

## IMPIEGO DELLA PROVA DILATOMETRICA (DMT) NELLA PROGETTAZIONE GEOTECNICA

G. TOTANI, S. MARCHETTI, P. MONACO, M. CALABRESE

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, delle Acque e del Terreno, Università di L'Aquila

AGI - Associazione Geotecnica Italiana - XX Convegno Nazionale di Geotecnica

Parma 22-25 Sett 1999, pp. 301-308.

### SOMMARIO

La nota presenta una panoramica sulle principali applicazioni della prova dilatometrica (DMT) alla luce dell'esperienza accumulata in oltre 20 anni. In particolare la nota riferisce sull'impiego della prova per le seguenti finalità: determinazione di parametri geotecnici di uso corrente; previsione dei cedimenti di fondazioni superficiali; controllo della compattazione; individuazione di superfici di scivolamento in pendii argillosi; previsione del comportamento di pali soggetti a carichi orizzontali; indicazioni circa la liquefacibilità delle sabbie; determinazione dei coefficienti di consolidazione e di permeabilità; informazioni sulla rigidità del terreno finalizzate ad analisi per la progettazione di opere in sotterraneo.

### 1. INTRODUZIONE

La prova dilatometrica (DMT), introdotta e sviluppata in Italia a partire dal 1980 (Marchetti, 1980), è attualmente utilizzata in 40 paesi sia per finalità di ricerca che per applicazioni pratiche.

I motivi della rapida diffusione della prova sono (Lutenegger, 1988): (a) Semplicità della apparecchiatura e delle operazioni. (b) Elevata riproducibilità. (c) Bassi costi. (d) Varietà delle attrezzature di penetrazione impiegabili.

Oltre ad alcune centinaia di pubblicazioni scientifiche, esistono oggi numerosi standard, specifiche tecniche o regolamenti (ASTM Suggested Method, 1986; Eurocodice 7, 1999) e manuali (US DOT, 1992) dedicati alla prova DMT. Le principali applicazioni e i nuovi sviluppi della prova negli ultimi venti anni sono stati sintetizzati in un recente stato dell'arte da Marchetti (1997).

Il presente articolo, dopo avere ricordato il principio e le modalità di prova, e le principali formule di interpretazione, fornisce una panoramica sulle più utili applicazioni della prova.

### 2. DESCRIZIONE DELLA PROVA DMT

Il dilatometro è una lama di acciaio dotata su una faccia di una sottile membrana espandibile di forma circolare. La membrana, in condizioni di riposo, è alla pari con la superficie circostante della lama. La lama è collegata, tramite un cavo elettro-pneumatico che passa attraverso le aste di spinta, ad una centralina di controllo e misura in superficie (Fig. 1). La centralina è dotata di manometri di precisione (generalmente due con fondo scala di 10 e 60 bar), di un segnalatore audiovisivo del contatto elettrico, di una valvola di controllo del flusso del gas (fornito da una bombola di aria compressa), di valvole per lo sfiato. La punta dilatometrica viene fatta avanzare nel terreno ad incrementi di profondità prefissati (tipicamente 20 cm), impiegando le attrezzature di spinta normalmente utilizzate per la prova penetrometrica a punta conica (CPT) oppure le macchine per sondaggi. In circostanze particolari, il dilatometro può essere fatto avanzare impiegando il dispositivo di battitura per le prove SPT (maglio ed aste) o similari. L'esecuzione della prova con un penetrometro,

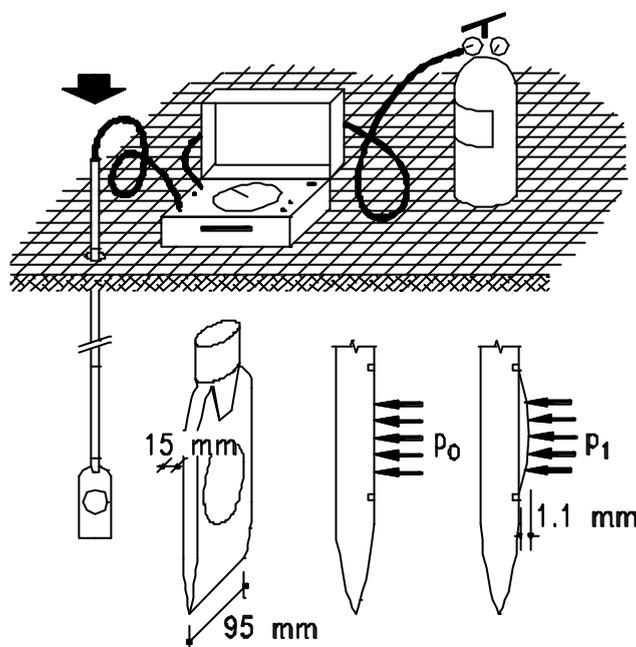


Figura 1 - Prova DMT: schema di funzionamento

preferibilmente autocarrato e zavorrato fino a 20 t, fornisce la più elevata efficienza e produttività (anche 100 m di profilo al giorno).

Subito dopo ciascun avanzamento, a punta immobile, l'operatore immette gas a tergo della membrana, operando sulla valvola di controllo del flusso. In circa un minuto l'operatore rileva due misure di pressione: la pressione *A* necessaria per iniziare il movimento della membrana (il distacco provoca la cessazione di un segnale acustico, indicando all'operatore che quello è il momento di leggere la pressione *A*) e la pressione *B* necessaria affinché il centro della membrana si sposti di 1.1 mm contro il terreno (condizione segnalata dal re-inizio del segnale acustico). Dopo *B* può opzionalmente effettuarsi una terza lettura, *C* (*closing pressure*). A tal fine, subito dopo il raggiungimento di *B*, viene aperta una valvola di sfiato lento, che causa una lenta "chiusura" della membrana fino a toccare il piano di supporto sottostante.

