizio del rilevato.

Quando la pressione di contatto rilevato-terreno è pari a circa 120 Kpa, cioè a circa 6,00 di altezza del rilevato, la rigidezza del terreno di fondazione decade significativamente e le deformazioni si concentrano soprattutto nel primo strato coesivo. Un ulteriore incremento delle deformazioni viene osservato dopo il raggiungimento della altezza di mt 10,00 corrispondente ad un carico di circa 200 Kpa. La rapidità con cui è stato caricato il terreno ( in poche settimane il rilevato si è innalzato di 4 mt) ha determinato una accelerazione del processo deformativo, molto evidente soprattutto nel diagramma dell'assistimetro n.1 di fig. 5.9

Il cedimento del piano di posa del rilevato è stato controllato con le misure dell'assistimetro a piastra e con gli spostamenti misurati degli anelli n.2 dell'assistimetro n.1 e n.1 dell'assistimetro n.2.

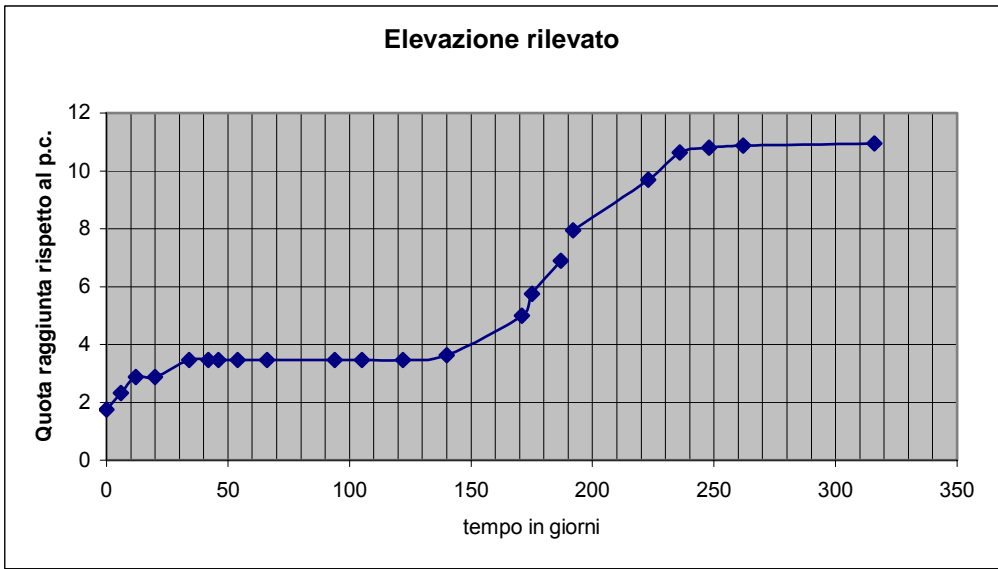
Le curve rappresentate nella figura 5.11 mostrano un andamento analogo e congruente con l'incremento generale dei carichi dovuti alla posa degli strati di terreno che costituiscono il corpo del rilevato benché la distribuzione della deformazione nel tempo sia più regolare per la colonna assistimetrica 1 rispetto alla 2, ma entrambe presentano un percorso simile.

La distribuzione dei cedimenti in profondità, rappresentata in fig.5.12 ma soprattutto dalle isocrone di fig. 5.13 e fig.5.14, conferma quanto evidenziato nelle rappresentazioni temporali e cioè un gradiente di crescita marcatamente differenziato lungo la verticale sotto la quota 0,00 dal p.c. per tutte le principali fasi di carico.

I picchi di massima deformazione li troviamo, infatti, in corrispondenza degli anelli posti a contatto con le formazioni superficiali più compressibili mentre in profondità il gradiente dello spostamento verticale si riduce a contatto con formazioni a maggiore rigidezza. Per meglio visualizzare tale correlazione è stata affiancata alla figura delle isocrone dell'assistimetro n.1 il grafico della prova penetrometrica SPT 10 più prossima alla sezione di monitoraggio ( fig.5.15).

Per quanto riguarda il rilievo topografico di superficie, oltre ai rilievi periodici della altezza raggiunta del rilevato nelle varie fasi costruttive rispetto al punto fisso del caposaldo, è stata controllata, con la stessa frequenza, la quota della testa del pozzetto dell'inclinometro posizionato in corrispondenza dell'unghia del rilevato stesso.

Le misure, rappresentate in fig. 5.16, mostrano un abbassamento dell'ordine di 3-4 cm della quota topografica del suolo soprattutto dopo che il rilevato ha raggiunto la sua massima altezza.



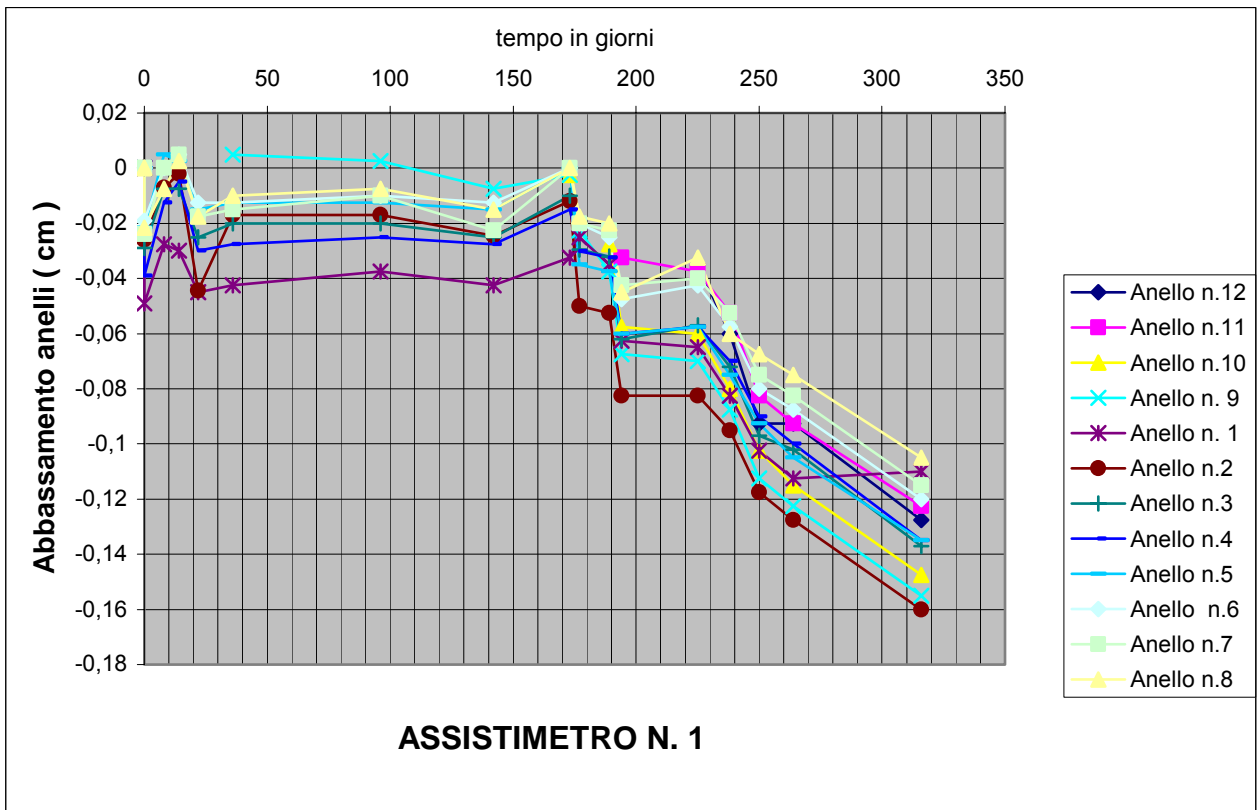
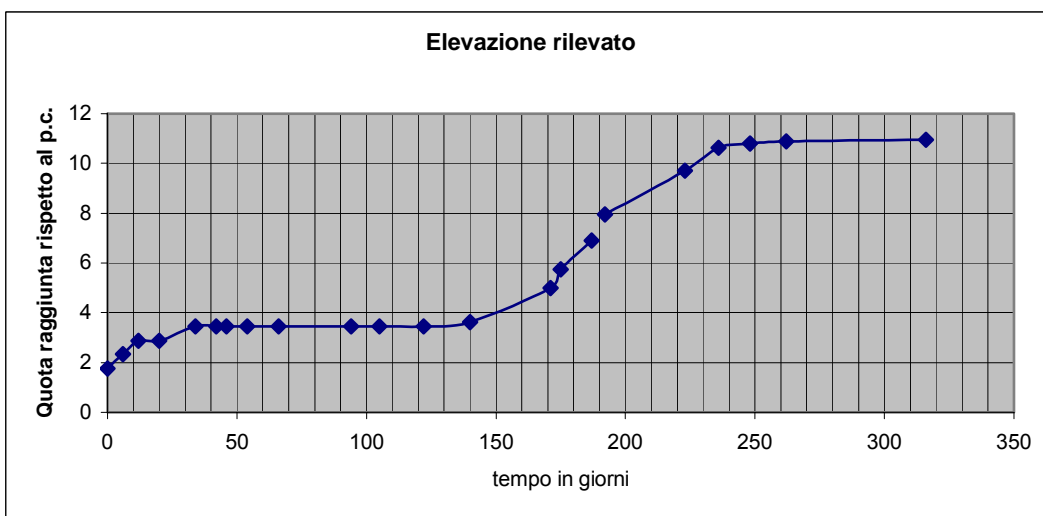


