

# Fondazioni di grandi rilevati. Misure dirette, confronto scelta dei parametri e degli schemi geotecnici per il progetto

F. COLLESELLI \*

**SOMMARIO:** La relazione tratta il problema della progettazione e della interpretazione delle misure dirette in terreni di fondazione prevalentemente argillosi. Vengono illustrati gli strumenti che sono utilizzati per la misura delle grandezze fisiche (deformazioni, pressioni neutrali e pressioni orizzontali) in relazione alla natura del terreno, l'entità dei carichi, la difficoltà di posa in opera e misura, la quantità delle misure, il costo economico e l'importanza dell'opera. Vengono svolte alcune considerazioni sul confronto tra misure di controllo diretto e previsioni basate su indagini in situ ed in laboratorio sia per quanto riguarda l'entità dei cedimenti sia per quanto riguarda la loro evoluzione nel tempo. Vengono infine messi in luce i contributi che le misure dirette possono dare per la corretta scelta dei parametri e degli schemi geotecnici per il progetto ed il controllo delle opere.

## 1. Premesse

La progettazione delle fondazioni dei rilevati e la previsione del comportamento assume grande interesse pratico per l'importanza e l'entità delle opere e per il loro impiego come rilevati stradali e aeroportuali, grandi riempimenti a scopo industriale, discariche, argini e rilevati di precarico.

La progettazione geotecnica è impegnativa sia per l'importanza della previsione del comportamento sia per la difficoltà di poter fare delle previsioni corrette.

Tutto questo ha portato, particolarmente negli ultimi anni, ad uno sviluppo dei metodi e delle prove che servono ad individuare il più correttamente possibile i parametri di tipo geotecnico che intervengono nella progettazione.

Le fondazioni dei rilevati pongono spesso problemi legati alla stabilità del complesso fondazioni-rilevato, agli assestamenti e alla loro evoluzione nel tempo.

Sono problemi che in primo luogo riguardano la corretta determinazione dei parametri di resistenza al taglio da introdurre nelle verifiche di stabilità, delle tensioni indotte nel terreno di fondazione, della distribuzione ed evoluzione delle pressioni neutrali e della superficie di possibile rottura.

In secondo luogo tali problemi sono inerenti alla reale determinazione dell'andamento sforzi-deformazioni-tempo del terreno di fondazione e quindi alla valutazione dei cedimenti in superficie ed in profondità, degli spostamenti laterali, delle pressioni neutrali e delle condizioni al contorno e dei parametri per schematizzare

il comportamento del terreno di fondazione.

Due sono le direzioni in cui sono state sviluppate la progettazione ed il controllo delle previsioni: da una parte si è effettuato lo studio di rilevati sperimentali con tutta una serie di indagini atte a fornire, con una prova in vera grandezza, un quadro il più possibile ampio e completo del comportamento reale e quindi dei parametri per la previsione di progetto: a questo argomento si riferiscono le memorie presentate da BELLONI e SEMBENELLI, da COLLESELLI e TRIPICIANO e da ERRANI, MAZZUCATO e SORANZO.

Dall'altra vi è poi lo studio dei rilevati strumentati che servono a controllare durante e dopo la costruzione le previsioni di progetto, come è riportato nelle memorie di COMASTRI, GROTTOLA, MARTINI e TRIPICIANO, di D'ELIA, GRISOLIA, ROSSI DORIA e TANCREDI, di ESU, DI STEFANO e FEDERICO, di JAMIOLKOWSKI, LANCELLOTTA, TONGHINI, TRIPICIANO, di MAUGERI e di SAPIO e SABINI.

Le differenze che si sono riscontrate tra comportamento reale e calcoli di previsione delle fondazioni dei rilevati hanno portato sia ad un maggiore affinamento e sviluppo delle prove e delle indagini in situ e in laboratorio sia allo sviluppo della strumentazione geotecnica per il controllo diretto delle opere.

La presente relazione tratterà principalmente i problemi legati all'interpretazione delle misure in terreni di fondazione di natura prevalentemente argillosa, argomento sul quale insistono le memorie presentate.

L'importanza di una discussione sulle misure dirette è stata anche accentuata dall'introduzione di metodi e mezzi atti a migliorare le condizioni dei terreni e ad accelerare gli assesta-

\* Dott. Ing. Francesco COLLESELLI, Istituto di *Costruzioni marittime e Geotecnica*, Università di Padova.

menti; metodi e mezzi che hanno posto nuove difficoltà di interpretazione e previsione e hanno reso ancora più necessaria l'esigenza di un controllo diretto.

## 2. Progetto e studio delle misure dirette e problemi connessi

Le misure dirette riguardano principalmente la determinazione delle deformazioni, delle pressioni neutre e delle pressioni totali nel terreno di fondazione.

Per il controllo di queste grandezze fisiche vengono correntemente utilizzati i tipi di strumento illustrati brevemente in Tabella I, in cui si evidenzia il tipo di risposta dello strumento stesso.

TABELLA I

Deformazioni	Assestimetri	a piastra a mercurio od acqua a filo ad elica magnetici
	Clinometri vert. e orizz.	a pendolo a raggio luminoso a sensori fissi
Pressioni neutre	Piezometri	idraulici pneumatici elettropneumatici elettrici
Pressioni totali	Celle	pneumatiche elettropneumatiche elettriche

Per misurare la stessa grandezza possono essere usati vari tipi di strumento; la scelta dipende da vari fattori: la natura del terreno, l'entità dei carichi la difficoltà di posa in opera e di misura, la qualità della misura, il costo economico e l'importanza dell'opera.

Un esempio tipico di strumentazione è riportato nelle figure 1 a) e b) e si riferisce ad uno dei rilevati sperimentali costruiti nell'area della centrale Enel di Sermide in cui è prevista la costruzione di un rinterro di grandi dimensioni.

La scelta e il posizionamento della strumentazione sono avvenuti (e questo può valere in generale) tenendo conto della stratigrafia e delle tensioni indotte dal rilevato.

Le misure sono state effettuate principalmente nel banco argilloso superficiale, date le sue caratteristiche di deformabilità, caratterizzato dalla presenza di argille sovraconsolidate nella parte superiore e inferiore e di argille

consolidate normalmente al centro; le dimensioni del rilevato sono state scelte in maniera da indurre negli strati compressibili tensioni dello stesso ordine di grandezza di quelle del rinterro definitivo.

Gli assestimetri a piastra sono stati posti in punti significativi del piano di fondazione, la cui deformata in superficie è stata anche misurata con un clinometro orizzontale.

La disposizione simmetrica dei punti di misura può essere utile per evidenziare discontinuità stratigrafiche rilevate da sondaggi e prove in situ; il confronto tra le misure agli assestimetri e al clinometro orizzontale costituiscono un controllo della corretta determinazione delle deformazioni.