Tabella 1 - Formule di interpretazione per il DMT

SIMB	DESCRIZIONE	FORMULE BASE DI INTERPRETAZIONE DEL DMT	
$p_0$	Prima lettura corretta	$p_0 = 1.05(A - Z_M + \Delta A) - 0.05(B - Z_M - \Delta B)$	
$p_1$	Seconda lettura corretta	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
$I_D$	Indice di materiale	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	$Z_M =$ Scarto del manometro dallo zero Tuttavia se $\Delta A$ & $\Delta B$ vengono misurate con lo stesso manometro per le letture A & B, porre $Z_M=0$ (si ha compensazione di $Z_M$ )
$K_D$	Indice di spinta orizzontale	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{V0}$	$\sigma'_{V0} =$ tensione verticale preinserimento
$E_D$	Modulo dilatometrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	$E_D$ <u>non</u> è il modulo di Young E. $E_D$ deve essere utilizzato solo in combinazione con $K_D$ (storia tensionale). Dapprima calcolare $M_{DMT} = R_M E_D$ , poi ricavare il modulo $E \approx 0.8 M_{DMT}$
$K_0$	Coeff. di spinta a riposo	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	per $I_D < 1.2$
OCR	Rapp. di sovraconsolidazione	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	per $I_D < 1.2$
$C_u$	Resistenza al taglio non drenata	$C_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{V0} (0.5 K_D)^{1.25}$	per $I_D < 1.2$
$j$	Angolo di resistenza al taglio	$\Phi_{min,DMT} = 28 + 14.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D$	per $I_D > 1.8$
$C_h$	Coeff. di consolidazione	$C_{h,DMT} \approx 7 \text{ cm}^2 / T_{flex}$	$T_{flex}$ dalla A-log(t), curva di dissipazione DMTA
$K_h$	Coeff. di permeabilità	$K_h = C_h \gamma_w / M_h$ ( $M_h \approx K_0 M_{DMT}$ )	
$g$ $M$	Peso di volume e descrizione Modulo edometrico	(si veda l'abaco in Cestari, 1990) $M_{DMT} = R_M E_D$ se $I_D \leq 0.6$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$ se $I_D \geq 3$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$ se $0.6 < I_D < 3$ $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ dove $R_{M,0} = 0.14 + 0.15(I_D - 0.6)$ se $K_D > 10$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$ se $R_M < 0.85$ porre $R_M = 0.85$	
$U_0$	Pressione interstiziale di equilibrio	$U_0 = p_2 \approx C - Z_M + \Delta A$	In terreni liberamente drenanti

Ai valori di pressione  $A, B (C)$  vanno applicate le correzioni  $\Delta A, \Delta B$  determinate mediante calibrazione per tener conto della rigidità della membrana (per maggiori dettagli sulla calibrazione si rinvia a Marchetti, 1999b). Le pressioni  $A, B (C)$  vengono così convertite in  $p_0, p_1 (p_2)$  come indicato in Tab. 1. I valori di  $p_0, p_1$  vengono usualmente interpretati attraverso le correlazioni riportate in Tab. 1.

La prova DMT è impiegabile in terreni da estremamente teneri a molto consistenti (argille con  $c_u$  variabile da 2 - 4 kPa a

1 MPa, argille e sabbie con moduli  $M$  da 0.5 a 400 MPa). Un esempio di risultati di una prova DMT (si raccomanda che i vari diagrammi vengano presentati affiancati) è illustrato in Fig. 2. I risultati vengono usati nel seguente modo:

- il profilo di  $I_D$  (Indice di Materiale) fornisce informazioni sul tipo di materiale.
- I profili di  $M$  (modulo verticale confinato drenato in corrispondenza della tensione geostatica) e di  $c_u$  (resistenza al taglio non drenata), parametri ben noti, vengono utilizzati nei modi usuali.
- Il profilo di  $K_D$  (Indice di Spinta Orizzontale) è simile, in forma, al profilo del grado di sovraconsolidazione  $OCR$ . In particolare  $K_D = 2$  indica  $OCR = 1$ , mentre  $K_D > 2$  indica sovraconsolidazione. Un colpo d'occhio al profilo di  $K_D$  è spesso di grande aiuto per "comprendere" il deposito.

### 3. DIFFERENZE RISPETTO AD ALTRE PROVE DI PENETRAZIONE

(a) Studi sperimentali comparativi accumulati negli anni hanno dimostrato che i risultati della prova DMT (in particolare  $K_D$ ) sono apprezzabilmente reattivi a fattori difficilmente catturabili (specialmente nel caso delle sabbie) da altre prove, quali stato tensionale, storia tensionale-deformativa, *aging*, cementazione, struttura. Tali fattori sono ad esempio scarsamente riflessi da  $q_c$  (resistenza alla punta CPT) e da  $N_{SP7}$ , ed in generale, anche a causa dell'effetto arco,