Fig. 5.9- Misure dei cedimenti per con l'assistimetro n.1 rilevate dal 06.02.2008 al 18.12.2008



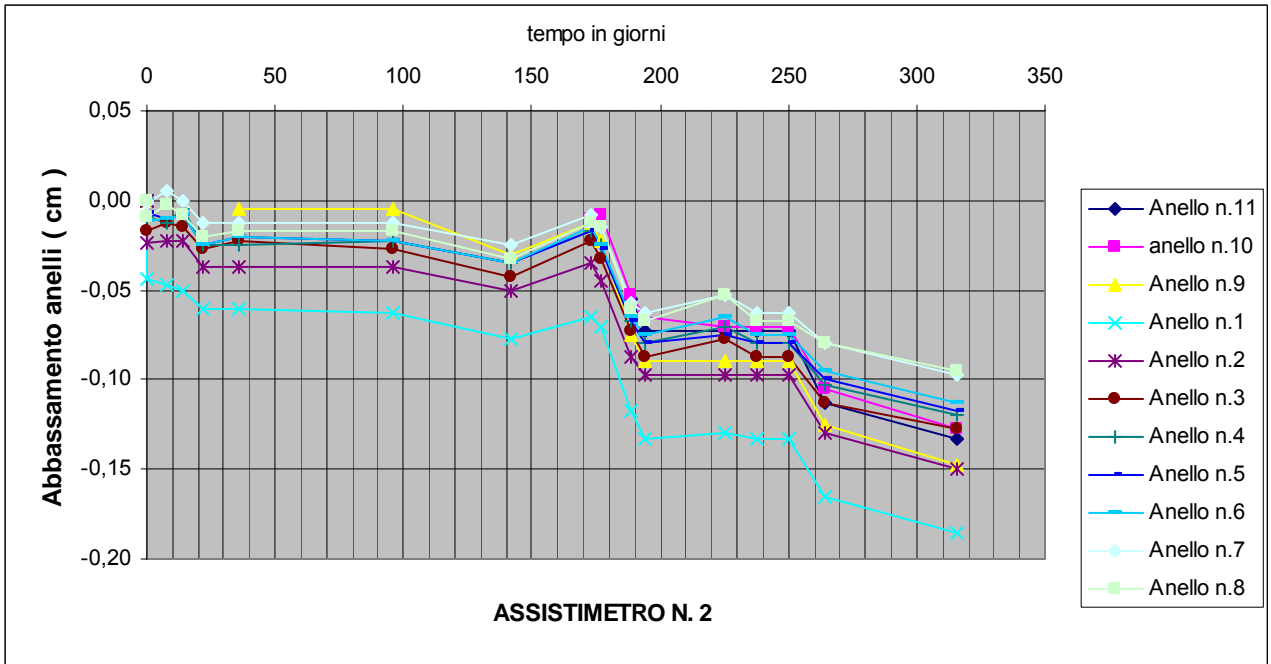


Fig. 5.10- Misure dei cedimenti per con l'assistimetro n.2 rilevate dal 06.02.2008 al 18.12.2008

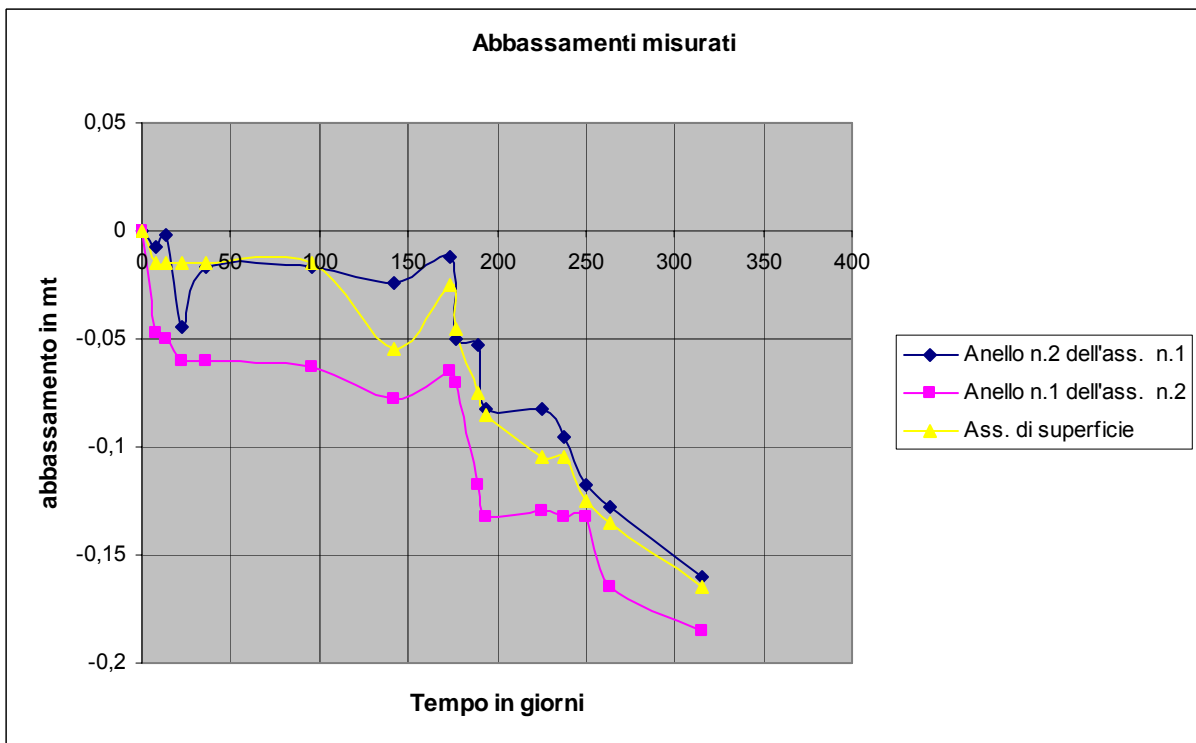


Fig. 5.11- Grafico dei cedimenti misurati in corrispondenza del piano di posa del rilevato per il periodo di costruzione del rilevato fino al 18.12.2008

Data misura	Tempo gg	IN1 mt	IN2 mt	Ass. a piastra mt
06/02/08	0	0	0	0,000
14/02/08	8	-0,007	-0,0475	-0,015
20/02/08	14	-0,002	-0,05	-0,015
28/02/08	22	-0,0445	-0,06	-0,015
13/03/08	36	-0,017	-0,06	-0,015
12/05/08	96	-0,017	-0,0625	-0,015
27/06/08	142	-0,0245	-0,0775	-0,055
28/07/08	173	-0,012	-0,065	-0,025
01/08/08	177	-0,05	-0,07	-0,045
13/08/08	189	-0,0525	-0,1175	-0,075
18/08/08	194	-0,0825	-0,1325	-0,085
18/09/08	225	-0,0825	-0,13	-0,105
01/10/08	238	-0,095	-0,1325	-0,105
01/10/08	238	-0,095	-0,1325	-0,105
27/10/08	264	-0,1275	-0,165	-0,135
18/12/08	316	<b>-0,160</b>	<b>-0,185</b>	<b>-0,165</b>

Tab. 5.2- Misure dei valori del grafico di fig.5.11

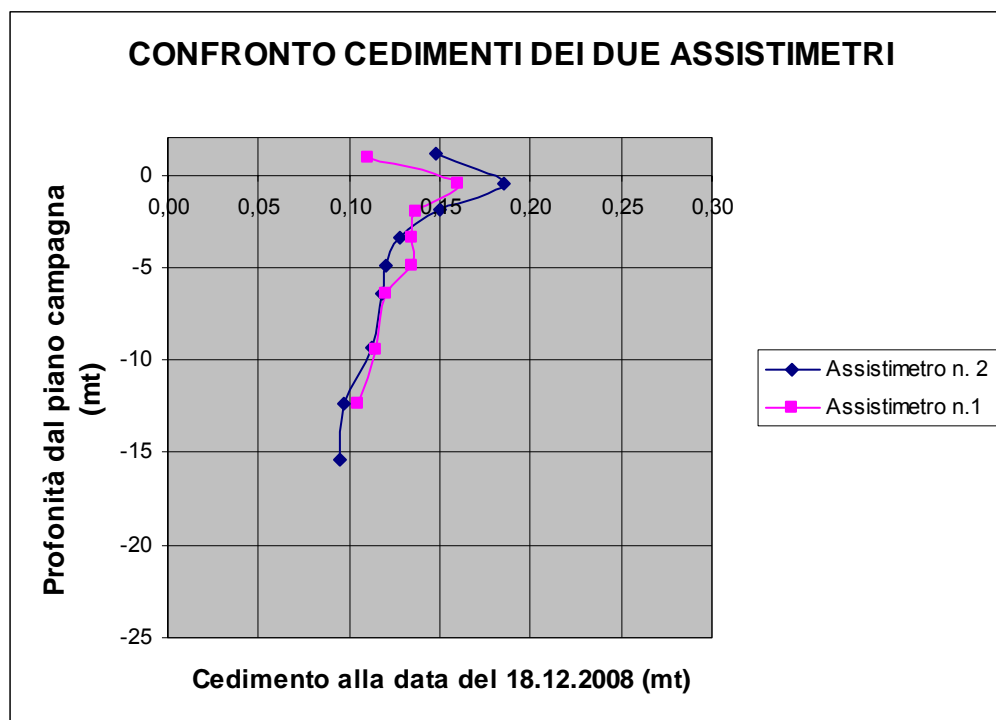


Fig. 5.12- Cedimento massimo misurato alle varie profondità alla data del 18.02.2008.