I clinometri verticali sono stati posti in opera al piede e al bordo della sommità del rilevato per avere indicazioni sugli spostamenti orizzontali, sul loro andamento e sulla loro evoluzione nelle zone in cui si hanno rilevanti tensioni tangenziali; i clinometri sono stati spinti sino ad interessare in profondità gli strati argillosi in grado di maturare apprezzabili deformazioni orizzontali. La disposizione simmetrica può consentire di avere un controllo e un confronto eliminando in parte gli errori e gli inconvenienti dovuti ad urti ed alterazioni in cantiere.

Gli assestimetri profondi sono stati posti lungo diverse verticali sino ad una profondità in cui, in funzione della natura del terreno e del carico indotto, si possono avere apprezzabili cedimenti verticali.

I sensori sono stati posizionati per misurare gli assestamenti relativi degli strati argillosi significativi, particolarmente del banco superficiale di argilla in cui anche si è cercato di indagare il comportamento dei livelli argillosi normalmente consolidati e sovraconsolidati.

Per avere un controllo più accurato sono stati posti in opera due tipi di assestimetri profondi.

I piezometri sono stati posti all'interno dello strato superficiale argilloso per controllare la consolidazione in punti significativi nei banchi argillosi più profondi, per verificare la continuità o meno dei livelli limo-sabbiosi negli strati coerenti e nei bacini sabbiosi, per valutare, nel particolare caso esaminato, l'influenza sull'andamento delle pressioni neutre del vicino fiume Po.

I piezometri inoltre sono stati disposti su più sezioni verticali per avere un'idea della consolidazione sotto pressioni efficaci diverse; ne-

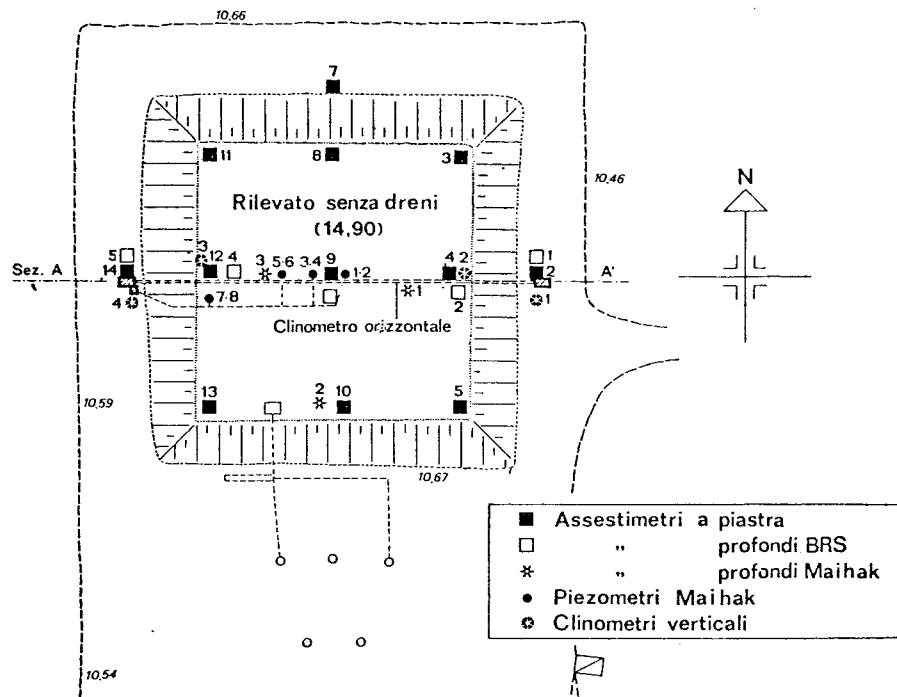


Fig. 1a. - Rilevato sperimentale di Sermide - planimetria.

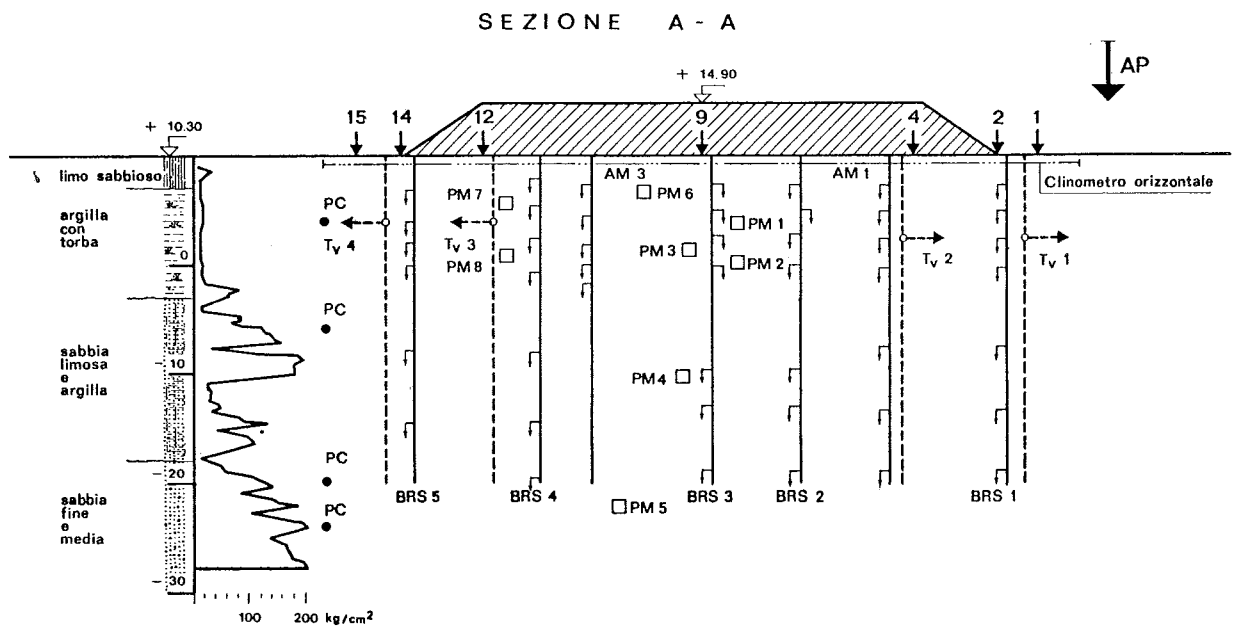


Fig. 1b. - Rilevato sperimentale di Sermide - sezione.

gli strati argillosi sono stati posti piezometri di tipo elettrico per avere delle misure piuttosto rapide, negli strati sabbiosi sono stati posizionati sia piezometri elettrici che idraulici, in relazione al fatto che questi ultimi pongono problemi pratici date le elevate pressioni neutre presenti in profondità.