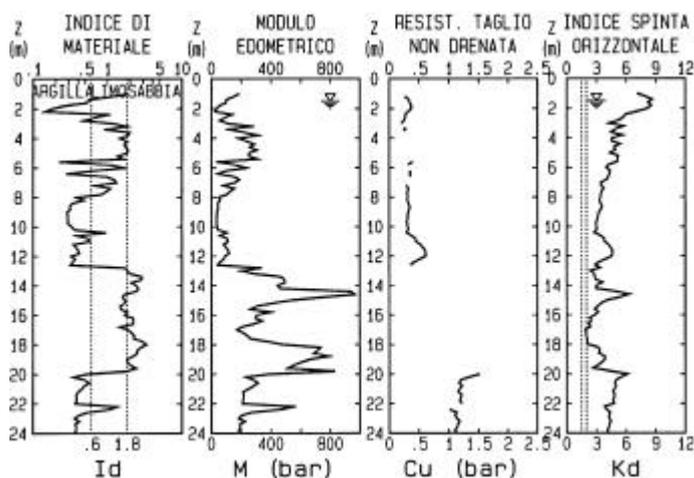


Figura. 2 - Esempio di risultati di una prova DMT

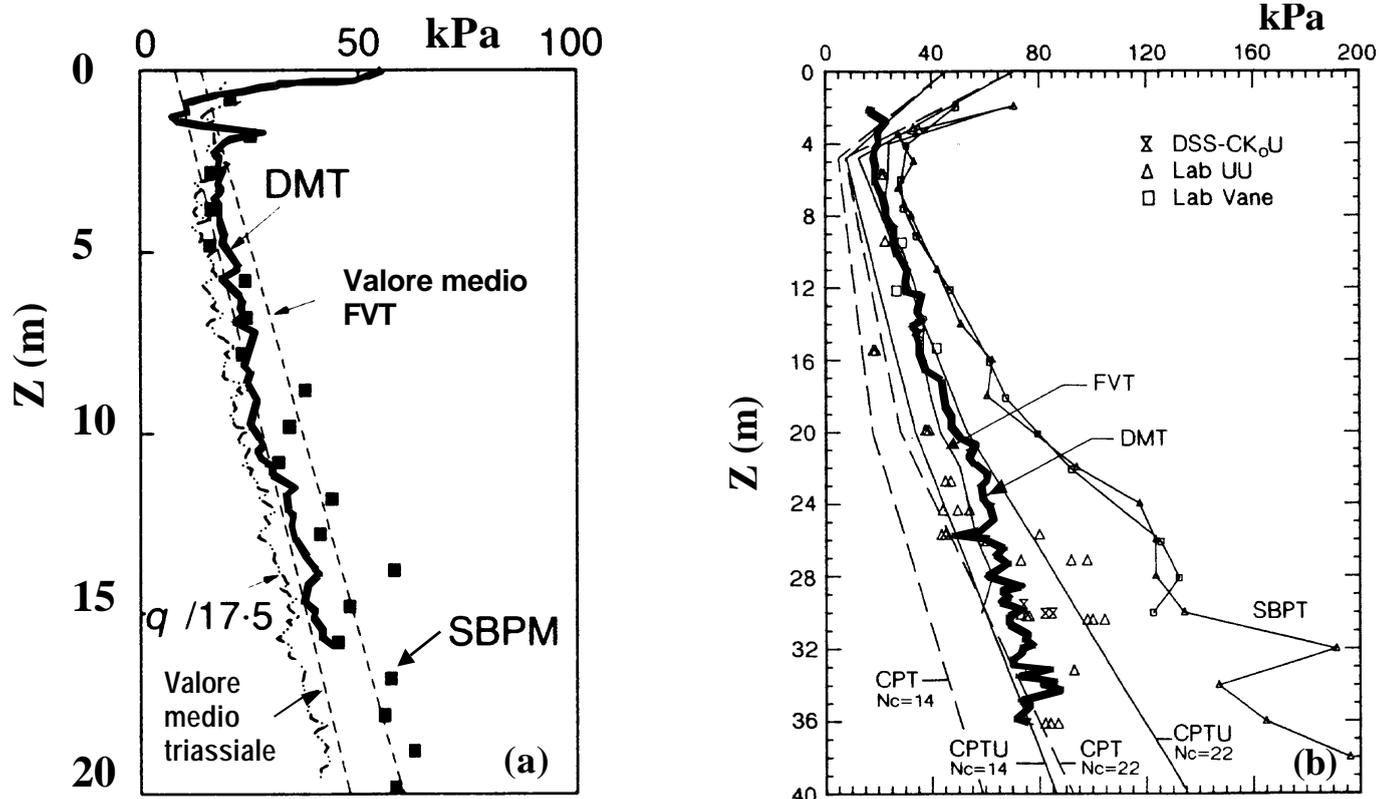


Figura 3 - Confronto tra i valori di  $c_u$  ottenuti da DMT e da altre prove: (a) Sito Nazionale di Bothkennar, Gran Bretagna (Nash et al., 1995) (b) Sito Nazionale del Fucino (A.G.I., 1992)

da punte cilindrico-coniche (per maggiori dettagli si rinvia a Marchetti 1999a). Tuttavia tali fattori sono di primaria importanza nel determinare varie rilevanti proprietà del terreno, quali ad esempio la deformabilità e, nel caso delle sabbie, la resistenza alla liquefazione.

(b) La prova DMT fornisce due parametri indipendenti significativi, mentre la maggior parte delle prove di penetrazione fornisce solo un parametro "primario" (la resistenza alla punta) ai fini delle interpretazioni. Al proposito

è noto che le prove in sito rappresentano un "problema inverso" di condizioni al contorno, poiché tali prove misurano risposte anziché proprietà del terreno. A rigore una prova in sito dovrebbe misurare 36 risposte, essendo 36 i coefficienti (variabili) che collegano le sei componenti di sforzo alle sei componenti di deformazione. Una sola misura è una frazione piccolissima di 36. Due misure rappresentano una frazione anch'essa molto piccola, ma pur sempre maggiore del 100 % rispetto ad una sola misura.

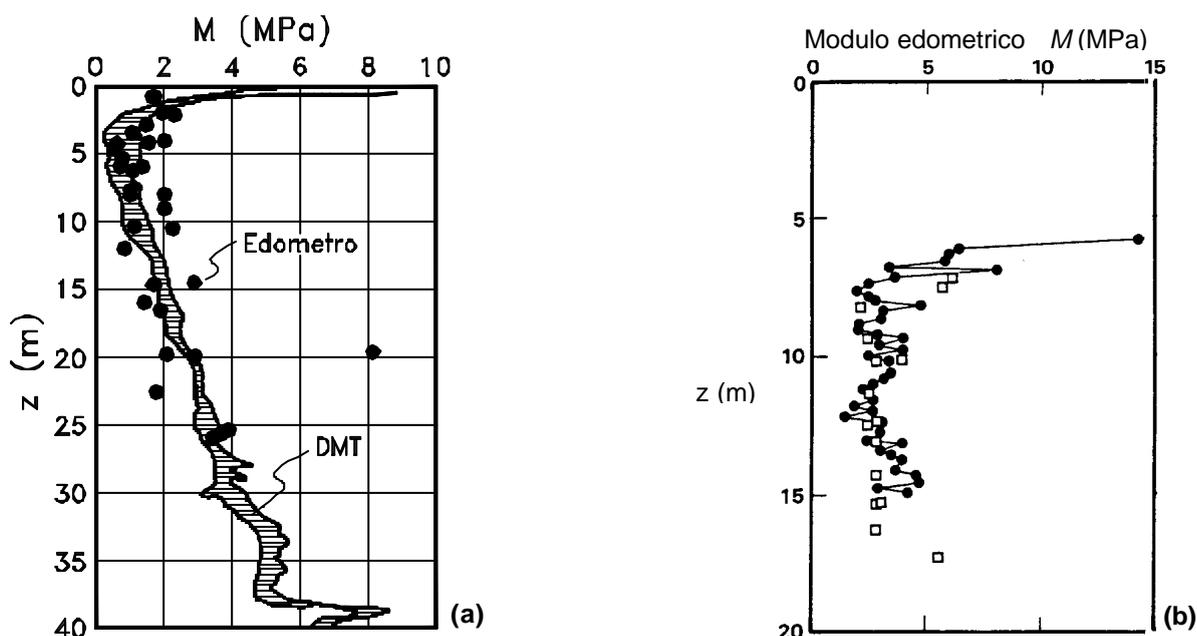


Figura 4 - Confronto tra valori di  $M$  ottenuti da prove DMT e da prove edometriche. (a) Sito di Onsøy (Norvegia). Prove eseguite dal Norwegian Geotechnical Institute. (b) Sito di Komatsugawa (Tokyo). Prove eseguite dal Geotechnical Research Center della Società Kiso-Jiban.

#### 4. APPLICAZIONI PROGETTUALI

##### 4.1 Parametri di uso corrente ( $c_u$ , $M$ , $OCR$ )

Nella maggior parte dei casi le prove DMT sono impiegate per determinare parametri geotecnici di uso corrente, utilizzabili quindi nella progettazione con i metodi abituali. Tra i diversi parametri determinati da DMT (vedi Tab. 1), la resistenza al taglio non drenata  $c_u$  e il modulo confinato  $M$  sono ritenuti quelli maggiormente affidabili - e utili. Al riguardo, sono state condotte accurate comparazioni in numerosi "Siti Nazionali di Ricerca", indagati da vari Gruppi internazionali di ricerca, ed in siti studiati da Centri di ricerca di importanti Istituzioni. Esempi di tal tipo sono riportati nelle Figg. 3 e 4. I profili di  $c_u$  DMT e  $M_{DMT}$  risultano essere in ottimo accordo (ed anzi sono spesso in posizione centrale) rispetto ai profili determinati mediante altre prove in sito ed in laboratorio.