ASSISTIMETRO N. 1		ASSISTIMETRO N. 2	
PROFONDITA'	Cedimento alla data del 18.12.2008 in corrispondenza degli anelli	PROFONDITA'	Cedimento alla data del 18.12.2008 in corrispondenza degli anelli
dal p.c. ( in mt)		dal p.c. ( in mt)	
0,935	0,110	1,18	0,148
<b>-0,5</b>	<b>0,160</b>	<b>-0,44</b>	<b>0,185</b>
-1,955	0,137	-1,94	0,150
-3,445	0,135	-3,42	0,128
-4,955	0,135	-4,90	0,120
-6,44	0,120	-6,39	0,118
-9,435	0,115	-9,39	0,113
-12,415	0,105	-12,38	0,098
		-15,36	0,095

Tab. 5.3- Misure dei cedimenti dei vari anelli degli assistimetri.

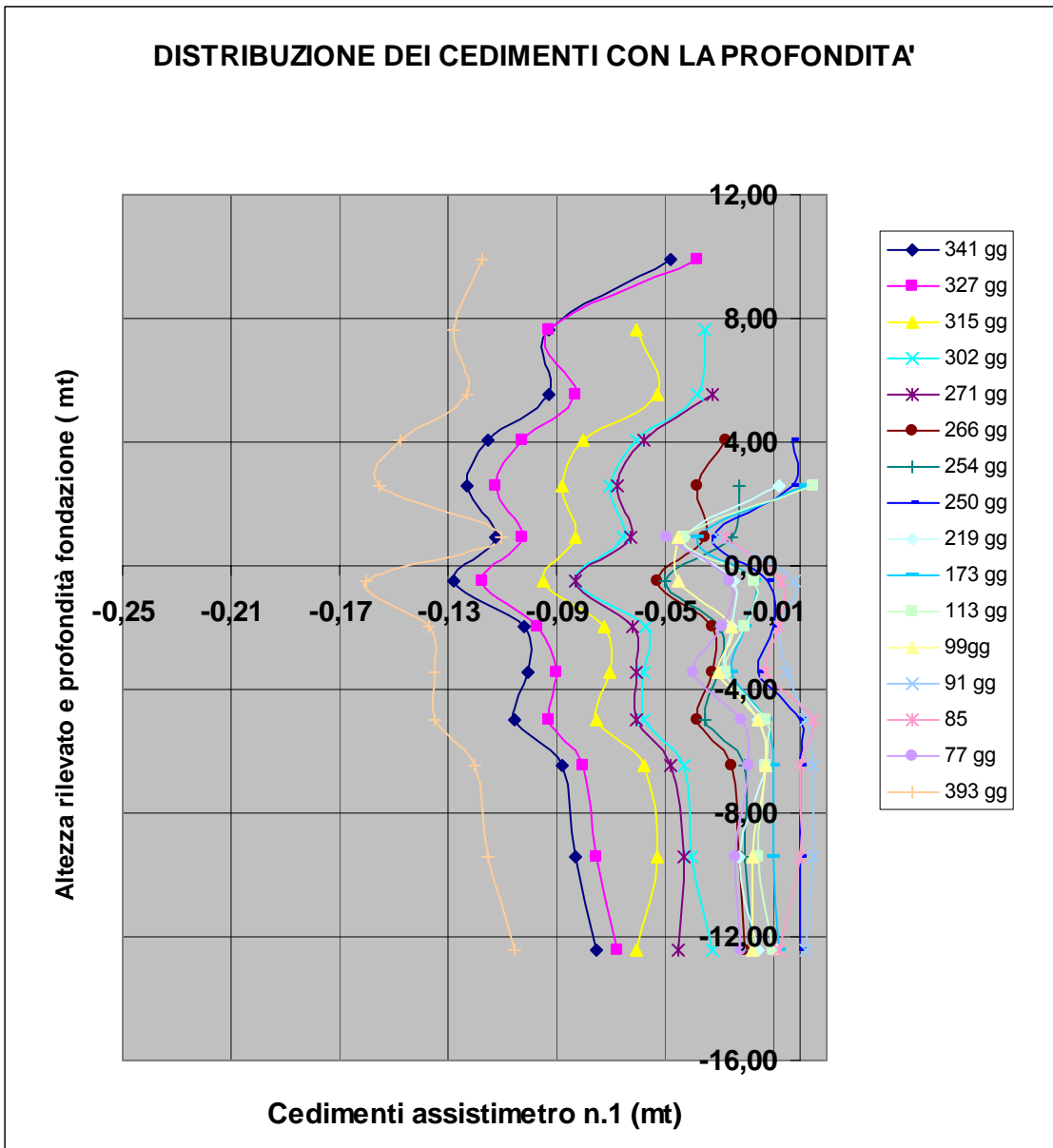


Fig. 5.13- Distribuzione dei cedimenti con la profondità misurati nell'assistmetro n.1

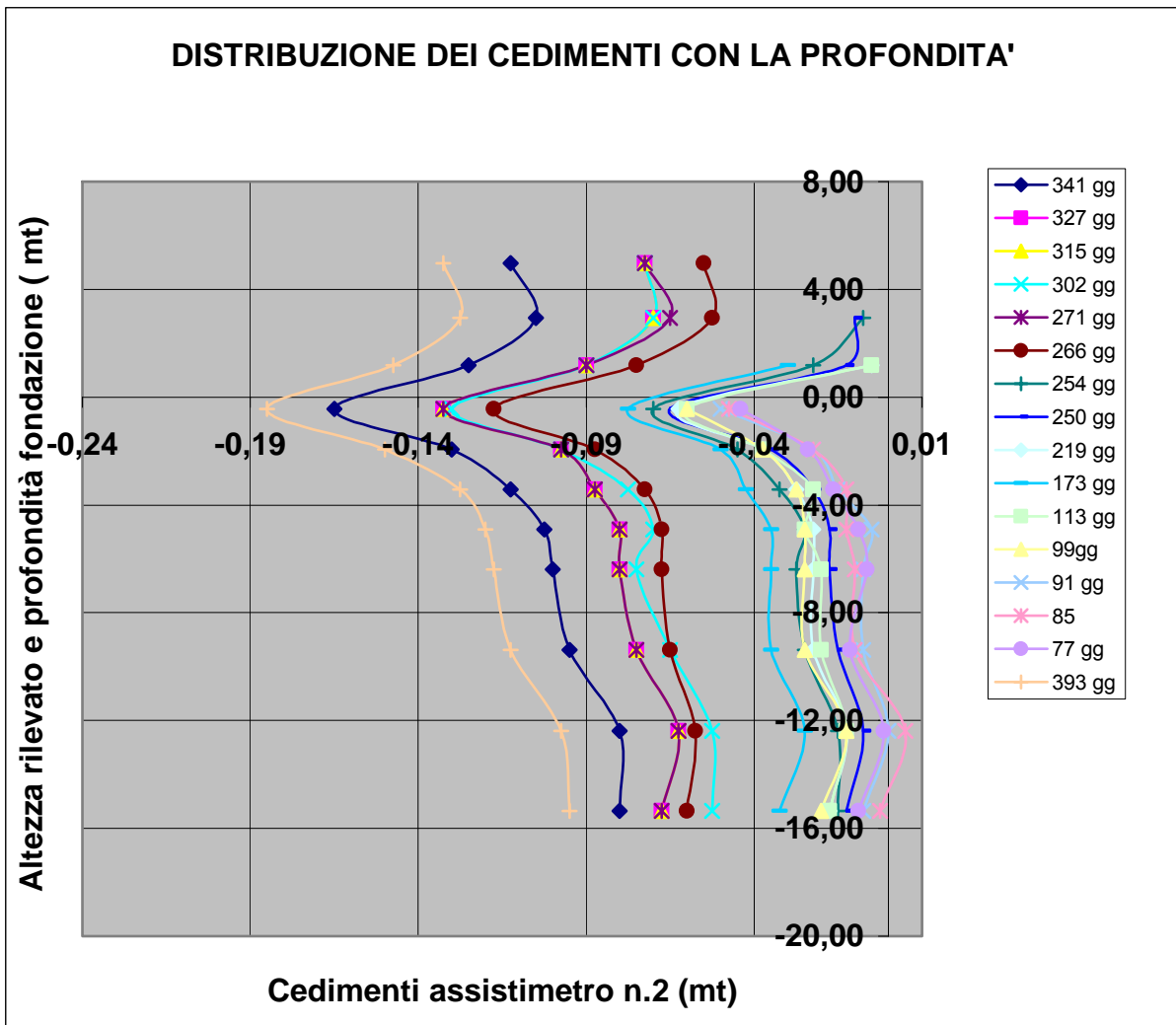


Fig. 5.14- Distribuzione dei cedimenti con la profondità misurati nell'assistimetro n.2

