

DOTTORATO DI RICERCA IN INGEGNERIA GEOTECNICA

CONSORZIO TRA LE UNIVERSITÀ DI ROMA "LA SAPIENZA"
E NAPOLI "FEDERICO II"

Giuseppe Modoni

**Analisi sperimentale e modellazione del comportamento
meccanico dei terreni a grana grossa**

Napoli - Febbraio 1999

Consorzio tra le Università di Roma "LA SAPIENZA" e
Napoli "FEDERICO II"

Dottorato di ricerca in Ingegneria Geotecnica
(XI Ciclo)

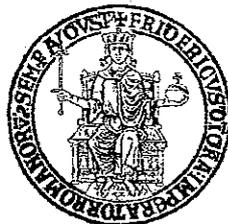
**"Analisi sperimentale e modellazione del
comportamento meccanico dei terreni a grana grossa"**

Giuseppe Modoni

Tesi per il conseguimento del titolo

Febbraio 1999

Relatore: Prof. Ing. Carlo Viggiani



Dipartimento di Ingegneria Geotecnica
Università degli studi di Napoli "Federico II"



“..... proprio qui sta la differenza tra una teoria speculativa ed una scienza fondata sull'interpretazione empirica. Quest'ultima non deve invidiare alla speculazione quel suo privilegio di possedere un fondamento compatto e logicamente ineccepibile, ma deve tranquillamente accontentarsi dei suoi concetti basici, nebbiosi e appena immaginabili, sperando di comprenderli meglio nel corso del suo divenire, o se del caso, tenendosi pronta a sostituirli con altri”

(Sigmund Freud)



La scrittura dei ringraziamenti al termine della compilazione della tesi costituisce per me uno dei compiti più graditi, poiché mi dà la possibilità di ripercorrere tutto il cammino svolto nei tre anni di difficile ma gratificante lavoro e mi consente di esprimere il sentimento di gratitudine a tutte quelle persone che mi hanno aiutato a portare a termine quest'esperienza in modo piacevole.

Ringrazio sinceramente il Prof. C. Viggiani per aver avuto, insieme ai due cotutori, il Prof. R. Ribacchi ed il Prof. F. Vinale, il ruolo di guida durante tutto lo svolgimento della ricerca. I suoi consigli, che ho cercato di mettere in pratica, spero mi abbiano insegnato l'utilità di porre quesiti interessanti prima di fornire valide risposte. Il suo incoraggiamento mi ha consentito di superare alcuni momenti di difficoltà, comprensibili in un lavoro così lungo come quello appena terminato.

Al collegio dei docenti sono grato per avermi fornito tutti gli strumenti necessari per accrescere le mie conoscenze di Ingegneria Geotecnica e per avermi permesso di impreziosire la mia esperienza con un periodo di ricerca all'estero particolarmente formativo.

Ricorderò sempre con simpatia i colleghi del Dipartimento di Geotecnica di Napoli con i quali ho condiviso allegramente le intense giornate, sia quelle spese in laboratorio, sia quelle passate di fronte al computer nella mia stanza. Verso ciascuno di loro sono debitore di preziosi suggerimenti; la loro esperienza mi ha spesso semplificato le scelte. In questi tre anni ho avuto in particolare la fortuna di condividere la stanza ed il tema della ricerca con Alessandro Flora; molti dei risultati presentati nella ricerca sono il frutto delle mie discussioni quotidiane con lui; se io oggi sono un po' meno ingenuo di prima lo devo a lui, se lui riesce a segnare ancora dei gol a calcetto lo deve a me.

La parte sperimentale della ricerca è stata svolta nei laboratori di Napoli e Tokyo. Il contributo dei tecnici di queste due strutture è stato prezioso poiché mi ha consentito di risolvere in tempi brevi molti problemi pratici. Nei riguardi di Peppe Cammarota sono sinceramente riconoscente per aver tollerato con infinita pazienza la mia inesperienza durante il montaggio e lo smontaggio delle apparecchiature.

La mia permanenza a Napoli per tutto il periodo del Dottorato è stata possibile grazie al contributo, principalmente affettivo, di molte persone della mia famiglia. Ringrazio i miei genitori per aver compreso le mie scelte, Assunta per avere avuto la pazienza di aspettarmi.

A loro dedico il mio lavoro.

Una delle parentesi più belle del mio Dottorato è stata la permanenza all'Università di Tokyo, dove ho avuto modo di imparare ed apprezzare la cultura giapponese. Di questo devo essere grato indubbiamente al Prof. F. Tatsuoka. Gli sono profondamente riconoscente per aver dedicato parecchio del suo prezioso tempo a discutere con me sui risultati sperimentali, in riunioni protratte spesso fino a tarda sera, e per avermi trasmesso tutto il suo entusiasmo. I quasi cinque mesi passati a Tokyo sono stati piacevoli soprattutto grazie al clima amichevole instaurato con i colleghi dell'IIS. Ringrazio di tutto ciò che hanno fatto per me il Prof. Koseki, Sato san, Torimitsu san, Filippo Santucci san e tutti gli studenti. In particolare sono grato a Bala san e Dan san per aver condiviso con me le nottate (!) passate in laboratorio a confrontare mondi diversi mentre sorvegliavamo l'andamento delle prove in corso.

私の大学院の一番いい時期は東京の滞在でした。この間に大学で龍岡先生ののおかげさまで日本文化を理解するようになりまし。龍岡先生のお時間を取らぬ私の研究の実験の結果についての相談していただいたこともお世話になりました。

よく遅くなつてもお話しをしていただいた先生のお熱意の指導のおかげでこのまの勉強になりました。

東京の五月月の間にI.I.S.の学生さんのおかげでこのま友人夏川先生のお勉強がござることもありがたのぞす。だからこの間に古関先生佐藤さん鳥光さんヒューリッポサントウツキーさんと学生さんのおみん友さんに本当にありがとうござりました。特にしんやまご、試験所ご、試験確認し待ちながら、私たちの国の羽虫慣れについて話しをして下さったバラさんとダンさんに本当にありがとうござりました。

また、お会いにすることがござるのをうちのしみしにいます。

INDICE DELLA TESI

1) PREMESSA

1.1 Introduzione	pag. 1.1
1.2 Obiettivi ed inquadramento della ricerca	1.7

2) COMPORTAMENTO A PICCOLI LIVELLI DI DEFORMAZIONE: ANALISI DELLA LETTERATURA

2.1 Introduzione	pag. 2.1
2.2 Teoria della propagazione delle onde	2.3
2.3 Analisi dei parametri di rigidezza del terreno	2.5
2.3.1 Influenza dell'indice dei vuoti	2.8
2.3.2 Influenza dello stato tensionale	2.9
2.3.3 Influenza della storia tensio-deformativa e del tempo sulla struttura del terreno	2.10
2.3.4 Anisotropia intrinseca ed indotta dalle tensioni	2.12
2.4 Anisotropia delle ghiaie	2.14
2.5 Il modello di Tatsuoka e Kohata	2.17
2.5.1 Aspetti energetici del modello di Tatsuoka e Kohata	2.19
2.6 Isotropia-anisotropia	2.20

3) COMPORTAMENTO A MEDI E GRANDI LIVELLI DI DEFORMAZIONE: ANALISI DELLA LETTERATURA

3.1 Introduzione	pag. 3.1
3.2 La meccanica dello stato critico	3.2
3.3 Deformazioni irreversibili dei terreni	3.3
3.4 Condizioni di carico monotoniche	3.5
3.4.1 Incrudimento	3.6
3.4.1.1 Influenza della storia tensionale	3.7
3.4.1.2 Influenza della tensione agente e della densità del terreno	3.8
3.4.2 Funzione di snervamento	3.11
3.4.3 Legge di flusso	3.12
3.5 Percorsi tensionali ciclici	3.16
3.5.1 L'algoritmo di Bardet	3.18
3.5.2 La dilatanza dei terreni in condizioni di carico cicliche	3.20

4) APPARECCHIATURE DI LABORATORIO

4.1 Introduzione	pag. 4.1
4.2 Apparecchiatura triassiale di Tokyo	4.2
4.3 Apparecchiatura triassiale di Napoli	4.5
4.3.1 Configurazione del sistema	4.5
4.3.2 Procedure di controllo	4.8
4.4 Strumentazione per la misura delle velocità di propagazione delle onde	4.11
4.4.1 Sorgente	4.13
4.4.2 Geofoni	4.14
4.4.3 Oscilloscopi	4.15

5) TERRENI IMPIEGATI NELLA SPERIMENTAZIONE E PROGRAMMA DI PROVE REALIZZATO

5.1 Introduzione	pag. 5.1
5.2 Terreno sottoposti a prova	5.2
5.2.1 Ghiaia di Chiba	5.2
5.2.2 Ghiaia di Trento	5.4
5.2.3 Rockfill Nacaome	5.6
5.3 Programma di prove	5.8
Prove effettuate nel laboratorio di Tokyo	5.9
Prove effettuate nel laboratorio di Napoli	5.11

6) INTERPRETAZIONE DEL COMPORTAMENTO A PICCOLI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

6.1 Introduzione	pag. 6.1
6.2 Procedure sperimentali per il calcolo dei parametri di rigidezza	6.2
6.2.1 Calcolo dei parametri con la procedura statica	6.3
6.2.1 Calcolo dei parametri di rigidezza con le misure dinamiche	6.5
6.3 Parametri di rigidezza ricavati con la procedura statica	
6.3.1 Modulo di rigidezza E_v^o	
6.3.1.1 Stati tensionali isotropi	6.8
6.3.1.2 Stati tensionali anisotropi	6.11
6.3.2 Modulo di rigidezza F_h^o	
6.3.2.1 Stati tensionali isotropi	6.14
6.3.2.2 Stati tensionali anisotropi	6.16
6.3.3 Coefficiente di Poisson	6.17
6.4 Parametri ricavati con la procedura dinamica	6.19
6.4.1 Modulo di rigidezza verticale confinata M_v^o	
6.4.1.1 Stati tensionali isotropi	6.20

6.4.1.2 Stati tensionali anisotropi	6.21
6.4.2 Modulo di rigidezza distorsionale G_{vh}^0	
6.4.1.1 Stati tensionali isotropi	6.23
6.4.1.2 Stati tensionali anisotropi	6.24
6.5 Confronto tra i risultati delle prove statiche e dinamiche	6.27
6.6 Modellazione dei risultati	6.31

7) INTERPRETAZIONE DEL COMPORTAMENTO A MEDI E GRANDI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

7.1 Introduzione	pag. 7.1
7.2 Deformazioni elastiche e plastiche	7.1
7.3 Prove di compressione triassiale monotonica	7.6
7.3.1 I risultati sperimentali	7.6
7.3.2 Resistenza ultima	7.7
7.3.3 Resistenza di picco	7.10
7.3.4 Dilatanza	7.12
7.3.5 Incrudimento	7.16
7.3.6 Simulazione dei risultati sperimentali	7.20
7.6 Prove di compressione ciclica	7.22

8) CONCLUSIONI

Fig.2.4: Effetto della velocità di deformazione sui moduli di rigidezza iniziale di diversi terreni (da Tatsuoka et al., 1998).

Fig.2.5 (a e b): Dipendenza dei moduli di rigidezza E_v^o e dei coefficienti di Poisson ν_{vh}^o dalle componenti di tensione principale (da Jiang et al., 1997).

Fig.2.6: Moduli di rigidezza di una ghiaia nel corso di una prova triassiale (da Kohata et al., 1997).

Fig.2.7: Danneggiamento dei moduli di rigidezza iniziale valutato su campioni indisturbati e ricostituiti in laboratorio (da Nishio & Tamaoki, 1990).

Fig.2.8.a: Decadimento e recupero del modulo di rigidezza distorsionale iniziale (da Thomann & Hryciw, 1992).

Fig.2.8.b: Variazione del modulo di rigidezza distorsionale iniziale conseguente alle deformazioni di creep (da Lo Presti et al. 1996)

Fig.2.9: Prova triassiale drenata sulla ghiaia di Chiba con creep e rilassamento (da Uchimura, 1996).

Fig.2.10.a: Evoluzione dei contatti tra bastoncini di materiale fotoelastico sottoposti ad una prova di taglio a deformazione piana (da Rothemburg e Bathurst, 1989).

Fig.2.10.b: Distribuzione delle normali ai contatti (fig.b) e delle tensioni medie, normali e tangenziali (c e d), applicate ai contatti tra particelle sferiche in una prova di taglio a deformazione piana (da Oda et al. 1985).

Fig.2.11: Anisotropia della rigidezza quasi-elastica di alcuni terreni incoerenti (da Kohata et al. 1997).

Fig.2.12: Definizione degli incrementi di deformazione elastica e dei conseguenti incrementi di tensione nel piano degli invarianti (da Flora e Modoni, 1998).

Fig.2.13: Involuppi elastici ottenuti con il modello isotropo ed il modello trasversalmente isotropo per $\eta=q/p'=0, 0.5, 1.5, 2.5$ ($p'=1$ kPa, $E_1=25000$, $m=2n=0.5$, $I_o=0.5$) (da Flora & Modoni, 1998).

Fig.2.14: Curve α° - β° ricavate con il modello isotropo e con il modello anisotropo per diversi valori di η (α° e β° sono definite in Fig.2.12) (da Flora & Modoni, 1998).

Capitolo III

Fig.3.1 (a e b): Luogo dei punti di stato critico della sabbia di Chattahoochee rappresentato nei piani p' - q (fig.a) e p' - v (fig.b). I simboli pieni e vuoti rappresentano rispettivamente la condizione finale di prove condotte su sabbie dense e sciolte (da Vesic e Clough, 1968, riportato da Wood, 1990).

Fig.3.2: Evoluzione della superficie di snervamento in un modello costitutivo ad incrudimento rotazionale (da Newson e Davis, 1986)

Fig.3.3: Tipici risultati di prove monotoniche di taglio triassiale su ghiaia di Chiba (da Jiang, 1996).

Fig.3.4: Prova triassiale drenata a $\sigma'_h=\text{cost}$ su argilla normalconsolidata nel Cam-clay modificato (da Wood, 1990).

Fig.3.5 (a, b, c e d): Risultati di prove di taglio a deformazione piana condotte su sabbia di Toyoura seguendo percorsi tensionali articolati: percorsi di sollecitazione (fig.a); confronto tra deformazioni distorsionali (fig.b) e volumetriche (fig.c) rilevate nelle diverse prove; confronto tra una funzione dell'energia di deformazione plastica ed una variabile tensionale nelle diverse prove (da Yasin, 1997).

Fig.3.6 (a e b): Tipiche risposte di un terreno più denso dello stato critico (fig.a) e di un terreno più sciolto dello stato critico (fig.b).

determinazione del modulo di Young E_v (fig.a) e del coefficiente di Poisson ν_{vh} (fig.b).

Fig.6.3: Effetti della non linearità della risposta meccanica del terreno sui moduli di rigidezza e sui coefficienti di Poisson equivalenti della ghiaia di Chiba (da Jiang et al. 1997).

Fig.6.4: Ciclo di scarico e ricarico di piccola ampiezza (σ'_v costante) effettuato nel corso della prova Cr18 a partire da $\sigma'_v = \sigma'_h = 200$ kPa

Fig.6.5: Tipica registrazione di forme d'onda generate con l'apparecchiatura dinamica nel corso di una prova triassiale sulla ghiaia di Chiba.

Fig.6.6: Onde trasversali in un mezzo indefinito elastico lineare isotropo al variare della distanza sorgente- ricevitore (da Mancuso et al. 1988).

Fig.6.7.(a-n): Moduli di rigidezza verticale quasi-elastica della ghiaia di Chiba (prove cr11-cr22).

Fig.6.8: Coefficienti E_1^* e n^* nella relazione 6.7 ricavati dalle prove effettuate sulla ghiaia di Chiba..

Fig.6.9: Coefficienti E_1^* , ottenuti nella relazione 6.7 ponendo $n^* = 0.5$, al variare dell'indice dei vuoti iniziale del terreno.

Fig.6.10: Moduli di rigidezza verticale E_v^0 calcolati nel corso di alcuni scarichi e ricarichi di grande ampiezza.

Fig.6.11: Funzione di danneggiamento dei moduli di rigidezza E_v^0 in numerose prove eseguite sulla ghiaia di Chiba.

Fig.6.12 (a e b): Deformazioni assiali e moduli di rigidezza E_v^0 calcolati nella prova cr19.

Fig.6.13.(a-d): Moduli di rigidezza orizzontale iniziale della ghiaia di Chiba (prove cr18-cr22).

Fig.6.14 (a e b): Fattore di anisotropia al variare della tensione isotropa su due campioni a diverso grado di addensamento.

Fig.6.15 (a e b): Deformazioni assiali e radiali nella fase di compressione isotropa delle prove cr21 ($e_o=0.368$) (fig.a) e cr18 ($e_o=0.237$) (fig.b).

Fig.6.16: Coefficienti di Poisson ν_{vh}^o calcolati nella prova cr19.

Fig.6.17.(a-m): Coefficienti di Poisson calcolati nella fase di taglio delle prove cr12-cr22.

Fig.6.18 (a-d): Moduli di rigidità verticale confinata $M_{v(d)}^o$

Fig.6.19: Verifica dell'applicabilità della funzione $f(e)$ di Hardin e Richart (1963) ai moduli di rigidità confinata $M_{v(d)}^o$.

Fig.6.20: Danneggiamento dei moduli $M_{v(d)}^o$ nelle prove cr18-cr22.

Fig.6.21: Danneggiamento dei moduli $M_{v(d)}^o$ nella prova cr22 in funzione della deformazione assiale.

Fig.6.22.(a-d): Moduli di rigidità trasversale $G_{vh(d)}^o$ della ghiaia di Chiba (prove cr18-cr22).

Fig.6.23: Moduli $G_{vh(d)}^o$ calcolati nella fase di compressione isotropa e di taglio della prova cr19.

Fig.6.24: Moduli $G_{vh(d)}^o$ della ghiaia di Trento nel corso di una prova triassiale ciclica.

Fig.6.25: Moduli $G_{vh(d)}^o$ ricavati del rockfill Nacaome nel corso di una prova triassiale ciclica. Il riquadro mostra il percorso di sollecitazione.

Fig.6.26: Analisi della dipendenza dei moduli $G_{vh(d)}^o$ della ghiaia di Trento dalle componenti principali di tensione.

Fig.6.27: Analisi della dipendenza dei moduli $G_{vh(d)}^o$ del rockfill Nacaome dalle componenti principali di tensione.

Fig.6.28: Confronto tra i valori dei moduli di rigidezza E_v^o statici e dinamici.

Fig.6.29 (a e b): Confronto tra misure di rigidezza statiche e dinamiche per terreni con grani di diversa dimensione (da Tanaka et al. 1994).

Fig.6.30: Effetti dell'eterogeneità del terreno sui parametri di rigidezza (da Tanaka et al. 1994).

Fig.6.31: Sintesi dei parametri di rigidezza iniziale della ghiaia di Chiba.

Fig.6.32: Confronto tra i valori dei moduli $G_{vh(d)}^o$ della ghiaia di Chiba ricavati da misure dinamiche e dalla relazione 6.25. $E_{v(d)}$ è ricavato da misure dinamiche.

Capitolo VII

Fig.7.1 (a - d): Deformazioni volumetriche, totali ed elastiche, (fig.a e c) ed indice dei vuoti (fig.b e d) calcolati nel corso di una prova di compressione isotropa su campioni di ghiaia di Chiba a differente densità iniziale.

Fig.7.2: Deformazioni volumetriche, totali ed elastiche, calcolate in una prova isotropa sul rockfill Nacaome.

Fig.7.3: Deformazioni totali e plastiche calcolate in due prove triassiali a diversa tensione di confinamento su campioni di ghiaia di Chiba aventi indice dei vuoti iniziale simile.

Fig.7.4 (a e b): Rapporto tra deformazioni deviatoriche elastiche e totali calcolate in tre prove triassiali sulla ghiaia di Chiba a diversa σ'_h .

Fig.7.5: Confronto tra gli incrementi di deformazione elastica e totale in una prova triassiale ciclica sulla ghiaia di Chiba.

Fig.7.6 (a-d): Prove triassiali monotoniche sul rockfill Nacaome a diversa tensione di confinamento.

Fig.7.7 (a-c): Prove triassiali monotoniche sulla ghiaia di Chiba a diversa tensione di confinamento.

Fig.7.8 (a-d): Prove triassiali monotoniche sul rockfill Cispiri a diversa tensione di confinamento.

Fig.7.9 (a e b): Posizione del luogo di stato critico del rockfill Nacaome stimata dai valori dell'indice dei vuoti e delle tensioni al termine delle prove triassiali.

Fig.7.10 (a e b): Posizione del luogo di stato critico del rockfill Cispiri stimata dai valori dell'indice dei vuoti e delle tensioni al termine delle prove triassiali.

Fig.7.11: Confronto tra i risultati di due prove triassiali condotte a $\sigma'_h=650\text{kPa}$ su campioni di ghiaia di Chiba aventi diverso indice dei vuoti iniziale.

Fig.7.12 (a e b): Resistenza di picco del rockfill Nacaome (fig.a) e Cispiri (fig.b).

Fig.7.13: Tipico esempio di risposta di un materiale granulare denso secondo i più comuni modelli tensioni-dilatanza.

Fig.7.14: Curva tensioni-dilatanza della ghiaia di Chiba rappresentata con le deformazioni totali e plastiche.

Fig.7.15: Relazione tra angolo d'attrito mobilitato e dilatanza della ghiaia di Chiba rilevata nel corso di prove triassiali effettuate a diversi valori di σ'_h su campioni a differente densità iniziale.

Fig.7.16: Relazione tra angolo d'attrito mobilitato e dilatanza del rockfill Nacaome rilevata nel corso di prove triassiali effettuate a diversi valori di σ'_h .

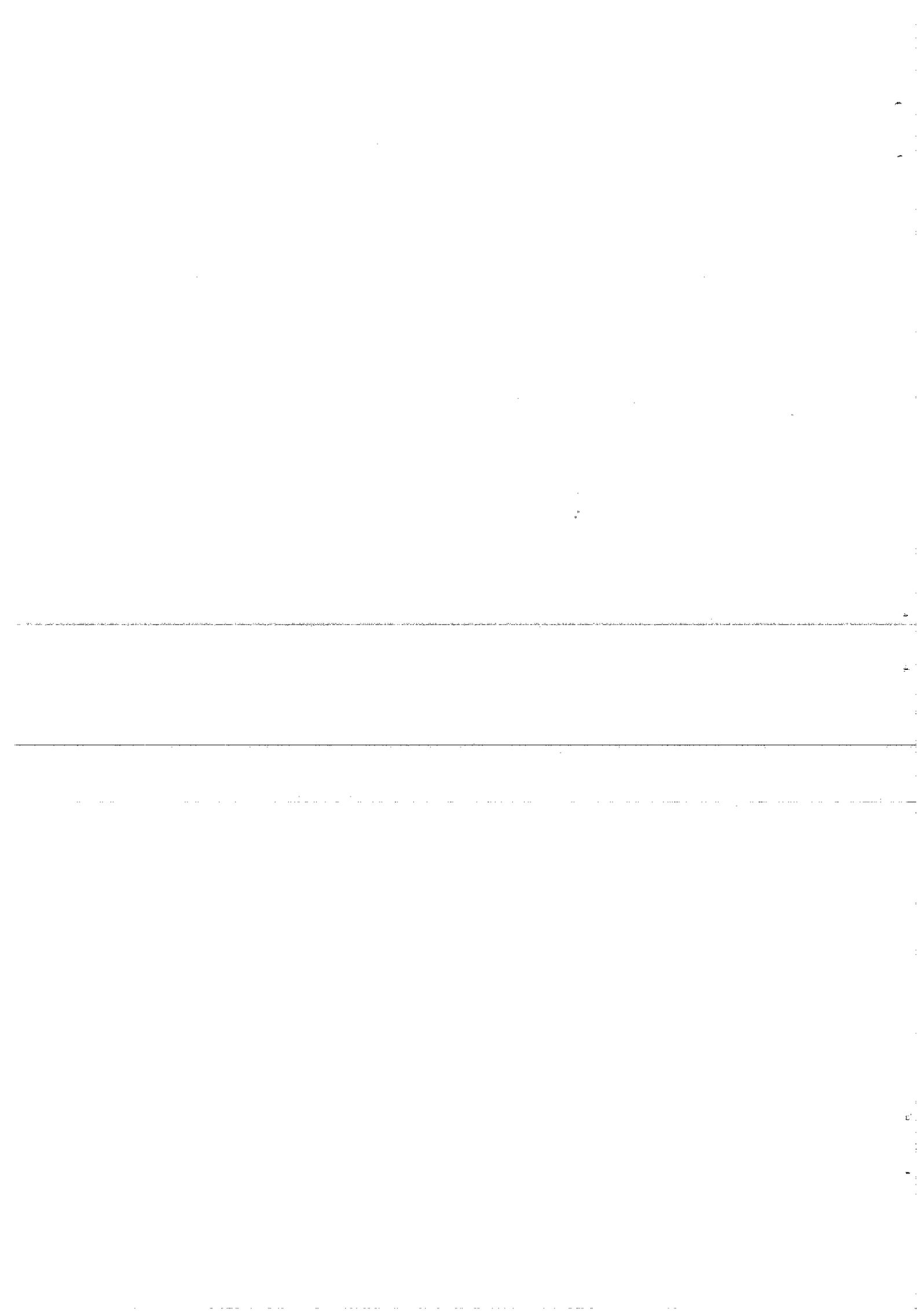
Fig.7.17: Relazione tra angolo d'attrito mobilitato e dilatanza del rockfill Cispiri rilevata nel corso di prove triassiali effettuate a diversi valori di σ'_h .