Le Figg. 5 e 6 mostrano buona correlazione tra  $K_D$  e  $OCR$  (si noti  $K_D \approx 2$  per  $OCR = 1$ ). I tratti orizzontali in Fig. 6, ottenuti mediante modellazione teorica, supportano la correlazione  $K_D$ - $OCR$  stabilita sperimentalmente. La capacità di stimare  $OCR$  è ritenuta importante poiché i profili di  $OCR$  sono difficili e costosi da ottenere, d'altra parte  $OCR$  governa molte importanti proprietà del terreno. Paragoni nel sito di Bothkennar tra profili di  $OCR$  stimati mediante DMT e mediante altre prove, sono illustrati da Marchetti (1997).

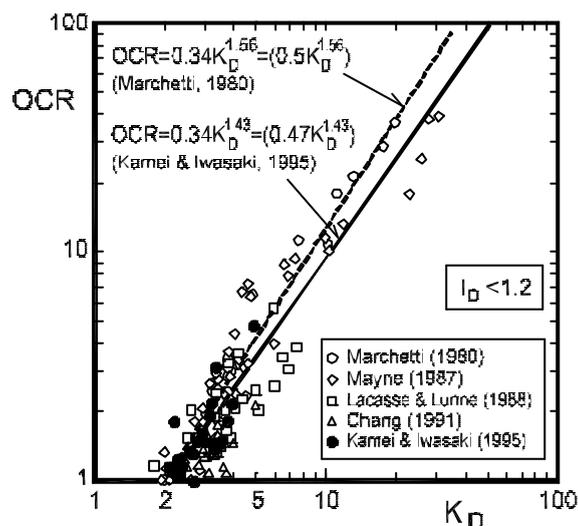


Figura 5 - Correlazione  $K_D$ - $OCR$  per terreni coesivi in diverse aree geografiche (Kamei & Iwasaki, 1995)

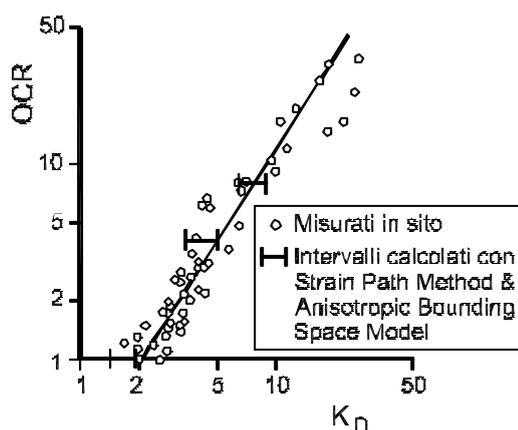


Figura 6 - Correlazione teorica  $K_D$ - $OCR$  (Finno, 1993)

##### 4.2 Previsione dei cedimenti di fondazioni superficiali

La previsione dei cedimenti delle fondazioni superficiali è probabilmente l'applicazione numero uno della prova DMT, in particolare nelle sabbie, dove il campionamento indisturbato e la determinazione dei parametri di deformabilità sono particolarmente difficili. I cedimenti sono in generale calcolati con la formula monodimensionale:

$$S = \sum \frac{\Delta \sigma_v}{M_{DMT}} \Delta z \quad (1)$$

in cui  $\Delta \sigma_v$  è l'incremento di tensione verticale, calcolabile con le formule di Boussinesq, ed  $M_{DMT}$  il modulo ricavato mediante la correlazione riportata in Tab. 1:  $M_{DMT} = R_M E_D$ , dove  $R_M$  è funzione principalmente del parametro  $K_D$ . Poiché  $K_D$  incorpora gli effetti delle tensioni orizzontali  $\sigma_h$  e della storia

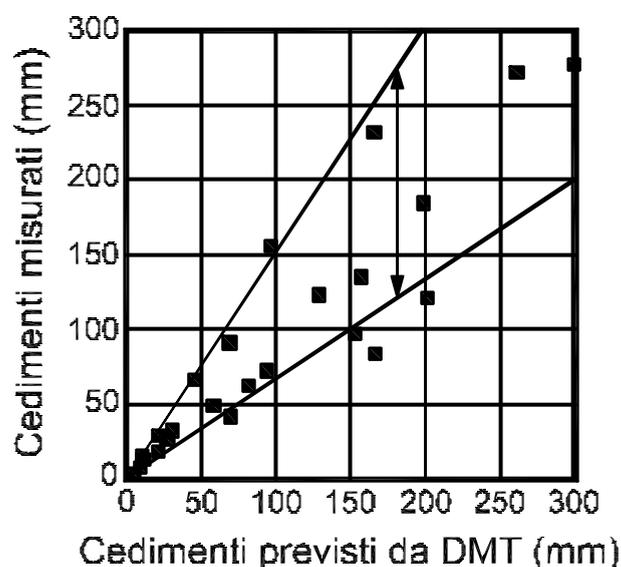


Figura 7a - Confronto tra i cedimenti osservati e quelli previsti da prove DMT (dati raccolti da Hayes, 1990)

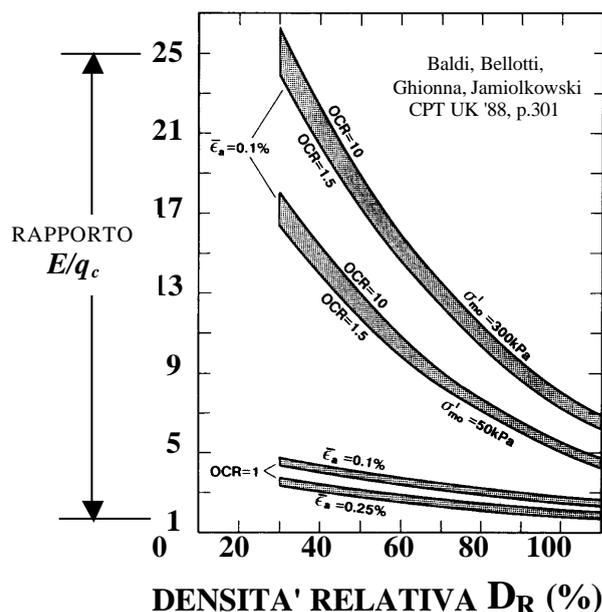


Figura 7b - Rapporto  $E/q_c$  in funzione della densità relativa e di  $OCR$  (Sabbia del Ticino)

dello stato tensionale, anche  $M_{DMT}$  incorpora tali effetti. Questa circostanza è di rilevante importanza pratica, poiché tensioni orizzontali elevate comportano cedimenti alcune volte inferiori a quelli che si verificherebbero se i valori di  $K$  fossero prossimi a  $K_0$  (Massarsch, 1994). Per questo motivo  $E_D$  (malgrado il simbolo) non va inteso come un modulo di Young, in quanto ancora privo delle informazioni legate alla storia tensionale contenute in  $K_D$ , ma deve prima essere combinato con  $K_D$  per ottenere  $M$ . Eventualmente poi il modulo di Young può essere ricavato da  $M$  con la relazione di teoria dell'elasticità  $E \approx 0.8 M$  (assumendo  $\nu = 0.20 - 0.30$ ).