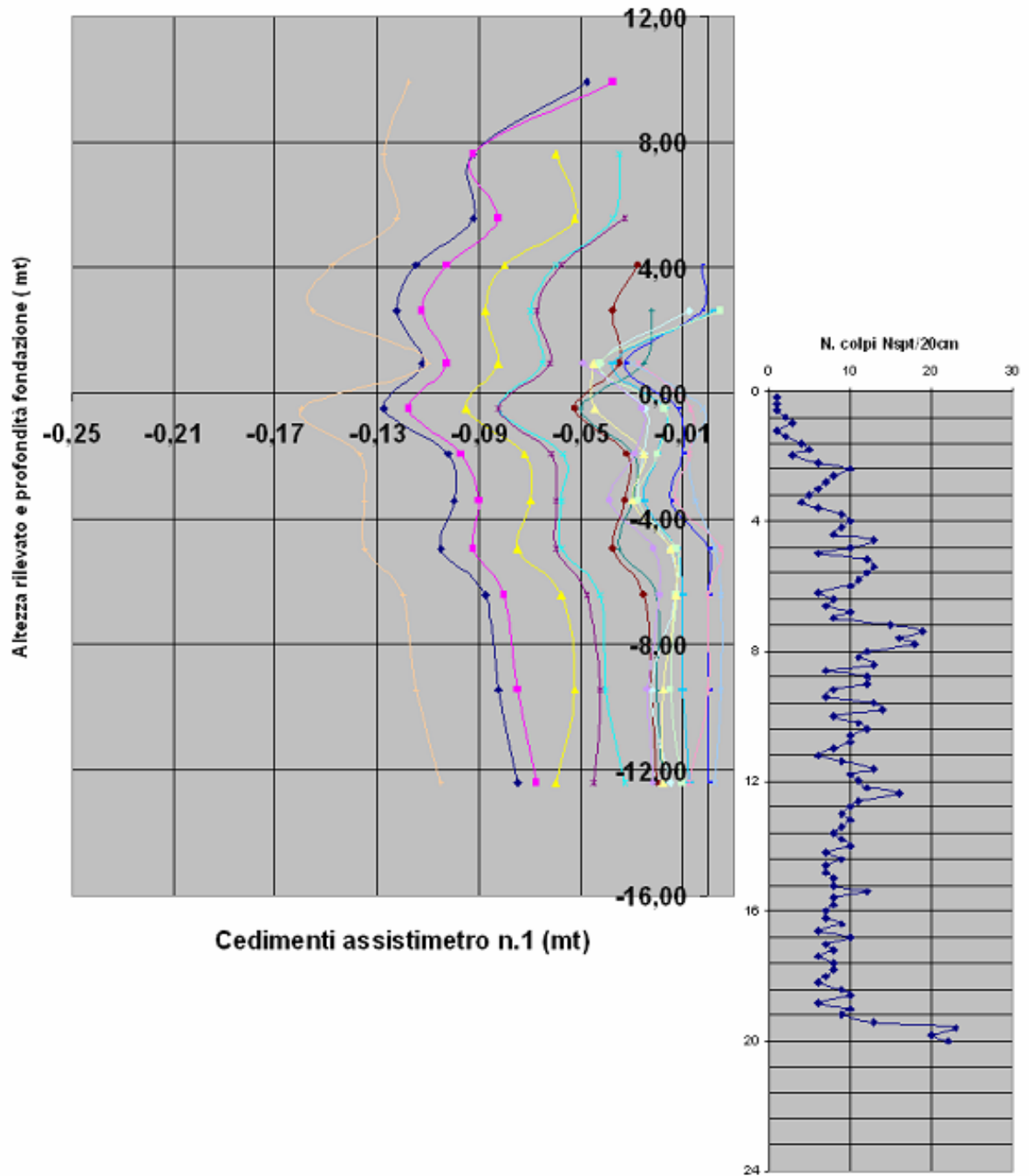


Fig. 5.15- Grafico prova penetrometrica dinamica affiancato alle isocrone dei cedimenti in profondità



Fig. 5.16- Letture chiusino pozzetto dell'inclinometro rispetto al caposaldo inamovibile di riferimento

## 5.4-CONFRONTO TRA RISULTATI SPERIMENTALI E NUMERICI

Nel precedente paragrafo 2.5 era stato messo in evidenza che, sulla base di varie comparazioni con metodi tradizionali di calcolo dei cedimenti, l'analisi numerica eseguita adottando i modelli costitutivi EP ed EL era quella maggiormente affidabile, dal punto di vista delle previsioni.

Dunque, la comparazione tra previsioni numeriche e misure osservate è stata svolta prendendo a riferimento i cedimenti calcolati con i suddetti modelli costitutivi e le osservazioni sugli assistimetri a piastra e profondi a livello di piano di posa del rilevato

La fig. 5.17 mostra questo confronto da cui emerge come il reale comportamento del terreno sia meno regolare rispetto alle previsioni numeriche. Il recupero di 2 cm circa, susseguente ad un periodo di stabilizzazione dei cedimenti, attorno al 170° giorno, potrebbe essere spiegato con l'innalzamento delle falde idriche che in quel periodo raggiungono la loro massima escursione (vedasi fig. 5.6 e 5.7 tra 150 e 200 giorni) oppure, più verosimilmente, con una perturbazione dello stato delle sovratensioni nei primi strati del sottosuolo a causa dell'aumento di carico delle fondazioni profonde delle spalle del viadotto ferroviario (poste a circa 60 mt dalla sezione strumentata) conseguente alla posa delle travi prefabbricate dell'impalcato avvenuta tra il 02 ed il 09 luglio 2008.

### PREVISIONI NUMERICHE DEI CEDIMENTI LUNGO LE STESSE VERTICALI DEGLI ASSISTIMETRI 1 e 2 E A LIVELLO PIU' PROSSIMO DEL PIANO DI APPOGGIO DEL RILEVATO

Modelli costitutivi	4 EL-IN1 a quota -0,37 dal p.c.	4 EL-IN2 a quota -0,28 dal p.c.	4 EP-IN1 a quota -0,37 dal p.c.	4 EP-IN2 a quota -0,28 dal p.c.
Tempo in giorni				
0	0,000	0,000	0,000	0,000
30	-0,016	-0,0154	-0,0161	-0,0151
211	-0,0640	-0,0600	-0,0640	-0,0600
227	-0,0880	-0,0790	-0,0890	-0,0800
276	-0,1194	-0,1037	-0,1249	-0,1065
287	-0,1537	-0,1249	-0,1657	-0,1312
<b>316</b>	<b>-0,1565</b>	<b>-0,1277</b>	<b>-0,1782</b>	<b>-0,1340</b>

Tab. 5.4- Analisi numerica previsionale dei cedimenti in corrispondenza degli assistimetri n.1 e 2.

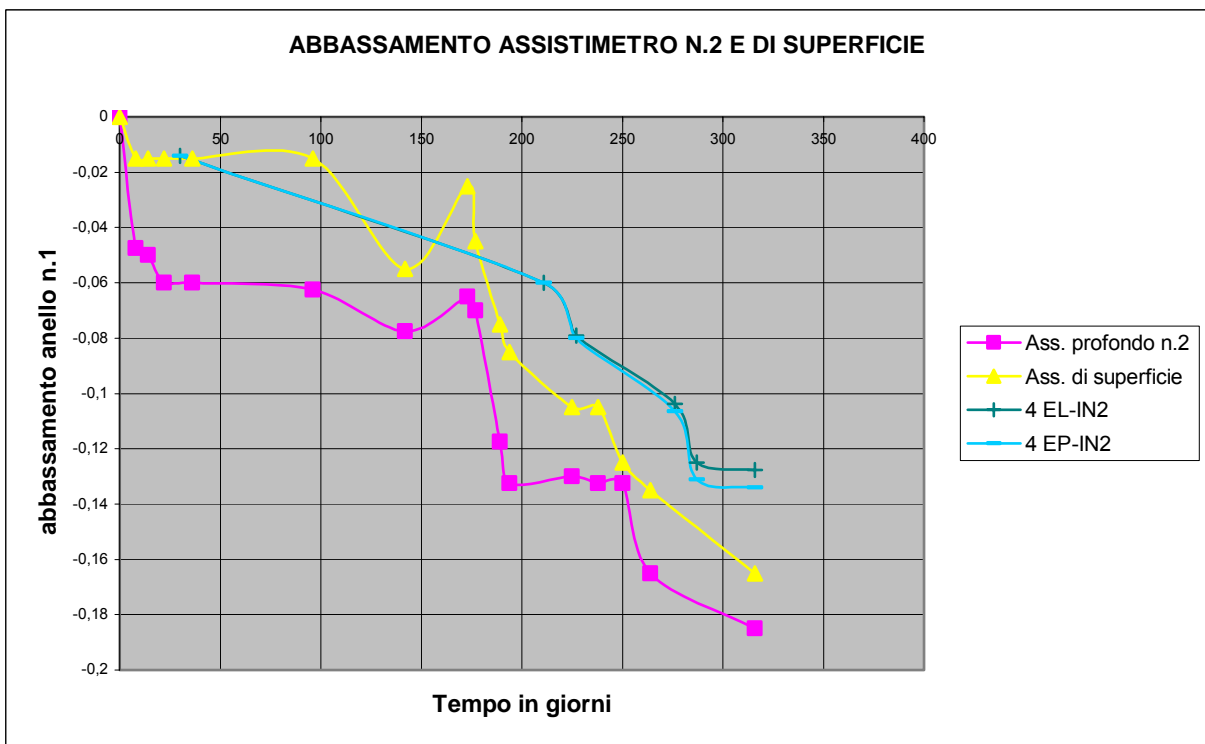
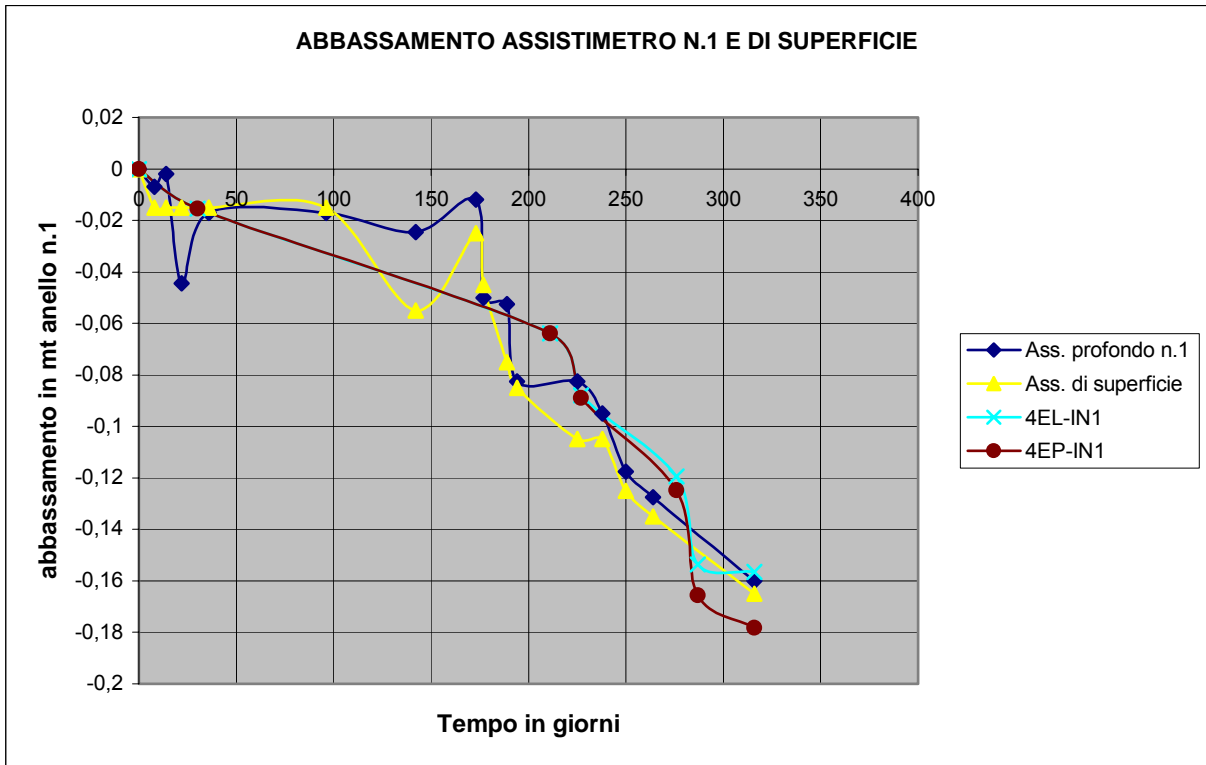