Fig.7.18 (a e b): Angoli di attrito di picco e di massima contrazione del rockfill Nacaome (fig.a) e del rockfill Cispiri (fig.b)

- Fig.7.19: Estrapolazione delle deformazioni volumetriche di alcune prove triassiali della ghiaia di Chiba con la procedura descritta nel paragrafo 7.3.4.
- Fig.7.20: Percorsi nel piano $e-p'$ di alcune prove effettuate sulla ghiaia di Chiba e stima della posizione della curva di stato critico.
- Fig.7.21: Angoli di attrito di picco e di massima contrazione della ghiaia di Chiba. I simboli pieni rappresentano i risultati di prove effettuate sullo stesso terreno da Jiang (1996).
- Fig.7.22: Curve $q-\varepsilon_q$ e modulo di rigidità tangente di tre prove effettuate sulla ghiaia di Chiba: $e_o=0.215$, $\sigma'_h=50$ kPa (fig.a); $e_o=0.232$, $\sigma'_h=300$ kPa (fig.b) $e_o=0.229$, $\sigma'_h=500$ kPa (fig.c).
- Fig.7.23: Variazioni del rapporto H_{tan}/G_e con la resistenza mobilitata.
- Fig.7.24 Confronto tra i risultati di una prova effettuata da Flora e Jiang (1993) su un campione di terreno più sciolto con la curva teorica, ricavata dalla figura precedente.
- Fig.7.25: Superfici ad uguale H_{tan}/G_e per la ghiaia di Chiba. Per confronto sono riportate le curve ricavate dalla funzione di snervamento espressa dalla relazione (3.15) con $m=0.1$.
- Fig.7.26 (a-f): Simulazione dei risultati sperimentali di sei prove triassiali a diversa σ'_h su campioni a diverso indice dei vuoti con il modello introdotto nel paragrafo 7.3.6.
- Fig.7.27 (a-e): Risultati sperimentali di alcune prove triassiali cicliche effettuate sulla ghiaia di Chiba.
- Fig.7.28 (a-c): Relazione tra resistenza mobilitata e dilatanza della ghiaia di Chiba.
- Fig.7.29: Algoritmo di Bardet per la simulazione dei risultati delle prove triassiali cicliche.
- Fig.7.30: Curva tensioni-deformazioni dei rami di scarico e ricarica della prova cr14. Le variabili di tensione e deformazione in fig.a sono modificate secondo le relazioni 7.11 (a e b).

Fig.7.31: Algoritmo definito per la simulazione dei risultati delle prove triassiali cicliche effettuate sulla ghiaia di Chiba.

Fig.7.32: Simulazione dei risultati di alcune prove di compressione ciclica eseguite sulla ghiaia di Chiba con l'algoritmo definito in Fig. 7.31.



Elenco dei simboli

C_{ij} = parametri della matrice di rigidezza 2.14

$D^p = d\varepsilon_p/d\varepsilon_q$

$D = 1 - (d\varepsilon_v/d\varepsilon_1)_p$

d_{50} = diametro corrispondente al 50% di passante nella curva granulometrica

d_{\max} = diametro massimo dei grani

E_1^* = coefficiente della relazione 6.7

e = indice dei vuoti del terreno

e_0 = indice dei vuoti iniziale del terreno

e_{ult} = indice dei vuoti al termine della prova

E = modulo di rigidezza longitudinale

E_1 = coefficiente della relazione 6.9

E_1 = parametro del modello ipo-elastico (2.22)

E_{45} = modulo di rigidezza longitudinale nella direzione inclinata di 45° sulla verticale

E_{eq} = modulo di rigidezza equivalente del terreno

E_h = modulo di rigidezza longitudinale orizzontale del terreno

E_i = modulo di rigidezza del terreno nella generica direzione

E_{io} = coefficiente della relazione 2.11

E_0 = modulo di rigidezza longitudinale iniziale del terreno

$E_{sec} = \sigma'/\varepsilon$ = modulo di rigidezza secante

$E_{tan} = d\sigma^2/d\varepsilon$ = modulo di rigidezza tangente

E_v = modulo di rigidezza longitudinale verticale del terreno

$f(\sigma'_{ij}, \kappa)$ = funzione che esprime la superficie di snervamento

F_{hl}^0 = coefficiente della relazione 6.12

G = seconda costante di Lamè del mezzo continuo elastico equivalente

G_{ij} = modulo di rigidezza trasversale

G_{vhl}^0 = coefficiente della relazione 6.19

G_s = peso specifico delle particelle di terreno

H = modulo di incrudimento del terreno

I_d = densità relativa del terreno

I_0 = fattore di anisotropia intrinseca

K = coefficiente della relazione 7.6

$k = \tan(45 + \phi'/2)$

K_p^d, K_i^d, K_d^d = parametri per il controllo delle deformazioni nella cella triassiale di Napoli

K_p, K_i, K_d = parametri per il controllo delle tensione deviatorica nella cella triassiale di Napoli

K_w = parametro per il controllo della tensione radiale nella cella triassiale di Napoli

M (Exs)= modulo di rigidezza della membrana

m = parametro del modello ipo-elastico (2.22)

M_c = rapporto tra le tensioni in corrispondenza dello stato critico

m_d = esponente della relazione 6.19

M_i = modulo di rigidezza a deformazione trasversale impedita

M_{mc} = rapporto q/p' nel punto di massima contrazione

M^o_1 =coefficiente della relazione 6.17

M_p =rapporto q/p' in condizioni di picco

n^* = esponente della relazione 6.7

N = coefficiente della relazione 7.9

n = parametro del modello ipo-elastico (2.22)

n_d = esponente della relazione 6.17

N_g = coefficiente di crescita del modulo G_o

n_h = esponente della relazione 6.15

n_{hv} = esponente della relazione 6.13

n_i = esponente della relazione 2.11

p' = pressione sferica efficace

p'_{ult} = tensione sferica efficace al termine della prova

p_f = tensione di rottura delle particelle di terreno

$\dot{p} = \delta p / \delta \epsilon_q$ $\ddot{p} = \delta^2 p / \delta \epsilon_q^2$

q = tensione deviatorica

q_{ult} = tensione deviatorica al termine della prova

$\dot{q} = \delta q / \delta \epsilon_q$ $\ddot{q} = \delta^2 q / \delta \epsilon_q^2$

$R = \sigma'_1 / \sigma'_3$

$\text{sen} \phi'_{mob} = (\sigma'_v - \sigma'_h) / (\sigma'_v + \sigma'_h)$

T = coefficiente della relazione 7.7

u, v, w = spostamento nelle direzioni x, y, z .

$U_c = d_{60} / d_{10}$ = coefficiente di uniformità del terreno

v_p = velocità di propagazione delle onde longitudinali

v_s = velocità di propagazione delle onde distorsionali

w = percentuale di acqua nel terreno

X, Y, Z = forze di massa agenti per unità di volume

α = fattore di anisotropia

γ_d = peso secco per unità di volume del terreno

γ_{dm} = peso secco per unità di volume della matrice di terreno

γ_{ij} = deformazione distorsionale

γ_{rp} = deformazione nel punto di inversione del carico

δW = incremento dell'energia di deformazione

$\dot{\epsilon}_{ij}$ = velocità di deformazione

$$\dot{\varepsilon}_p = \delta \varepsilon_p / \delta \varepsilon_q \quad \ddot{\varepsilon}_p = \delta^2 \varepsilon_p / \delta \varepsilon_q^2$$

ε_a = deformazione assiale del campione

ε^e = deformazioni elastiche

ε_p = deformazione sferica del terreno

ε^p = deformazioni plastiche

ε_q = deformazione deviatorica del terreno

ε_{q_ult} = deformazione deviatorica al termine della prova

$$\eta = q/p'$$

κ = fattore di incrudimento

Λ = prima costante di Lamè del mezzo continuo elastico equivalente

$$\Lambda_{ijhk} = \partial \varepsilon_{ij} / \partial \varepsilon_{hk}$$

ν = coefficiente di Poisson

ν_{45} = modulo di rigidezza longitudinale nella direzione inclinata di 45° sulla verticale

ν_o = parametro del modello ipo-elastico (2.22)

ν_{vh}, ν_{hh} = coefficienti di Poisson nelle generiche direzioni

ρ = densità del mezzo continuo

σ'_i = tensioni normali

τ_{ij} = tensioni tangenziali

τ_{rp} = tensione nel punto di inversione del carico

ϕ'_{ult} = angolo di attrito al termine della prova

ϕ'_{cs} = angolo di attrito di stato critico

ϕ'_p = angolo di attrito di picco

ϕ_μ = coefficiente di attrito fra i grani

$\psi_i = e_i - e_{cs}$ = variabile di stato del terreno



1. PREMESSA

1.1 Introduzione

Nel panorama dell'ingegneria civile i terreni a grana grossa costituiscono un capitolo importante poiché sono materiali facilmente reperibili e dotati di ottime proprietà meccaniche. Il loro impiego nella realizzazione di rilevati artificiali, che risale ad epoche molto antiche, è divenuto, negli ultimi decenni, molto più frequente sia in campi d'applicazione tradizionali, come le dighe di ritenuta, sia in altri settori delle costruzioni.

I terreni sciolti a grana grossa garantiscono, infatti, con ottime prestazioni le funzioni statiche dei rilevati; la loro elevata permeabilità semplifica la soluzione di numerosi problemi nella gestione delle opere; la deformabilità delle strutture realizzate con questi materiali rispetto a quelle costruite con conglomerati cementizi consente di ammortizzare cedimenti differenziali anche rilevanti; i terreni inoltre si adattano modellandosi al territorio anche quando questo presenta una morfologia accidentata; infine essi sono abbastanza facilmente reperibili e, di conseguenza, hanno un costo unitario relativamente basso rispetto agli altri materiali da costruzione, diventando sempre più competitivi con lo sviluppo dei mezzi meccanici per il prelievo, il trasporto ed il costipamento in sito.

Attualmente i terreni sciolti sono preferiti in numerosi casi ai conglomerati cementizi e addirittura, negli ultimi anni, sono stati impiegati in opere ad elevato contenuto tecnologico: per restare nel campo degli sbarramenti fluviali, sono state realizzate dighe in rockfill con altezze superiori ai 300 metri che rappresentano in assoluto le più alte opere di sbarramento al mondo.

Le analisi propedeutiche all'utilizzo dei terreni a grana grossa, in passato fondamentalmente empiriche, oggi, grazie ai notevoli e recenti progressi compiuti dalla ricerca, possono essere condotte in maniera molto più puntuale. La disponibilità di codici di calcolo numerico e di potenti apparecchiature consente, infatti, di organizzare in breve tempo raffinate procedure di calcolo, capaci di effettuare previsioni molto dettagliate; con sofisticate strumentazioni di laboratorio è inoltre possibile riprodurre e analizzare in dettaglio i fenomeni meccanici. L'impiego di queste tecniche

consente da un lato di ridurre i costi per la realizzazione dei manufatti, utilizzando nel modo migliore i materiali, dall'altro di conoscere con notevole affidabilità il grado di sicurezza delle opere nei confronti di possibili situazioni limite.

L'esame delle condizioni tensio-deformative dei terreni sottoposti a sollecitazione nella realtà ha mostrato recentemente la necessità di rivolgere l'attenzione al comportamento dei terreni a bassi livelli di deformazione. Di conseguenza un gran numero di tecniche di laboratorio differenti è stato sviluppato nei laboratori di geotecnica per effettuare misure molto precise di tensioni e spostamenti con il risultato di una vasta produzione di dati sperimentali. Questi studi hanno riguardato essenzialmente i terreni a granulometria più fine come sabbie ed argille, mentre hanno interessato soltanto in minima parte i materiali a grana grossa. La causa deve molto probabilmente essere ricercata nelle notevoli difficoltà connesse alla sperimentazione di questi terreni in laboratorio, per i quali sono richieste apparecchiature di dimensioni non comuni. Questa ricerca si propone di fornire un contributo sperimentale alla conoscenza delle proprietà dei terreni a grana grossa a diversi livelli di deformazione.

Allo scopo di inquadrare in maniera più consapevole gli obiettivi della ricerca sono di seguito presentati alcuni campi d'applicazione dei terreni a grana grossa esaminando la risposta dei terreni alle sollecitazioni.

Fondazioni su ghiaie:

La presenza di terreni ghiaiosi è piuttosto frequente nei depositi alluvionali: l'azione d'erosione, esercitata dalle acque meteoriche sui versanti montani, e di trasporto dei materiali alle zone d'accumulo al piede, ha prodotto vaste aree pianeggianti in cui sono localizzati banchi di terreni ghiaiosi talvolta di notevole potenza. Aree soggette in epoche remote ad oscillazioni del piano di campagna, al di sotto del livello medio del mare, sono sovente interessate da un'alternanza di banchi di terreni a granulometria variabile. A causa di questi tipi di fenomeni dunque esistono zone molto estese del territorio caratterizzate dalla presenza di terreni ghiaiosi. Su questi tipi di terreno sono spesso impostate le fondazioni di opere imponenti.

Un esempio è riportato nella Fig. 1.1 in cui è mostrato il ponte che collega l'isola di Akashi al territorio di Kobe in Giappone. Esso costituisce attualmente il più lungo ponte sospeso al mondo: la sua lunghezza totale è di 3910 metri. La localizzazione delle fondazioni in due pile centrali genera

una notevole concentrazione dei carichi. Una delle (la 2p) pile è totalmente fondata su ghiaia (Akashi group). La dimensione dell'opera testimonia da un lato la fiducia riposta sulle capacità portanti del materiale di fondazione dall'altro la complessità richiesta alle analisi in fase di previsione: in questo caso i terreni sono sottoposti a carichi molto elevati ed il rispetto di determinati limiti nelle condizioni d'esercizio, sotto l'azione di sollecitazioni statiche e dinamiche costituisce una condizione di verifica notevolmente restrittiva.

Una simulazione del problema per la previsione dei cedimenti è stata effettuata da Siddiqi (1994). Gli spostamenti rilevati nel terreno al di sotto della pila 2P sono riportati nella Fig. 1.2(a e b). Al termine della costruzione del ponte si scaricano sul terreno di fondazione 502400 tonnellate, che producono una tensione verticale $\sigma'_a=1000$ kPa. La deformazione verticale calcolata in corrispondenza di questo carico applicato risulta pari circa a 0.25 %.

Questo risultato mostra l'importante caratteristica dei terreni ghiaiosi di essere poco deformabili e di garantire, in condizioni di esercizio, il funzionamento di opere anche particolarmente gravose, senza interventi in fondazione aggiuntivi (pali di fondazione, iniezioni di malte ecc.). Quest'esperienza mostra, d'altro canto, la necessità di simulare in fase di previsione la risposta non lineare del terreno a bassi livelli di deformazione. Per questo scopo occorrono indagini di laboratorio molto accurate e legami costitutivi piuttosto complessi.

Dighe di ritenuta

Una delle più classiche applicazioni dei terreni a grana grossa è rappresentata dalle dighe di ritenuta. Si tratta di opere dal notevolissimo impatto ambientale e di notevole incidenza sulla vita delle comunità ricadenti nella zona d'intervento. Tra le varie tipologie di dighe quelle in materiali sciolti costituiscono uno dei capitoli più ricchi d'esempi. La componente strutturale di queste dighe è realizzata sempre con terreni a grana grossa, preferibilmente rockfill, per via della loro capacità di resistenza e dell'elevata permeabilità. Si tratta di materiali di diversa origine, costituiti principalmente da ghiaia, dotati di una distribuzione granulometrica particolarmente eterogenea in grado di conferire, grazie ai notevoli progressi compiuti dalle tecniche di compattazione, ottime capacità di resistenza a rottura e di deformabilità degli ammassi.

La modellazione matematica del comportamento delle dighe è necessaria nella fase di progettazione, per la scelta delle soluzioni migliori da mettere in pratica, e nell'esercizio dell'opera, per tenere costantemente sotto controllo la stabilità del rilevato. In particolare si definiscono opportune soglie di guardia, a diversi livelli di rischio, che fanno scattare allarmi in conseguenza di anomalie nel comportamento dell'opera. I modelli matematici consentono di definire preventivamente una risposta con cui confrontare i dati rilevati dai sistemi di monitoraggio. La taratura dei modelli avviene nelle fasi di costruzione del rilevato e di primo riempimento dell'invaso.

Una delle opere di sbarramento meglio strumentate è la diga a nucleo centrale in argilla, realizzata a Beliche in Portogallo. La strumentazione applicata in diversi punti del corpo diga consente di calcolare lo stato tensionale e le deformazioni nelle diverse fasi.

Le fig.1.3.(a, b, c e d) mostrano i profili di spostamento verticale misurati rin fianchi di monte e di valle e l'andamento temporale delle quote del rilevato e dell'invaso (da Pagano, 1996). I profili assestometrici presentano un classico andamento parabolico con il massimo degli spostamenti a metà circa dell'altezza del rilevato. Dalle curve è possibile risalire alle deformazioni verticali medie, calcolati all'interno degli strati del rilevato, di spessore variabile, compresi tra diverse riprese della costruzione. In Tab.1.I e 1.II sono riportati i valori delle deformazioni calcolati dai profili di spostamento.

Strato	Spessore (m)	ϵ_{vert} in fase di costruzione (%)	ϵ_{vert} in fase di riempimento (%)	ϵ_{vert} da collasso (%)
1	19	2.8	0.2	0.68
2	6	2.8	0.2	1.6
3	7	1.15	1.5	1.7
4	5	0.8	1.9	1.9
5	6	-	1.8	1.1

Tab.1.I: Deformazioni rilevate nelle diverse fasi della diga dall'assestometro di monte

Nella fase di costruzione si osservano deformazioni verticali medie decrescenti dal basso verso l'alto e variabili nell'ordine di poche unità percentuali. Gli strati superiori risentono, invece, in maggior misura del

riempimento del serbatoio, deformandosi più degli strati inferiori. Le due tabelle mostrano in ogni caso l'importanza delle deformazioni derivanti dal collasso avvenuto prima del riempimento finale conseguente ad eventi piovosi di intensità notevole.

Le deformazioni rilevate nella diga di Beliche sono dello stesso ordine di grandezza di quelle osservate in opere di sbarramento simili. La figura 1.4.a riporta le deformazioni medie calcolate per un gran numero di dighe, dividendo gli spostamenti massimi misurati per la metà dell'altezza del rilevato. La figura 1.4.(b e c) riporta i limiti superiori ed inferiori delle curve di spostamento rilevate dal termine della costruzione di dighe a diversa tipologia costruttiva. Si osservi che le dighe realizzate interamente in rockfill compattato e rivestite con membrane presentano valori molto bassi delle deformazioni (<0.30%).

In generale dai risultati esposti emerge la considerazione che le deformazioni, indotte nel terreno dal sovraccarico degli strati superiori e dall'acqua invasata, sono variabili con la tipologia del rilevato. In molti casi esse sono pari a poche unità percentuali, in altri sono inferiori a 0.3%. Le dighe costruite negli ultimi anni manifestano in generale le deformazioni più contenute in virtù delle tecniche di compattazione impiegate. I casi esaminati suggeriscono di valutare la risposta dei terreni a grana grossa impiegati nella realizzazione di opere di sbarramento, esaminando attentamente sia le proprietà a piccoli livelli di deformazione, sia gli aspetti relativi al comportamento a grandi deformazioni.

Strato	Spessore (m)	ϵ_{vert} in fase di costruzione (%)	ϵ_{vert} in fase di riempimento (%)	ϵ_{vert} da collasso (%)
1	18	3.0	-	0.7
2	7	2.7	-	0.9
3	6	1.3	-	1.1
4	5.5	1.7	-	1.2
5	4.5	-	-	1.5

Tab.1.II Deformazioni rilevate nelle diverse fasi della diga dall'assestimento di valle

Rilevati per trasporti

Nel campo dell'ingegneria dei trasporti si fa notevole ricorso ai terreni a grana grossa costipati. Accade ad esempio che, per migliorare le caratteristiche del terreno di fondazione di strade, ferrovie o piste aeroportuali, si ricorra a rilevati di terreno dotato di buone caratteristiche meccaniche. Si tratta di opere di modesto valore ingegneristico ma caratterizzate da volumetrie cospicue. Una prerogativa essenziale dei materiali è, dunque, quella di essere facilmente reperibili e con costi molto contenuti. Tra i materiali più frequentemente adottati ci sono i terreni misti ad una percentuale variabile di rockfill. In questi casi occorre prevedere la risposta del terreno sottoposto a sollecitazioni esterne di natura ciclica. Eccessive deformazioni del terreno costituente i rilevati possono causare avvallamenti e sconessioni del piano stradale e, in taluni casi, la rottura della pavimentazione. Una conoscenza più approfondita di questi terreni, dunque, conduce da un lato ad utilizzare meglio il materiale, ad esempio rendendo idonei all'uso terreni provenienti da cave situate in prossimità delle opere, dall'altro a prevedere situazioni a rischio. La Fig. 1.5 (Fortunato e Veiga Pinto, 1998) mostra le deformazioni medie calcolate su rilevati stradali di altezza variabile realizzati in Portogallo con materiale diverso. Si osserva che, sebbene l'ente che gestisce le autostrade portoghesi prescriva deformazioni inferiori a 0.5 %, le deformazioni medie dei rilevati di terreno misto a rockfill risultano, nella maggior parte, dei casi maggiori di questo limite. L'uso di solo rockfill nella realizzazione dei manufatti invece soddisfa le caratteristiche richieste. I cedimenti misurati in questi casi infatti, su rilevati anche di notevole altezza forniscono valori delle deformazioni piuttosto contenuti.

In alcuni paesi si adottano frequentemente materiali a grana grossa rinforzati con fibre sintetiche per la realizzazione di rilevati stradali e ferroviari. E' il caso del Giappone dove, a causa della notevolissima intensità di urbanizzazione, le aree impegnate dal passaggio delle infrastrutture di trasporto sono molto costose. Una soluzione estrema nell'uso dei rilevati artificiali è costituita dall'uso di terreni a grana grossa precompressi (Tatsuoka et al 1997). In queste strutture, le ghiaie sono attraversate da griglie di materiale polimerico, e sono precompressi con barre d'acciaio, correnti per tutta l'altezza del rilevato, pretese alla tensione di poche tonnellate. La precompressione accentua le già buone caratteristiche di deformabilità dei terreni, rendendoli idonei a sopportare elevate tensioni senza manifestare deformazioni che compromettano la funzionalità del sistema di trasporti.

1.2 Obiettivi ed inquadramento della ricerca

La ricerca intrapresa alcuni anni orsono presso il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli, ha lo scopo di caratterizzare il comportamento dei terreni a grana grossa e di fornire alcuni strumenti validi per l'analisi e la previsione di situazioni al finito. Il lavoro condotto dallo scrivente, che costituisce un capitolo di questa ampia ricerca, ha il duplice scopo di produrre dati sperimentali affidabili, ricavati sull'elemento di volume in un ampio intervallo di deformazioni, e di interpretare i risultati di isolando gli aspetti essenziali del comportamento meccanico dei terreni.

Non solo l'interpretazione dei risultati, ma già la programmazione dell'attività di laboratorio è affrontata orientandosi verso alcuni schemi concettuali di riferimento. A monte di questo lavoro si è operata la scelta di schematizzare il terreno come un mezzo continuo omogeneo polifase. Le deformazioni sono interpretate come somma di componenti elastiche e plastiche, seguendo alcuni schemi suggeriti dalla letteratura. Uno di questi, introdotto da Jardine (1992), prevede quattro zone nello spazio delle tensioni in cui il terreno manifesta deformazioni irreversibili con modalità differenti (Fig.1.6).

Nell'ambito di queste semplificazioni ci si propone principalmente di analizzare la validità di alcuni legami costitutivi. La mancanza di formulazioni ad hoc per i terreni a grana grossa impone di riferirsi alla letteratura sviluppata per le sabbie. Le analogie tra sabbie e ghiaie consentono di assimilare dal punto di vista meccanico i due terreni. Le differenze, rappresentate dalla dimensione dei grani e dalla diversa composizione granulometrica dei due materiali, sono alla base di alcune diversità del comportamento meccanico. Nel presente lavoro ci si propone di verificare l'applicabilità alle ghiaie dei modelli costitutivi proposti per le sabbie e di ricavare formulazioni sostitutive laddove questi dovessero rivelarsi inadatte.

Organizzazione della tesi

La struttura della tesi rispecchia il percorso dei tre anni di ricerca. Per le proprietà a piccoli e medi livelli di deformazione viene presentata dapprima un'analisi della letteratura; successivamente vengono mostrati i risultati della sperimentazione.

Il secondo ed il terzo capitolo sono dedicati all'esposizione dei concetti

fondamentali necessari allo studio dell'elemento di volume di terreno incoerente, nell'ipotesi di assumere questo come un mezzo continuo a comportamento elasto-plastico. I due capitoli, relativi rispettivamente al comportamento a piccoli ed a medio-grandi livelli di deformazione, seguono un preciso ordine. Ad una prima fase in cui si espone una sintesi delle conoscenze disponibili in letteratura ricavate da osservazioni sperimentali, segue la formulazione di alcuni modelli matematici in grado di simulare i fenomeni osservati. Alla base dello studio delle proprietà a piccoli livelli di deformazione vi è la definizione di una deformazione di soglia, al disotto della quale il terreno è caratterizzato con un comportamento di tipo elastico lineare. La portata di quest'ipotesi viene discussa ponendo l'accento sulle capacità attuali dei sistemi di misura a disposizione nei laboratori. Nell'esposizione delle proprietà di rigidezza si è tenuto conto dell'influenza delle diverse componenti, caratteristiche fisiche e variabili di stato, sui parametri di rigidezza del terreno: dopo aver individuato quelle maggiormente influenti sono state valutate alcune possibili leggi di dipendenza ed è stato esposto un modello ipoelastico trasversalmente isotropo a cinque parametri indipendenti, capace di esprimere i moduli di rigidezza ed i coefficienti di Poisson nelle diverse direzioni per qualsiasi stato tensionale o stato d'addensamento. Una parte del capitolo è dedicata all'esposizione della teoria della propagazione delle onde all'interno di un mezzo elastico lineare ed isotropo, per il quale è possibile correlare in forma chiusa la velocità di propagazione delle onde meccaniche ai parametri di rigidezza.