Numerosi studi e osservazioni documentano che la prova DMT riduce di circa tre volte il margine di incertezza delle previsioni basate sulla resistenza penetrometrica. Si confronti ad esempio l'ampiezza (rapporto tra il massimo e il minimo) della banda occupata dai punti sperimentali in Fig. 7a (Hayes, 1990) ed in Fig. 7b (Baldi et al., 1988). Tra le ragioni:

- le punte a forma di cuneo deformano il terreno considerevolmente meno rispetto alle punte coniche (Baligh & Scott, 1975).

- La resistenza alla deformazione del terreno sotto il carico della membrana (una sorta di "mini" prova di carico) è più direttamente correlabile al modulo di deformazione del terreno in sito che non la resistenza alla penetrazione.

- La disponibilità del secondo parametro indipendente  $K_D$ , che riflette le tensioni orizzontali e la storia tensionale, la struttura, etc. (ovvero quei fattori che riducono la deformabilità), permette di ricavare un valore di  $M$  più realistico.

Schmertmann (1986) riporta 16 confronti, in diversi siti e tipi di terreno, tra cedimenti osservati e previsti mediante DMT. Il rapporto è mediamente pari a 1.18, con un campo di variazione ristretto (da 0.75 a 1.3). Numerosi altri confronti documentano un simile buon accordo, tra cui Lacasse e Lunne (1986) e Salfors (1988).

#### 4.3 Controllo della compattazione

La prova DMT, grazie alla sensitività alle tensioni orizzontali, è particolarmente adatta a valutare il miglioramento del terreno mediante confronto dei risultati di prove eseguite prima e dopo un trattamento di compattazione.

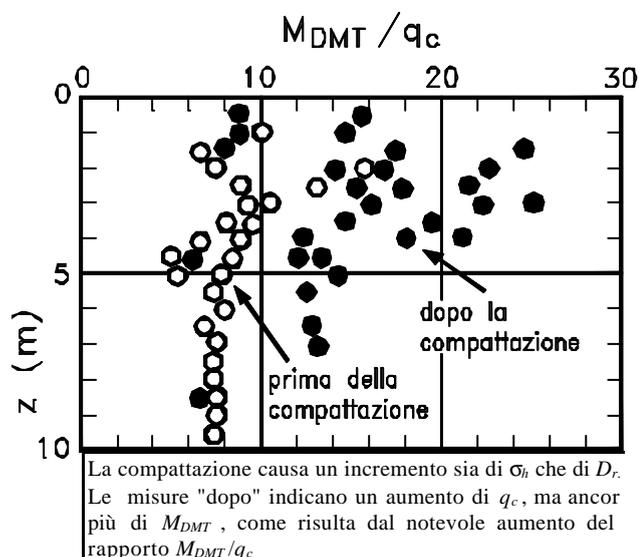


Figura 8 - Rapporto  $M_{DMT}/q_c$  prima e dopo la compattazione di un rilevato in sabbia sciolta (Jendeby, 1992)

Numerosi studi riportano confronti tra i risultati di prove CPT e DMT eseguite prima/dopo il trattamento. Schmertmann (1986) riporta un gran numero di prove CPT e DMT eseguite prima/dopo un trattamento di compattazione dinamica in un sito prevalentemente sabbioso. I risultati mostrano che l'incremento di  $M_{DMT}$  in seguito al trattamento è doppio rispetto all'incremento di  $q_c$  (CPT). Risultati simili sono stati osservati da Jendeby (1992) nel controllo di un trattamento di compattazione mediante *vibroving* in un riporto di sabbia sciolta (Fig. 8). La maggiore "sensitività" di  $M_{DMT}$  rispetto a  $q_c$  (CPT) è stata osservata anche da Pasqualini e Rosi (1993) nel controllo di trattamenti di vibroflottazione, dove la prova DMT, al contrario della CPT, ha evidenziato il miglioramento anche in strati influenzati solo marginalmente dal trattamento.

La prova DMT è stata anche utilizzata per controllare gli effetti indotti nel terreno dall'installazione di pali di vario tipo. De Cock et al. (1993) descrivono l'uso di prove DMT eseguite prima e dopo l'installazione di pali Atlas, e concludono che le prove DMT mostrano più chiaramente delle CPT gli effetti dell'installazione.

I risultati sopra richiamati indicano che i risultati della prova DMT reagiscono con incrementi apprezzabili a variazioni anche modeste delle tensioni orizzontali (o di densità relativa) nel terreno. L'impiego della prova DMT è perciò particolarmente idoneo nei casi in cui le variazioni di tensioni attese sono minime (ad es. nel controllo degli effetti di decompressione del terreno in seguito a microperforazioni - *microboring*).

#### 4.4 Individuazione di superfici di scivolamento in pendii argillosi

La prova DMT permette di verificare, in tempi molto rapidi, se un pendio in argille sovraconsolidate (OC) contiene superfici di scivolamento attive o quiescenti.

Il metodo (Totani et al., 1997), che si basa sull'ispezione dei profili di  $K_D$  (Fig. 9), è fondato sui seguenti elementi:

- la sequenza scorrimento-rimaneggiamento-riconsolidazione connessa con il verificarsi di una frana in un pendio costituito da argille OC in genere porta alla formazione di una zona rimaneggiata, ovvero di argilla pressoché normalconsolidata (NC) con perdita di struttura, *aging* o cementazione, nella fascia di terreno a cavallo della superficie di scorrimento.

- Poiché in argille NC (prive di struttura, *aging* o cementa-

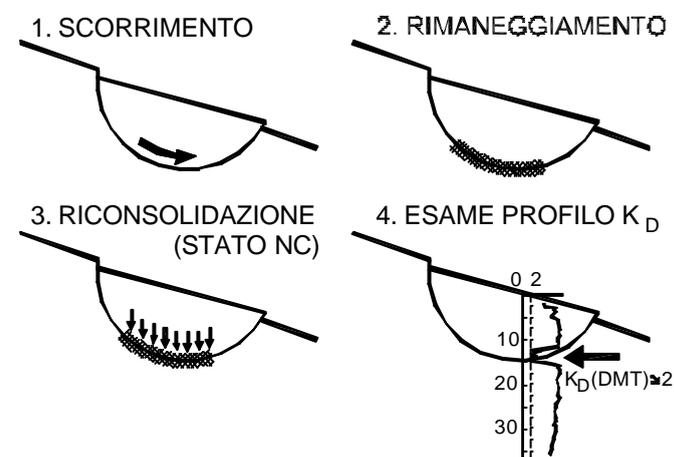


Fig. 9. Metodo  $K_D$  per l'individuazione di superfici di scivolamento in argille OC

zione)  $K_D \approx 2$ , se un pendio di argille OC contiene strati con  $K_D \approx 2$  questi appartengono, con buona probabilità, ad una superficie di scorrimento attiva o quiescente.