Fig. 5.17- Comparazione tra previsioni numeriche e misure strumentali per cedimenti verticali in corrispondenza degli anelli n.2 e 1 degli assistimetri n.1 e 2 e dell' assistimetro a piastra .

A fronte di un cedimento calcolato con metodi numerici variabile da mt 0,127 a 0,134 per l'assistimetro n.2 e da mt 0,156 a mt 0,178 per l'assistimetro n.1 ( tab. 5.2 e 5.3) è stato osservato un cedimento massimo di 0,160 e 0,185 mt. rispettivamente per l'assistimetro n.1 e n.2.

Dunque, le differenze tra valori dei cedimenti calcolati numericamente e valori sperimentali sono molto esigue.

Anche il confronto con i valori dei cedimenti derivanti dal calcolo tradizionale conferma che i cedimenti osservati sono in buon accordo con quelli sperimentali. La tab. 5.5 mostra, infatti, che i valori sperimentali accertati alla data del 18.12.2008 sono del tutto congrui sia rispetto a quelli determinati numericamente sia con quelli derivanti dall'applicazione dei metodi tradizionali ( consolidazione, Schmertman e Burland e Burbidge).

<b>CEDIMENTI FINALI IN CORRISPONDENZA DEL PIANO DI APPOGGIO DEL RILEVATO</b>		
	Comparazione risultati	mt
METODI NUMERICI	4 EL	<b>0,176</b>
	4 EP	<b>0,190</b>
METODI TRADIZIONALI	Consolidazione + Schmertmann	<b>0,157</b>
	Burland e Burbidge	<b>0,145</b>
VALORI SPERIMENTALI	da assestimetro di superficie	<b>0,165</b>
	assestimetro magnetico anello 2-IN1	<b>0,160</b>
	assestimetro magnetico anello 1-IN2	<b>0,185</b>

Tab. 5.5- Confronto tra valori dei cedimenti misurati e calcolati alla data del 18.12.2008.

Una ulteriore verifica della qualità delle previsioni è stata effettuata con le misure di deformazione lungo le verticali degli assistimetri profondi. La comparazione, pur essendo limitata ai primi due strati e marginalmente al terzo strato del sottosuolo in quanto la profondità delle colonne assistimetriche raggiunge al massimo fino a -15,00 mt, anche in questo caso mostra una buona corrispondenza tra misure e previsioni. Le curve dei risultati, esposti in forma grafica nelle fig.5.18 e 5.19, presentano una buona approssimazione soprattutto nell'assistimento n.1 (IN1), mentre nell'assistimento n.2 ( IN2) le previsioni sono leggermente sottostimate rispetto ai rilievi di campagna.



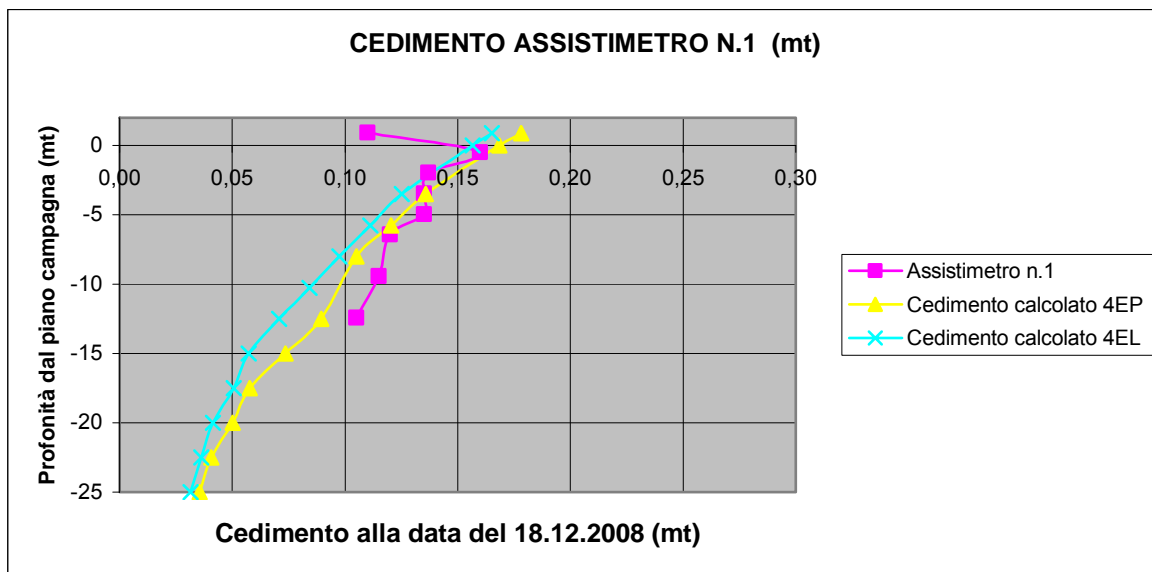


Fig. 5.18- Cedimento osservato a confronto con quelli calcolati con modellazione numerica

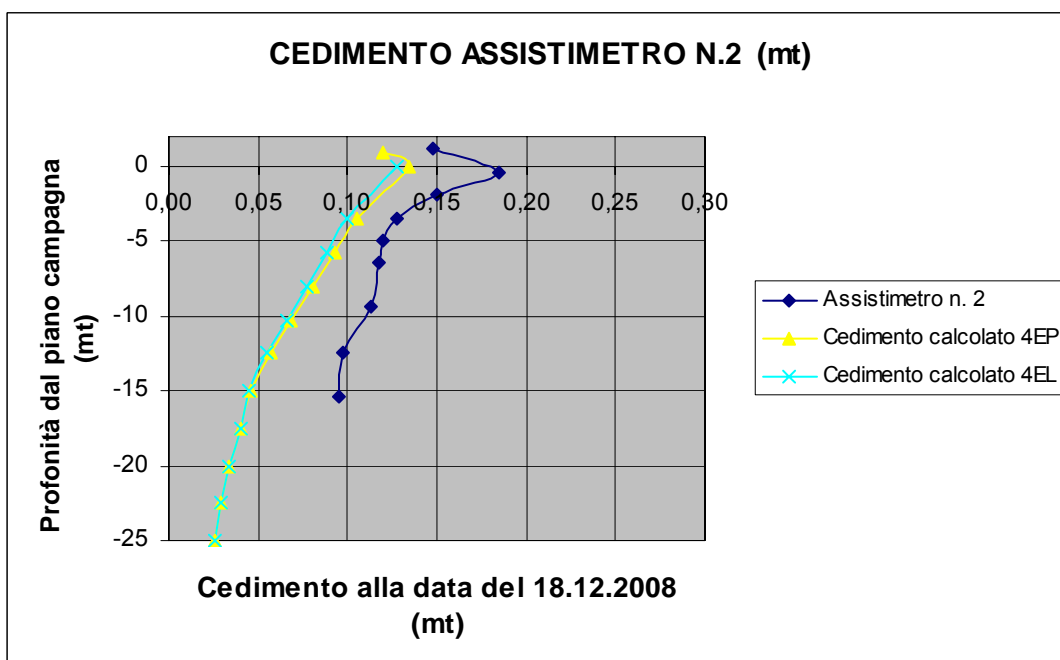


Fig. 5.19- Cedimento osservato a confronto con quelli calcolati con modellazione numerica

Con i rilievi periodici della quota degli anelli magnetici, inoltre, si è tentato di verificare la validità della previsione del decorso dei cedimenti calcolata sulla base del grado di consolidazione, così come esposta nel recedente paragrafo 3.4.2.