Il terzo capitolo espone i caratteri essenziali del comportamento a medi e grandi livelli di deformazione partendo dalla verifica sperimentale dell'ipotesi di esistenza dello stato critico, assunta alla base dei modelli interpretativi. Successivamente si analizzano criticamente, ponendole a confronto con numerosi risultati sperimentali, alcune correlazioni proposte dalla letteratura per esprimere l'incrudimento e la dilatanza del terreno in condizioni di carico monotoniche. In particolare si analizza il carattere principalmente deviatorico dell'incrudimento dei terreni incoerenti e si valutano alcune possibili espressioni per le superfici di snervamento.

Per analizzare la risposta dei terreni in condizioni di carico cicliche è stato definito un algoritmo di validità generale in grado di esprimere l'incrudimento cinematico e di essere adattato alle particolari caratteristiche del terreno.

Nel quarto e quinto capitolo vengono descritte rispettivamente le attrezzature di laboratorio impiegate nel corso della ricerca e le procedure

sperimentali adottate. Il lavoro svolto nei laboratori di Napoli e Tokyo ha comportato l'utilizzazione di due celle triassiali di grandi dimensioni dotate di caratteristiche che le rendono uniche nel loro genere. Nell'apparecchiatura di Tokyo è possibile effettuare indagini molto accurate a piccoli e medi livelli di deformazione grazie all'elevata risoluzione degli strumenti di misura. L'apparecchiatura di Napoli consente, invece, di effettuare prove fino a valori molto elevati delle deformazioni. Entrambe le apparecchiature sono servocontrollate; il controllo sviluppato per l'apparecchiatura di Napoli presenta un algoritmo piuttosto articolato basato oltre che sui valori della funzione errore anche sui valori della sua derivata e del suo integrale (controllore PID).

Su entrambe le apparecchiature è stata installata una strumentazione per la misura della velocità di propagazione di onde longitudinali e trasversali all'interno dell'elemento di volume. Il sistema, concepito appositamente per questa ricerca, prevede una sorgente disposta sulla base inferiore dei campioni e due ricevitori (geofoni) collocati sulla sommità. L'interpretazione dei segnali provenienti dalla sorgente e dal ricevitore e rilevati da un oscilloscopio in qualsiasi istante nel corso delle prove, è stata condotta con i concetti di dinamica del continuo esposti nel secondo capitolo.

I materiali utilizzati nel corso della sperimentazione sono di diversa provenienza e sono stati impiegati nella realizzazione di manufatti di diversa natura. Due ghiaie, una proveniente dal Giappone (Chiba) ed una proveniente da Trento, sono state utilizzate per costruire rilevati sperimentali di terreno rinforzato con materiali sintetici (geogrid). Il terzo materiale, proveniente dall'Honduras, costituisce invece i rinfianchi di una diga a nucleo di argilla per lo sbarramento di un fiume (Nacaome). Alcune proprietà fisiche caratteristiche dei grani dei terreni provenienti da Trento e dal Nacaome sono state valutate attraverso prove di laboratorio. All'inizio delle campagne di prova sui terreni sono state condotte le analisi granulometriche e, nel caso del rockfill Nacaome e della ghiaia Trento, è stata valutata l'influenza del contenuto d'acqua nella preparazione dei campioni. I campioni sono stati preparati in laboratorio con procedure di compattazione differenti per le prove realizzate a Napoli ed a Tokyo. Per queste ultime si è realizzata una compattazione manuale che ha consentito da un lato di giungere a valori particolarmente elevati di densità, dall'altro di controllare con notevole accuratezza la densità iniziale dei campioni la cui influenza sui risultati delle prove costituisce argomento dell'indagine.

Tutte le prove triassiali sono state condotte seguendo percorsi tensionali

convenzionali, effettuando inizialmente una compressione isotropa, seguita da una fase di taglio a tensione di confinamento costante. Durante queste fasi sono stati effettuati numerosi cicli di scarico e ricarica alternandoli in maniera differente per le varie prove.

Il sesto capitolo è dedicato all'analisi delle proprietà del terreno a piccoli livelli di deformazione. Con le misure realizzate con i trasduttori locali di spostamento sono stati valutati i moduli di Young nella direzione verticale ed orizzontale ed i coefficienti di Poisson analizzando la loro dipendenza dalle variabili di stato del terreno.

Attraverso le misure dinamiche effettuate nel corso delle prove sono stati ricavati i valori del modulo di rigidezza longitudinale verticale e del modulo di rigidezza distorsionale. La loro variazione con le componenti di tensione ha consentito di verificare alcune formulazioni pubblicate in letteratura.

I risultati ottenuti con le due differenti tecniche di misura nel campo delle piccole deformazioni sono stati utili per verificare le ipotesi di base di un modello ipo-elastico trasversalmente isotropo la cui efficacia è stata analizzata e discussa (Tatsuoka e Kohata 1995).

La contemporaneità in alcune prove delle misure statiche e dinamiche, e la ridondanza dei parametri calcolati, ha consentito di valutare le differenze derivanti dall'uso delle due diverse tecniche. Al termine del capitolo sono proposte alcune possibili interpretazioni dei fenomeni che determinano queste differenze.

Nel settimo capitolo sono stati interpretati i risultati relativi al comportamento a medi e grandi livelli di deformazione, valutando l'efficacia di alcuni strumenti analitici introdotti in precedenza. Le informazioni ottenute nel capitolo relativo alle piccole deformazioni hanno consentito di isolare le componenti elastiche dalle deformazioni totali e di svolgere l'analisi del terreno a livelli medi di deformazione sulle sole componenti plastiche. Dopo aver calcolato i parametri che definiscono la posizione del luogo di stato critico è stata introdotta una variabile di stato che esprime, allo stesso tempo, il livello tensionale e lo stato di addensamento del terreno. Si è mostrato, infatti, che questi aspetti influiscono su due importanti proprietà meccaniche: l'angolo d'attrito in condizione di picco e quello nella condizione di massima contrazione.

L'incrudimento del terreno è stato studiato separando le diverse cause di non linearità della risposta tensio-deformativa del terreno: non linearità dovuta alla variazione dei moduli con le tensioni, simulata attraverso il modello ipo-elastico introdotto in precedenza; non linearità legata alle deformazioni di taglio. In particolare il modulo di rigidezza distorsionale è

stato espresso come prodotto del modulo elastico e di una variabile adimensionale che rappresenta l'aliquota di resistenza mobilitata. Per rendere la formulazione della legge di incrudimento indipendente dall'origine delle deformazioni le rigidità sono state espresse in termini di moduli tangenti. Questa formulazione si è dimostrata efficace per esprimere con un'unica legge i risultati delle prove monotoniche, condotte a diversi valori della tensione di confinamento e della densità iniziale. Tra l'altro, è stato possibile derivare una ipotesi per la forma delle superfici di snervamento. L'analisi della dilatanza dei terreni, condotta anche con considerazioni di natura energetica, ha contribuito infine ad interpretare il comportamento dei terreni e ad individuarne gli aspetti principali.

Attraverso le relazioni verificate sperimentalmente è stato formulato un modello in grado di simulare gli aspetti principali del comportamento meccanico dei terreni. In particolare esso è stato adoperato per simulare le curve $q-\varepsilon_q$ e le curve $\varepsilon_p-\varepsilon_q$ nelle diverse prove monotoniche fino alla resistenza di picco.

Nel corso delle prove sono stati effettuati percorsi di carico ciclico, talora molto complessi, che sono stati interpretati utilizzando l'algoritmo di Bardet introdotto nel capitolo dedicato all'analisi della letteratura, combinato a leggi di incrudimento ricavate sperimentalmente. Anche per le prove cicliche, come per quelle monotoniche, lo studio della dilatanza ha consentito di ricavare alcune considerazioni sul comportamento del terreno.

Nel capitolo ottavo si traggono le conclusioni del lavoro svolto, e si propongono spunti per lo sviluppo di ricerche successive.

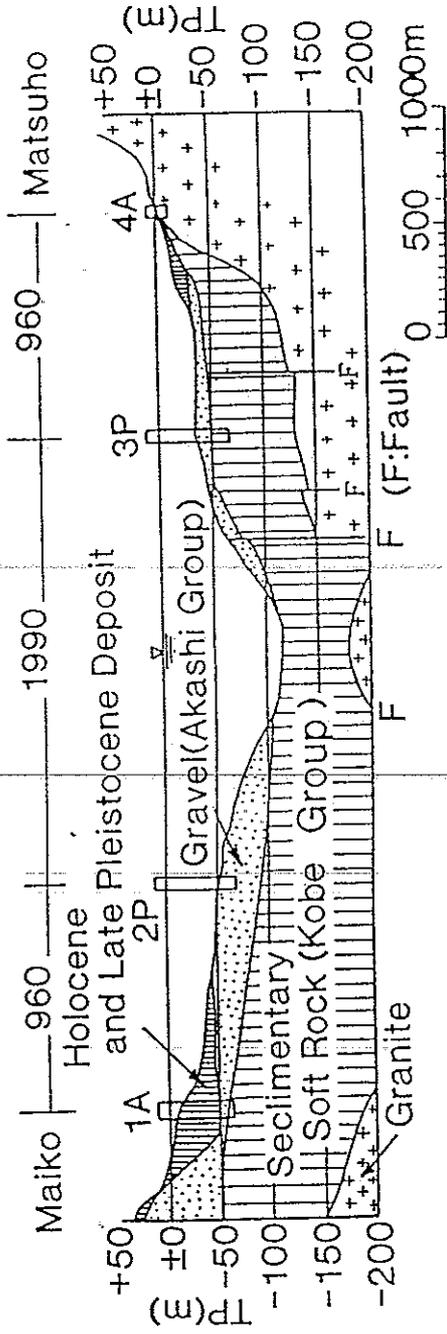
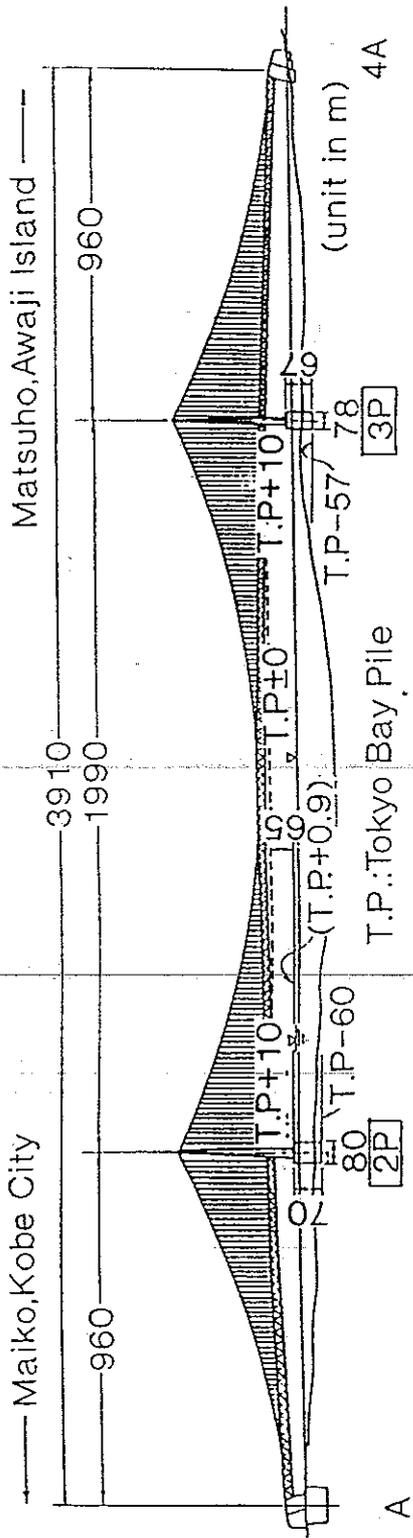


Fig.1.1: Situazione geologica del ponte sospeso di Akashi (da Siddiquee, 1995).

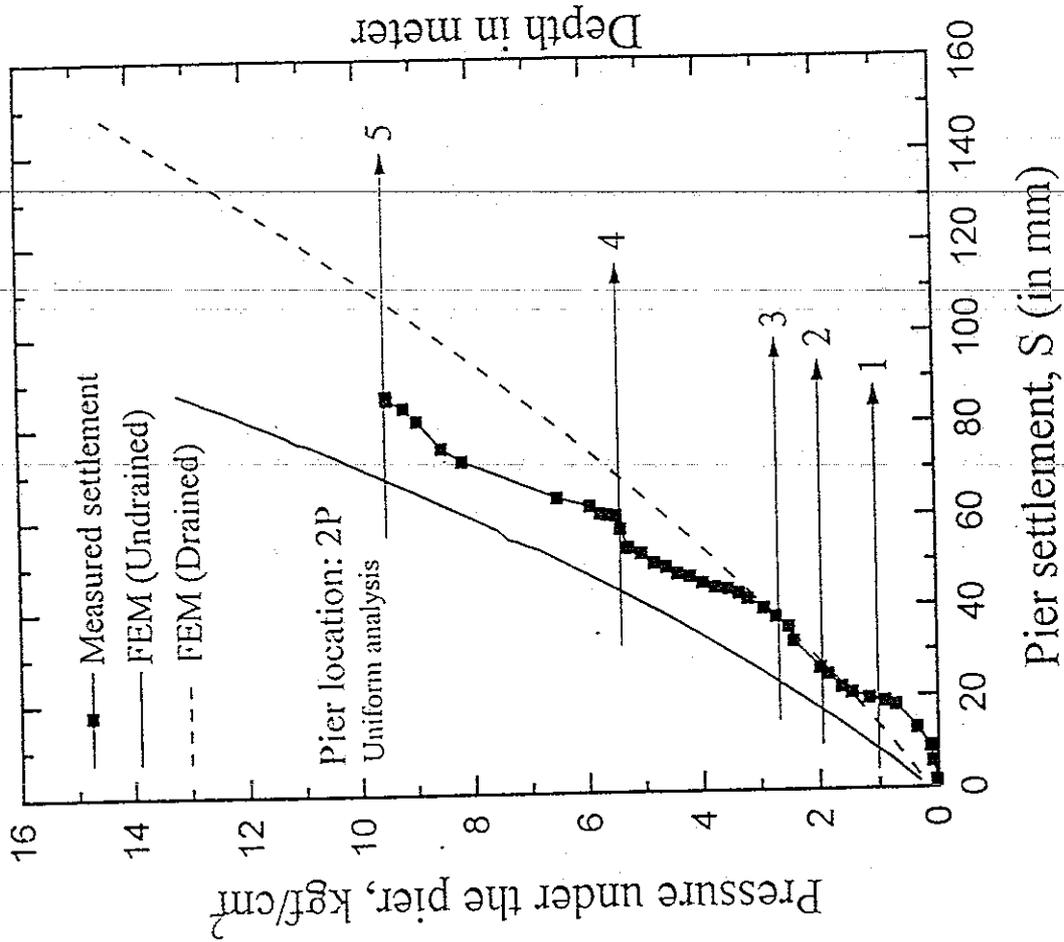
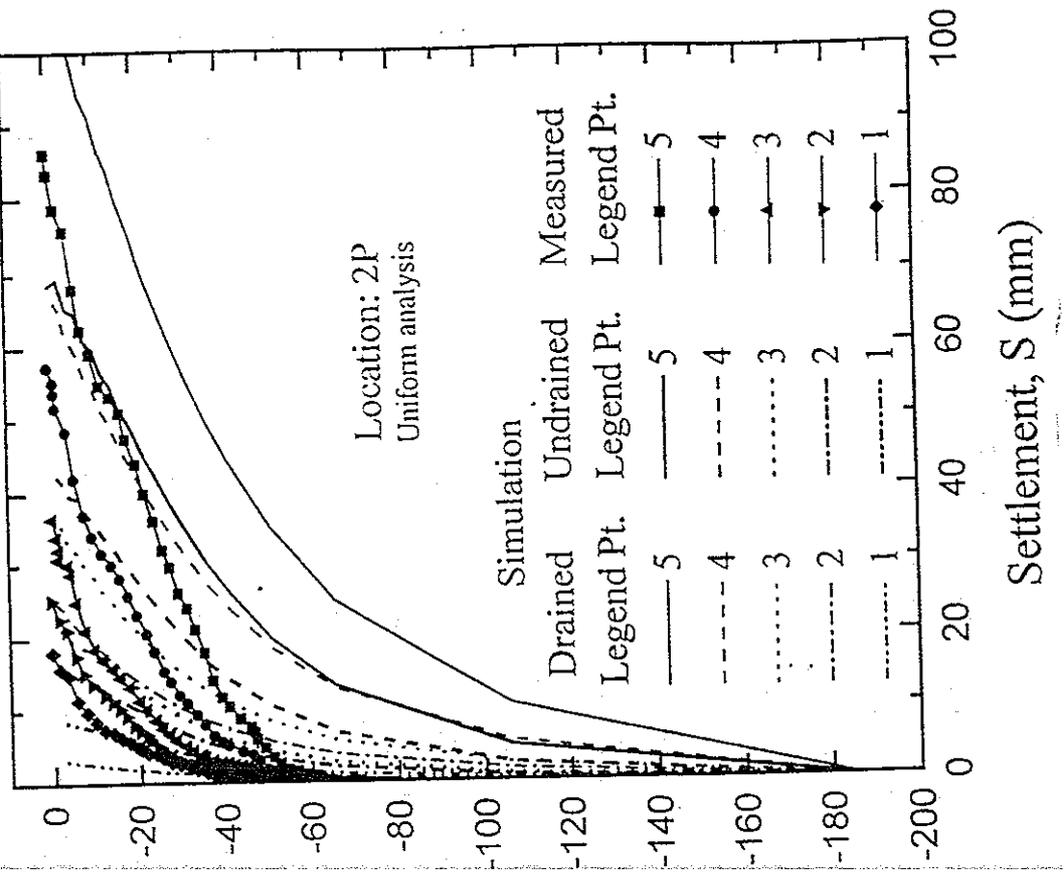


Fig.1.2 (a e b): Spostamenti verticali rilevati sotto la pila 2P del ponte di Akashi (da Siddiquee, 1995).

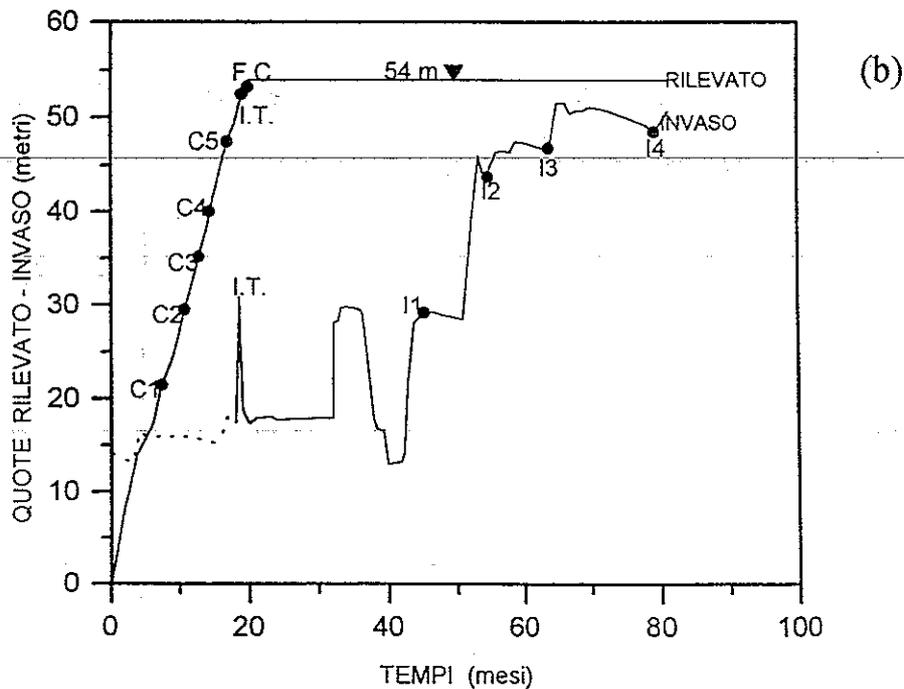
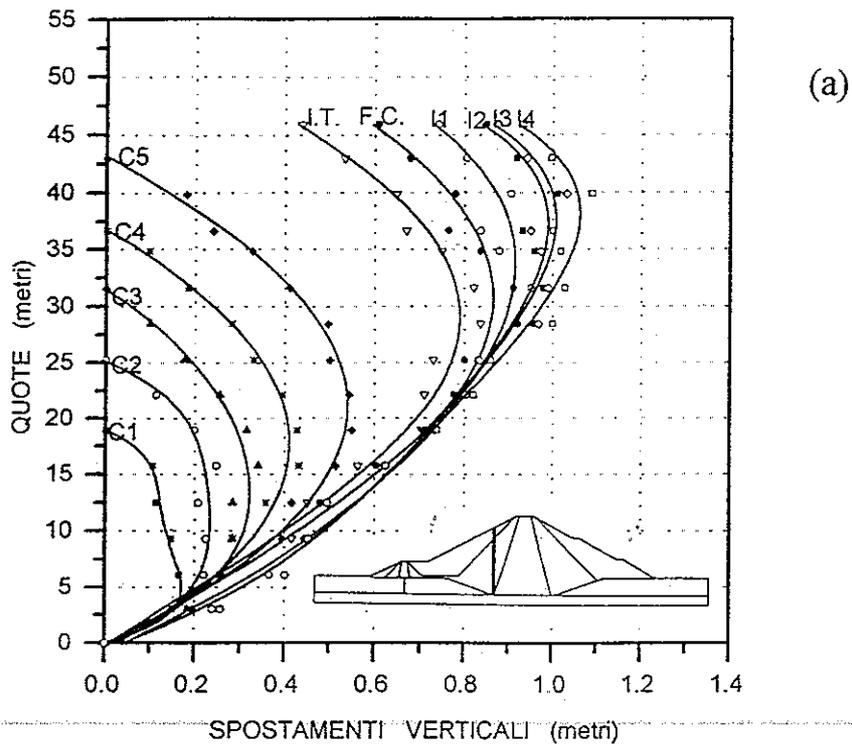


Fig. 1.3 (a, b): Profili di spostamento verticale rilevati nei rin fianchi di monte della diga di Beliche (fig.a) e andamenti temporali delle quote del rilevato e dell'invaso (fig.b) (da Pagano, 1996).