In pratica il metodo consiste nell'identificare strati di argilla NC in un pendio che per il resto è caratterizzato da un profilo OC (ad es.  $K_D = 6 - 8$ ), usando  $K_D = 2$  come identificatore delle zone NC.

E' da notare che il metodo comporta la ricerca di uno specifico valore numerico ( $K_D = 2$ ) piuttosto che la semplice localizzazione di zone genericamente "rammollite", individuabili anche con altre prove. Inoltre, l'individuazione delle superfici di scorrimento è molto più veloce di quella ottenibile con gli inclinometri, per i quali occorre attendere il verificarsi di effettivi scivolamenti. Il metodo è in grado di rivelare eventuali superfici quiescenti (non rilevabili con gli inclinometri), che potrebbero riattivarsi ad es. in occasione di scavi. D'altra parte non consente, al contrario degli inclinometri, di stabilire se la frana è in atto e l'entità degli spostamenti. Spesso può essere vantaggioso usare in combinazione i due metodi, ad es. per ottimizzare l'ubicazione degli inclinometri. Il metodo è stato validato in diversi pendii in frana ben documentati e strumentati (Totani et al., 1997).

#### 4.5 Pali soggetti a carichi orizzontali

Sono stati sviluppati diversi metodi per la determinazione di curve  $P-y$  a partire dai risultati DMT. In base all'esperienza accumulata fino ad oggi si raccomanda l'uso dei metodi sviluppati da Robertson et al. (1987) e da Marchetti et al. (1991). I metodi sono stati validati in maniera indipendente da diversi gruppi di ricerca (inclusi, di recente, Norwegian Geotechnical Institute e Georgia Tech, Atlanta, USA) mediante confronto con i risultati di prove di carico orizzontale su pali strumentati in vera grandezza. Le osservazioni sperimentali hanno indicato che i due metodi forniscono previsioni simili, e che tali previsioni sono in buon accordo con il comportamento osservato.

#### 4.6 Liquefacibilità delle sabbie

La curva correntemente raccomandata per stimare il rapporto di resistenza ciclica ( $CRR$ ) dal parametro  $K_D$  è la curva di Reyna e Chameau (1991) in Fig. 10. Tale curva è in parte derivata dalla curva  $K_D - D_r$  (relativa a sabbie NC) anch'essa costruita da Reyna e Chameau e riportata in Fig. 11. Tale curva ha di recente ricevuto conferma e supporto addizionale dai dati sperimentali  $K_D - D_r$  ricavati (Tanaka e Tanaka, 1998) nei siti di Ohgishima e di Kemigawa, in cui  $D_r$  è stata determinata con grande accuratezza su campioni congelati. La Fig. 10 permette una stima alternativa del valore di  $CRR$  rispetto ai valori ricavabili da  $N_{SPT}$  o da  $q_c$ . (Le verifiche di liquefazione, basate sulla Fig. 10, proseguono utilizzando  $CRR$  con i metodi sviluppati da Seed, oggi reperibili in molte normative). Il fatto che  $K_D$  permetta stime indipendenti di  $CRR$  è di particolare interesse, poiché è stato di recente dimostrato (Sladen, 1989; Yu et al., 1997) che la relazione  $q_c - SP$  ( $SP$  = parametro di stato) non è unica, ma dipende fortemente dal livello tensionale. Sladen ha mostrato che ignorare nella progettazione la non unicità della correlazione  $q_c - SP$  può portare - ed ha portato - a conseguenze catastrofiche. La non unicità della correlazione  $q_c - SP$ , visto il forte legame  $SP - CRR$  ( $SP$  governa la propensione di una sabbia ad un aumento o ad una riduzione di volume quando sottoposta a taglio) comporta una forte dispersione della corre-

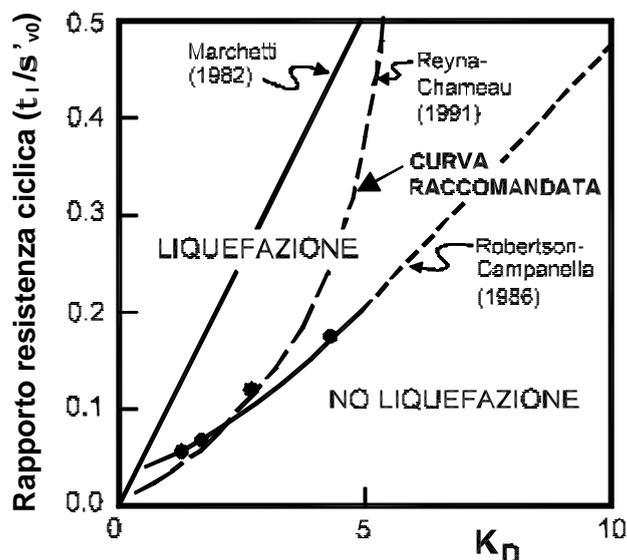


Figura 10 - Curve per stimare il rapporto di resistenza ciclica  $CRR$  da  $K_D$  (Reyna & Chameau, 1991)

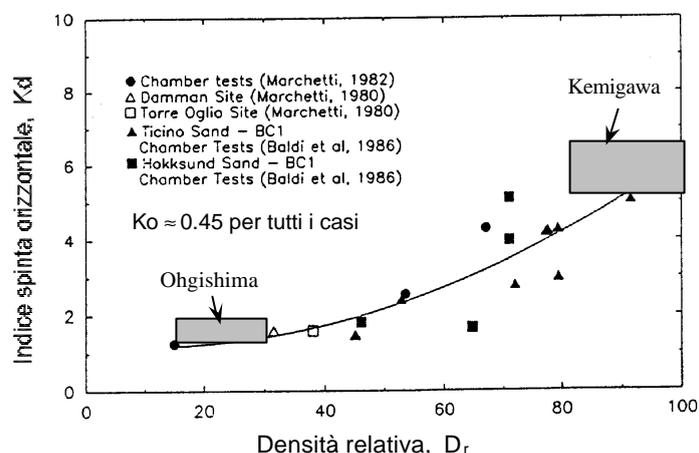


Figura 11 - Correlazione  $K_D - D_r$  per sabbie NC (Reyna & Chameau, 1991). I rettangoli rappresentano gruppi di punti sperimentali ottenuti di recente (Tanaka & Tanaka, 1998) su campioni congelati.

lazione  $q_c - CRR$ , e quindi forti errori nelle stime di  $CRR$  basate su  $q_c$ . Infatti Robertson, in un suo recente lavoro (1998), raccomanda che la correlazione  $q_c - CRR$  sia applicata a progetti di modesta importanza e a basso rischio, mentre raccomanda che in casi più impegnativi  $CRR$  venga valutato con più di un metodo. Va infine ricordato che molti lavori sperimentali negli ultimi 20 anni hanno mostrato che, mentre  $K_D$  presenta una apprezzabile reattività alla storia tensionale-deformativa,  $q_c$  reagisce scarsamente a tale fattore, che invece aumenta considerevolmente la resistenza alla liquefazione. Per una rassegna dei risultati sperimentali che dimostrano la maggiore reattività di cui sopra si rinvia a Marchetti (1999c).