Come si vede è stata utilizzata una notevole strumentazione, sia come quantità che come

tipo, che è però più che giustificata in questo caso dalla complessità e importanza dei problemi geotecnici e dalle particolari condizioni locali specialmente per quanto riguarda la presenza del Po il cui livello è quasi sempre superiore al piano campagna.

Oltre ai problemi di studio e posizionamento vi è anche un problema legato alla scelta della strumentazione, cui deve essere dedicata parti-

colare attenzione, nell'ambito dei requisiti richiesti agli strumenti e alle misure in relazione alle varie situazioni ed esigenze che si possono presentare.

I requisiti principali degli strumenti sono la resistenza agli urti, all'immersione prolungata, alla corrosione e alle variazioni di temperatura, la sensibilità, il tempo di risposta, il fondo scala e l'integrità nel tempo.

Vi sono poi problemi di scelta del tipo di strumento in relazione alla natura del terreno, alle tecnologie per la posa in opera ed alle caratteristiche delle misure.

La precisione e l'attendibilità delle misure sono legate ai problemi ed alle difficoltà di taratura, di disturbo apportato al terreno ed allo strumento durante il posizionamento, di lettura da parte di operatori specializzati.

In questo ambito la memoria di Tripiciano e Colombo fa un'analisi critica dei sensori per la misura delle pressioni mettendo in luce problemi di deriva nel tempo degli strumenti e di riproducibilità delle misure; la memoria di Garasino puntualizza, per la strumentazione di uso corrente, i vantaggi e gli svantaggi dei singoli tipi di strumento dal punto di vista dell'attendibilità, velocità e praticità delle misure, anche in situazioni ambientali particolari.

Nell'osservazione ed interpretazione delle misure bisogna quindi tenere conto di errori sia dovuti allo strumento sia alla misura stessa.

Si riportano brevemente due esempi di inconvenienti che si possono verificare nella pratica per quanto riguarda gli errori da attribuire allo strumento e alla misura.

Ad esempio gli assestimetri profondi possono dare risultati di misure errati a causa di effetti di trascinarsi per attrito negativo, di una non perfetta aderenza tra colonna strumentata e terreno e di distorsioni particolarmente nelle zone in cui ci sono spostamenti laterali del terreno di fondazione.

Come osservato da numerosi autori delle memorie presentate, le misure piezometriche possono essere tra l'altro non corrette per la presenza nel terreno di gas, per fenomeni di disturbo di terreni argillosi sensibili o sovraconsolidati all'atto dell'installazione oppure per la risposta non immediata dello strumento quando le grandezze variano rapidamente.

In Fig. 2, dal confronto tra due tipi di piezometro, nella stessa posizione nel banco argilloso nel terreno di fondazione di Sermide, risulta evidente come il piezometro tipo Casagrande, data la sua inerzia, non riesca a met-

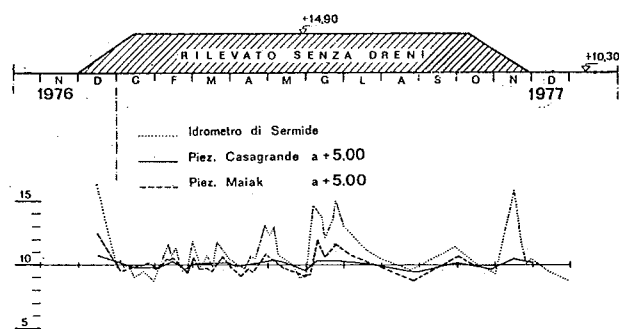


Fig. 2. - Rilevato sperimentale di Sermide - misure piezometriche.

tere in luce le rapide variazioni di pressioni neutre causate dal vicino Po, che mette in pressione gli strati sabbiosi profondi, fenomeno questo che influenza in maniera sensibile l'andamento della consolidazione.

Nasce quindi, attraverso l'esame di questi ed altri inconvenienti, l'esigenza in molti casi di poter controllare, ove possibile, l'evoluzione della grandezza fisica con più strumenti di tipo e concezione diversa.

Infine l'applicazione dei dreni verticali, descritti nel loro sviluppo tecnologico e in relazione al tipo e natura del terreno nella memoria di Diamanti, ha posto problemi di corretta installazione e posizionamento degli strumenti, sia come scelta del momento sia come tipo e problema di corretta misura legati anche ai fenomeni di disturbo apportati con la costruzione dei dreni al terreno naturale e agli strumenti stessi.

### 3. Confronto tra misure di controllo diretto e previsioni basate su indagini in situ e in laboratorio

Dalle memorie presentate e dalla bibliografia corrente è possibile fare dei confronti sui risultati di misure dirette e di calcoli e valutazioni sulla base di prove in situ e in laboratorio.

Nella Tabella II A e II B viene riportato brevemente un confronto, per rilevati sperimentali e di controllo, tra cedimenti calcolati con metodi più o meno raffinati e misurati in corrispondenza delle zone centrali dei rilevati. (La tabella è solo indicativa ed ogni caso meriterebbe un commento ed un approfondimento a parte).

Si osserva che l'errore di valutazione rispetto al comportamento reale possa essere in alcuni casi anche considerevole, come riportato dalle

TABELLA II A

Memorie presentate al Convegno	Cedimenti calcolati cm	Cedimenti misurati cm
Belloni e Sembenelli (Bangkok)	13.3	11.1
Colleselli e Tripiciano (Sermide)	31.3	23.3 * 25.6 (D)
Comastri <i>et al.</i> (Porto Tolle)	144	153 (D)
D'Elia <i>et al.</i> (Frosinone)	28 44	34 56 (D)
Errani <i>et al.</i> (Delta Po)	51	49 52 (D)
Jamiolkowski et Alii (Porto Tolle)	80	85 (D) (solo consolidaz.)
Sapio e Sabini (Cagliari)	61.3	57 *

(D) rilevato con dreni  
\* misure in corso.

TABELLA II B

Altre fonti	Cedimenti calcolati cm	Cedimenti misurati cm
Bourges <i>et al.</i> (1969)		
— Cran	90	86
— Palavalas	115	197
	200	288 (D)
— Narbonne	62	87
	100	97 (D)
Holtz e Broms (1972)		
— Ska Edeby Tests	74	72
	123 161	109 162 (D)
Lambe (1973)		
— Alibey Test	30 55	84
— Northeast Tests	60 135	90 170
D'Appollonia (1971)		
— MIT Test	85	75

(D) Rilevato con dreni.

figg. 3a e 3b con due esempi tratti dalla letteratura.