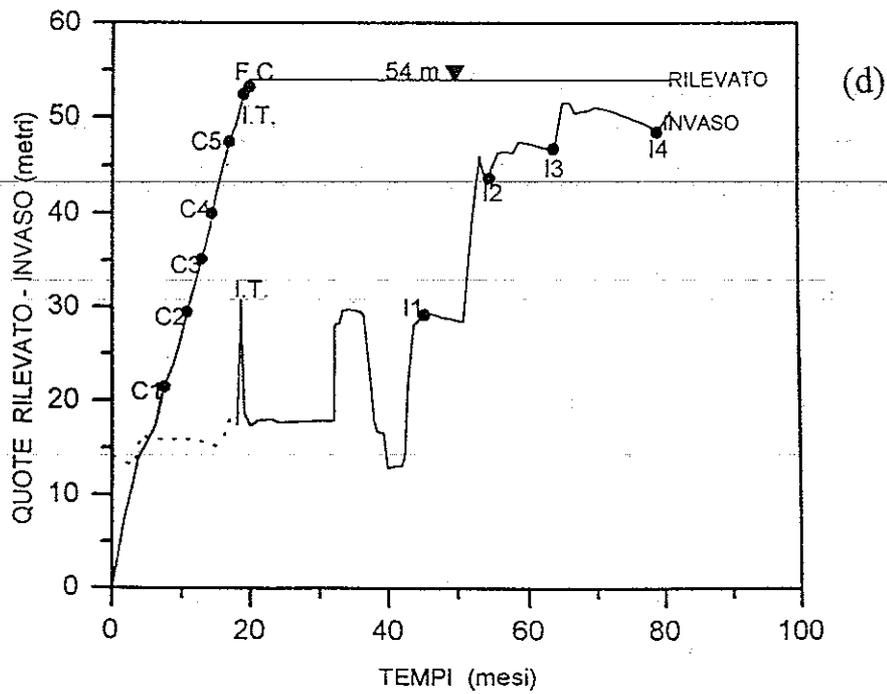
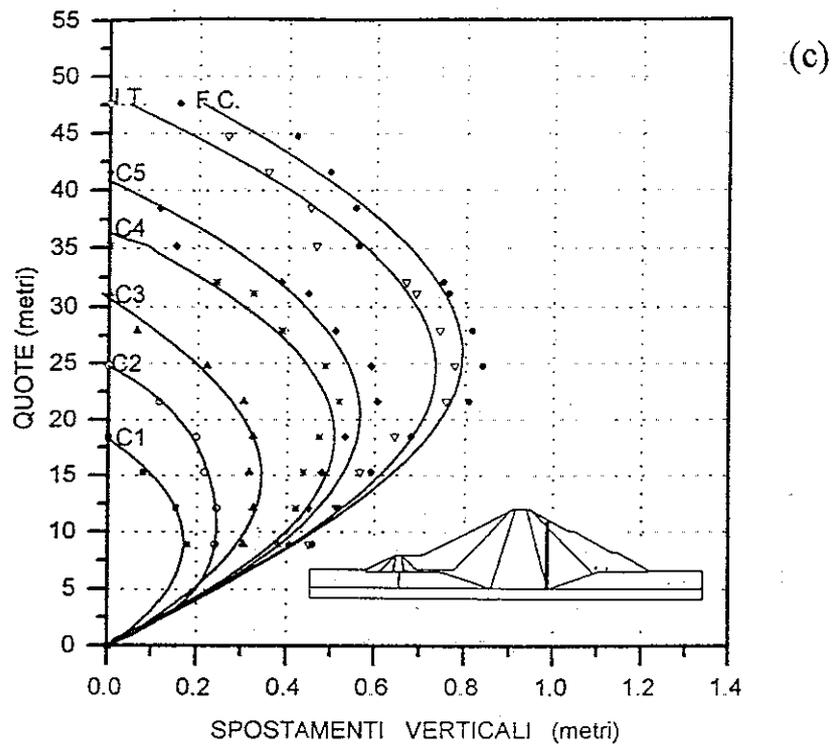
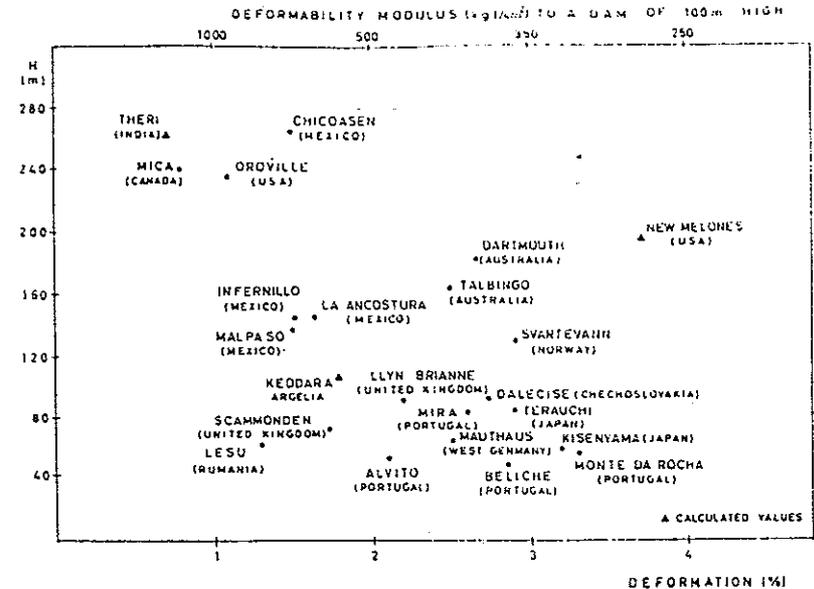
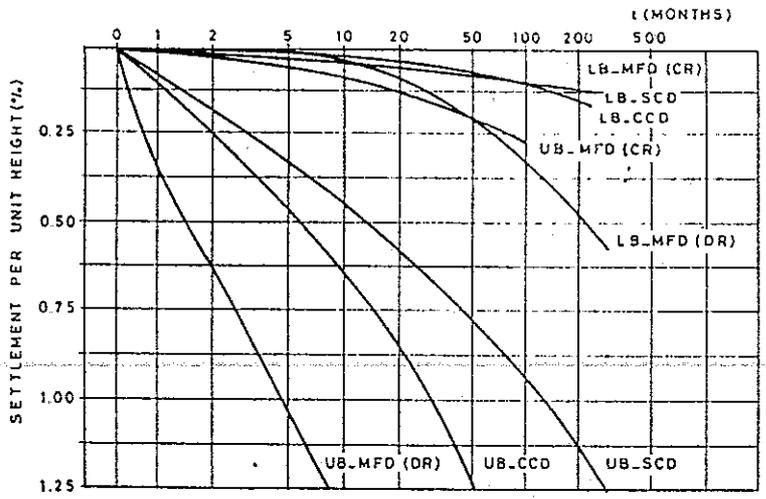


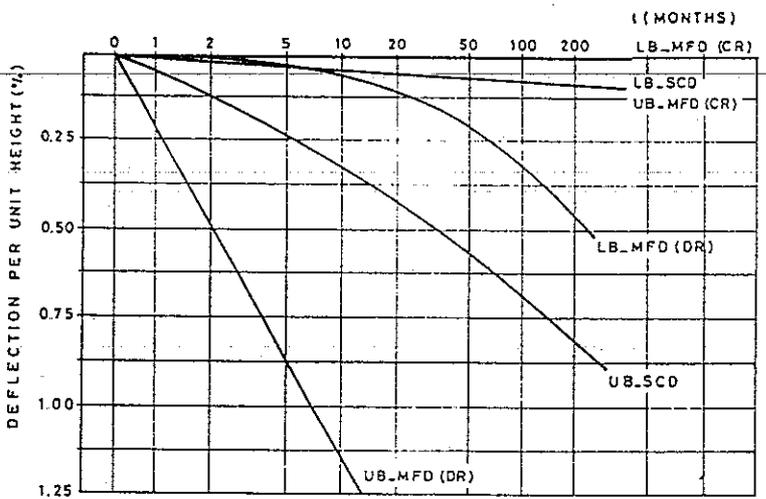
Fig.1.3 (c, d): Profili di spostamento verticale rilevati nei rinfianchi di valle della diga di Beliche (fig.c) e andamenti temporali delle quote del rilevato e dell'invaso (fig.d) (da Pagano, 1996).



(a)



(b)



(c)

LB - LOWER BOUND CCD - CENTRAL CORE DAM
 UB - UPPER BOUND CR - COMPACTED ROCKFILL
 MFD - MEMBRANE FACED DAM DR - DUMPED ROCKFILL
 SCD - SLOPING CORE DAM

Fig.1.4.(a, b e c): Deformazioni verticali medie calcolate per numerose dighe durante la costruzione del rilevato (fig.a) e andamenti nel tempo delle deformazioni verticali e distorsionali rilevate dal termine della costruzione (figg.b e c) (da Veiga Pinto, 1990).

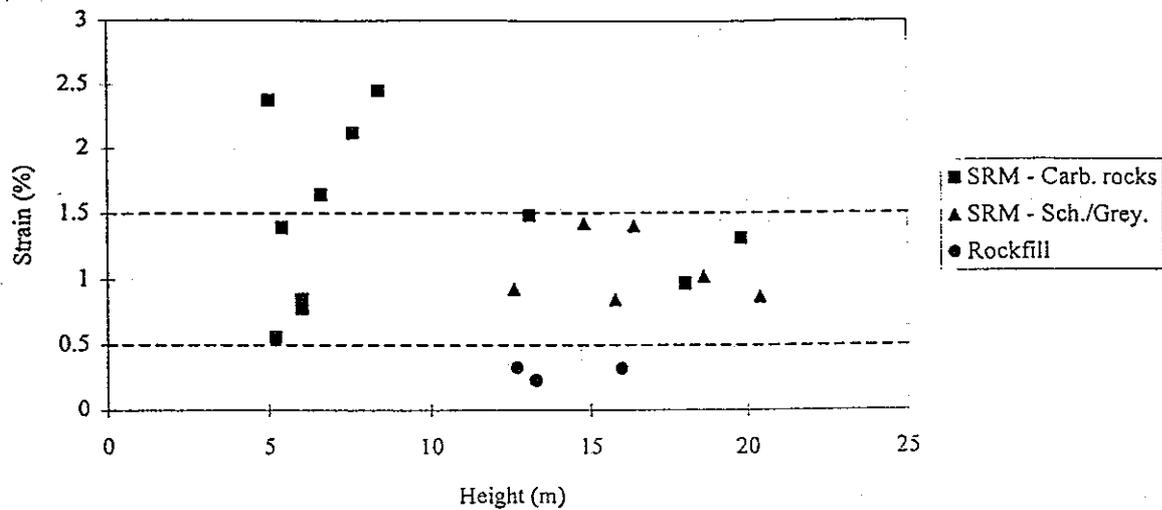


Fig.1.5: Deformazioni verticali di rilevati stradali in materiali sciolti (da Fortunato e Veiga Pinto, 1998).

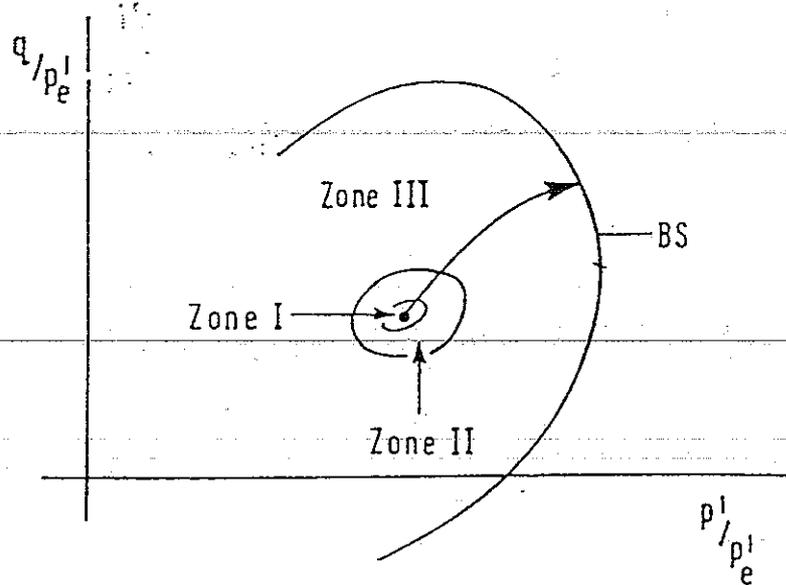
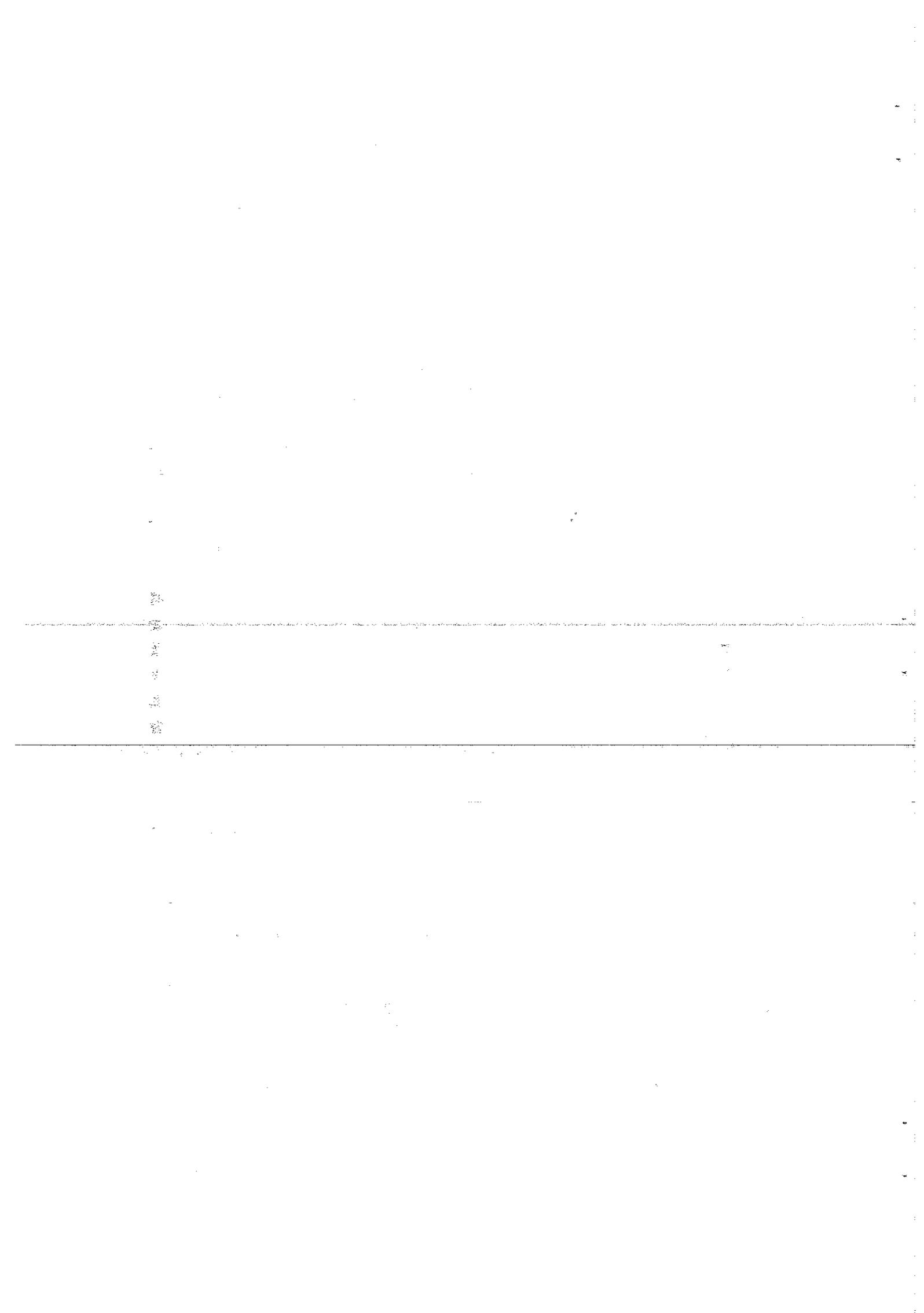


Fig.1.6: Definizione dei domini del piano triassiale in cui il terreno manifesta differente comportamento meccanico: elastico lineare (zona I); elasto-plastico reversibile (zona II); elasto-plastico irreversibile (zona III); incrudente (BS) (da Jardine, 1992).



2. COMPORTAMENTO A PICCOLI LIVELLI DI DEFORMAZIONE: ANALISI DELLA LETTERATURA

2.1 Introduzione

Le deformazioni indotte nei materiali granulari dall'azione di carichi esterni sono causate principalmente dai cinematismi, traslazioni e rotazioni, che si generano ai contatti tra le particelle. Generalmente i modelli costitutivi, sviluppati a partire dai risultati di prove di laboratorio, cercano di simulare il comportamento dei terreni fino alla rottura, che solitamente avviene a grandi livelli di deformazione. Numerose analisi sperimentali condotte in sito su manufatti (Burland, 1989; Tatsuoka & Kohata, 1995) hanno invece mostrato che le deformazioni indotte nel terreno dalla realizzazione di manufatti sono generalmente molto lontane da questa condizione.

Ciò ha portato negli ultimi anni all'organizzazione di numerose campagne di ricerca con lo scopo di comprendere i meccanismi del comportamento dei terreni a bassi livelli di deformazione. In questo studio sono state introdotte nuove tecnologie, capaci di misure molto accurate, che hanno avuto il risultato di evidenziare, a livelli di deformazione molto bassi, l'assenza di fenomeni dissipativi e di mettere in evidenza una risposta del terreno di tipo lineare, ben interpretabile con un semplice modello elastico. Il passaggio dal comportamento elastico lineare a quello inelastico, con sviluppo di deformazioni irreversibili, è determinato dal raggiungimento di una deformazione di soglia che, per i materiali granulari è individuata nell'ordine di $10^{-3}\%$ (Lo Presti, 1995; Tatsuoka et al. 1997). Occorre tuttavia evidenziare che questo valore è, in molti casi, simile al limite inferiore che gli strumenti impiegati per la misura delle deformazioni sono in grado di rilevare. A questo proposito, recentemente, Jovicic e Coop (1997) hanno presentato una serie di risultati ottenuti da prove triassiali su sabbia, in cui le deformazioni assiali sono lette da LVDT di piccola dimensione posti direttamente sulla superficie laterale dei campioni. La risoluzione di questi strumenti, inferiore a $10^{-4}\%$ (Cuccovillo e Coop, 1997), ha consentito di osservare, contrariamente a quanto si ritiene comunemente, una variabilità dei moduli di rigidezza anche per deformazioni inferiori a $10^{-3}\%$.

In Fig.2.1 è mostrato ad esempio un risultato ottenuto nel corso della sperimentazione effettuata. La variazione dei moduli di rigidezza

($E_{\tan} = d\sigma'_v / d\varepsilon_v$) e secante ($E_{\sec} = \sigma'_v / \varepsilon_v$) nel corso di una prova triassiale sulla ghiaia di Chiba al crescere del logaritmo della deformazione assiale è stata valutata, grazie all'elevata accuratezza degli strumenti impiegati (di cui si discuterà diffusamente nel capitolo IV) sin da livelli di deformazione molto bassi. Anche se nella prima fase della prova ($\varepsilon_a < 3 \times 10^{-4}\%$), i dati sono piuttosto dispersi è possibile osservare la coincidenza iniziale dei valori di E_{\sec} e E_{\tan} . Entrambi diminuiscono sin dai primissimi punti all'aumentare delle deformazioni e non sembra possibile considerare, per deformazioni inferiori a $10^{-3}\%$, una risposta tensio-deformativa di tipo lineare.

È noto peraltro che le metodologie dinamiche forniscono valori dei moduli di rigidezza iniziale generalmente più elevati di quelli osservati in laboratorio con l'impiego di sofisticate apparecchiature per la misura delle piccole deformazioni. Nella Fig.2.1 si osserva che il comportamento del terreno è in realtà non lineare già per deformazioni inferiori a $10^{-3}\%$. I moduli di rigidezza equivalente del terreno, calcolati seguendo le procedure suggerite dalla letteratura (es. Tatsuoka e Shibuya, 1992), basate sull'applicazione di cicli di scarico e ricarica tensionale con semiampiezza di deformazione $\Delta\varepsilon_a = 10^{-3}\%$, sono spesso inferiori ai valori iniziali in quanto la soglia di deformazione elastica, se esiste, non è attualmente misurabile in laboratorio.

A questo proposito, la teoria formulata da Hertz e riportata da Mindlin (1949) afferma che non possono esistere deformazioni tangenziali puramente elastiche al contatto tra due particelle, poiché uno scorrimento tra i grani è inevitabile anche per effetto di tensioni tangenziali infinitesime.

Avendo dunque ben presenti i limiti dell'approccio e considerando i fini pratici della ricerca, si fa in seguito riferimento alla definizione di piccoli livelli di deformazione data dalla letteratura. Per i terreni trattati in questo lavoro, quindi si assumerà come soglia lineare il valore di $10^{-3}\%$. Questo valore fornisce un criterio di analisi e non un reale valore di soglia per il verificarsi di deformazioni irreversibili. Pertanto le proprietà di rigidezza dei terreni ricavate per livelli di deformazione più bassi, sono chiamate "quasi-elastiche".

In questo capitolo si riportano i principali risultati degli studi sperimentali e teorici sul comportamento dei terreni a piccoli livelli di deformazione; questi saranno utilizzati più avanti nella tesi per l'interpretazione dei risultati ottenuti nell'ambito della ricerca condotta.

2.2 Teoria della propagazione delle onde in un mezzo continuo

In passato si è per lungo tempo ritenuto che le proprietà dei terreni in campo statico e dinamico fossero concettualmente diverse. Oggi questa barriera ideologica può dirsi abbattuta, in quanto le differenze che emergono tra i valori dei parametri rilevati con le due tecniche sono spiegati in termini di percorsi di carico e livelli di deformazione. Pertanto le misure dinamiche rappresentano uno strumento ampiamente utilizzato nella meccanica dei terreni in virtù di alcuni vantaggi che derivano dal loro impiego. Numerose ricerche sperimentali, condotte in sito ed in laboratorio, sono state basate su queste misure per lo studio delle proprietà a bassi livelli di deformazione dei terreni (es. Roesler, 1979; Stokoe et al. 1995, Brignoli et al., 1986). La teoria su cui poggiano queste misure ha origini antiche.

Nel 1822, Cauchy sviluppò quella che è nota oggi come la teoria matematica dell'elasticità. Essa è basata sulle seguenti equazioni dell'equilibrio dinamico:

$$\begin{aligned} X + \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} \\ Y + \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} \\ Z + \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} \end{aligned} \quad (2.1)$$

u, v e w sono le componenti dello spostamento nelle tre direzioni x, y, z .
 X, Y e Z rappresentano le forze agenti sull'unità di volume.

Combinando le 2.1 con le relazioni di equilibrio alla rotazione :

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \tau_{yz} = \tau_{zy} = \tau_{zx} = \tau_{xz} \quad (2.2)$$

e con le relazioni inverse di Navier per un mezzo elastico lineare ed isotropo:

$$\begin{bmatrix} \Delta \sigma'_x \\ \Delta \sigma'_y \\ \Delta \sigma'_z \\ \Delta \tau_{xy} \\ \Delta \tau_{yz} \\ \Delta \tau_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Lambda + 2G & \Lambda & \Lambda & 0 & 0 & 0 \\ \Lambda & \Lambda + 2G & \Lambda & 0 & 0 & 0 \\ \Lambda & \Lambda & \Lambda + 2G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.3)$$

è possibile calcolare l'integrale generale delle equazioni 2.1 attraverso le:

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= (\Lambda + 2G) \frac{\partial \varepsilon_p}{\partial x} + G \nabla^2 u \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= (\Lambda + 2G) \frac{\partial \varepsilon_p}{\partial y} + G \nabla^2 v \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= (\Lambda + 2G) \frac{\partial \varepsilon_p}{\partial z} + G \nabla^2 w \end{aligned} \quad (2.4)$$

Le costanti di Lamé Λ e G possono essere espresse attraverso il modulo di Young ed il coefficiente di Poisson del terreno:

$$\begin{aligned} \Lambda &= \frac{E \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \\ G &= \frac{E}{2(1 + \nu)} \end{aligned} \quad (2.5)$$

$\varepsilon_p = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$ rappresenta la deformazione volumetrica dell'elemento di volume. È importante notare che $\Lambda + 2G$ rappresenta il modulo di rigidezza confinata del terreno e coincide nella direzione verticale con il modulo edometrico.

Se si calcola la derivata di ognuna delle 2.4 secondo il proprio asse di riferimento e sommando membro a membro i tre termini si ottiene:

$$\rho \frac{\partial^2 \varepsilon_p}{\partial t^2} = (\Lambda + 2G) \nabla^2 \varepsilon_p \quad (2.6)$$

La 2.6 rappresenta l'equazione di un'onda di compressione che si propaga all'interno del volume di terreno con velocità $[(\Lambda + 2G)/\rho]^{0.5}$ (Fig. 2.2.a).

Se invece si pone $\varepsilon_p = 0$ nelle 2.4 si ottengono tre equazioni in cui compaiono indipendenti i singoli spostamenti:

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} &= G \nabla^2 u \\ \rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} &= G \nabla^2 v \\ \rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} &= G \nabla^2 w \end{aligned} \quad (2.7.a)$$

Derivando a variabili incrociate (ad es. la prima rispetto ad y e la seconda rispetto ad x) e sommando membro a membro si può scrivere:

$$\begin{aligned} \rho \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial t^2} &= G \nabla^2 \gamma_{xy} \\ \rho \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial t^2} &= G \nabla^2 \gamma_{yz} \\ \rho \frac{\partial^2 \gamma_{zx}}{\partial t^2} &= G \nabla^2 \gamma_{zx} \end{aligned} \quad (2.7.b)$$

Le 2.7.b costituiscono le equazioni di onde distorsionali che si propagano nel terreno con velocità $V_s = (G/\rho)^{1/2}$ (Fig.2.2.b).

Le onde di compressione si propagano all'interno del volume di terreno con velocità maggiore rispetto alle onde distorsionali. Per questo motivo esse sono chiamate anche onde P (*Primae*) mentre le onde distorsionali sono chiamate onde S (*Secundae*).

2.3 Analisi dei parametri di rigidità del terreno

Il più semplice modello costitutivo del terreno a piccoli livelli di deformazione è quello elastico lineare isotropo a due parametri costanti (ad esempio il modulo di Young E ed il coefficiente di Poisson ν):

$$E = \left(\frac{d\sigma_{ii}}{d\varepsilon_{ii}} \right)_{d\sigma'_{jj} = d\sigma'_{hh} = 0} \quad (2.8.a)$$

$$\nu = \left(\frac{d\varepsilon_{jj}}{d\varepsilon_{ii}} \right)_{d\sigma'_{jj} = d\sigma'_{hh} = 0} \quad (2.8.b)$$

La non linearità delle curve tensioni-deformazioni è spesso usata come criterio guida per valutare l'insorgere di deformazioni irreversibili all'interno dei terreni. Occorre evidenziare tuttavia che, in alcuni casi, questa regola non è applicabile. Un esempio è fornito dal risultato di una prova triassiale condotta nel corso di questa sperimentazione sulla ghiaia di

Chiba (Fig.2.3). Dopo una fase iniziale in cui la prova mostra un andamento lineare si osserva un incremento del modulo di rigidezza tangente per valori delle deformazioni distorsionali compresi nell'intervallo $\varepsilon_q=0.1\div 0.3\%$. Accanto al decadimento delle rigidezze, legato allo sviluppo di deformazioni irreversibili, si è manifestato nel corso della prova un incremento dei valori dei moduli a causa dall'aumento delle tensioni agenti sul terreno. Come mostrato dalla figura, gli effetti di questi due fenomeni, discordi tra loro, possono mascherarsi producendo un tratto iniziale di curva lineare ma con deformazioni non reversibili (Tatsuoka et al., 1997).

Una procedura molto diffusa per valutare i parametri di rigidezza del terreno a bassi livelli di deformazione è presentata da Tatsuoka e Shibuya, (1992). Essa prevede che siano effettuati piccoli cicli di scarico e ricarica ad opportuni intervalli nel corso della prova. Il modulo equivalente, ottenuto dal rapporto degli incrementi di tensione e di deformazione, costituisce una stima dei parametri quasi elastici del terreno e consente di valutare la componente reversibile delle deformazioni.

La rappresentazione del terreno attraverso il mezzo elastico lineare isotropo non tiene conto di alcuni aspetti essenziali del terreno che la sperimentazione condotta negli ultimi anni ha messo in evidenza. Assumendo che i moduli di rigidezza iniziali in un generico istante non dipendano dagli incrementi delle tensioni ma solo dalle caratteristiche intrinseche del terreno e dalle variabili di stato si può scrivere, in forma generale:

$$E = f(C, \sigma', \varepsilon, H, S_r, e, S_s, t, f, T) \quad (2.9)$$

in cui: C = caratteristiche dei grani del terreno (forma, dimensione, composizione mineralogica, granulometria)

σ' = stato tensionale effettivo corrente

ε = stato deformativo

H = storia tensionale

e = indice dei vuoti

S_s = struttura del terreno

S_r = grado di saturazione

t = effetti del tempo

f = velocità dell'applicazione dei carichi

T = temperatura del terreno

Non tutti gli aspetti sopra elencati sono stati indagati nel corso di questa ricerca. Tra quelli non trattati vi è, ad esempio, la temperatura poiché, come

hanno mostrato Hardin e Drnevich (1970), gioca un ruolo molto marginale sui valori dei parametri di rigidezza dei terreni incoerenti.