Per il primo strato coesivo, le misure riguardano tutti gli anelli dei due assistimetri installati nella formazione argillosa limosa, mentre nel secondo strato gli anelli interessati sono solo uno per il l'assistimetro n.1 e due per l'assistimetro n.2.

La comparazione interessa un periodo di tempo piuttosto limitato in quanto le misure a disposizione si riferiscono ai successivi 50 giorni dal pressoché completamento del carico che corrisponde grosso modo alla quota di progetto del rilevato. I risultati delle fig.5.20 e 5.21 mostrano il quasi totale esaurimento del cedimento del primo strato coesivo ( 6,5 cm su 7 previsti) ed il consistente residuo cedimento che ci si deve essere ancora attendere del secondo strato ( circa 8 cm) nei successivi 140 giorni.

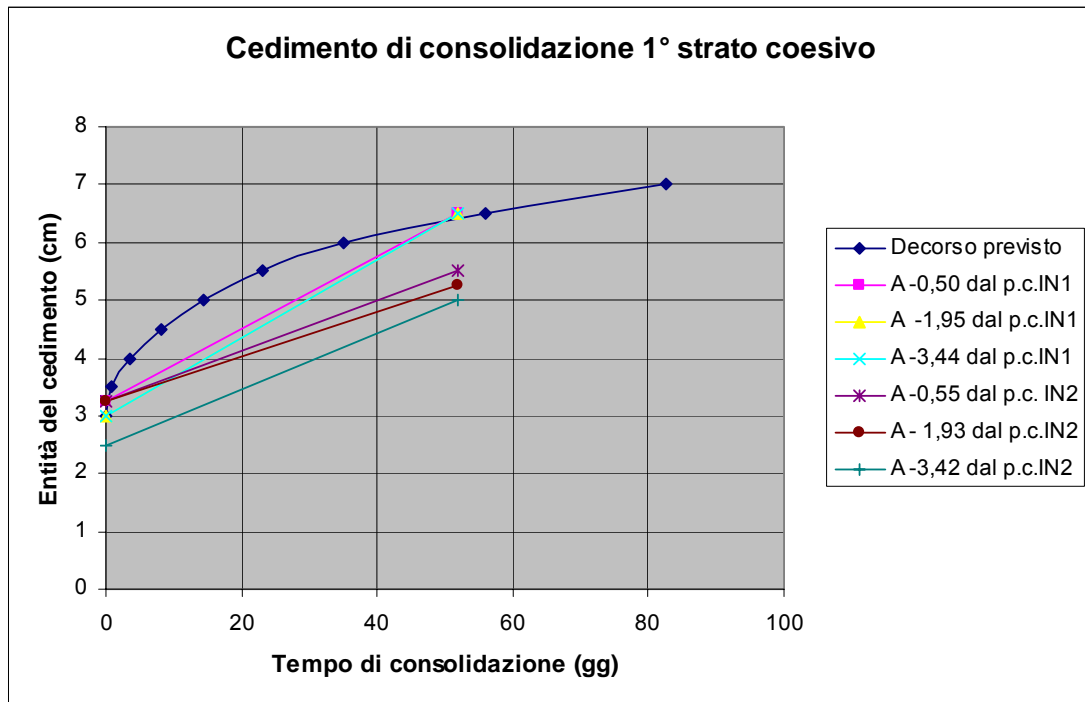


Fig.5.20 -Previsioni e misure del decorso dei cedimenti di consolidazione della formazione argillosa limosa più superficiale

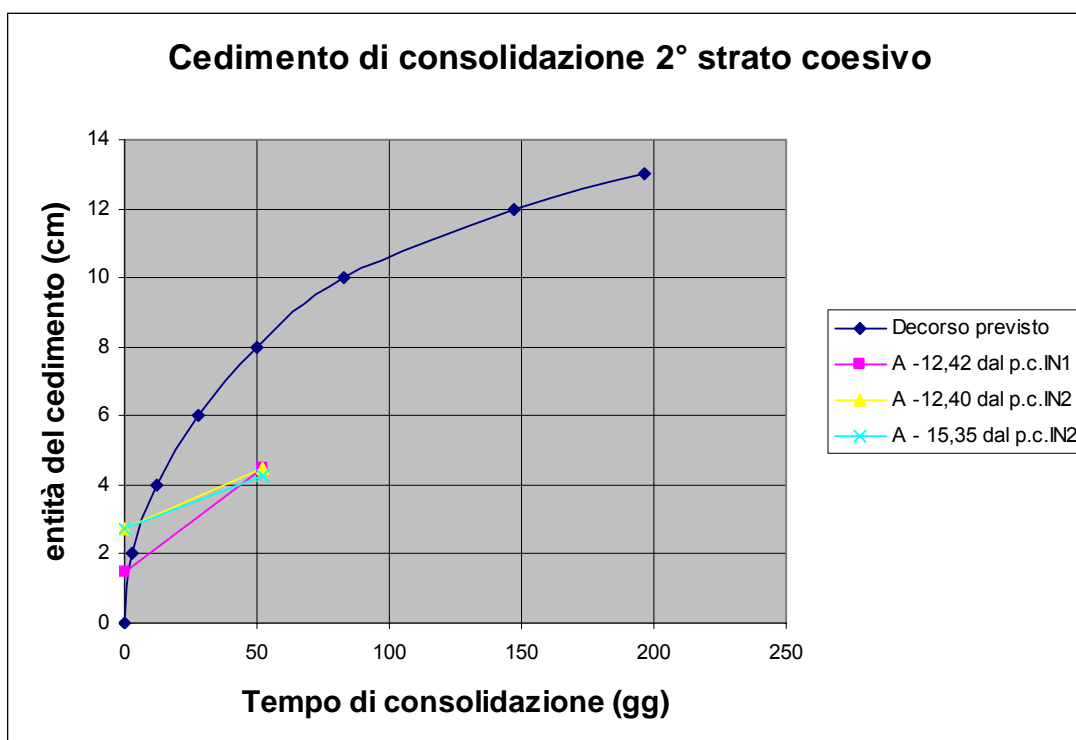


Fig.5.21 -Previsioni e misure del decorso dei cedimenti di consolidazione della formazione argillosa limosa profonda.

Infine, si è cercato di stimare i moduli di deformazione reali dalle misure di spostamento verticale degli anelli magnetici al di sotto del piano campagna dei due assistimetri. Nella tab.n.5.6 sono riportati i valori dei moduli ricavati facendo riferimento alle misure di spostamento medio per il primo strato argilloso limoso fino ad una massima profondità di mt 4,00 dal piano campagna.

Ne risulta un valor medio di 18'000 Kpa per l'assistimento n.1 ed un valore di 10'500 Kpa per l'assistimento n.2 mentre per lo strato sabbioso limoso i valori medi dei moduli variano dai 33'000 ( assistimento n.2) ai 30'000 Kpa ( assistimento n.1).

Tenuto conto che in fase di progetto erano stati assunti moduli di deformazione, ricavati dall'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio, 10'000 e 27'500 Kpa rispettivamente per lo strato coesivo argilloso limoso e per lo strato sabbioso limoso, ne deriva che i suddetti valori sono in buon accordo con quelli ricavati dagli spostamenti misurati dagli assistimetri profondi e di superficie.

<b>STIMA DEL VALORE DEL MODULO ELASTICO DA MISURE ASSISTIMETRICHE</b>						
	Variazione pressione effettiva (Kpa)		Spessore strato (mt)	Cedimento medio(mt)	deformazione unitaria(mt)	E misurato (Kpa)
1° strato coesivo	Assistimetro n.1	160	3,50	0,03	0,0086	18'666
	Assistimetro n.2	145	3,50	0,05	0,0143	10'150
2° strato granulare	Assistimetro n.1	110	9,00	0,03	0,033	33'000
	Assistimetro n.2	100	9,00	0,03	0,030	30'000

Tab. 5.6- Valori dei moduli di deformazione ricavati dalle misure sperimentali per la formazione limoso argillosa superficiale

## 6-CONCLUSIONI

Il lotto 0 della tangenziale di Mantova , posta a nord della città, è caratterizzata da un rilevato di appoggio ad un sovrappasso ferroviario della linea Mantova-Verona che raggiunge la sua massima altezza di 10,90 mt.

In sede di progetto sono state valutate le condizioni geologico geotecniche del sito interessato dalla costruzione del rilevato con le classiche metodologie di indagine quali , sondaggi, prove SPT, prove penetrometriche statiche con piezocono e prove di laboratorio.

Sulla base dell'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio sono stati ricavati i parametri geotecnici di resistenza per la verifica della stabilità dell'opera e di deformazione per l'analisi previsionale dei cedimenti.

A livello progettuale il calcolo dei cedimenti è stato effettuato con il metodo edometrico, di Schmertmann e di Burland-Barbidge a seconda della natura coesiva o granulare del sottosuolo.

Oltre a tali metodi è risultato utile svolgere previsioni di deformazioni del terreno di fondazione con tecniche di calcolo numerico ad elementi finiti.

Il codice di calcolo utilizzato proviene dal software commerciale "Sigma/W" della Geo-Slope International Ltd il quale ha in sé implementato una serie di relazioni costitutive dei materiali che possono essere direttamente utilizzate quali il modello elastico-lineare, il modello elastico non lineare, l'elasto-plastico ed il modello Cam-clay e Cam-clay modificato.