Quasi sempre però l'errore tra valutazione e misura diretta è inferiore al 25% e più spesso al 15% come è descritto ad esempio nelle memorie di JAMIOLKOWSKI, LANCELLOTTA, TONGHINI e TRIPICIANO, di SAPIO e SABINI e di COLLESELLI e TRIPICIANO.

Nei calcoli del cedimento si utilizzano solitamente metodi ed ipotesi piuttosto semplici basate su parametri determinati con prove in situ e in laboratorio, con prove edometriche, prove penetrometriche ecc..

Con prove in situ e in laboratorio di tipo speciale e metodi e teorie più raffinato, ad esempio con gli elementi finiti, come riportato nelle memorie di BELLONI e SEMBENELLI e di MAZZALAI, ODORIZZI e SCHREFLER, si ottengono ulteriori affinamenti.

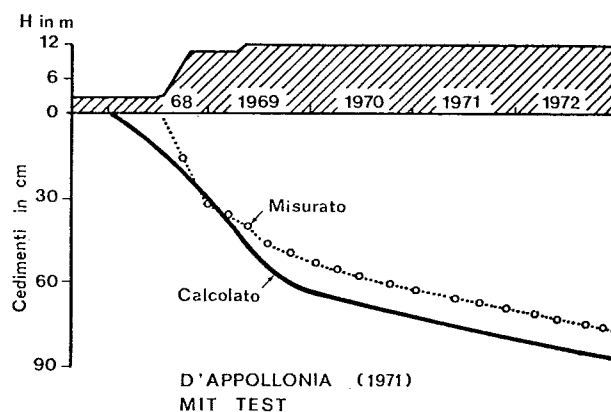


Fig. 3a. - Confronto tra cedimenti calcolati e misurati.

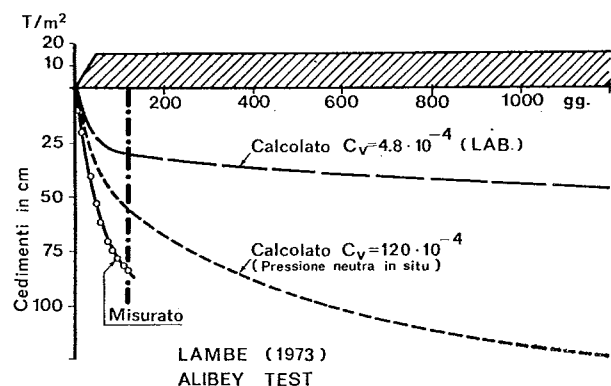


Fig. 3b. - Confronto tra cedimenti calcolati e misurati.

Tuttavia nei problemi usuali l'errore che si può commettere nella valutazione dell'entità dei cedimenti, se contenuto nei limiti sopraindicati, non ha spesso significato pratico se non in casi particolari e complessi: tale errore è solitamente dovuto alle ipotesi nella distribuzione delle tensioni, alla non corretta determinazione dei moduli drenati e non drenati e degli indici di compressione in laboratorio, influenzati dalle modalità esecutive delle prove e dal disturbo apportato ai campioni; ed ancora tale errore si può attribuire alla natura e al grado di sovraconsolidazione, come anche riportato nelle memorie di COLLESELLI e TRIPICIANO e di D'ELIA, GRISOLIA, ROSSI DORIA e TANCREDI.

La prova edometrica, i cui risultati per motivi di praticità e semplicità vengono generalmente usati per il calcolo dei cedimenti, rap-

TABELLA III

	$c_v$ LAB. $\times 10^{-3}$	$c_v$ IN SITU cm <sup>2</sup> /sec.	$c_h$ LAB. $\times 10^{-3}$	$c_h$ IN SITU cm <sup>2</sup> /sec.	$C_s$ LAB. $\times 10^{-3}$	$C_s$ IN SITU $\times 10^{-3}$
* Colleselli e Tripiciano (Sermide)	0.4 ÷ 4	2 ÷ 5	2 ÷ 10	5 ÷ 15	1 ÷ 3	3 ÷ 10
* D'Elia <i>et al.</i> (Frosinone)	1	10	—	—	—	—
* Errani <i>et al.</i> (Delta Po)	0.2 ÷ 0.8	4 ÷ 6	—	—	4 ÷ 20	8 ÷ 80
* Jamiolkowski <i>et al.</i> (Porto Tolle)	—	—	5 ÷ 17	12 ÷ 17	3 ÷ 4	20
* Sapio e Sabini (Cagliari)	0.3	3	—	—	—	—
Bilotta e Viggiani (1975) (Porto Tolle)	1	3	—	—	—	—
Bromwell e Lambe (1963) (Boston clay)	1 ÷ 3	5 ÷ 10	—	—	—	—
Lambe (1973) (Alibey test)	0.5	120	—	—	—	—

\* Memorie presentate al Convegno

presenta condizioni che si verificano nel terreno di fondazione lungo l'asse del rilevato; verso il bordo, nella valutazione dei cedimenti, bisognerebbe tener conto di stati tensionali diversi e del contributo degli spostamenti laterali (consolidazione bidimensionale e tridimensionale).

I dati a disposizione infatti mostrano che l'errore commesso nel calcolo, utilizzando le sole prove edometriche, rispetto a misure dirette, aumenta passando dal centro verso il bordo nel caso di calcolo condotto con il metodo tradizionale, come riportato ad esempio nel caso della Fig. 4.

Si osserva anche che generalmente gli assestamenti calcolati e misurati si discostano maggiormente quando vengono utilizzati drenni per aumentare la velocità di consolidazione.

Gli studi più recenti sono stati perciò indirizzati a valutare il disturbo arrecato al terreno di fondazione e l'influenza del disturbo sull'entità e sull'andamento nel tempo dei cedimenti.

L'aspetto in cui le previsioni più si discostano dal comportamento reale e che comporta notevoli problemi di interesse pratico, riguarda la valutazione dell'andamento dei cedimenti nel tempo.

Dalla Tabella III il confronto, sempre indicativo, tra coefficienti misurati in laboratorio e in situ, tratto dalle memorie presentate e dalla letteratura, indica che i coefficienti di consoli-

dazione reali sono mediamente 3-10 volte maggiori.

Questo fatto sembra da imputare principalmente alla presenza di strati e piccoli livelli limo-sabbiosi nei bacini argillosi, che riducono sensibilmente i percorsi di drenaggio e alla composizione strutturale dell'argilla.

Tale situazione è caratteristica delle pianure alluvionali del Veneto e dell'Emilia-Romagna, come si riporta nella memoria di JAMIOLKOWSKI, LANCELLOTTA, TONGHINI e TRIPICIANO, e di altre zone come risulta dalle memorie di D'ELIA, GRISOLIA, ROSSI DORIA e TANCREDI e di SAPIO e SABINI.