La parziale saturazione rappresenta un aspetto rilevante sulle loro proprietà deformative dei terreni aventi granulometria fine. I terreni a grana grossa, invece, non sempre possiedono un notevole quantitativo di materiale fine, tale da determinare effetti significativi della parziale saturazione. Tatsuoka e Kohata (1995) mostrano che i moduli di rigidezza ottenuti in condizioni non drenate sono generalmente maggiori di quelli drenati ($E_{und}=1.2-1.3 E_{dren}$) e che la differenza deriva dal diverso percorso effettuato in termini di tensioni efficaci nei due casi: $p' \approx \text{cost}$ nel primo; $\sigma'_r = \text{cost}$ nel secondo. In campo dinamico questo aspetto incide sulla scelta delle tecniche sperimentali da impiegare, poiché influisce sulla velocità di propagazione delle onde meccaniche all'interno del terreno. Brignoli et al. (1996) mostrano le variazioni delle velocità di propagazione delle onde di compressione e di taglio prodotte dalla saturazione del terreno. Mentre le prime aumentano passando da terreni saturi a terreni non saturi, le seconde non risentono affatto della presenza dell'acqua. Questo fenomeno è spiegato analiticamente da Gajo (1996) attraverso la formazione di un'onda solitaria che viaggia nella componente fluida incomprimibile a velocità più elevata.

I parametri di rigidezza del terreno dipendono decisamente dalle caratteristiche intrinseche del terreno (forma e dimensione dei grani, granulometria). In linea di massima è possibile affermare che nei terreni sciolti le rigidezze crescono con la dimensione dei grani (Fig.2.4). Tuttavia, un confronto diretto tra diversi materiali a grana grossa non è stato sinora effettuato. L'argomento sarà affrontato con maggiore dettaglio nell'esposizione dei risultati della sperimentazione effettuata.

L'influenza della velocità di applicazione dei carichi sui moduli di rigidezza iniziale è stata valutata per alcuni terreni aventi differente granulometria e grado di cementazione da Tatsuoka et al. (1997). La Fig.2.4 riporta per alcune sabbie, ghiaie ed argille i valori delle rigidezze, ottenuti effettuando piccoli cicli di scarico e ricarica, a diversa frequenza di deformazione. Per quasi tutti i terreni si osservano valori poco variabili delle rigidezze; fa eccezione la sabbia limosa del Metramo che mostra, invece, una tenue crescita del modulo E_0 con la velocità di deformazione. Per la ghiaia di Chiba, in un intervallo di velocità di deformazione piuttosto ampio, compreso tra 5×10^{-4} e 5×10^{-1} (%/min), non si osservano sensibili variazioni del modulo E_0 .

2.3.1 Influenza dell'indice dei vuoti

A parità di altre condizioni (granulometria, stato tensionale, etc.) i terreni aventi maggiore peso secco per unità di volume presentano valori dei moduli di rigidezza più elevati (Hardin & Richart, 1963). Il fenomeno può essere ragionevolmente attribuito al maggiore numero di contatti che caratterizza le particelle dei terreni molto addensati riducendone la mobilità. Schematizzando il materiale come mezzo continuo occorre introdurre dunque una variabile apposita che esprima questo diverso stato di coazione dei grani del terreno. Generalmente questa funzione è affidata all'indice dei vuoti il cui uso non è però esente da critiche.

E' noto infatti che un terreno soggetto a variazioni qualsiasi dello stato tensionale sviluppa deformazioni differenti nelle diverse direzioni. È ragionevole ritenere che l'orientamento medio dei contatti, e quindi la mobilità dei grani, vari di conseguenza e che si generi un'anisotropia delle proprietà di rigidezza indotta dalle deformazioni (Dafalias, 1983). Le differenze tra le rigidezze valutate nelle diverse direzioni possono talvolta essere non trascurabili.

La rigidezza dei terreni può subire inoltre brusche modifiche se si altera lo stato di coazione intergranulare, anche senza generare apprezzabili variazioni dell'indice dei pori.

Pur con queste limitazioni, l'introduzione di una funzione dell'indice dei vuoti presenta innegabili vantaggi in termini di semplicità. Le funzioni introdotte dai vari autori per omogeneizzare i valori delle rigidezze stimati per i materiali a diverso grado di addensamento fanno riferimento a questa variabile.

Se un terreno è costipato a differenti gradi di addensamento, i valori del modulo di rigidezza longitudinale si correlano, a parità di tutte le altre variabili introdotte nella 2.9, tramite la:

$$E/f(e) = E_0/f(e_0) \quad (2.10.a)$$

In questo modo il rapporto tra il modulo e la funzione $f(e)$ diventa indipendente dall'indice dei vuoti e può essere espresso in funzione delle altre variabili di stato.

Una delle funzioni maggiormente usate nella letteratura è quella introdotta da Hardin e Richart (1963):

$$f(e) = \frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)} \quad (2.10.b)$$

2.3.2 Influenza dello stato tensionale

Le prime correlazioni di tipo empirico, basate su osservazioni sperimentali per la valutazione dell'influenza dello stato tensionale efficace sulla rigidezza a bassi livelli di deformazione dei terreni (Hardin e Richart, 1963), sono formulate in termini di variazione dei moduli di rigidezza, longitudinale o distorsionale, con la tensione efficace media. Questo tipo di correlazioni sono state utilizzate diffusamente nel corso degli anni finché nuove tecniche sperimentali hanno consentito di valutare singolarmente l'effetto delle diverse componenti della tensione (Roesler, 1979). Oggi è ampiamente riconosciuto che i moduli di Young calcolati nella generica direzione dipendono essenzialmente dalla componente di tensione normale agente nella stessa direzione (Hardin, 1978).

La verifica di questa osservazione risulta sperimentalmente sia dalla misura della velocità di propagazione delle onde (Stokoe et al., 1995; Bellotti et al., 1996) che dalle misure di spostamento effettuate con trasduttori locali molto sensibili (Jiang et al., 1997) (Fig.2.5).

Le relazioni tra i valori dei moduli di rigidezza e le componenti di tensione assumono pertanto la seguente forma:

$$E_i = E_{i0} (\sigma'_i)^{n_i} \quad (2.11)$$

Generalmente il coefficiente n_i osservato sperimentalmente è costante per tutte le direzioni ed assume il valore di 0.5 contrariamente a quanto risulta dalle analisi micromeccaniche svolte in base alla teoria dei contatti di Hertz. Goddard (1990) attribuisce questa differenza alla forma dei contatti, puntiforme o cuneiforme invece che sferica, ed alla variazione del numero di contatti tra le particelle conseguente allo svergolamento delle catene formate dai grani.

Una relazione che esprime la dipendenza del modulo di rigidezza distorsionale dallo stato tensionale è stata proposta da Roesler (1979). Egli per primo ha effettuato misure della velocità di propagazione delle onde distorsionali su sabbie all'interno di una apparecchiatura triassiale cubica in cui è possibile variare separatamente le componenti normali della tensione agente sulle tre basi. Il modulo di rigidezza distorsionale dipende dalle due componenti di tensione applicate nel piano in cui l'onda viaggiante è polarizzata, mentre risulta indipendente dalla componente applicata fuori del piano. La funzione proposta da Roesler per esprimere la variazione del modulo di taglio è:

$$G_{ij} = G_0 \sigma_i'^{n_i} \sigma_j'^{n_j} \quad (2.12)$$

in cui l'indice i si riferisce alla direzione di propagazione delle onde mentre j alla direzione del moto delle particelle. I valori di n_i ed n_j trovati da Roesler sono simili tra di loro e prossimi a 0.25. Questa formulazione è stata successivamente ripresa e verificata con un'ampia serie di dati sperimentali da Lee & Stokoe (1986).

Una formulazione alternativa alla precedente, sinora non verificata sperimentalmente, è fornita da Tatsuoka e Kohata (1995) e da Santamarina e Cascante (1996). Essa correla il modulo G_{ij} alla somma $(\sigma_i' + \sigma_j')/2$.

2.3.3 *Influenza della storia tensio-deformativa e del tempo sulla struttura del terreno*

Nella maggior parte dei casi i campioni di materiale a grana grossa sono preparati in laboratorio tentando di riprodurre nel miglior modo le condizioni del sito. Se si confrontano però i risultati di prove in sito ed in laboratorio effettuate con le stesse tecniche sperimentali emergono differenze tra i moduli di rigidezza (Yasuda et al., 1996). Poiché le componenti intrinseche del terreno (assortimento granulometrico, forma e dimensione dei grani) sono identiche nei due casi, l'origine di queste differenze deve necessariamente risiedere nella diversa interazione tra i grani o, più propriamente, nella differente struttura che essi formano all'interno dell'ammasso.

L'applicazione di stati tensionali genera, inoltre, ulteriori e talvolta importanti modifiche nella struttura e nel grado di addensamento dei terreni, producendo di conseguenza sensibili variazioni dei moduli di rigidezza.

Gli effetti della deformazione sulle proprietà di rigidezza sono fondamentalmente di due tipi: un aumento del numero dei contatti tra le particelle, dovuto all'addensamento prodotto dalla compressione; un alterazione della struttura conseguente all'applicazione di stati tensionali anisotropi.

L'applicazione di stati tensionali isotropi ad esempio, provoca un addensamento del terreno i cui effetti sulla rigidezza non sempre possono essere rappresentati dalle funzioni dell'indice dei vuoti introdotta precedentemente. In alcuni casi dopo la rimozione di uno stato tensionale precedentemente applicato, i terreni presentano valori dei moduli di

rigidezza maggiori di quelli derivanti dalla diminuzione dell'indice dei vuoti prodotta dalle deformazioni irreversibili. Per tener conto di questo fenomeno alcuni ricercatori pongono i moduli di rigidezza in correlazione con il fattore di sovraconsolidazione del terreno (es. Hryciw & Thomann, 1993). Limitandosi al campo dei terreni incoerenti questo effetto è stato osservato sulle sabbie carbonatiche (Fioravante et al., 1997) mentre non si è manifestato su sabbie quarzitiche (Teachavorasinskun et al., 1994), lasciando supporre che alla base di questo fenomeno vi sia un effetto della rottura dei grani.

L'applicazione di tensioni deviatoriche elevate provoca in alcuni casi un evidente danneggiamento alle rigidezze dei terreni. Kohata et al. (1997) ad esempio mostrano la riduzione dei moduli di rigidezza equivalente osservata nel corso di una prova triassiale (Fig.2.6). Al crescere del livello di tensione deviatorica i dati sperimentali si scostano dalla curva teorica ottenuta estrapolando i risultati della prova isotropa. Il fenomeno si presenta in maniera più evidente per i campioni di terreno normalconsolidati mentre risulta meno marcato per i terreni preconsolidati attraverso numerosi cicli di scarico e ricarica. In tutti i casi la riduzione non è imputabile soltanto alla variazione dell'indice dei vuoti ma è legata anche a fenomeni di alterazione della struttura del terreno originato, come è stato osservato da Flora et al. (1995), dall'anisotropia delle condizioni di carico.

Le alterazioni dei moduli di rigidezza distorsionale sono valutate da Nishio e Tamaoki (1990) con una funzione simile a quella introdotta da Kohata et al. (1997), che esprime il rapporto tra le velocità di propagazione delle onde di taglio misurate nel corso di prove triassiali, e quelle estrapolate dai risultati di prove di compressione isotrope. Relativamente ai campioni di ghiaia indisturbati e ricostituiti, nel corso della fase di taglio monotona, entrambe le velocità V_s crescono con le tensioni ma il loro rapporto si riduce con le deformazioni (Fig. 2.7). Il fenomeno si manifesta più marcatamente sui campioni indisturbati.

Thomann e Hryciw (1992) osservano il fenomeno del danneggiamento delle proprietà elastiche dei terreni attraverso le variazioni di rigidezza torsionale delle sabbie nel corso di prove di taglio torsionale e colonna risonante. Immediatamente dopo l'applicazione di deformazioni di taglio cicliche di grande ampiezza essi rilevano un consistente decremento del modulo G° valutato attraverso l'apparecchiatura a colonna risonante. In un intervallo di tempo successivo, in cui la tensione rimane costante si assiste ad un recupero parziale della rigidezza: la crescita del modulo avviene con legge logaritmica (Fig.2.8.a).

Uno studio sistematico di questo fenomeno ed un esame delle variabili che controllano maggiormente questi processi (livelli di deformazione, numero e frequenza dei cicli di carico, tensione di confinamento), condotto dagli stessi Hryciw e Thomann (1993), rileva che la deformazione distorsionale costituisce il fattore più influente.

La struttura del terreno influisce dunque significativamente sulla rigidezza iniziale dei terreni che cresce quando le deformazioni che si generano nel tempo causano un riordino delle particelle. Questi fenomeni sono rilevanti sulle argille ma, come appena osservato, si manifestano anche sui terreni incoerenti. La crescita della rigidezza può essere quantificata attraverso una relazione logaritmica il cui coefficiente $N_a = \Delta G/G \times \log(t/t_0)$ per diversi terreni è riportato in Fig.2.8.b (Lo Presti et al., 1996). Le sabbie presentano valori più ridotti rispetto alle argille. È presumibile che per le ghiaie, non analizzate in questo studio, l'aumento di rigidezza sia ancora più contenuto.

Gli effetti del tempo sulle proprietà di deformazione dei terreni sono stati recentemente analizzati attraverso una notevole serie di dati sperimentali su diversi tipi di terreno da Tatsuoka et al (1998). Relativamente al comportamento quasi-elastico dei terreni granulari sono stati osservati i seguenti fenomeni:

- I valori dei moduli di rigidezza della sabbia limosa di Metramo crescono con il tempo di permanenza di un terreno ad uno stato tensionale in conseguentemente al verificarsi di deformazioni di creep. Lo stesso risultato non è emerso dalla sperimentazione sulle ghiaie, per le quali invece il modulo non subisce sostanziali variazioni (Uchimura, 1995) (Fig.2.9);
- Il modulo di rigidezza tangente alla ripresa del carico dopo una fase di creep è sostanzialmente identico al modulo di rigidezza quasi elastico. Esiste una zona dello spazio delle tensioni in cui il terreno mostra un comportamento molto rigido, seguito da un marcato ed improvviso snervamento. Essa si espande nel tempo in seguito alle deformazioni di creep (Lade e Liu, 1998).

2.3.4 Anisotropia intrinseca ed indotta dalle tensioni

Per quanto visto sinora a parità di caratteristiche fisiche del terreno, i moduli di rigidezza a bassi livelli di deformazione dipendono marcatamente dall'assetto dei grani. Esso raramente si presenta in forma isotropa poiché a

causa della forma dei grani e delle modalità di deposizione, che si verifica prevalentemente nella direzione verticale, i contatti tra i grani si dispongono secondo giaciture preferenziali. La rigidità dei terreni nelle prime fasi di carico risulta per questo motivo una proprietà anisotropa.

La dipendenza, mostrata precedentemente, dei moduli di rigidità longitudinale dalle componenti di tensione determina inoltre una differenza tra i valori delle rigidità nelle diverse direzioni in seguito all'applicazione di stati tensionali anisotropi.

Nella modellazione del comportamento meccanico dei terreni si fa generalmente riferimento ad una un'anisotropia intrinseca o strutturale, definita dal confronto tra le rigidità nelle diverse direzioni sotto stati tensionali isotropi, e ad una anisotropia indotta dallo stato tensionale:

$$\frac{E_v}{E_h} = \frac{E_{v0}}{E_{h0}} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_h} \right)^n \quad (2.13)$$

Park & Tatsuoka (1994) mostrano ad esempio nel corso di prove di compressione triassiale e di deformazione piana su campioni di sabbia o ghiaia, preparati per deposizione pluviale, che, sotto stati tensionali isotropi, i valori del modulo di rigidità verticale equivalente sono maggiori di quella orizzontale. Questa osservazione è in accordo con gli studi micromeccanici condotti da Oda et al. (1985) e da Rothenburg & Bathurst (1989). All'inizio della prova di taglio infatti le normali ai contatti tra le particelle sono prevalentemente orientate nella direzioni verticale. Al variare dello stato tensionale esse tendono a ruotare orientandosi maggiormente nella direzione in cui agisce la tensione principale massima; contemporaneamente diminuisce il numero dei contatti con giacitura ortogonale alla tensione principale minima. (Fig. 2.10.a - b.).

Contrariamente a questi risultati, alcune prove di propagazione di onde longitudinali e trasversali all'interno di campioni di sabbia condotte da Stokoe et al. (1991) e da Jamiolkowsky et al. (1995), rivelano che, per stati tensionali isotropi, i valori dei moduli di rigidità longitudinale e distorsionale sono maggiori nelle direzioni orizzontali rispetto a quella verticale. Una spiegazione di questa incongruenza tra i risultati ottenuti con le due diverse tecniche non è stata attualmente fornita.

Nella fig. 2.11 sono mostrati gli effetti dell'anisotropia intrinseca ed indotta dalle tensioni su sei materiali diversi. Le tre ghiaie mostrano valori dell'anisotropia intrinseca maggiori rispetto alle sabbie. Non è possibile

distinguere quanto influisca sull'anisotropia la differente composizione granulometrica e quanto invece sia legato alle modalità la formazione dei campioni di terreno. L'anisotropia è in tutti i casi esaltata dall'applicazione di stati tensionali isotropi in cui $\sigma_v < \sigma_h$ (Fig. 2.11).

Separare questi due aspetti costituisce una notevole semplificazione ma non sempre la migliore schematizzazione dei fenomeni. Infatti variazioni di stato tensionale, isotrope o anisotrope, possono alterare la struttura del terreno e dunque modificare indirettamente quella che è stata definita come anisotropia intrinseca. La definizione di anisotropia intrinseca risulta inoltre complessa essendo difficile valutare in sede sperimentale i fenomeni di disturbo e la loro influenza sui parametri di rigidità.

2.4 Isotropia trasversale

Nelle situazioni più frequenti l'anisotropia intrinseca dei terreni è generata dalla direzionalità delle condizioni di deposizione, nel caso dei terreni naturali, o di compattazione nel caso dei terreni costipati artificialmente: le proprietà dei terreni, e quindi anche le rigidità, sono inizialmente uguali in tutte le direzioni orizzontali e le differenze sono localizzate nella sola direzione verticale. In presenza di questo tipo di anisotropia dei terreni, la formulazione analitica del problema si semplifica notevolmente poiché il numero dei parametri indipendenti, necessari per definire completamente la matrice di elasticità, si riduce passando da 21, necessari nel caso di anisotropia completa, a 5.

Orientando l'asse z di una terna di riferimento nella direzione verticale le relazioni elastiche diventano:

$$\begin{bmatrix} \Delta\sigma'_x \\ \Delta\sigma'_y \\ \Delta\sigma'_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{zx} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{12} & C_{11} & C_{13} & 0 & 0 & 0 \\ C_{13} & C_{13} & C_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & C_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & C_{55} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} \quad (2.14)$$

I coefficienti C_{ij} della matrice che rappresentano i moduli di rigidezza, sono funzione dei parametri indipendenti del terreno. Per la stima di questi parametri Stokoe et al. (1995) suggeriscono una procedura basata sulla misura delle velocità di propagazione delle onde di compressione e distorsionali all'interno del mezzo, lungo opportune direzioni.

Infatti nell'ipotesi di propagazione di onde piane (Love 1927) si può porre:

$$\begin{aligned}
 C_{11} &= C_{22} = M_h = \rho V_{p,h}^2 \\
 C_{33} &= M_v = \rho V_{p,v}^2 \\
 C_{44} &= G_{hh} = \rho V_{s,hh}^2 \\
 C_{55} &= G_{vh} = \rho V_{s,hv}^2
 \end{aligned} \tag{2.15}$$

$V_{p,h}$ e $V_{p,v}$ sono rispettivamente le velocità delle onde di compressione in direzione orizzontale e verticale. $V_{s,hh}$ dell'onda di taglio che si propaga in una delle due direzioni orizzontale e polarizzata nell'altra, $V_{s,vh}$ dell'onda distorsionale che viaggia in direzione verticale ed è polarizzata in una delle due direzioni orizzontali.

Il coefficiente C_{12} è dipendente dai quattro parametri delle 2.14 e può essere espresso tramite la seguente relazione:

$$C_{12} = C_{11} - 2C_{44} \tag{2.16}$$

Per ottenere il quinto parametro indipendente C_{13} Lee et al. (1986) suggeriscono una procedura basata sulla misura della velocità di propagazione di un'onda P in una direzione qualsiasi inclinata rispetto alla verticale. La 2.13 si può scrivere, in forma inversa:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{yz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & \frac{-\nu_{hh}}{E_h} & \frac{-\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & \frac{-\nu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\nu_{vh}}{E_h} & \frac{-\nu_{vh}}{E_h} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{1}{E_v} & \frac{1}{E_v} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & (1+\nu_{hh})/E_h & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2G_{vh} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2G_{vh} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta\sigma'_x \\ \Delta\sigma'_y \\ \Delta\sigma'_z \\ \Delta\tau_{xy} \\ \Delta\tau_{yz} \\ \Delta\tau_{zx} \end{bmatrix} \tag{2.17}$$

In una prova triassiale, in cui è possibile misurare le deformazioni assiali e radiali, si possono applicare soltanto incrementi di tensione normali ai piani principali di tensione, coincidenti con i piani principali di deformazione. Non è possibile né applicare tensioni tangenziali né misurare deformazioni distorsionali. Di conseguenza soltanto alcuni dei termini della parte superiore sinistra (3x3) dell'intera matrice di rigidezza (6x6) (2.16) possono essere calcolati direttamente. Più precisamente è possibile ricavare:

$$E_v = (d\sigma'_v/d\varepsilon_v)_{d\sigma'_h=0} \quad (2.18.a)$$

$$v_{vh} = (d\varepsilon_h/d\varepsilon_v)_{d\sigma'_h=0} \quad (2.18.b)$$

$$E_h/(1-v_{hh}) = (d\sigma'_h/d\varepsilon_h)_{d\sigma'_v=0} \quad (2.18.c)$$

Per la definizione completa della matrice di rigidezza occorre determinare, sperimentalmente o analiticamente, i restanti parametri attraverso l'introduzione di altre due relazioni indipendenti dalle precedenti..

La simmetria rispetto alla diagonale principale della matrice 2.16 consente di rispettare la condizione di annullamento dell'energia di deformazione prodotta da cicli di tensione chiusi. Vedremo più avanti che, nei modelli in cui si introduce la dipendenza dei parametri di rigidezza dai valori della tensione la simmetria della matrice non comporta necessariamente questa condizione.

Per risolvere l'indeterminazione dei parametri di rigidezza Graham e Houlsby (1983) introducono un parametro di anisotropia:

$$\alpha^2 = E_h/E_v \quad (2.19)$$

Attraverso questo parametro essi correlano nel seguente modo i coefficienti di Poisson tra di loro:

$$v_{hv} = v_o \alpha$$

$$v_{vh} = v_o/\alpha \quad (2.20)$$

$$v_{hh} = v_o$$

Nel caso di materiale isotropo si ottiene che $\alpha=1$, $E_v=E_h$, $v_{vh}=v_{hv}=v_{hh}$. L'introduzione di questo parametro consente di rispettare la simmetria della

matrice di rigidezza. Per determinare l'ultimo parametro indipendente della matrice 2.16, il modulo di taglio G_{vh} , Graham e Houlsby scrivono la seguente condizione.

$$\alpha^2 = E_h/E_v = (v_{hv}/v_{vh})^2 = (G_{vh}/G_{hh})^2 \quad (2.21)$$

Le due equazioni contenute nella 2.21 consentono di determinare univocamente i parametri di rigidezza indipendenti di un mezzo trasversalmente isotropo con l'esecuzione di opportune prove triassiali.

2.5 Il modello di Tatsuoka e Kohata

Il modello di Graham e Houlsby introduce delle correlazioni (2.18 - 2.20) tra i parametri di rigidezza nel caso di mezzo trasversalmente isotropo, ma non considera la dipendenza dei parametri con le variabili di stato del terreno. Ad esempio, nel termine α , non si distingue in alcun modo l'anisotropia intrinseca da quella indotta dalle tensioni. Per modellare in maniera più completa la rigidezza dei terreni a bassi livelli di deformazione è opportuno tener conto della variazione dei parametri con le variabili di stato introdotte nella 2.9.

Tatsuoka e Kohata (1995) definiscono un modello ad isotropia trasversale in cui è espressa la dipendenza dei moduli di rigidezza dall'indice dei vuoti, attraverso la 2.10, e dallo stato tensionale, tramite la 2.11.

I moduli di Young nelle due direzioni ed i coefficienti di Poisson presenti nella 2.16 sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} E_v &= E_1 f(e) \sigma'_v{}^m p_r^{1-m} \\ E_h &= E_1 (1-I_o) f(e) \sigma'_h{}^m p_r^{1-m} \\ v_{hh} &= v_o \\ v_{vh} &= v_o (1-I_o)^{-1/2} (\sigma'_v/\sigma'_h)^n \\ v_{hv} &= v_o (1-I_o)^{1/2} (\sigma'_h/\sigma'_v)^n \end{aligned} \quad (2.22)$$

Il modello è stato verificato da una notevole quantità di dati sperimentali ottenuti su sabbie e ghiaie con apparecchiature triassiali sofisticate (Hoque

& Tatsuoka, 1998). Nelle 2.22 p_r è una pressione di riferimento che ha il compito di rendere il parametro E_1 adimensionale. La funzione dell'indice dei vuoti può essere scelta in maniera arbitraria per ottenere la migliore riproduzione dei dati sperimentali. Il coefficiente di anisotropia α diviene:

$$\alpha = (1 - I_0)^{1/2} (\sigma'_h / \sigma'_v)^n \quad (2.23)$$

Il primo fattore rappresenta l'anisotropia intrinseca, il secondo quella indotta dalle tensioni. Il parametro I_0 assume valore nullo per mezzi isotropi, positivo se, per stati tensionali isotropi, $E_v > E_h$, negativo se $E_v < E_h$.