Prima dell' applicazione al caso reale si è ritenuto opportuno testare la loro capacità previsionale svolgendo analisi numeriche di sforzo-deformazioni su terreni di cui si hanno a disposizione numerosi dati desunti dal modello fisico di laboratorio.

Valutata l'affidabilità ed i limiti dei modelli presi in esame, l'analisi è stata svolta sul terreno sottostante il rilevato, a stratigrafia ben più complessa.

L'analisi numerica ha consentito di simulare il comportamento dei terreni del sottosuolo e ricostruire l'evoluzione dei cedimenti subiti dal rilevato stradale durante e dopo la costruzione dello stesso.

Tenendo conto delle caratteristiche dei terreni e della possibilità di poter disporre dei relativi parametri è risultato che i modelli più attendibili per il caso in esame sono il modello Elastico Lineare ed il modello Elasto Plastico che hanno prodotto simulazioni che sono state messe a confronto con le misure rilevate dagli assistimetri di superficie e profondi e piezometri installati in corrispondenza della sezione del rilevato di massima altezza.

In particolare è stato osservato, mediante un'attività periodica di monitoraggio in corso d'opera e post opera, il comportamento dipendente dal tempo del terreno naturale attraverso la misura di alcuni parametri fondamentali quali:cedimento verticale del piano di posa in mezzeria ed in corrispondenza del bordo interno del rilevato, spostamento verticale a varie profondità degli anelli magnetici posti sugli assistimetri multibase, pressioni neutre, deformazione verticale della superficie del suolo in corrispondenza dell'unghia del rilevato.

Inoltre è stato anche esaminato il comportamento del terreno distribuito lungo le verticali delle colonne assistimetriche che raggiungono la profondità massima di 15,00 mt dal p.c. e che interessano le prime due formazioni (strato argilloso limoso e sottostante strato sabbioso limoso) e marginalmente il terzo strato prevalentemente limoso.

Una prima comparazione tra osservazioni e valori dei cedimenti del piano di posa del rilevato, calcolati sia con metodi numerici sia con metodi tradizionali (edometrico, di Schmertmann e di Burland-Barbidge) alla data del 18.12.2008, è riportata nelle tabelle 3.17 e 5.5.

Risulta un'ottima corrispondenza dei risultati, tenuto conto della difficoltà nella scelta dei valori di deformabilità, da inserire nei modelli numerici e tradizionali, desunti dalle prove di laboratorio e dalle correlazioni empiriche che legano i parametri geotecnici ai valori strumentali delle attrezzature delle prove in sito.

Le ulteriori comparazioni dei cedimenti, rappresentate nelle fig.5.17, confermano che le simulazioni numeriche producono rappresentazioni più che soddisfacenti del comportamento nel tempo dei terreni individuando con discreta precisione la deformabilità dei due strati interessati dal carico crescenti nel tempo.

L'analisi delle deformazioni in profondità, rappresentata nelle fig.5.18 e 5.19, presenta ancora una buona approssimazione per quanto riguarda la colonna assistimetrica n. 1 le cui misure di spostamento si sovrappongono ai valori previsti dal calcolo numerico, mentre, per quanto riguarda il secondo assistimetro, le previsioni sono leggermente sottostimate rispetto al reale comportamento di tutti gli strati osservati. Ciò può essere spiegato da una disomogenea distribuzione stratigrafica degli spessori dei vari strati compressibili oppure dalla incapacità del modello numerico di rappresentare fedelmente la distribuzione delle reali tensioni in profondità lungo la verticale sotto la ribanca del rilevato.

Il diverso comportamento del terreno di fondazione nei due punti sopra indicati è confermato anche dal calcolo di verifica dei moduli di deformazione ricavati dalle misure reali dei cedimenti degli assistimetri profondi. Seppure con largo margine di approssimazione è stato quantificato il valore del modulo edometrico dello strato coesivo superficiale. Dalla tabella 5.6 risulta un valore di  $M_0$  pari a 18'666 Kpa per l'assistimetro n.1 molto superiore rispetto al valore dell'assistimetro n.2 pari a 10'150 Kpa. Nella stessa tabella si osserva anche come i parametri di deformazione del sottostante strato granulare, ricavati dall'analisi a ritroso, siano in buon accordo con quelli che derivano dall'interpretazione delle prove in sito.

Per quanto riguarda il processo di consolidazione degli strati coesivi si è cercato di prevedere e simulare, attraverso i parametri idraulici ricavati dalle prove edometriche, il decorso dei cedimenti.

Come già osservato, i risultati delle fig.5.20 e 5.21 mostrano il pressoché totale esaurimento del cedimento del primo strato coesivo ( 6,5 cm su 7 previsti) ed il consistente residuo cedimento che ci si deve essere ancora attendere del secondo strato ( circa 8 cm) nei successivi 140 giorni.

Anche in questo caso, sebbene il periodo di osservazione post opera sia molto limitato, le previsioni mostrano una certa attendibilità che potrà essere confermata solo con una successiva fase di rilievi prolungata nel tempo.

Dunque si può dire che i legami costitutivi utilizzati per l'analisi numerica catturano bene il comportamento del terreno, almeno a livello di deformazione verticale, e pure che i metodi di calcolo tradizionale sono validamente applicabili anche per fondazioni di rilevati stradali a geometria complessa su terreni stratificati.

## 7-BIBLIOGRAFIA

- ALLERSMA G. B. ,2003. "*Centrifuge research on bearing capacity of suction caissons.*" FONDSUP, Paris, 29-36.
- ATKINSON,J.H. and BRANSBY,P.L. 1978."The Mechanics of Soils: An introduction to Critical State Soil Mechanics". McGraw-Hill.
- BALDI G.,BELLOTTI R.,GHIONNA V.,JAMIOLKOWSKI M.,PASQUALINI E.,1982. *Design Parameter for Sands from CPT*.Espot II, Amsterdam.
- BELLOTTI R., CRIPPA V., MORABITO P., PEDRONI S., BALDI G., FRETTI C., OSTRICATI D., GHIONNA V., JAMIOLKOWSKI M., and PASQUALINI E.,1985. "*Laboratory validation of in situ tests.*" AGI Jubilee Volume XI ICSMFE, San Francisco.
- BORJA R. I., LIN C.-H., and MONTANS F. J. (2001). "*Cam-Clay plasticity, Part IV: Implicit integration of anisotropic bounding surface model with nonlinear hyperelasticity and ellipsoidal loading function.*" *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 190, 3293-3323.
- BERARDI R.; COSTANZO D.,2006. *Fondazioni superficiali: osservazioni dall'analisi di case histories* - General Lecture, In: Atti V Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, Fondazioni superficiali e profonde, Bari 15-16 settembre 2006, In stampa
- BOUSSINESQ J. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques*, Goutier-Villard, Paris.
- BRINCH HANSEN J.,1967. "*The philosophy of foundation design criteria safety factors and settlement limits.*" Symposium on bearing capacity and settlement of foundations, Duke University, 9-13.
- BRITTO,A.M. and GUNN.M.J.,1987."Critical State Soil Mechanics via Finite Elements".John Wiley & Sons, Inc.
- BURLAND J.B.,BURBIDGE M.C. ,1984.*Settlement of Foundation on Sand and Gravel*. Glasgow and West of Scotland Association Centenary Lecture.
- BUTTERFIELD R., and GOTTARDI G.,2003. "*Determination of yield curves for shallow foundations by "swipe" testing.*" FONDSUP, Paris, 111-118.
- CALIENDO C., SIMONELLI L.A. "*Method for assessing embankment settlement due to the widening of road cross section*". Proceedings of XXIIInd World Road Congress, Durban (South Africa) 18-25 October 2003.
- CHEN,W.F. and ZHANG,H.,1991."Structural Plasticity: Theory, Problems, and CAE Software".Springer-Verlag.
- COLLESELLI F., CORTELLAZZO G., JOMMI R., LAGIOIA R.,1999. "*Controlli e misure durante e dopo la costruzione delle arginature nel delta del Po*". Atti XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma 1999.
- COLOMBI A. (2005). "*Physical modelling of an isolated pile in coarse grained soils,*" PhD thesis.
- CREMER C., PECKER A., and DAVENNE L.,2001. "*Cyclic macro-element for soilstructure interaction: material and geometrical non-linearities.*" International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 1257 - 1284.
- CREMER C., PECKER A., and DAVENNE L.,2002. "*Modelling of nonlinear dynamic behaviour of a shallow foundation with macro-element.*" Journal of earthquake engineering, 6(2), 175 - 211.
- CUNDALL P. A., and STRACK O. D. L.,1979. "*A discrete numerical model for granular assemblies.*" Géotechnique, 29(1), 47-65.
- D'APOLLONIA D.J., D'APOLLONIA E.,BRISSETTE R.F.,1968"*Settlement of spread footings on sand.*" Journ. Soil Mech. Foundation Division, ASCE,94,(SM3) pp.735-760.