Un affinamento maggiore dei coefficienti di consolidazione, in relazione alla situazione reale, si può ottenere o in laboratorio con prove su campioni di grandi dimensioni, e quindi di maggiore corrispondenza e di minore disturbo alla struttura reale del terreno, oppure con sofisticati ed interessanti metodi di indagine in situ come riportato nelle memorie di JAMIOLKOWSKI, LANCELLOTTA, TONGHINI e TRIPICIANO.

Bisogna anche ricordare che le condizioni edometriche, cui quasi sempre fanno riferimento i parametri determinati in laboratorio, sono, come già detto, significative in alcune zone del terreno di fondazione del rilevato e quindi la valutazione di tali coefficienti dovrebbe essere condotta con altri metodi per tener conto di diversi percorsi di drenaggio.

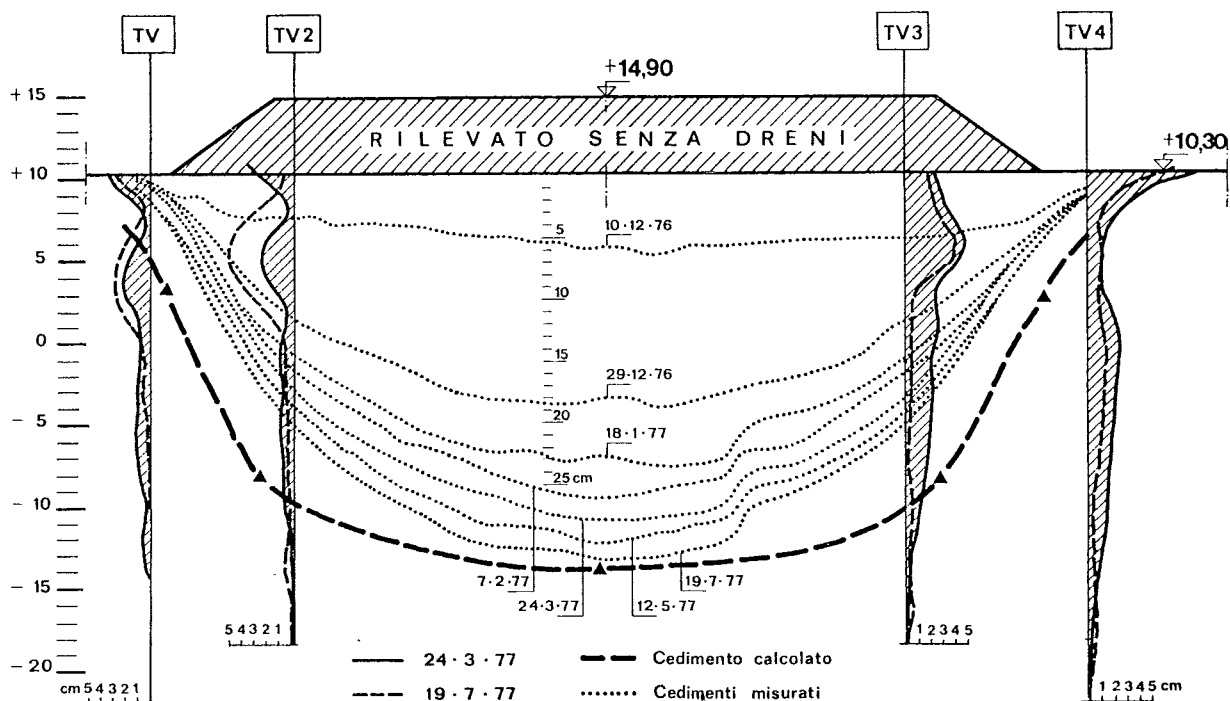


Fig. 4. - Rilevato sperimentale di Sermide - Confronto tra cedimenti calcolati e misurati.

In presenza di rilevati con dreni la valutazione dei coefficienti di consolidazione orizzontale in situ risulta particolarmente importante, dato che si deve tener conto del disturbo apportato attorno al dreno all'atto dell'infissione e durante il funzionamento e di altri fenomeni complessi che rendono difficile una valutazione teorica, come riportato nella memoria di COMASTRI, GROTTOLA, MARTINI e TRIPICIANO.

Anche i coefficienti di consolidazione secondaria in situ differiscono sensibilmente e sono maggiori di quelli misurati in laboratorio, da un lato per le modalità e il tempo delle prove e dall'altro lato per la presenza di gas, altre sostanze disciolte e di stati tensionali diversi da quelli ipotizzati nel terreno naturale.

#### 4. Scelta dei parametri e degli schemi geotecnici

Le informazioni raccolte attraverso i vari tipi di misura e il loro confronto, insieme ai risultati delle indagini in situ e in laboratorio, alle ipotesi sulle pressioni neutre e sulle tensioni e della loro distribuzione, possono portare alla scelta di parametri e all'individuazione di schemi per procedere ad una più corretta progettazione.

In questa sede si cercherà di mettere in luce

il contributo che le misure dirette danno alla scelta dei parametri e degli schemi geotecnici, per i quali le pur fondamentali indagini in situ e in laboratorio non consentono una accurata precisione, ed all'individuazione di problemi che non si possono facilmente determinare con semplici ipotesi e schematizzazioni.

Le misure dei cedimenti del piano di fondazione possono portare alla determinazione delle caratteristiche globali del comportamento del terreno; si possono infatti determinare e controllare i cedimenti totali e differenziali, i cedimenti immediati e di consolidazione, avendo a disposizione le misure delle pressioni neutre e le fasi di costruzione.

Facendo inoltre opportune ipotesi sull'andamento delle tensioni si possono determinare i moduli di deformazione drenati e non drenati corrispondenti.

Tentativi in questo senso sono stati svolti, come riportato nelle memorie, da BELLONI e SEMBENELLI, da D'ELIA, GRISOLIA, ROSSI DORIA e TANCREDI e da SAPIO e SABINI, in cui si evidenziano moduli misurati in situ anche sensibilmente maggiori di quelli determinati con altri metodi, in particolare con prove triassiali e prove edometriche.

L'analisi dei cedimenti in profondità può permettere l'individuazione, per gli strati argillosi più significativi, dei cedimenti immediati e di consolidazione non drenati e drenati, sempre

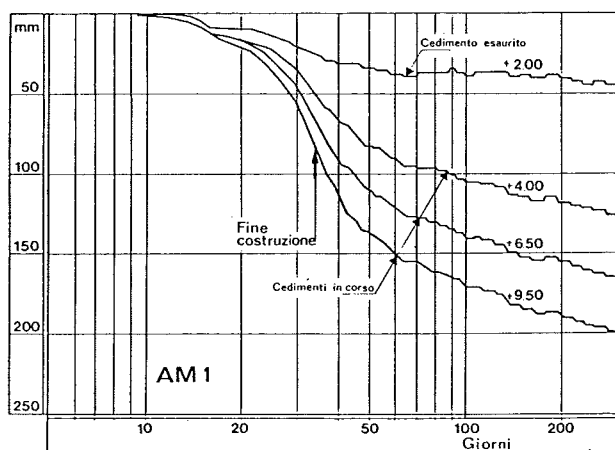


Fig. 5. - Rilevato sperimentale di Sermide - Assestimetro profondo.

attraverso le misure delle pressioni neutre e le ipotesi sulla distribuzione delle tensioni.