I parametri indipendenti introdotti dal modello sono cinque e precisamente E_1 , ν_0 , I_0 , m ed n .

Sovente, dai risultati sperimentali si osserva che $n \approx m/2$. Aggiungendo questa ulteriore posizione il numero dei parametri del modello si riduce da cinque a quattro. Questi parametri possono essere determinati nel seguente modo:

- E_1 ed m dall'interpolazione con legge potenza di valori sperimentali riportati nel $E_v - \sigma'_v$.
- Il fattore di anisotropia intrinseca può essere ricavato tramite la relazione:

$$(d\sigma'_h / d\varepsilon_h) = E_h / (1 - \nu_{hh}) = E_1 (1 - I_0) f(e) \sigma'_h{}^m \quad (2.24)$$

derivante dall'interpolazione con legge potenza di risultati sperimentali.

L'ultimo parametro ν_0 è ricavato interpolando i dati sperimentali relativo al coefficiente di Poisson con la relazione

$$(d\varepsilon_h / d\varepsilon_v)_{d\sigma'_h=0} = \nu_{vh} = \nu_0 (1 - I_0)^{-1/2} (\sigma'_v / \sigma'_h)^{m/2} \quad (2.25)$$

Si osservi che quest'ultima relazione coincide con la 2.20 introdotta nel modello di Graham ed Housley. Per il modulo di taglio G_{vh} Tatsuoka e Kohata propongono invece una formulazione alternativa alla 2.21

Nell'ipotesi che l'anisotropia delle proprietà del terreno sia non molto alta, un piccolo incremento di tensione tangenziale $\delta\tau_{vh}$ produce incrementi di deformazione principali inclinate di $\pm 45^\circ$ dalla verticale. Imponendo sull'elementino di terreno le condizioni di equilibrio e di congruenza è possibile scrivere:

$$G_{vh} = E_{45} / 2(1 + \nu_{45}) \quad (2.26)$$

Analogamente alle 2.22 si può esprimere la dipendenza di E_{45} dallo stato tensionale:

$$E_{45} = E_{45}^0 f(e) (\sigma'_{45})^m p_r^{1-m} \quad (2.27)$$

E_{45}^0 è il valore del modulo di Young calcolato nella direzione inclinata di 45° sulla verticale per $\sigma'_{45} = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2 = 1$ kPa. Per questo valore e per il coefficiente di Poisson ν_{45} gli autori propongono di assumere:

$$E_{45}^0 = [(E_1 + (1 - I_0)E_1)/2]$$

$$\nu_{45} = \nu_0$$

(2.28)

Il modulo di rigidezza distorsionale G_{vh} , scritto in funzione dei parametri del modello, diviene pertanto:

$$G_{vh} = E_1 (2 - I_0) f(e) (\sigma'_v + \sigma'_h)^m / 4(1 + \nu_0) \quad (2.29)$$

Questa posizione sostituisce la seconda delle 2.20 introdotta da Graham ed Houslyby e consente di estendere il modello a quattro parametri al di fuori del piano triassiale. Attraverso semplici considerazioni di equilibrio e di congruenza è dunque possibile calcolare le deformazioni elastiche del terreno per qualsiasi condizione di carico.

2.5.1 Aspetti energetici del modello di Tatsuoka e Kohata

Tutte le matrici di rigidezza sinora espresse sono simmetriche rispetto alla diagonale principale. Questa caratteristica implica che per un generico incremento infinitesimo delle tensioni l'energia di deformazione accumulata è indipendente dalla sequenza con cui sono applicati gli incrementi. Nei modelli con parametri di rigidezza dipendenti dallo stato tensionale non sempre la stessa cosa si verifica per incrementi finiti della tensione. Scaturisce, come diretta conseguenza, che, se si suppongono alcune leggi di dipendenza dei parametri di rigidezza dalle componenti dello stato tensionale, è possibile generare energia nel corso di percorsi tensionali ciclici chiusi (Zytynski et al., 1978).

Questo non accade per le particolare leggi di dipendenza (2.22) adottate nel modello di Tatsuoka e Kohata.

Puzrin e Tatsuoka (1998) hanno dimostrato infatti che l'energia di deformazione elastica di un mezzo trasversalmente isotropo per il quale valgano le 2.22 è funzione unicamente dei valori delle tensioni all'inizio ed alla fine del percorso considerato.

Questa proprietà del modello è stata verificata soltanto per percorsi che non inducono rotazione delle direzioni principali di tensione. Per estendere al di fuori del piano triassiale questi risultati occorre considerare la formulazione adottata per G_{vh} .

Limitandosi a percorsi di carico contenuti nel piano triassiale è possibile scrivere:

$$\delta W = \sigma'_v \delta \varepsilon_v + \sigma'_h \delta \varepsilon_h \quad (2.30)$$

sostituendo le deformazioni con la loro espressione in funzione dei parametri del modello la 2.24 diviene:

$$\begin{aligned} \delta W &= \sigma'_v [\delta \sigma'_v / E_v - 2 \delta \sigma'_h \nu_{vh} / E_v] + \sigma'_h [\delta \sigma'_h (1 - \nu_{hh}) / E_h - \delta \sigma'_v \nu_{hv} / E_v] = \\ &= \sigma'_v (\delta \sigma'_v / E_v) + \sigma'_h \delta \sigma'_h (1 - \nu_{hh}) / E_h - 2 \nu_{vh} / E_v (\sigma'_v \delta \sigma'_h + \sigma'_h \delta \sigma'_v) = \\ &= \sigma'_v (\delta \sigma'_v / E_v) + \sigma'_h \delta \sigma'_h (1 - \nu_{hh}) / E_h - 2 \nu_{vh} / E_v (\delta \sigma'_v \sigma'_h) \end{aligned} \quad (2.31)$$

Si può osservare che, se si integra la 2.31, l'ultimo membro è funzione univoca dei valori iniziali e finali di σ'_v , e di σ'_h . L'energia di deformazione accumulata in un percorso generico dipende dunque unicamente dai valori iniziali e finali delle componenti di tensione.

Puzrin e Tatsuoka dimostrano inoltre che l'energia di deformazione costituisce un potenziale per le deformazioni soltanto lungo percorsi radiali nello spazio delle tensioni principali. Percorrendo invece particolari cicli chiusi all'interno dello spazio delle tensioni si ha un accumulo di deformazioni elastiche. Le deformazioni elastiche irreversibili accumulate in questi cicli in direzione verticale sono di segno opposto a quelle generate nella direzione orizzontale dovendo l'accumulo di energia essere complessivamente nullo.

Il modello introdotto da Tatsuoka e Kohata dunque è di tipo ipo-elastico in quanto non esiste una funzione potenziale per le deformazioni. Sebbene è stato dimostrata, tramite la 2.29, la congruenza dal punto di vista energetico, si è osservato che deformazioni elastiche irreversibili possono essere generate nel corso di prove cicliche.

2.6 Isotropia -anisotropia

I modelli trasversalmente isotropi precedentemente introdotti costituiscono una evoluzione rispetto ai modelli isotropi per la previsione delle deformazioni quasi-elastiche del terreno. Essi introducono tuttavia nel calcolo dei parametri una serie di complicazioni sostanziali oltre che formali: sebbene il numero dei parametri del modello trasversalmente isotropo non aumenti in maniera clamorosa la loro determinazione richiede una maggiore complessità sia nelle apparecchiature che nelle procedure sperimentali. Per valutare i parametri occorre infatti effettuare misure molto accurate sia delle deformazioni assiali che di quelle radiali.

Nasce spontaneo chiedersi se questa complicazione sia giustificata dalle accresciute potenzialità dei modelli in fase di previsione o se magari i risultati che si ottengono con un modello isotropo, più semplice, siano sufficienti. L'argomento è stato affrontato e discusso da Flora e Modoni (1998).

Nelle ipotesi del modello introdotto da Tatsuoka e Kohata (1995) si può scrivere la seguente espressione:

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{E_v}{E_h} = \frac{1}{(1 - I_o)} \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_h} \right)^m \quad (2.32)$$

Per un dato valore di I_o (anisotropia intrinseca) l'anisotropia del terreno, e quindi la differenza tra il modello trasversalmente isotropo ed il modello isotropo, cresce con il rapporto tra le tensioni. La crescita congiunta delle tensioni, che avviene mantenendo il rapporto σ'_v/σ'_h invariato, provoca invece un aumento simultaneo dei moduli di rigidezza ma non dell'anisotropia.

L'utilità del modello anisotropo può essere valutata sulla base di semplici confronti numerici. A partire da diversi valori del rapporto tra le tensioni principali ($\eta=q/p'=0, 0.5, 1.5, 2.5$) sono state assegnate deformazioni la cui risultante, riportata nel piano degli invarianti delle deformazioni elastiche ($\epsilon_p^e - \epsilon_q^e$), ha modulo pari a $10^{-3}\%$ ed è inclinata di un angolo variabile α° sull'asse delle ϵ_p^e (Fig.2.12). Con le relazioni introdotte nel modello trasversalmente anisotropo sono stati calcolati poi i conseguenti incrementi di tensione. La, risultante, inclinata di un angolo β° sull'asse delle p' , è stata riportata nel piano degli invarianti di tensione $p'-q$ sovrapposto a quello

delle deformazioni. Analogamente si è fatto con un modello isotropo i cui parametri di rigidezza E e ν sono stati calcolati come di seguito:

$$E = E_1 f(e) p_r^{-0.5} p_r^{0.5}$$

$$\nu = \nu_0 \quad (2.33)$$

I valori adottati nel confronto per i parametri considerati sono stati presi in maniera realistica per una ghiaia ($p_r = 1 \text{ kPa}$, $E_1 = 25000$, $I_0 = 0.5$, $m = 2n = 0.5$, $\nu_0 = 0.2$). I valori di E_1 e ν_0 nei due modelli (2.22 e 2.31) sono stati presi coincidenti. Questa scelta è concorde alla prassi di calcolare i parametri delle 2.31 nel corso di prove triassiali convenzionali ($\Delta\sigma'_h = 0$).

La Fig.2.13 mostra gli involuipi degli incrementi di tensione nel piano p' - q calcolati con i due modelli. Essi hanno in entrambi i casi forma ellittica; tuttavia, mentre nel modello isotropo al variare del rapporto $\eta = q/p'$ non si ha alcun effetto sulla forma, nel modello anisotropo la differenza nei valori delle rigidezze prodotta dallo stato tensionale altera il rapporto tra gli assi principali dell'ellisse. La dimensione in entrambi i casi è proporzionale a $p_r^{0.5}$.

Si osserva che, come previsto, la differenza tra i due modelli è maggiore all'aumentare del rapporto tra le tensioni. Inoltre, per la particolare scelta dei parametri nei due modelli, i risultati coincidono per rapporti $\Delta q/\Delta p' = 3$ ($\Delta\sigma'_h = 0$). Per variazioni della sola componente orizzontale delle tensioni ($\Delta q/\Delta p' = -2/3$) il modello isotropo sovrastima le rigidezze di una quantità variabile tra il 100 ($\eta = 0$) e 500 % ($\eta = 2.5$).

La Fig.2.14 mostra per i due modelli e per diversi valori del rapporto η , come varia l'inclinazione β° della risultante delle tensioni al variare dell'inclinazione α° della risultante nel piano delle deformazioni (definite nella Fig.2.12).

La risposta al variare di η è ovviamente unica per il modello isotropo. Anche in questo caso le differenze tra i due modelli, che attingono un valore massimo di 60° , crescono con gli effetti dell'anisotropia indotta dalle tensioni. Si osservi, ad esempio, che per $\alpha^\circ = 0$ il valore di β° calcolato con il modello isotropo è sempre nullo, mentre quello calcolato con il modello trasversalmente anisotropo è diverso da zero e crescente con η .

In conclusione, dal confronto tra il modello anisotropo di Hoque e Tatsuoka a quattro parametri ed un modello isotropo a due parametri, si possono trarre i seguenti risultati:

- l'elevata rigidità delle ghiaie genera zone a comportamento quasi-elastico tanto grandi da non poter essere ignorate;
- i risultati ottenuti con i due modelli sono generalmente diversi tra loro. Le differenze sono più marcate al crescere del rapporto tra le tensioni principali;
- l'errore massimo nel valutare le rigidità avviene per incrementi della tensione orizzontale a tensione verticale costante ($\Delta q/\Delta p' = -3/2$) e varia tra il 100 ed 500%;
- nei percorsi tipici delle prove triassiali convenzionali ($\Delta\sigma'_h=0$) l'errore commesso è trascurabile.

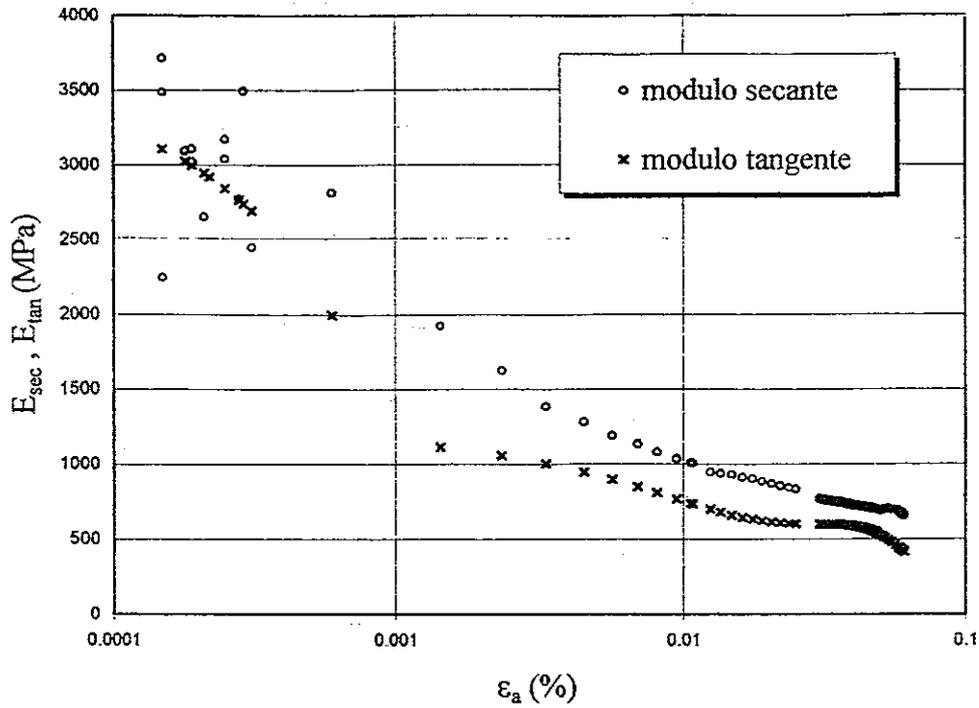


Fig.2.1: Variazioni dei moduli di rigidezza E_{tan} ed E_{sec} della ghiaia di Chiba in una prova triassiale a $\sigma'_h = \text{cost} = 500 \text{ kPa}$.

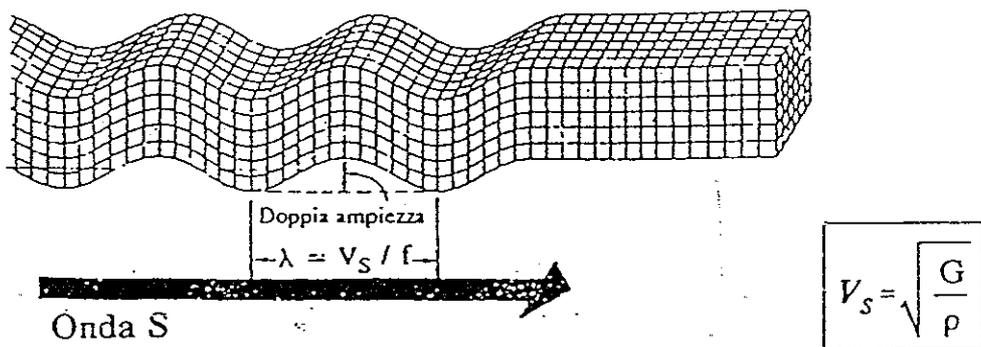
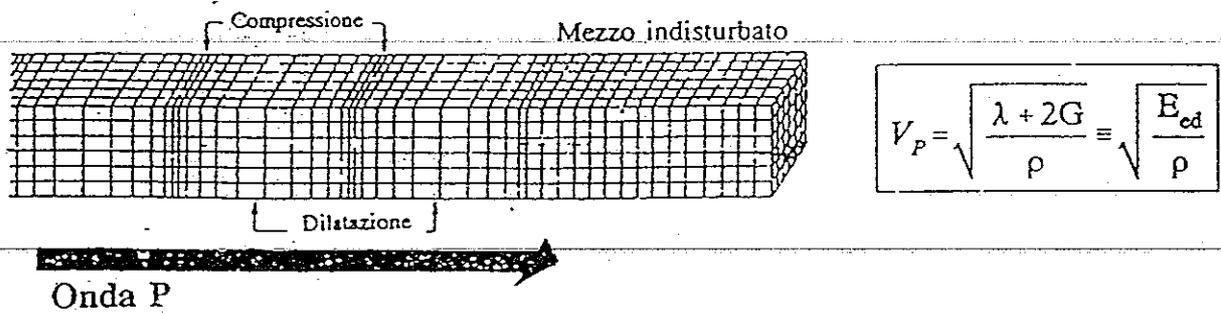


Fig.2.2: Propagazione delle onde P e delle onde S in un mezzo continuo.

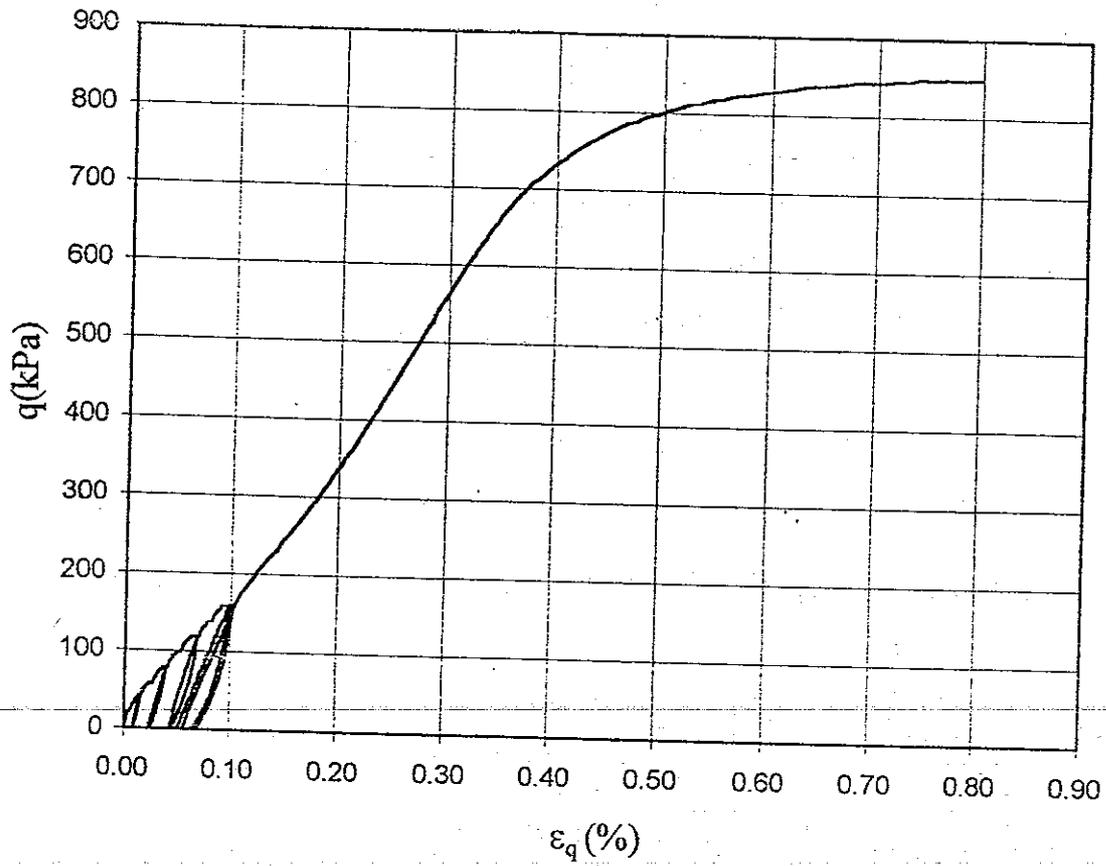


Fig.2.3: Curva tensioni-deformazioni della ghiaia di Chiba osservata nel corso di una prova triassiale a $\sigma'_h = \text{cost} = 50$ kPa.

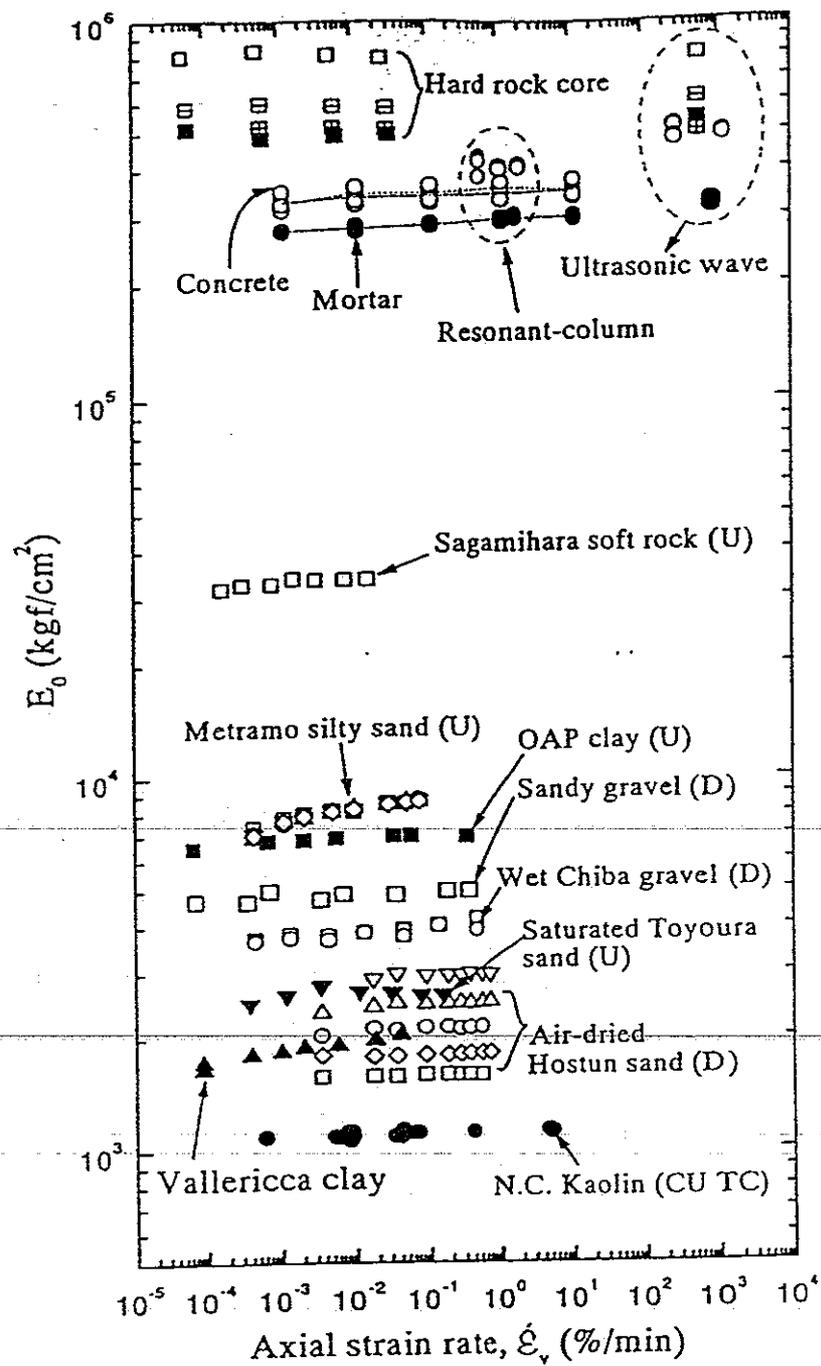


Fig.2.4: Effetto della velocità di deformazione sui moduli di rigidezza iniziale di diversi terreni (da Tatsuoka et al., 1998).