- D'APOLLONIA D.J., D'APOLLONIA E., BRISSETTE R.F., 1970. "Settlement of spread footings on sand. Closure." Journ. Soil Mech. Foundation Division, ASCE, 96, (SM2) pp. 754-762.
- DESIDERI A., CALLISTO L., 2007. "Comportamento e controllo delle opere geotecniche". Atti XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica, Padova-Abano Terme, 2007, 363-387;
- DUNCAN, J.M. AND CHANG, C.Y., 1970. "Nonlinear analysis of stress and strain in soils" Journ. Soil Mech. Foundation Division, ASCE, 96, (SM5) pp. 1629-1654.
- FELLIN W., and OSTERMANN A., 2002. "Consistent tangent operators for constitutive rate equations." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 26(1213-1233).
- GEO-SLOPE INTERNAZIONALE LTD, 2007. "Stress-Deformation Modelling with Sigma/W 2007, an Engineering Methodology".
- GIBBS H.J., HOLTZ W.G., 1957. "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing," Proc. IV ICSMFE, London
- HILL, R., 1950. "The Mathematical Theory of Plasticity". Oxford University Press.
- IMPOSIMATO S., DI PRISCO C., LUISI C., 2003. "Analisi numerica di rilevati artificiali alleggeriti" R.I.G., n. 1/2003.
- JAMIOLKOWSKI M., GHIONNA V., LANCELLOTTA R., e PASQUALINI E., 1988. "News correlations of penetration tests for design practice". ISOPT I, Orlando, (USA), vol. 1, pp 263-296.
- JAMIOLKOWSKI M., LO PRESTI D.C.F., MANASSERO M., 2001. "Evaluation of relative density and shear strength of sands from cone penetration tests and flat dilatometer tests". In Soil Behaviour and Soft Ground Construction. ASCE, GSP n. 119 pp. 201-238.
- KRAHN J., 2004. "Stress and Deformation Modeling with SIGMA/W" Geo-Slope International.
- LANCELLOTTA R., 1991. "Geotecnica" Ed. Zanichelli
- LANDI L., 2006. "Rilevati stradali in EPS su terreni a bassa portanza" Le Strade, n. 4/2006.
- DI PRISCO C., LUISI C. (2001). "Le argille espanse nella costruzione di rilevati artificiali". Strade e Autostrade, n. 3/2001.
- LEONI M., 2004. "Two different strategies for the implementation of an elastoplastic constitutive model." NUMOG IX, Ottawa, 229-235.
- LEONI M. (2005). "Implementation and use of constitutive models in geomechanics: analysis of shallow footing on sand". Università Studi di Parma – Tesi dottorato in Ingegneria Geotecnica XVII corso.
- MAYNE P.W., 2006. "The Second James K. Mitchell Lecture. Undisturbed sand strength from seismic piezocone tests. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, 1(4) 239-258. Taylor & Francis.
- MAZZUCATO A. (2001). "Aspetti geotecnici nella progettazione e nella costruzione di rilevati stradali e ferroviari". International Centre for Mechanical Sciences, Monografie CISM
- MARCHISELLA R., TANZINI M., 1999. "Progettazione costruttiva e monitoraggio in corso d'opera di rilevati ferroviari per la tratta ad alta velocità Roma-Napoli". Atti XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma 1999.
- MOHAMED A. SHARIN, HOLGER R. MAIER and MARCK B. JAKSA, 2002. "Predicting Settlement of Shallow Foundations using Neural Networks" Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, September 2002, 785-793;
- MONTRASIO L., and NOVA R., 1997. "Settlements of shallow foundations on sand: geometrical effects." Géotechnique, 47(1), 49-60.
- MONTRASIO L. (1999). "Analisi dei cedimenti di plinti di fondazione". Atti XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma, 1999.
- MONTRASIO L. (2001). "Cedimenti di fondazioni su sabbia. Un metodo di calcolo", Hevelius Edizioni.

- MONTRASIO L., VALLICELLI S. ,1999 “*Cedimento di fondazioni di pile da ponte: confronto tra diversi metodi di previsione*”. Atti XX Convegno Nazionale di Geotecnica, Parma 1999.
- MUSSO A., PROVENGANO P., FERLISI S. ,2002. “*Simulazione di prove di carico su fondazione modello mediante reti neurali-fuzzy*” Atti dell’Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica, Napoli (in CD-ROM).
- NOVA R., and DI PRISCO C. ,2003 “*The macro-element concept and its application in geotechnical engineering.*” FONDSUP, Paris, 389 - 396.
- POULOS H. G., and DAVIS E. H. ,1974. *Elastic solution for soils and rock mechanics*, John Wiley & Sons, New-York.
- ROBERTSON P.K., CAMPANELLA R.G. ,1983. “*Interpretation of cone penetration test , Part 1: Sand*”. Canadian Geotechnical J.,20 (4),718-734..
- SALGADO R., MITCHELL J.K., JAMIOLKOWSKI M.,1998. “*Calibration chamber effects on penetration resistance in sands*”. J.Geot. and Geoenv. Eng. 124 (9),878,888.
- SCHMERTMANN J.H.,1970. “*Static Cone to compute settlement over sand*”. J. Soli Mech. Found. Div., ASCE , 96,MS3, May 1970,pp.1011-1043.
- SCHMERTMANN J.H.,1978.”*Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design*” Report n.78-209, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- SCHOFIELD A., and WROTH P., 1967. *Critical State Soil Mechanics*, Mc-Graw Hill, NewYork.
- SMITH,I.M. and GRIFFITHS,D.V.,1988”*Programming the Finite Element Method*”, 2<sup>nd</sup> Ed.John Wiley and Sons, Inc.
- TAMAGNINI C., VIGGIANI G., and CHAMBON R., 2000. "A review of two different approaches to hypoplasticity." Constitutive Modelling of Granular Materials, Springer, Berlin.
- TERZAGHI K. ,1943. *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, New-York
- VESIC A. S. ,1975. "Bearing capacity of shallow foundations." Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, 121-147.
- VIGGIANI C. ,1999.“Fondazioni” Hevelius Edizioni.



## ABSTRACT

La previsione dei cedimenti di fondazioni di rilevati stradali costituisce un problema di notevole importanza nell'ingegneria geotecnica applicata alla progettazione delle strade che può essere analizzato attraverso investigazioni numeriche e sperimentali.

Negli ultimi anni l'incrementata di potenza dei processori ha reso possibile lo sviluppo e l'applicazione del calcolo con il metodo degli elementi finiti (FEM) per rappresentare situazioni e comportamenti del terreno i cui risultati possono essere confrontati con quelli ottenuti da altri metodi più tradizionali.

Tuttavia la migliore conferma della capacità di un modello a prevedere le performance di un una sottofondazione sotto carico deriva dagli studi su reali strutture comparando le evidenze sperimentali con i risultati derivanti dall'analisi numerica e dal calcolo tradizionale.

Questo lavoro cerca di offrire un contributo alla comprensione del comportamento del terreno di fondazione utilizzando i dati resisi disponibili nella fase di redazione del progetto e nella fase di costruzione di un rilevato in appoggio ad un sovrappasso ferroviario della tangenziale denominata "Lotto 0" ubicato a Nord della città di Mantova.

Sono state descritte le caratteristiche geotecniche del sottosuolo fino alla profondità indagata e, dopo aver scelto il modello costitutivo del terreno attraverso una analisi preventiva di affidabilità tra più modelli implementati nel programma di calcolo in dotazione, si è proceduto alla simulazione del comportamento del sottosuolo sotto le stesse condizioni e con gli stessi tempi di caricamento verificatisi nella fase costruttiva.

Grazie al rilievo ed alla rappresentazione dei dati di monitoraggio ( assistimetri profondi e di superficie, piezometri, caposaldi di livellazione) è stato possibile comparare le previsioni dei cedimenti nel tempo ed in profondità ottenuti dalle analisi numeriche condotte con il programma Sigma W della Geo-Slope International Ltd e dai calcoli svolti con metodi tradizionali ( metodo edometrico, Schmertmann e Burland e Burbidge) .

Sebbene il periodo di osservazione post opera sia stato limitato, risulta che le previsioni numeriche, utilizzando il modello Elastico Lineare ed il modello Elasto Plastico, catturano con buona approssimazione il comportamento reale del terreno e pure che i metodi di calcolo tradizionale sono validamente applicabili anche per fondazioni di rilevati stradali a geometria complessa su depositi molto eterogenei come quello esaminato.

The forecast of the yielding of foundations of in relief road it constitutes a problem of notable importance in the engineering geotecnica applied to the planning of the roads that can be analyzed through numerical and experimental investigations.

In the last years increased him of power of the processors you/he/she has made the development and the application of the calculation possible with the method of the elements ended up (FEM) representing situations and behaviors of the ground whose resulted you/they can be compared with those gotten by other more traditional methods.

Nevertheless the best confirmation of the ability of a model to foresee the performances of an a sottofondazione under load drift from the studies on real structures comparing the experimental evidences with the consequential results from the numerical analysis and from the traditional calculation.

This job tries to offer a contribution to the understanding of the behavior of the ground of foundation using the data made him available in the phase of editing of the project and in the phase of construction of an in relief in support to a railway viaduct of the denominated bypass road "Lottery 0" situated to North of the city of Mantua. The characteristic geotecniches of the subsoil are been described up to the investigated depth and, after having chosen the constitutive model of the ground through a preventive analysis of reliability among more models implemented in the program of calculation in endowment, proceed to the simulation of the behavior of the subsoil under the same conditions and with the same times of loading verified him in the constructive phase.

Thanks to the relief and the representation of the data of monitoraggio (deep assistimetri and of surface, piezometri, data of levelling) you/he/she has been possible to compare the

forecasts of the yielding in the time and in depth gotten by the analyses numerical behaviors with the program Sigma W of the Geo-Slope International Ltd and from the calculations developed with traditional (method odometric, Schmertmann and Burland and Burbidge) methods.

Although the period of observation post operates has been limited, it results that the numerical forecasts, using the Linear Elastic model and the model Elasto Plastico, they capture with good approximation the real behavior of the ground and also that the methods of traditional calculation are also applicable validly for foundations of in relief geometry traffic polices complex on very heterogeneous deposits as that examined.