L'andamento delle pressioni neutre e dei cedimenti in profondità può permettere di determinare più correttamente lo spessore reale degli strati argillosi che si consolidano e quindi dei coefficienti di consolidazione primaria e secondaria in situ. L'individuazione dello spessore dei vari strati argillosi nel terreno può poi portare alla scelta dell'altezza dello strato equivalente per poter valutare un coefficiente di consolidazione e uno schema di comportamento globale del terreno.

Dalla Fig. 5 risulta la possibilità di interpretazione dei risultati delle misure con un assestimetro profondo per determinare l'andamento dei cedimenti nel tempo dei vari sensori, lo spessore dello strato che si considera non facilmente individuabile in base ai risultati delle indagini, mentre in Fig. 6 è riportato un altro tentativo di valutazione dei moduli di deformabilità del terreno naturale con misure degli assestimetri profondi confrontate con i risultati delle prove edometriche di laboratorio.

Si fa notare che nelle zone di argilla sovraconsolidata nella parte superiore e inferiore

dello strato, i moduli differiscono sensibilmente.

La misura delle deformazioni laterali può essere utile per avere indicazioni sul valore in situ del rapporto di Poisson e delle sue variazioni durante la consolidazione, sull'entità del cedimento immediato e sull'influenza delle tensioni orizzontali sull'assestamento dei vari strati.

Questi parametri, comunque di difficile scelta, possono influire considerevolmente nel calcolo dei cedimenti, come riportato nella memoria di BELLONI e SEMBENELLI.

Di solito la loro determinazione viene fatta su ipotesi del tutto semplificative e in particolare non si tiene conto dell'influenza delle tensioni tangenziali.

Inoltre le deformazioni laterali possono consentire un controllo della stabilità del rilevato durante le varie fasi di costruzione.

La misura e l'interpretazione delle pressioni neutre (argomento illustrato ampiamente nella relazione di Viggiani) risulta utile per il controllo dell'andamento della consolidazione da confrontare con gli schemi e le ipotesi che usualmente si fanno.

Tali misure consentono anche di individuare e controllare lo spessore degli strati argillosi, la distribuzione delle pressioni neutre al loro interno e le condizioni al contorno ed inoltre possono permettere una valutazione del coefficiente A delle pressioni dei pori, parametro molto importante per il calcolo dei cedimenti e di difficile determinazione in laboratorio.

L'importanza delle pressioni neutre e del loro controllo nei problemi di stabilità è puntualizzata nella memoria di ESU, D'ELIA, DI STEFANO e FEDERICO; in alcune situazioni poi le misure possono contribuire non solo a chiarire, ma anche ad evidenziare fenomeni idraulici e condizioni al contorno particolari, come riportato nelle memorie di COLLESELLI e TRIPICIANO e di D'ELIA, ROSSI DORIA e TANCREDI.

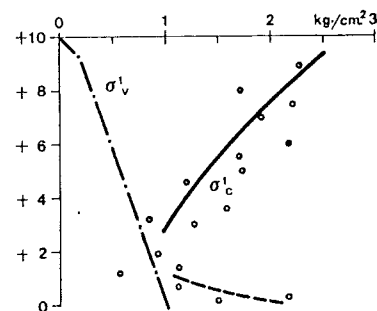
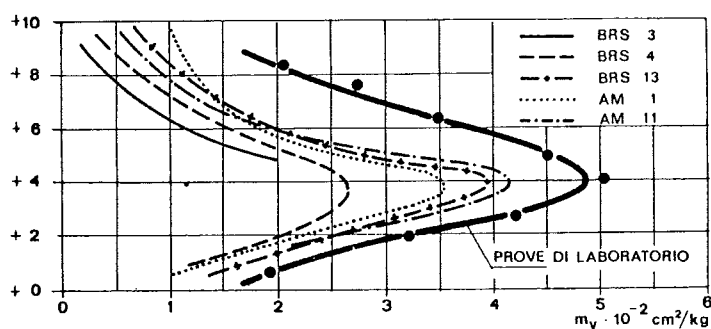


Fig. 6. - Rilevato sperimentale di Sermide - Confronto tra moduli drenati.



Nei terreni di fondazione con dreni la misura delle pressioni neutre può contribuire alla interpretazione dei fenomeni connessi alla posa in opera e al comportamento del terreno durante la consolidazione come ad esempio riportato nella memoria di ERRANI, MAZZUCATO e SORANZO.

Le celle di pressione totale hanno lo scopo di misurare le tensioni orizzontali e verticali sul piano di fondazione e del terreno; da tali misure è possibile determinare, attraverso la misura delle pressioni neutre, gli sforzi efficaci e il coefficiente di spinta a riposo.

In situazione di rottura del terreno di fondazione si può inoltre avere un'idea del valore reale dei coefficienti di spinta in condizioni attive o passive.

L'importanza, per la difficoltà di interpretazione di queste misure, che richiedono tecnologie, personale e costi rilevanti, nasce anche dall'esigenza, già accennata, di poter misurare e controllare in situ l'andamento degli sforzi efficaci per i quali si fanno ipotesi di progetto non sempre aderenti alla realtà, argomento puntualizzato nelle memorie di GARASSINO e di BELLONI e SEMBENELLI.

TABELLA IV

Deformazioni verticali ed orizzontali del terreno di fondazione	$S_i$ $S_{ed}$ $E_u$ $E_{ed}$ $c_v$ $c_h$ $C_s$ $H$
Pressioni neutrali	$u$ $c_v$ $c_h$ $k_v$ $k_h$ $A$
Celle di pressione	$v$ $h$ $k_o$ $k_a, k_p$

In Tabella IV è stato fatto un tentativo di riassumere i parametri e gli schemi geotecnici che si possono ricavare e controllare attraverso le misure delle strumentazioni di tipo geotecnico nel caso di terreni di fondazione dei rilevati, pur tenendo conto di tutte le difficoltà di interpretazione dei risultati delle misure dirette.

## 5. Osservazioni conclusive

Nella relazione presentata si è cercato in particolare di puntualizzare, nell'ambito degli argomenti che riguardano i problemi legati allo studio dei terreni di fondazione dei rilevati, il contributo che la strumentazione geotecnica può apportare ad una più concreta scelta dei parametri geotecnici e al controllo del comportamento delle opere.