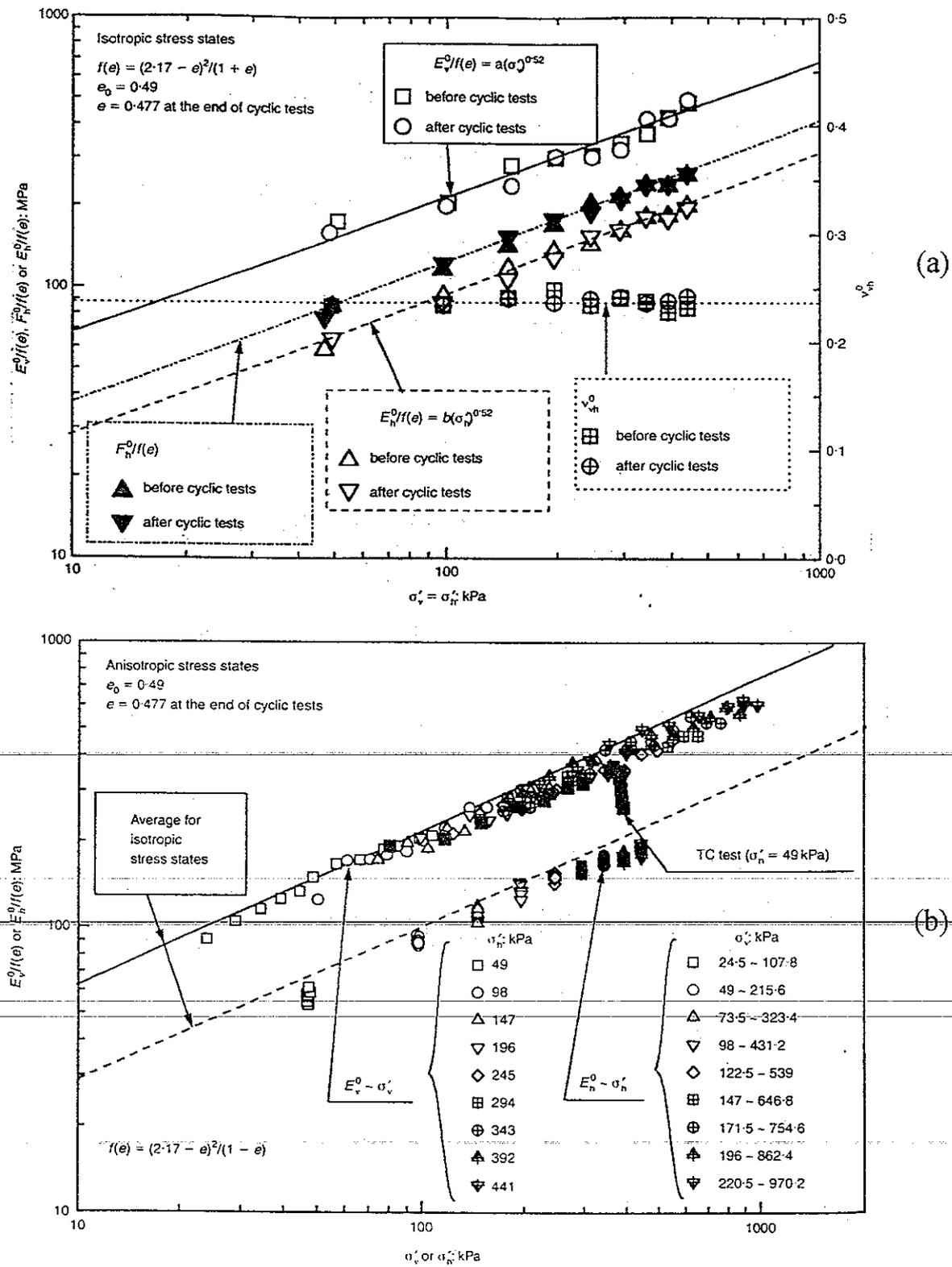


Fig.2.5 (a e b): Dipendenza dei moduli di rigidezza E_v^0 e dei coefficienti di Poisson v_{vh}^0 dalle componenti di tensione principale (da Jiang et al., 1997).

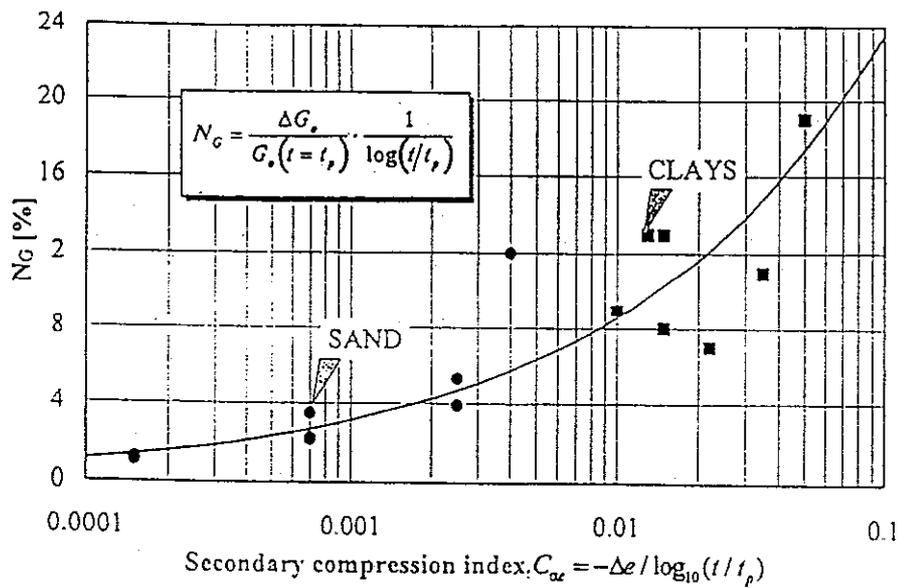


Fig.2.8.b: Variazione del modulo di rigidezza distorsionale iniziale conseguente alle deformazioni di creep (da Lo Presti et al. 1996)

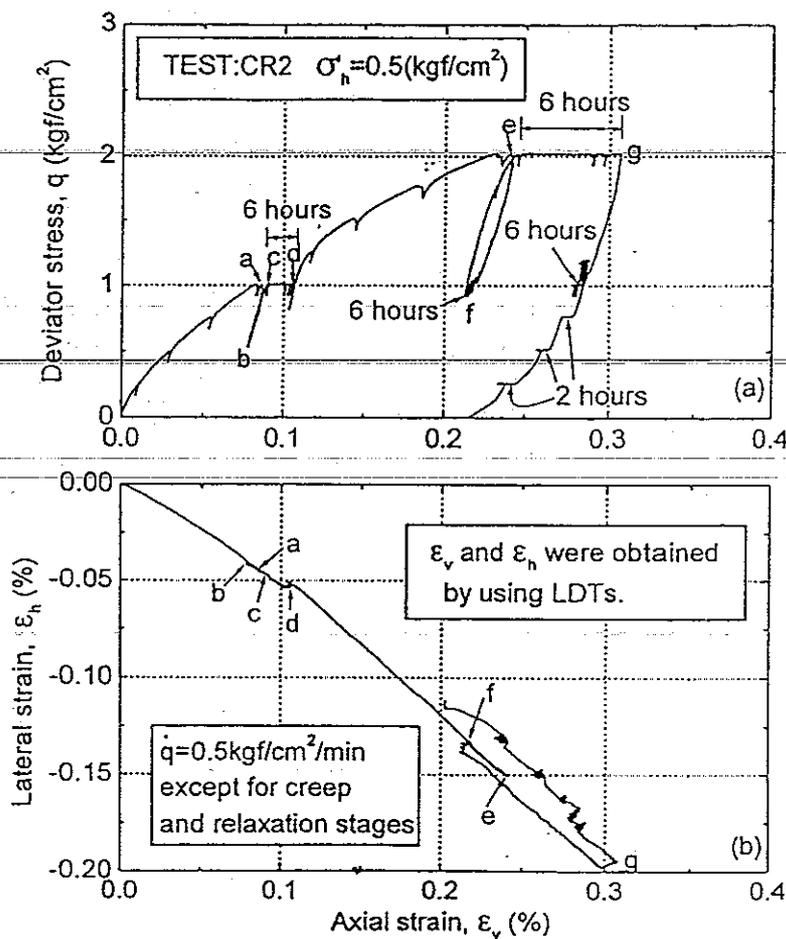
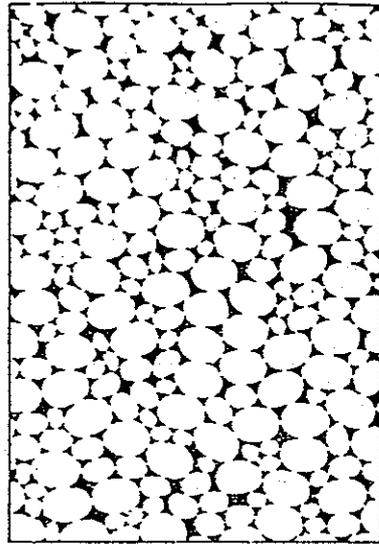
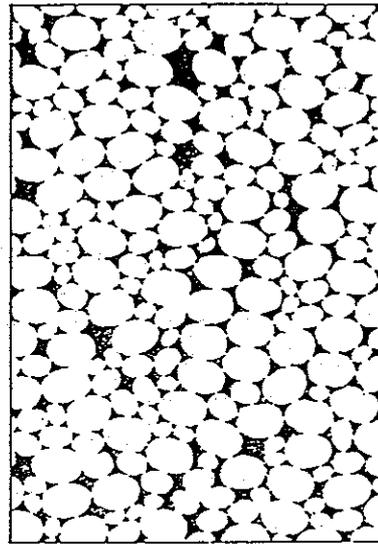


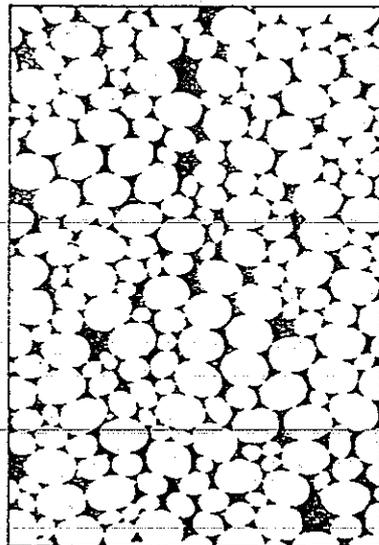
Fig.2.9: Prova triassiale drenata sulla ghiaia di Chiba con creep e rilassamento (da Uchimura, 1996).



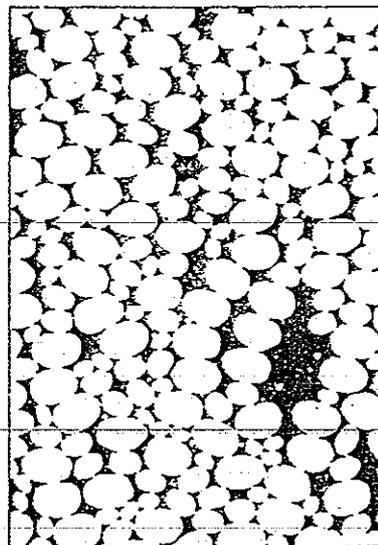
(a) 1 (initial)



(b) 2



(c) 4 (peak)



(d) 6

Fig.2.10.a: Evoluzione dei contatti tra bastoncini di materiale fotoelastico sottoposti ad una prova di taglio a deformazione piana (da Oda et al. 1985).

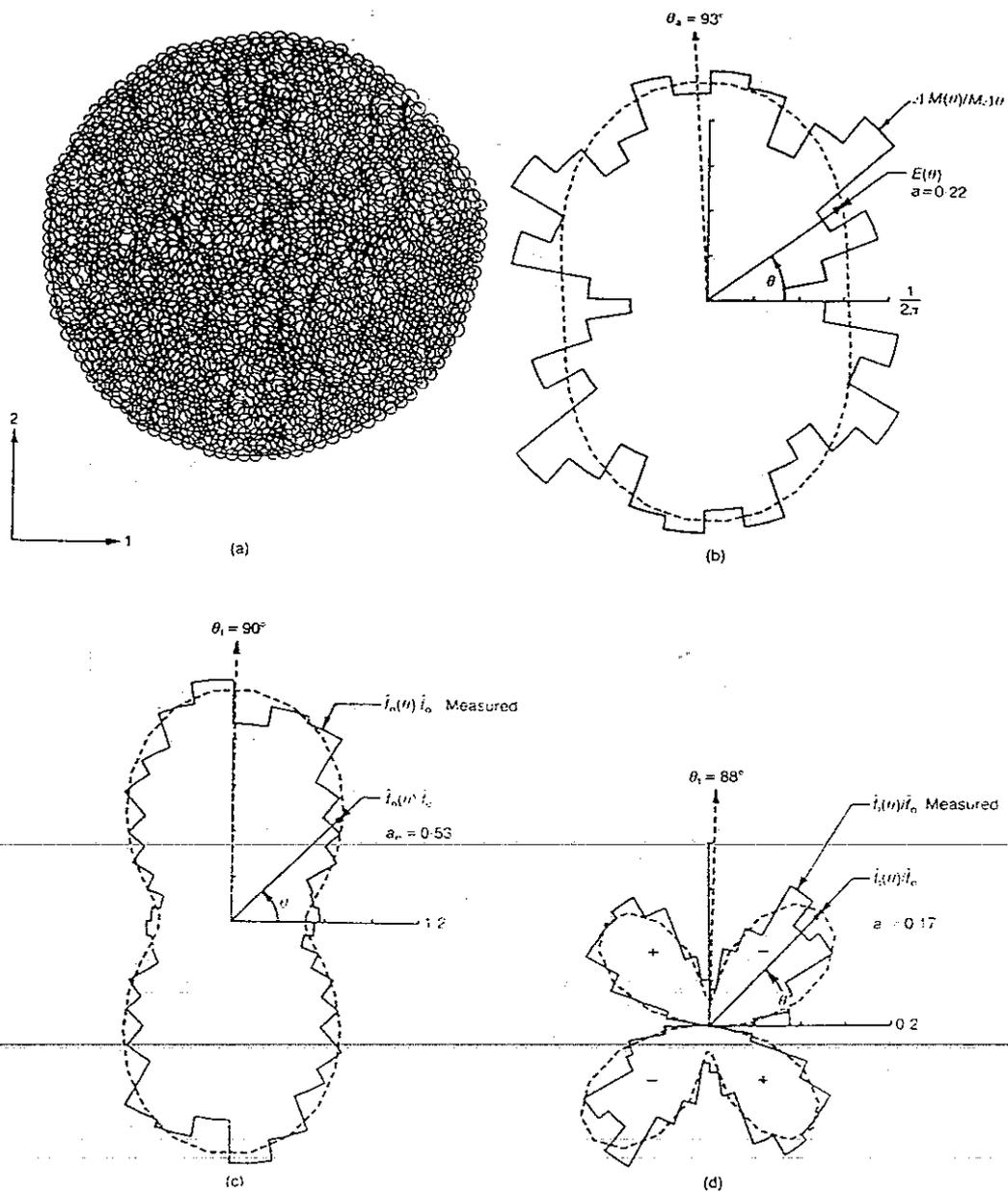


Fig.2.10.b: Distribuzione delle normali ai contatti (fig.b) e delle tensioni medie, normali e tangenziali (c e d), applicate ai contatti tra particelle sferiche in una prova di taglio a deformazione piana (da Rothemburg e Bathurst, 1989).

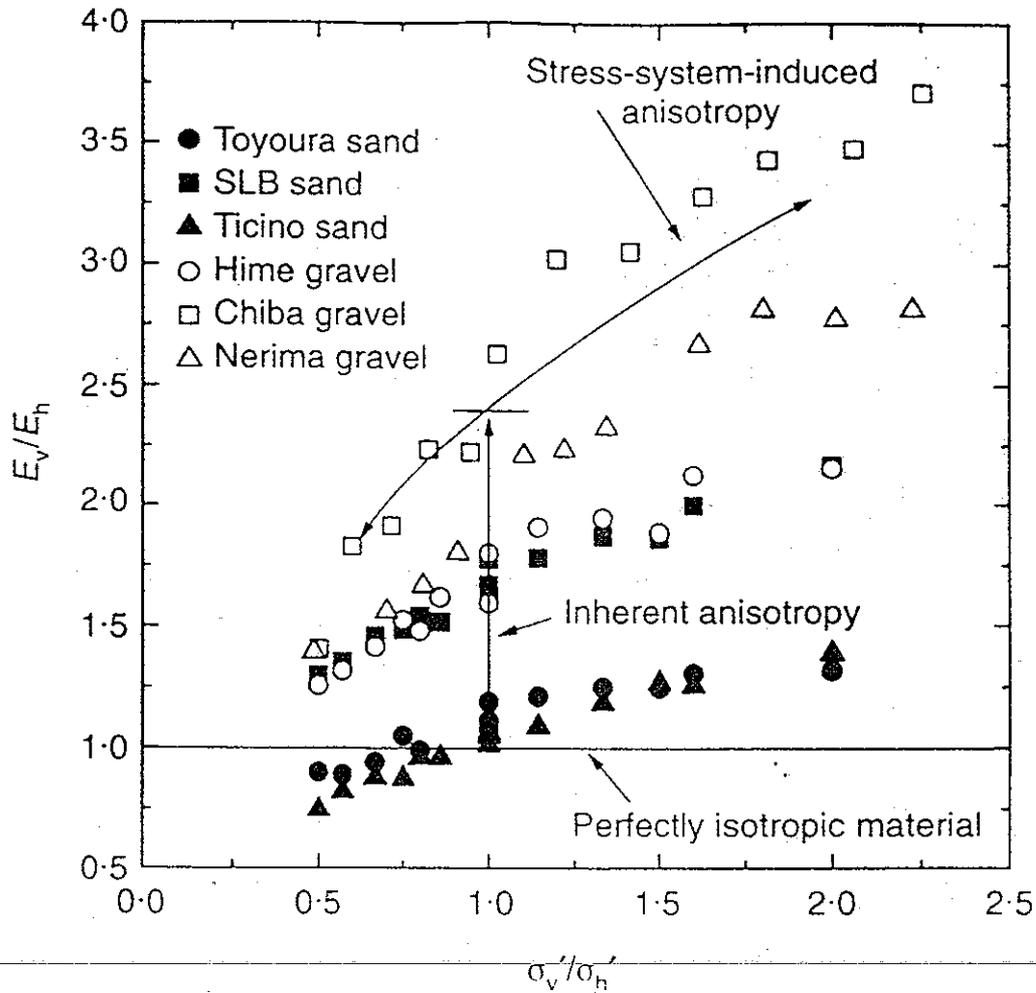


Fig.2.11: Anisotropia della rigidzza quasi-elastica di alcuni terreni incoerenti (da Kohata et al. 1997).

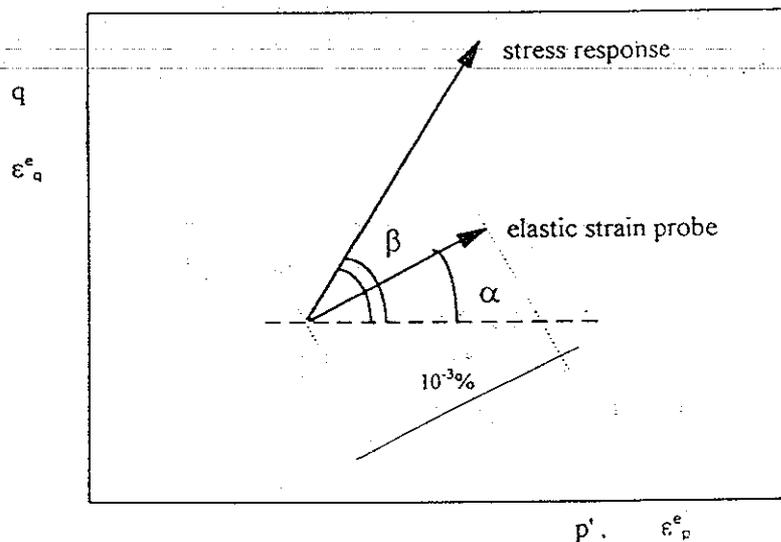


Fig.2.12: Definizione degli incrementi di deformazione elastica e dei conseguenti incrementi di tensione nel piano degli invarianti (da Flora e Modoni, 1998).

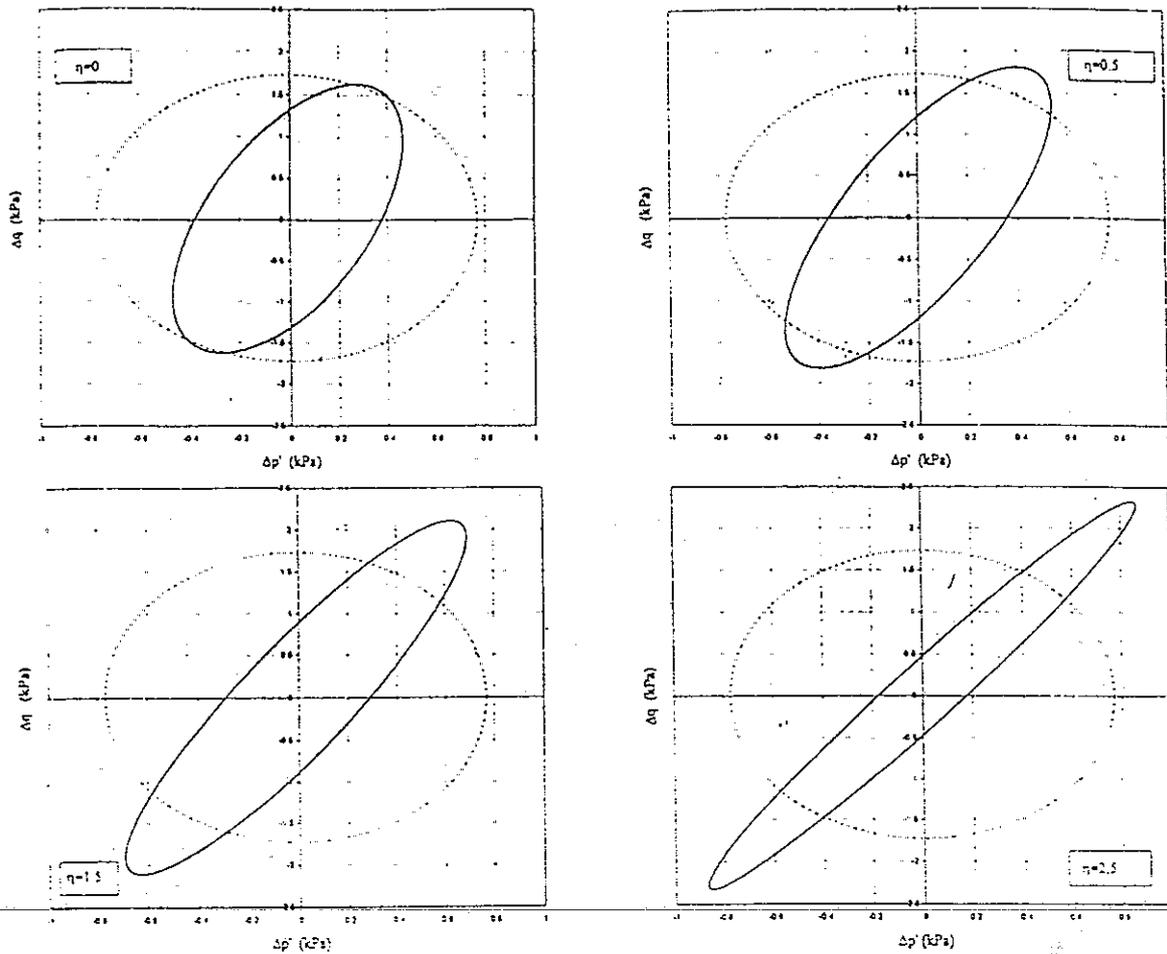


Fig.2.13: Involupi elastici ottenuti con il modello isotropo ed il modello trasversalmente isotropo per $\eta=q/p'=0, 0.5, 1.5, 2.5$ ($p'=1$ kPa, $E_1=25000$, $m=2n=0.5$, $I_o=0.5$) (da Flora & Modoni, 1998).

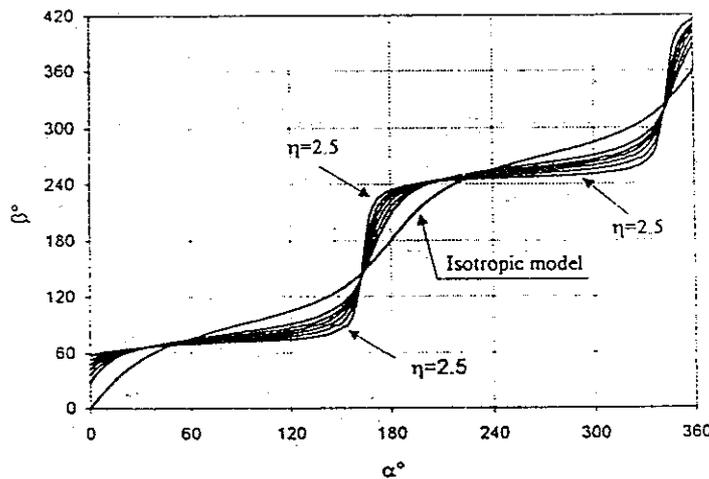


Fig.2.14: Curve α° - β° ricavate con il modello isotropo e con il modello anisotropo per diversi valori di η (α° e β° sono definite in Fig.2.12) (da Flora & Modoni, 1998).

3. COMPORTAMENTO A MEDI E GRANDI LIVELLI DI DEFORMAZIONE: ANALISI DELLA LETTERATURA

3.1 Introduzione

Nel capitolo precedente è stata mostrata, con l'analisi dei risultati pubblicati in letteratura, l'esistenza di un dominio all'interno del quale è possibile considerare le deformazioni dei terreni totalmente reversibili. I contorni di questo dominio sono stati definiti basandosi, convenzionalmente, su un valore di soglia delle deformazioni. La validità di questa definizione è stata verificata con l'esame di alcuni risultati sperimentali. Per incrementi di deformazione inferiori al valore di soglia si è osservato come i parametri di rigidità del terreno, che assumono la denominazione di proprietà quasi-elastiche, si legano alle variabili tensio-deformative correnti.

È evidente che la formulazione di un quadro teorico per queste proprietà, visto l'ambito ristretto in cui esse valgono, non è sufficiente a definire totalmente il comportamento del terreno. Occorre tuttavia considerare che le deformazioni tipicamente osservate nei terreni in sito sono il più delle volte di modesta entità (ad es. Tatsuoka e Kohata, 1995) e che pertanto è necessario che le indagini sperimentali mettano in luce gli aspetti del comportamento del terreno a livelli di deformazione intermedi con la medesima cura impiegata per i livelli più bassi. In tal senso la tecnica di misura degli spostamenti con trasduttori locali, perfezionata negli ultimi anni, ha evidenziato l'esistenza di alcuni errori sistematici nelle prove di laboratorio effettuate negli anni passati e attualmente garantisce risultati molto più affidabili.

In letteratura attualmente mancano dati sperimentali accurati a livelli di deformazione intermedi su cui poter effettuare analisi dettagliate. Questo discorso è valido a maggior ragione per le ghiaie che rappresentano una minoranza nel panorama della meccanica dei terreni.

Il presente capitolo è dedicato all'analisi della letteratura riguardante il comportamento dei materiali granulari a livelli di deformazione compresi tra la soglia elastica e la rottura. In questa fase sono introdotti gli strumenti teorici necessari all'interpretazione dei fenomeni osservati nella sperimentazione.