Per lavori di routine, che non giustifichino un'analisi sismica dettagliata, l'esperienza sinora acquisita, in combinazione con la Fig. 10, suggerisce che sussista un adeguato margine di sicurezza nei confronti della liquefazione in presenza dei seguenti valori di  $K_D$ :

- 1<sup>a</sup> categoria (elevata sismicità :  $a_{max}/g=0.35$ )  $K_D > 5.5$
- 2<sup>a</sup> categoria ( media sismicità :  $a_{max}/g=0.25$ )  $K_D > 5.0$
- 3<sup>a</sup> categoria ( bassa sismicità :  $a_{max}/g=0.15$ )  $K_D > 4.2$

Anche in caso di costruzioni ricadenti in zone non sismiche, è raccomandabile  $K_D \geq 1.7$ .

#### 4.7 Parametri di consolidazione e di permeabilità

La prova DMT consente una valutazione del coefficiente di consolidazione orizzontale  $c_h$  e di permeabilità  $k_h$  in depositi argillosi mediante prove di dissipazione. Sono state formulate diverse procedure di prova (DMTC, Robertson et al., 1988; DMTA, Marchetti e Totani, 1989). In tutti i metodi, la prova consiste nell'osservare il decadimento nel tempo della tensione orizzontale totale agente sulla membrana dopo avere arrestato la punta DMT ad una determinata profondità.

Il metodo DMTA è quello più usato. Per esso si dispone oggi di una considerevole quantità di dati. Il metodo prevede l'effettuazione di una serie di letture  $A$  a tempi successivi, fino alla stabilizzazione. La curva di decadimento  $A - \log t$  ottenuta (Fig. 12) viene utilizzata per determinare  $T_{flex}$  (tempo in corrispondenza del flesso della curva). Da  $T_{flex}$  viene stimato  $c_h$  mediante la relativa formula in Tab. 1. Il coefficiente di permeabilità  $k_h$  viene quindi determinato a partire da  $c_h$  e da  $M_{DMT}$ .

La prova DMTA è perfettamente analoga alla prova *holding test* con il pressiometro. La determinazione di  $c_h$  e  $k_h$  da prove di dissipazione DMT presenta diversi vantaggi rispetto alle dissipazioni con piezocono, tra cui: (a) minore distorsione indotta nel terreno dalla penetrazione della lama; (b) assenza di problemi di saturazione o intasamento del filtro; (c) carattere "integrale", anziché locale, della misura.

Maggiori dettagli su procedure di prova e dati ottenuti da dissipazioni DMT sono illustrati da Marchetti (1997) e da Totani et al. (1998). Tra le diverse argille studiate, alcune (Fucino, S. Barbara - Arezzo, zona discarica) erano ragionevolmente isotrope. In tali argille i valori di  $c_h$  DMTA sono risultati generalmente in accordo con i valori di  $c_v$  ( $\approx c_h$ ) determinati in laboratorio o, nel caso della discarica, dall'andamento osservato del decorso della consolidazione del deposito. In altri studi su opere in vera grandezza, i valori di  $c_h$  ricavati a posteriori sono risultati talora in accordo con  $c_h$  DMTA, talora maggiori di  $c_h$  DMTA. La consolidazione nelle opere in vera grandezza osservate è cioè risultata più rapida di quanto previsto da  $c_h$  DMTA secondo un fattore compreso tra 1 e 3.

#### 4.8 Stime di rigidezza del terreno finalizzate ad analisi per la progettazione di opere in sotterraneo

Ai fini di analisi basate sul modello lineare elastico, il modulo di Young del terreno può essere stimato mediante  $E \approx 0.8 M_{DMT}$ , come precedentemente indicato. Un esempio di tale applicazione alla metropolitana del Cairo è illustrato da Hamza e Richards (1995). Benché si tratti di un modello elementare, va ricordato che spesso modelli semplici, con una scelta giudiziosa dei parametri, possono fornire soluzioni ragionevolmente accurate.

Vi è un crescente interesse a procedure che permettano di impiegare i risultati DMT nella preparazione dei parametri di input nelle analisi ad elementi finiti. Al riguardo vengono perseguiti due approcci: (a) Modellare la prova DMT mediante un determinato programma ad elementi finiti facendo variare i parametri di input fino a "prevedere" correttamente i risultati DMT. Questo approccio ha l'inconveniente di coinvolgere allo stesso tempo un gran numero di altri parametri (ignoti). (b) Attribuire, in base ai risultati della prova DMT (descrizione del terreno e parametri geotecnici stimati) e di ogni altra

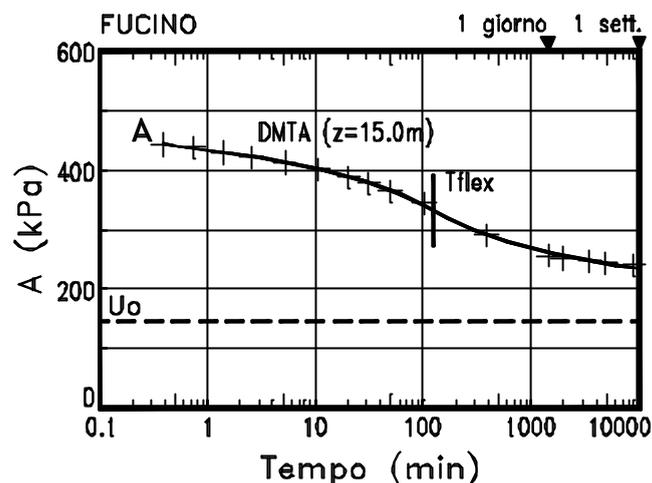


Figura 12 - Esempio di prova di dissipazione DMTA

informazione disponibile, un set iniziale di tentativo dei parametri di input. Quindi modellare, mediante il programma ad elementi finiti, prove semplici (es. prova edometrica), verificando che  $M$  così previsto sia pari a  $M_{DMT}$ . Analoga verifica potrebbe effettuarsi sulla  $c_u$  prevista da una prova "virtuale" triassiale UU. Il contributo di questo secondo approccio potrebbe apparire modesto, ma già potrebbe aiutare ad evitare errori grossolani nelle stime dei parametri di deformabilità.