Si è anche cercato di dare qualche criterio per il progetto e la scelta della strumentazione geotecnica e si sono sottolineati i vantaggi che tali metodi possono offrire, pur nelle obiettive difficoltà di studio e di interpretazione delle misure di fronte ai problemi di previsione sulla sola base dei risultati delle prove in situ e in laboratorio.

Sugli argomenti che ho cercato brevemente di trattare auspico si svolgano interventi in particolare per quanto riguarda i nuovi tipi di strumenti che sono in corso di realizzazione, i risultati di misure e confronti, l'interpretazione delle misure dirette.

Mi sembra opportuno infine mettere in luce come l'esame e la discussione dei diversi risultati e casi importanti possa essere di notevole aiuto sia al progettista per individuare quegli aspetti particolari legati alla natura e al comportamento del terreno e ad altri fattori ambientali, sia in senso più generale, allo studio del reale comportamento sforzi-deformazioni-tempo del terreno naturale.

### Elenco delle memorie presentate al Convegno

- BELLONI L., SEMBENELLI P. - *Fondazione di una diga su argilla compatta studiata con un grande rilevato sperimentale.*
- COLLESELLI F., TRIPICIANO L. M. - *Comportamento di due rilevati sperimentali nell'area della costruenda Centrale Termoelettrica ENEL di Sermide (Mantova).*
- COMASTRI A., GROTTOLA L., MARTINI G., TRIPICIANO L. M. - *Comportamento dei dreni nel terreno di fondazione della Stazione Elettrica di Porto Tolle.*
- D'ELIA B., GRISOLIA M., ROSSI DORIA M., TANCREDI G. - *Cedimenti di un rilevato stradale fondato su terreni eterogenei.*
- DIAMANTI L. - *Elementi drenanti sotto grandi rilevati per accelerare l'assettamento dei terreni di fondazione.*
- ERRANI V., MAZZUCATO A., SORANZO M. - *Comportamento di un rilevato stradale su terreni di elevata compressibilità in una zona di recente bonifica.*
- ESU F., D'ELIA B., DISTEFANO D., FEDERICO G. - *Problemi di stabilità di alte discariche minerarie.*
- GARASSINO A. - *Strumentazione di rilevati terrestri e marini per lo studio o la verifica delle ipotesi di progetto.*
- JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R., TONGHINI M., TRIPICIANO L. M. - *Esempio di fondazione compensata realizzata mediante scavo e precarico.*

- MAUGERI M. - *Analisi della rottura di un rilevato costruito su un pendio.*
- MAZZALAI P., ODORIZZO S., SCHREFLER B. - *Un modello agli elementi finiti per lo studio della consolidazione di grandi rilevati in terra.*
- SAPIO G., SABINI G. - *Problemi di fondazione per il rilevato di ampliamento dell'aeroporto di Cagliari Elmas.*
- TRIPICIANO L. M., COLOMBO C. - *Il sensore per la misura delle pressioni nella strumentazione geotecnica.*