## 5. CONCLUSIONI

Le principali applicazioni della prova DMT sono le seguenti:

- Determinazione dei profili di  $M$  e  $c_u$
- Previsione dei cedimenti
- Controllo della compattazione
- Identificazione del tipo di terreno
- Distinguere strati drenanti da strati non drenanti
- Verificare se un pendio argilloso contiene superfici di frana attive o quiescenti

La prova DMT fornisce inoltre utili informazioni su:

- $OCR$  e  $K_0$  in argilla
- Coefficiente di consolidazione e permeabilità
- Curve  $P-y$  per pali soggetti a carichi orizzontali
- Liquefacibilità delle sabbie
- Angolo di resistenza al taglio in sabbia
- ( $OCR$  e  $K_0$  in sabbia)

## BIBLIOGRAFIA

- A.G.I., Associazione Geotecnica Italiana - Burghignoli, A., Cavallera, L., Chieppa, V., Jamiolkowski, M., Mancuso, C., Marchetti, S., Pane, V., Paoliani, P., Silvestri, F., Vinale, F. & Vittori, E. (1991). "Geotechnical characterization of Fucino clay". Proc. X ECSMFE, Firenze, Vol. 1, 27-40.
- ASTM Subcommittee D 18.02.10 - Schmertmann, J.H., Chairman (1986). "Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test". ASTM Geotechn. Testing Journal, Vol. 9, No. 2, 93-101. June.
- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V. & Jamiolkowski, M. (1988). "Stiffness of Sands from CPT, SPT and DMT". ICE, Proc. Penetration Testing in the UK, Univ. of

- Birmingham, Paper No. 42, 299-305. July.
- CEN, European Committee for Standardization (1999). Eurocode 7: Geotechnical design, Part 3: Design assisted by field tests, Section 9: Flat Dilatometer Test (DMT). Final edition, luglio 1999, ENV 1999-3.
- Cestari, F. (1990). "Prove geotecniche in sito". Ed. Geo-Graph.
- De Cock, F., Van Impe, W.F. & Peiffer H. (1993). "Atlas screw piles and tube screw piles in stiff tertiary clays". Proc. BAPII, Ghent, Balkema, 359-367.
- Hayes, J.A. (1990). "The Marchetti Dilatometer and Compressibility". Seminar on "In Situ Testing and Monitoring", Southern Ont. Section Canad. Geot. Society, Sept., 21 pp.
- Jendeby, L. (1992). "Deep Compaction by Vibrowing". Nordic Geotechnical Meeting NGM -92, Vol. 1, 19-24.
- Lacasse, S. (1986). "Interpretation of Dilatometer Test". Final Report on In Situ Site Investigation Techniques and Interpretation for Offshore Practice. Norwegian Geotechnical Inst. Sept.
- Marchetti, S. (1980). "In Situ Tests by Flat Dilatometer". ASCE Jnl GED, Vol. 106, No. 3, Mar, 299-321.
- Marchetti, S. & Totani, G. (1989). " $c_h$  Evaluations from DMTA Dissipation Curves". Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, 281-286.
- Marchetti, S., Totani, G., Calabrese, M. & Monaco, P. (1991). "P-y curves from DMT data for piles driven in clay". Proc. 4th Int. Conf. on Piling and Deep Foundations, DFI, Stresa, Vol. 1, 263-272.
- Marchetti, S. (1997). "The Flat Dilatometer: Design Applications". Proc. Third Int. Geotechnical Engineering Conference, Cairo University, Keynote lecture, 421-448.
- Marchetti, S. (1999a). "The Flat Dilatometer and its applications to Geotechnical Design". Presentation at the International Seminar on the DMT held at the Japanese Geotechnical Society, Tokyo, 12 Feb 1999, 80 pp.
- Marchetti, S. (1999b). "On the calibration of the DMT membrane". L'Aquila University, Italy, Unpublished report (March 1999).
- Marchetti, S. (1999c). "Sand liquefiability assessment by DMT", L'Aquila University, Italy, Unpublished report (May 1999).
- Massarsch, K.R. (1994). "Settlement Analysis of Compacted Granular Fill". Proc. XIII ICSMFE, New Delhi, Vol. 1, 325-328.
- Nash, D.F.Y., Powell, J.J.M. & Lloyd, I.M. (1992). "Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar". Géotechnique 42, No. 2, 163-181.
- Pasqualini, E. & Rosi, C. (1993). "Esperienze relative ad un intervento di vibroflottazione". Atti Riunione annuale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica del CNR, Roma, 237-240.
- Reyna, F. & Chameau, J.L. (1991). "Dilatometer Based Liquefaction Potential of Sites in the Imperial Valley". 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Recent Advances in Geot. Earthquake Engrg. and Soil Dyn., St. Louis. May
- Robertson, P.K., Davies, M.P. & Campanella, R.G. (1987). "Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer". Geot. Testing Jnl, Vol. 12, No. 1, 30-38.
- Robertson, P.K. (1998). "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". Canad Geot. J., Vol. 35, No. 3, 442-459.
- Schmertmann, J.H. (1986). "Dilatometer to compute Foundation Settlement". Proc. In Situ '86, ASCE Spec. Conf., Virginia Tech, Blacksburg, June, 303-321.
- Schmertmann, J.H. (1986). "CPT/ DMT Quality Control of Ground Modification at a Power Plant". Proc. In Situ '86, ASCE Spec. Conf., Virginia Tech, Blacksburg, VA, June, 985-1001.
- Sladen, J.A. (1989). "Problems with interpretation of sand state from cone penetration test". Geotéchnique 39, No. 2, 323-332.
- Tanaka, H. & Tanaka, M. (1998). "Characterization of Sandy Soils using CPT and DMT". Soils and Foundations, Japanese Geot. Soc., Vol. 38, No. 3, 55-65.
- Totani, G., Calabrese, M., Marchetti, S. & Monaco, P. (1997). "Use of in situ flat dilatometer (DMT) for ground characterization in the stability analysis of slopes". Proc. XIV ICSMFE, Hamburg, Vol. 1, 607-610.
- Totani, G., Calabrese, M. & Monaco, P. (1998). "In situ determination of  $c_h$  by flat dilatometer (DMT)". Proc. First International Conference on Site Characterization (ISC '98), Atlanta, 19 - 22 April, Vol. 2, pp. 883-888.
- US DOT for FHWA - Briaud, J.L. & Miran, J. (1992). "The Flat Dilatometer Test". Publ. No. FHWA-SA-91-044, Washington, DC, 102 pp.
- Yu, H.S., Schnaid, F. & Collins, I.F. (1997). Closure to discussion on "Analysis of Cone Pressuremeter Tests in Sands", ASCE Jnl GGE, Vol. 123, No. 9, Sept., 886-88

## SUMMARY

This paper presents an overview of the main Flat Dilatometer Test applications based on the use of the test in the last 20 years. In particular, the following applications have been addressed: assessment of common geotechnical parameters, prediction of settlements of direct foundations, soil compaction control, detection of slip surfaces in clayey slopes, prediction of laterally loaded piles behaviour, evaluation of sand liquefiability, evaluation of the coefficients of consolidation and permeability, evaluation of soil stiffness for the analysis of underground structures.