#### BIBLIOGRAFIA

- AKAGI T. (1977) - *Effect of mandrel-driven sand drains on strength*, Proc. IX I.C.O.S.M.F.E., Tokio, Vol. 1/1, pp. 3-6.
- ARTHUR J. R. F. (1973) - *Principles of measurement*, Gen. Rep., Symp. on Field Instr. in Geot. Engineering, London, Vol. II, pp. 510-526.
- BABU SHANKER N., SARMA K. S., VENKATARATNAM N. (1976) - *Consolidation under embankment. Type loads*, Can. Geot. J., Vol. 13, pp. 72-77.
- BAKER R. (1976) - *The effect of horizontal consolidation on differential settlements of footings on clay*, Can. Geot. J., Vol. 13, pp. 442-451.
- BARBUJANI F., COLOMBO P. (1968) - *Comportamento di rilevati sperimentali su terreni torbosi*, Atti IX Conv. di Geotecnica, Genova.
- BERRÉ T., IVERSEN K. (1970) - *Oedometer tests with different specimen heights on a clay exhibiting secondary compression*, Geotechnique, Vol. 22, N. 1, pp. 53-70.
- BILOTTA E., VIGGIANI C. (1975) - *Un'indagine sperimentale in vera grandezza sul comportamento di un banco di argille normalmente consolidate*, Atti XII Conv. di Geotecnica, Cosenza, Vol. I, pp. 223-240.
- BISHOP A. W., GREEN P. A. (1973) - *The development and use of trial embankments*, Proc. Symp. on Field Instr. in Geot. Engineering, London, Vol. I, pp. 13-37.
- BOGETTI F., JAMIOLKOWSKI M. (1975) - *Contributo alla discussione Sessione Speciale 'Costruzione su argille tenere'*, Atti XII Conv. di Geotecnica, Cosenza, Vol. III, pp. 233-238.
- BOURGES F., CARISSAN M., CHIAPPA J., LEGRAND J., PAUTE J. L. (1969) - *Etude du tassement des vases supportant des remblais*, Proc. 7th I.C.O.S.M.F.E., Mexico, Vol. II, pp. 35-43.
- BURLAND J. B. (1971) - *A method of estimating the pore pressures and displacements beneath embankments on soft, natural clay deposits*, Proc. Roscoe Memor. Symp. 'Stress-strain behaviour of soils', Cambridge Univ., Marz., pp. 505-536.
- BURLAND J. B. (1973) - *The interpretation of field observation*, Gen. Rep. Symp. on Field Instr. in Geot. Engineering, London, Vol. II, pp. 607-613.
- DALLARD N. J. (1972) - *Design and construction of embankments on an alluvial plain*, Proc. Instr. Civil Engrs, Vol. 51, April, pp. 715-728.
- D'APPOLONIA D. J., LAMBE T. W. (1971) - *Evaluation of pore pressure beneath an embankment*, Proc. ASCE, J.S.M. and F.D., SM 6, pp. 881-897.
- D'APPOLONIA D. J., POULOS H. G., LADD C. C. (1971) - *Initial settlement of structures on clay*, Proc. ASCE, J.S.M. and F.D., SM 10, pp. 1359-1377.
- DASCAL O., TOURNIER J. P. (1975) - *Embankments on soft and sensitive clay foundation*, Proc. ASCE, J.G.E.D., GT 3, pp. 297-314.
- DAVIS E. H., POULOS H. G. (1972) - *Rate of settlement under two- and three-dimensional conditions*, Geotechnique, Vol. 22, N. 1, pp. 95-114.
- DEVATA M., DARCH B. T. (1973) - *Settlement of an embankment constructed on marine clay*, Can. Geot. J., Vol. 10, pp. 161-179.
- GREEN G. E. (1973) - *Equipment design, installation and performance*, Gen. Rep. Symp. on Field Instr. in Geot. Engineering, Vol. II, pp. 517-526.
- HANSBO S., TORTENSSON B. A. (1977) - *Geodrain and other vertical drain behaviour*, Proc. IX I.C.O.S.M.F.E., Vol. II, pp. 533-535.
- HOLTZ R. D., BROMS B. (1972) - *Long-term loading tests at Skå-Edeby - Sweden*, Proc. Spec. Conf. on the «Performances of Earth and Earth-Supported Structures», Purdue Univ., pp. 435-464.
- H.R.B. (1967) - *Embankment and their foundation*, Record N. 181.
- JACOBSEN H. M. (1977) - *Stress-strain relationship of pre-consolidated clay*, Proc. IX I.C.O.S.M.F.E., Tokio, Vol. I, pp. 131-134.
- JOHNSON S. J. (1970) - *Foundation precompression with vertical sand drains*, Proc. ASCE, J. S.M. and F.D., SM 1, pp. 145-175.
- KARST M. M. H., BOURGES F. (1974) - *Remblais sur soils compressibles*, A.I.T.B.T.P., N. 203, pp. 1362-1384.
- KOPPULA S. D., MORGENSTERN N. R. (1972) - *Consolidation of clay layer in two dimensions*, Proc. ASCE, J.S.M. and F.D. SM 1, pp. 79-93.
- LAMBE T. W. (1973) - *Prediction in soil engineering*, Geotechnique, Vol. 23, n. 2, pp. 149-202.
- LEROUÉIL S., TAVENAS F., TRAK B., LA ROCHELLE P., ROY M. (1978) - *Construction pore pressures in clay foundations under embankments*, Part. I: The Saint-Alban Test Fills, Part. II: Generalized Behaviour, Can. Geot. J., Vol. 15, pp. 54-65 e 66-82.
- LO K. Y., BOZOUK M., LAW K. T. (1976) - *Settlement analysis of the Gloucester test fill*, Can. Geot. J., Vol. 13, pp. 339-354.
- LOWE J. (1974) - *New concepts in consolidation and settlement analysis*, Proc. ASCE, J.E.D., GT 6, pp. 574-612.
- MARGASON G., SYMONS I. F. (1973) - *Use of pore-pressure measurements to control embankment construction*, Proc. VII I.C.O.S.M.F.E., Messico, Vol. II, pp. 307-315.
- MATSUO M., KAWAMURA K. (1977) - *Diagram for construction control of embankment on soft ground*, Soils and Foundations, Vol. 17, n. 3, pp. 37-52.
- MATSUMOTO T. (1976) - *Finite element analysis of immediate and consolidation deformation based on effective stress principles*, Soils and Foundations, Vol. 16, n. 4, pp. 23-33.
- MCGOWN A., YOUNGER J. S. (1970) - *Criteria for use sand drains in Highway construction*, Roads and road Construction, Nov., pp. 344-348.
- MESRI G. (1973) - *Coefficient of secondary compression*, Proc. ASCE, J.S.M. and F.D. SM 1, pp. 123-137.
- NELSON J. D., MOH Z. G., BRAND E. W. (1973) - *Laboratory and their field consolidation on soft clay*, Proc. VIII I.C.O.S.M.F.E., Mosca, Vol. I, pp. 305-310.
- O'NEILL M. W., MERRIT B. K., CALSING R. (1976) - *Consolidation of root-penetrated clays: a case of study*, Proc. ASCE J. G.E.D., GT 8, pp. 857-873.
- ORTIZ I. S. (1967) - *Zumpango Test embankment*, Proc. ASCE, J.S.M. and F.D. SM 4, pp. 199-209.
- PEIGNAUD M. (1972) - *Consolidation sous charge variable tassement et pression interstitielle etude theorique et experimentale*, A.I.T.B.T.P., n. 289, pp. 118-135.
- POULOS H. G., BOOKER J. R., RING G. J., (1972) - *Simplified calculation of embankment deformations*, Soils and Foundations, Vol. 12, n. 4, pp. 1-17.
- RAYMOND G. P. (1972) - *Prediction of undrained deformations and pore pressures in weak clay under two embankments*, Geotechnique, Vol. 22, n. 3, pp. 381-401.
- RICCIERI G. (1978) - *Drenaggi*, Atti Seminario 'Consolidamento di terreni e rocce in posto nell'Ingegneria Civile', Stresa, pp. 117-188.
- SCHIFFMAN R. L., GIBSON R. E. (1964) - *Consolidation of non-homogeneous clay layers*, Proc. ASCE, J. S.M. and F.D., SM 5, pp. 1-30.

- SCHIFFMAN R. L., CHEN A. T., JORDAN J. C. (1969) - *An analysis of consolidation theories*, Proc. ASCE, J.S.M. and F.D., SM 1, pp. 285-311.
- SILVEIRA E. B. S., GAIOTO N. (1977) - *Behaviour of vertical sand drains*, Proc. IX I.C.O.S.M.F.E., Tokio, Vol. II, pp. 721-724.
- SOWERS G. F. (1973) - *Settlement of waste disposal fills*, Proc. VIII I.C.O.S.M.F.E., Mosca, Vol. 4, pp. 207-210.
- TAVENAS F. A., CHAPEAU C., LA ROCHELLE P., ROY M. (1974) - *Immediate settlements of three test embankments on Champlain clay*, Can. Geot. J., Vol. 11, pp. 109-141.
- TOMIOHITO, TAMOTSU MATSUI (1971) - *Settlement caused by plasticity flow of soft clay layer*, Proc. IV Asian Reg. Conf. Bangkok, pp. 25-30.
- T.R.B. (1976) - *Estimation of consolidation settlement*, Manual of Practice, Spec. Rep. n. 163.
- YAMAGUCHI H., MURAKAMI Y. (1976) - *Plane strain consolidation of a clay layer with finite thickness*, Soils and Foundations, Vol. 16, n. 3, pp. 67-79.

VAUGHAN P. R. (1973) - *The application of instrumentation in geotechnical engineering and interpretation of their results*, Gen. Rep. Symp. on Field Instr. in Geot. Engineering, London, Vol. II, pp. 599-666.

#### SUMMARY

##### **Field measurements on embankments foundations.**

The paper deals with field instrumentation and measurement techniques to observe the behavior of full scale embankment resting on clayey soils.

The instruments for displacements, pore pressure and total pressure; the placement and measuring techniques; the number of instruments and frequency of observation; the cost of installation are discussed.

Some comparison between design predictions and observation results are reported, stressing the role of field measurements in the development of improved practice.