3.2 La meccanica dello stato critico

La teoria della Meccanica dello Stato Critico (Roscoe et al., 1958; Schofield & Wroth, 1968) costituisce il fondamento per un'ampia classe di modelli costitutivi dei terreni.

Se si limita la discussione al caso di condizioni di tensione e deformazione assialsimmetriche, tipiche ad esempio delle prove triassiali, sono definiti i due seguenti assiomi fondamentali:

- Esiste un insieme di punti unico nello spazio delle variabili di stato e - q - p' , in cui il terreno manifesta indefinitamente deformazioni distorsionali senza mostrare variazioni delle componenti della tensione e dell'indice dei vuoti:

$$\exists C(e, q, p'): \forall \varepsilon_q \quad \dot{\varepsilon}_p=0, \dot{\varepsilon}_p=0, \dot{p}=0, \dot{p}=0, \dot{q}=0, \dot{q}=0 \quad (3.1)$$

Nella relazione 3.1, che esprime in forma analitica l'assioma, si afferma la stazionarietà delle deformazioni volumetriche e delle tensioni nei punti dell'insieme C : gli incrementi di ε_p , p e q sono definitivamente nulli al crescere della deformazione distorsionale.

- L'insieme di punti precedentemente definito, cui è dato il nome di luogo di stato critico, rappresenta la condizione finale cui tendono tutti i processi distorsionali.

Quest'ultimo assioma spiega un'importante proprietà dei terreni: la dipendenza della loro risposta dallo stato tensio-deformativo iniziale. Il luogo di stato critico separa due zone del piano e - p' a differente comportamento: i terreni più sciolti rispetto allo stato critico, sottoposti a prove di taglio a p' costante, manifestano deformazioni volumetriche di contrazione ($\Delta e > 0$); quelli più densi dello stato critico, invece, mostrano un comportamento complessivamente dilatante ($\Delta e < 0$).

La verifica sperimentale degli assiomi della teoria dello stato critico e la determinazione dei parametri necessari a localizzare il luogo di stato critico è piuttosto complessa a causa dei limiti intrinseci delle apparecchiature di laboratorio che non consentono di realizzare prove a grandi livelli di deformazione. Generalmente, anche al termine di prove condotte a deformazioni particolarmente elevate, i terreni mostrano una tendenza diversa da quella espressa dalle 3.1 poiché si assiste a variazioni delle

tensioni e della deformazione volumetrica. In questi casi la condizione di stato critico è assunta come situazione limite del processo deformativo.

Nei terreni privi di coesione si assume generalmente che lo stato critico sia caratterizzato nel piano degli invarianti di tensione p' e q da una relazione lineare (Fig.3.1.a):

$$\eta = q/p' = M_c \quad (3.2)$$

e che l'indice dei vuoti vari con la tensione efficace media con legge logaritmica (Fig.3.1.b):

$$e_c = \Gamma - \lambda \ln p'_c \quad (3.3)$$

3.3 Deformazioni irreversibili dei terreni

I terreni sottoposti ad incrementi di tensione che non sono compresi nel dominio elastico manifestano alcune deformazioni che permangono all'atto della rimozione della causa perturbatrice. Queste deformazioni irreversibili, che si aggiungono a quelle restituite dal terreno nello scarico, sono il risultato di una serie di fenomeni dissipativi, scorrimenti, rotazioni, rottura localizzata, che avvengono in prossimità dei contatti tra i grani e che si sommano tra loro. Nella meccanica del continuo tutti questi effetti sono analizzati in termini globali ed i meccanismi con cui le deformazioni irreversibili si generano a seguito dell'applicazione di sollecitazioni sono interpretati formulando alcuni legami tra tensioni, deformazioni ed indice dei vuoti del terreno.

La teoria dell'elasto-plasticità, che rappresenta una schematizzazione molto spesso adoperata per lo studio della meccanica dei terreni, classifica le deformazioni totali come somma di componenti reversibili ed irreversibili. Sebbene i numerosi modelli elasto-plastici introducano relazioni matematiche diverse tra loro, essi si riconducono a pochi concetti di base comuni per tutti. Gli strumenti analitici della teoria dell'elasto-plasticità necessari per simulare il comportamento dei terreni sono:

- una o più superfici di snervamento che separano, nello spazio delle tensioni, due domini a diverso comportamento. La generica espressione è:

$$f = f(\sigma'_{ij}, \kappa) \quad (3.4)$$

σ'_{ij} è la componente della tensione efficace, κ è il parametro di incrudimento.

Nella formulazione generica di elasto-plasticità, la superficie di snervamento configura il luogo dei punti nel quale si generano le deformazioni plastiche mentre al suo interno le deformazioni sono totalmente reversibili. È riconosciuto ormai ampiamente invece che, anche all'interno del dominio "elastico", il terreno manifesta deformazioni irreversibili. Per tenere conto di questa osservazione alcuni modelli più recenti hanno introdotto superfici di snervamento annidate (Mroz et al., 1978; Stallebrass, 1990). In questo caso la superficie di snervamento assume la definizione, più generale, di elemento di separazione tra domini dello spazio delle tensioni in cui il terreno si comporta con leggi diverse;

- una o più leggi di incrudimento che colleghino le variazioni della superficie di snervamento alle deformazioni irreversibili del terreno. Nelle fasi di snervamento del terreno la relazione 3.2 risulta continuamente soddisfatta e la superficie di snervamento si muove, traslando o espandendosi, in maniera tale che il punto rappresentativo dello stato tensionale ricade costantemente su di essa. La condizione di consistenza si scrive:

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} + \frac{\partial f}{\partial \kappa} = 0 \quad (3.5)$$

Attraverso la legge di incrudimento si esprime la variazione del parametro tensionale κ con le deformazioni irreversibili.

Generalmente sono riconosciute due diverse forme d'incrudimento: isotropo, che comporta una variazione di dimensione della superficie, la cui forma rimane immutata; cinematico, caratterizzato da una traslazione o da una rotazione della superficie, che conserva forma e dimensione. Nel caso più generale è possibile una combinazione dei due fenomeni ed il parametro κ può essere sostituito da una serie di più parametri.

- Una legge di flusso che consenta di calcolare nel generico istante l'ampiezza relativa delle diverse componenti della deformazione irreversibile. La sua formulazione matematica è in generale:

$$\partial \epsilon_{ij} = \Lambda_{ijhk} \partial \epsilon_{hk} \quad (3.6)$$

3.4 Condizioni di carico monotoniche

Le prove monotoniche sono caratterizzate da un progressivo aumento delle tensioni. Se si fa riferimento allo schema suggerito da Jardine (1992) ed esaminato nel primo capitolo, il punto rappresentativo dello stato tensionale corrente è localizzato costantemente sulla superficie di snervamento più esterna. La struttura del terreno in questa fase è continuamente rimaneggiata e gli impacchettamenti tra le particelle, eventualmente generati dalla precedente storia tensionale, sono progressivamente distrutti. In questa fase si manifestano consistenti variazioni di volume che possono assumere segno positivo o negativo in dipendenza della configurazione iniziale del terreno e della direzione del percorso tensionale seguito.

La superficie di snervamento non dipende soltanto dalla storia di carico ma è anche il prodotto dei processi di deposizione e di eventuali fenomeni di cementazione o di alterazione che avvengono successivamente. È presumibile, tuttavia, che nei terreni a grana grossa questi ultimi effetti abbiano una importanza piuttosto limitata. Nei materiali granulari si assume generalmente un incrudimento del terreno di tipo isotropo: la forma e la posizione della superficie di snervamento sono ritenute costanti, mentre la dimensione varia in maniera proporzionale alle deformazioni.

Recentemente Newson & Davis (1996) hanno suggerito di considerare, insieme all'espansione isotropa della superficie di snervamento, anche una sua contemporanea rotazione, che nasce dall'alterazione dell'anisotropia iniziale del terreno (Fig.3.2). Non vi è dubbio che il tener conto dell'anisotropia intrinseca e di quella indotta da tensioni e deformazioni nella previsione del comportamento dei terreni a medi e grandi livelli di deformazione costituisca un significativo passo in avanti; tuttavia ciò comporta un notevole incremento della complessità, non soltanto perché aumenta il numero di relazioni e di parametri necessari in fase di previsione (ad es. Almeida, 1986), ma anche perché deve essere valutata, con adeguata cura nella sperimentazione, l'importanza di alcuni fenomeni in una classe di situazioni che vanno aldilà delle capacità delle apparecchiature generalmente disponibili nei laboratori. Si pensi a questo proposito al fatto che nelle prove triassiali non è possibile ruotare le direzioni principali di tensione se non in maniera improvvisa. Generalmente invece in sito ciò avviene con continuità e, se i terreni hanno proprietà di rigidità anisotrope, una rotazione delle direzioni principali di tensione non comporta necessariamente un'analogia rotazione delle direzioni principali di deformazione. Le apparecchiature in cui è possibile ruotare con continuità le direzioni principali di tensione, come ad esempio quella di taglio torsionale,

sono disponibili oggi in numero piuttosto limitato e, in ogni caso, non per terreni a grana grossa.

Nel seguito si trascura l'anisotropia a grandi livelli di deformazione e si esprime lo stato di addensamento del terreno con una variabile isotropa, l'indice dei vuoti.

In Fig.3.3 sono riportati alcuni esempi che mostrano il comportamento a livelli di deformazione medio-grandi delle ghiaie compattate artificialmente nel corso di prove monotoniche di taglio triassiale (Jiang, 1996). Nelle figure è riportata la variazione del rapporto σ'_v/σ'_h e delle deformazioni volumetriche ε_{vol} con la deformazione assiale letta da trasduttori di spostamento esterni (LVDT). Da questi risultati è possibile osservare alcuni aspetti caratteristici del comportamento dei terreni incoerenti sottoposti a prove di taglio monotoniche. Le prove a σ'_h più basso presentano un valore più elevato del rapporto σ'_v/σ'_h massimo, cui fa seguito una rapida riduzione. Le corrispondenti deformazioni volumetriche, misurate sommando alle deformazioni assiali quelle radiali calcolate da misure di trasduttori locali di spostamento (ldt), sono in una prima fase, molto ristretta, di compressione ed in seguito di rapida espansione. Aumentando i valori della tensione di confinamento, il rapporto σ'_v/σ'_h di picco assume valori progressivamente più bassi. Nel caso estremo della sperimentazione effettuata ($\sigma'_h=2 \text{ kg/cm}^2$) non si individua più un valore di picco della resistenza ma una continua crescita del rapporto σ'_v/σ'_h fino al termine della prova ($\varepsilon_v=20\%$). Le deformazioni volumetriche in questo caso assumono valori positivi più elevati ma non scompare la fase di dilatanza che contraddistingue la fase finale della prova.

Sebbene le curve $\sigma'_v/\sigma'_h - \varepsilon_v$ in figura sembrano convergere non è possibile in base ai risultati disponibili stabilire a priori se esiste un unico valore della resistenza a livelli di deformazione molto grandi.

3.4.1 Incrudimento

La legge d'incrudimento esprime come la superficie di snervamento si evolve con le deformazioni. La variazione del parametro d'incrudimento κ con le deformazioni irreversibili è, in generale, funzione oltre che delle proprietà meccaniche del mezzo anche delle tensioni agenti e dell'addensamento. Poiché i terreni sono mezzi dotati di memoria la loro risposta risente anche della storia precedente.

In generale, il parametro di incrudimento può essere correlato alle variabili di stato del terreno nel seguente modo:

$$\partial\kappa/\partial\varepsilon = H(\sigma'_{ij}, e, \text{storia tensionale, caratteristiche del terreno}) \quad (3.7)$$

La legge 3.7 è espressa per i diversi terreni introducendo una formulazione opportuna e avvalendosi di parametri caratteristici; l'indice dei vuoti ha spesso la funzione di quantificare lo stato di addensamento del terreno.

La formulazione certamente più nota nell'ambito dei modelli elasto-plastici è rappresentata dal Cam-clay (Roscoe et al., 1963; Burland, 1965). In esso il parametro di incrudimento κ coincide con la tensione isotropa di sovraconsolidazione p'_c , variabile con le sole deformazioni volumetriche plastiche, indipendentemente dal percorso seguito nello spazio delle tensioni (Fig.3.4). Le modalità con cui avviene questa variazione sono definite dalla curva di normal consolidazione nel piano e - p' .

Questo criterio non può essere esteso *tout court* ai terreni incoerenti come le sabbie e le ghiaie che danno luogo a diversi stati di addensamento senza variare necessariamente la tensione sferica e definiscono nel piano e - p' numerose curve di normalconsolidazione.

3.4.1.1 Influenza della storia tensionale

Numerosi autori hanno tentato di semplificare la 3.7, verificando sperimentalmente la possibilità di introdurre una relazione univoca tra il parametro di incrudimento κ e le deformazioni irreversibili del terreno, calcolate a partire da un riferimento prefissato.

Studi sperimentali, condotti sullo snervamento delle sabbie da Tatsuoka (1972), hanno messo in evidenza ad esempio che, anche per terreni aventi lo stesso indice dei vuoti iniziale e la stesse modalità di deposizione, l'indice dei vuoti corrente non può essere assunto come parametro di deformazione attraverso cui esprimere l'incrudimento del terreno, poiché esso dipende dal percorso tensionale effettuato. Basti a questo proposito pensare all'effetto di contrazione o espansione provocato nelle sabbie da cicli di scarico e ricarica di piccola ampiezza effettuati all'interno della superficie di snervamento (Tatsuoka e Ishihara, 1974): la variazione di e in questo caso non è univocamente determinata dagli incrementi delle tensioni. Nel caso esaminato, Tatsuoka mostra invece che una relazione univoca può essere stabilita tra il rapporto $\eta=q/p'$ (Poorooshasb, Holubec & Sherbourne, 1966 e 1967) e le deformazioni distorsionali definite a partire da una condizione

iniziale comune a tutte le prove, indipendentemente dal percorso tensionale effettuato. Questo risultato, verificato successivamente con una serie di prove triassiali da Goto (1986), mostra come è stato riconosciuto ed accettato da numerosi autori (Nova, 1977; Wilde, 1977), che l'incrudimento delle sabbie, è generato prevalentemente dalla componente deviatorica delle tensioni. Occorre tuttavia considerare che i terreni granulari presentano anche un incrudimento legato a variazioni di tensione isotropa.

Recentemente Yasin (1998), nel tentativo di formulare una legge di incrudimento generica per la sabbia di Toyoura, ha verificato l'interpretazione fornita da Tatsuoka effettuando numerose prove di taglio in condizioni di deformazione piana su campioni aventi lo stesso indice dei vuoti iniziale. Le prove sono state condotte seguendo percorsi di sollecitazione differenti (Fig.3.5.a) e calcolando con misure molto accurate le tensioni e le deformazioni: paragonando le deformazioni distorsionali (Fig.3.5.b) e volumetriche (Fig.3.5.c) nelle diverse prove egli giunge alla conclusione che non è possibile considerare nessuna delle due componenti di deformazioni indipendente dal percorso tensionale seguito.

La dispersione dei risultati diminuisce se si correla la variabile tensionale $Y = t/s + 0.09 \ln(s)$, ($t = (\sigma'_v - \sigma'_h)/2$ e $s = (\sigma'_v + \sigma'_h)/2$), all'integrale del rapporto tra gli incrementi dell'energia di deformazione e la funzione $(s/p_a)^{0.9}$ corrente (Fig.3.5.d).

Se si analizzano singolarmente i termini della relazione suggerita da Yasin, sembra ragionevole prevedere che essa non sia rispettata se il terreno ha una densità iniziale diversa. Infatti è noto che, effettuando prove simili in termini di percorso tensionale su campioni di terreno a diversa densità iniziale, a parità di livello tensionale i campioni meno addensati manifestano deformazioni più elevate: questo significa che, a parità di ascissa Y nella fig.3.5.d, l'ordinata W^{p*} risulta maggiore.

In alcuni casi questo problema è superato attribuendo ai terreni a diversa densità parametri di incrudimento diversi (Zeng & Arulanandan, 1993).

3.4.1.2 Influenza della tensione agente e della densità del terreno

La risposta meccanica dei terreni granulari dipende significativamente dalla loro densità e dal livello di tensione agente. Alcune tipiche risposte dell'elemento di volume di terreno incoerente sottoposto a taglio triassiale drenata sono illustrate nelle Figg.3.6.a e b. Se un terreno che si trova nelle condizioni iniziali al disotto della curva di stato critico nel piano $e-p'$ (Fig.3.6.a), è soggetto ad una prova di taglio triassiale a σ'_h costante, si

osserva, dopo una prima fase compressione, un aumento di volume fino a raggiungere la densità corrispondente allo stato critico.

Contemporaneamente, nel piano p' - q , il punto rappresentativo della prova in corso, supera in un primo momento la retta di stato critico per poi tendere verso di essa dall'alto.

Se, invece, a parità di tensione di confinamento, l'indice dei vuoti iniziale è maggiore di quello corrispondente allo stato critico, il terreno si comprime continuamente e la tensione deviatorica cresce raggiungendo la condizione di stato critico dal basso (Fig.3.5.b).

Importanti studi per valutare la dipendenza della resistenza di picco dal livello di tensione e di densità sono stati condotti da Been e Jefferies (1986) e da Bolton (1986). Quest'ultimo esprime l'angolo di attrito di picco del terreno attraverso la relazione:

$$\phi'_p = \phi'_{cs} + 3[I_d(10 - \ln p') - 1] \quad (3.8)$$

dove I_d è la densità relativa iniziale del terreno e p' la tensione efficace media al picco espressa in kPa.

Una relazione molto simile alla 3.8 è stata proposta da Lee (1992) per introdurre l'influenza della rottura dei grani sulla resistenza di picco dei terreni:

$$\phi'_{max} = \phi'_{cs} - k[\ln(p'/p_f) + 2.3] \quad (3.9)$$

p_f rappresenta la tensione di rottura dei grani ottenuta tramite una procedura convenzionale, k dipende dalla densità relativa del terreno.

Been e Jefferies (1985) introducono, invece, un parametro di stato ψ , calcolato come differenza tra il valore iniziale dell'indice dei vuoti e quello che il terreno avrebbe allo stato critico se vi giungesse senza variare la tensione efficace media p' (Fig.3.7.a):

$$\psi_i = e_i - e_{cs} \quad (3.9)$$

Con il parametro di stato ψ , si introducono contemporaneamente gli effetti della tensione effettiva agente, da cui dipende e_{cs} , e della densità del terreno espressa da e_i .

I risultati sperimentali di numerose sabbie di diversa provenienza rivelano che, all'aumentare di ψ , diminuisce l'angolo d'attrito di picco (Fig.3.7.b)

Poiché il parametro ψ_i si riferisce alle condizioni iniziali non è concettualmente possibile definire una relazione univoca con ϕ'_{picco} , sul quale influisce certamente il percorso di sollecitazione.

Il concetto introdotto da Been e Jefferies (1985) è stato pertanto modificato da Jefferies (1993) introducendo una variabile ψ , definita considerando nella 3.9 al posto di e , l'indice dei vuoti corrente, ed al posto di e_{cs} il valore corrispondente alla tensione efficace media agente sul terreno sulla curva di stato critico. Alcune leggi di incrudimento valide per sabbie a diversa densità iniziale sono basate sull'uso di questa variabile (ad es. Jefferies, 1993; Manzari e Dafalias, 1997).

Tra questi un esempio è costituito dal modello introdotto da Wood et al. (1994) la cui relazione di incrudimento è formulata nel seguente modo:

$$\eta/M_p = \epsilon_q / (B + \epsilon_q) \quad (3.10)$$

$$M_p = M_c - k\psi \quad (3.11)$$

B è un parametro del terreno, M_p esprime il rapporto q/p' in condizioni di picco, variabile linearmente con ψ . Se ψ è negativo (terreno più denso dello stato critico) $M_p > M_{cs}$ ed il terreno presenta una resistenza di picco ed un rammollimento successivo. Viceversa, se $\psi > 0$, M_p perde la funzione di resistenza di picco poiché risulta minore della resistenza di stato critico M_{cs} .

Un diverso approccio nell'espressione dell'incrudimento dei terreni granulari è introdotto da Kohata et al. (1997) che analizza le diverse cause di non linearità del comportamento dei terreni. L'incrudimento in questo caso è espresso correlando il modulo tangente E_{tan} con il livello tensionale $SL = q/q_{\text{max}}$. Questa relazione ha il particolare vantaggio di essere indipendente dall'origine scelta per calcolare le deformazioni.

Per i moduli di rigidezza a piccoli livelli di deformazione, definiti nel precedente capitolo, Kohata et al. definiscono una funzione di danneggiamento:

$$f(SL) = E_{eq} / E^c \quad (3.12)$$

che esprime il rapporto tra il modulo di rigidezza equivalente calcolato con le misure di tensione e deformazione in un piccolo ciclo di scarico e ricarica ad un generico valore di SL e quello teorico ricavato dalla prima delle relazioni 2.22. Si è osservato nel capitolo precedente che i moduli di rigidezza equivalente dipendono in diversa misura da alcuni fattori (2.9). La 3.12 esprime in particolare la variazione delle proprietà quasi-elastiche del

terreno conseguente al danneggiamento causato dall'incremento della tensione deviatorica ($f(SL) \leq 1$).

Kohata et al. definiscono inoltre una funzione di plasticità che esprime il rapporto tra il modulo di rigidezza tangente $dq/d\varepsilon_a$ ed il modulo di rigidezza equivalente del terreno:

$$g(SL) = E_{\tan} / E_{eq} \quad (3.13)$$

Nell'ipotesi che gli effetti dello stato tensionale e del danneggiamento siano identici su E_{\tan} ed E_{eq} , la funzione $g(SL)$ rappresenta la non linearità del comportamento del terreno generata dalla deformazione di taglio.

Moltiplicando membro a membro le due relazioni si ottiene:

$$h(SL) = f(SL) g(SL) = E_{\tan} / E^c = d\varepsilon_a^c / d\varepsilon_a \quad (3.14)$$

che esprime l'incrudimento del terreno. La Fig.3.8 mostra gli andamenti delle funzioni $h(SL)$ ed $f(SL)$ ottenuti da prove triassiali drenate monotoniche su terreni di diversa origine e storia tensionale.

Le figure relative ai terreni granulari normal consolidati (3.8.a e b) evidenziano una progressiva riduzione dei valori di $h(SL)$ che si sviluppa prevalentemente nella fase iniziale ($SL=0 \div 0.1$). Al contrario, i terreni sottoposti prima della prova triassiale a numerosi cicli di carico e scarico rivelano un decadimento della rigidezza più ritardato. Si osservi inoltre per la ghiaia l'importanza della funzione di danneggiamento $f(SL)$.

3.4.2 Funzione di snervamento

Nei percorsi di sollecitazione in cui varia solo una componente delle tensioni lo snervamento avviene in prossimità del massimo valore assunto dalla componente in precedenza. Nei percorsi in cui avvengono variazioni simultanee o alternative di più componenti di tensione occorre invece stabilire quindi una forma delle superfici di snervamento. Uno studio sistematico per valutare la forma delle superfici di snervamento è stato condotto da Tatsuoka e Ishihara (1974) con alcune prove triassiali su sabbia del fiume Fuji, costipata a tre diversi valori di densità iniziale. I percorsi di sollecitazione effettuati sono riportati in Fig.3.9.a. Congiungendo il punto dello spazio $p'-q$ in cui si rileva lo snervamento con quello alla massima tensione nella fase di carico precedente si ottengono delle porzioni di superficie di snervamento. I risultati per le sabbie a diversa densità, riportati

nelle Fig. 3.9.b., mostrano una curvatura variabile con la tensione p' . L'espressione analitica delle superfici è fornita tramite la funzione $f(p')=d\eta/dp'$, il cui integrale $F(p')$ è riportato in Fig. 3.9. I terreni a diversa densità mostrano funzioni $F(p')$ aventi andamento simile ma non coincidente (Fig.3.10): in particolare i terreni a densità più elevata manifestano la maggiore curvatura. Dalla figura si può osservare anche che la forma dalla superficie si discosta di poco da quella proposta da Poorooshasb (1971), la cui formulazione analitica è:

$$f=\eta+m \ln p' \quad (3.15)$$

I dati sperimentali ricavati da Tatsuoka e Ishihara si riferiscono a valori relativamente bassi della tensione efficace media. Murata et al. (1989) hanno esteso le indagini a valori più elevati di p' , suggerendo di impiegare una funzione leggermente diversa dalla precedente:

$$f=\eta^2+m \ln(p'/p'_o) \quad (3.16)$$

In Fig.3.11 è mostrato un confronto tra diverse formulazioni della superficie di snervamento e alcuni dati sperimentali ottenuti per diversi terreni.

I dati sperimentali ricadono in prossimità della superficie rappresentata dalla 3.16. Se si esamina l'evoluzione della superficie relativa alle ghiaie ($m=1.19$) nel corso di una prova triassiale drenata ($\Delta q/\Delta p'=3$) (Fig.3.12), si osserva che, per modesti incrementi della tensione deviatorica q , l'intersezione della curva $f=\text{cost}$ con l'asse delle ascisse ($\eta=0$) avviene per valori molto elevati di p' e, nei dintorni del punto rappresentativo dello stato tensionale corrente, la superficie presenta una curvatura piuttosto ridotta.

Un risultato analogo è mostrato da Lade et al. (1995) attraverso un'analisi della forma delle superficie di snervamento in prossimità della condizione di rottura.

3.4.3 Legge di flusso

Per completare il quadro degli strumenti analitici necessari a definire completamente le deformazioni irreversibili di un terreno occorre definire una legge di flusso che stabilisce una correlazione tra le diverse componenti di deformazione plastica dell'elemento di volume. A questo scopo possono essere impiegate le numerose relazioni proposte dalla letteratura che, basandosi su opportune semplificazioni, correlano l'intensità delle

componenti di tensione agenti nelle diverse direzioni al rapporto tra le deformazioni prodotte dagli incrementi delle tensioni.

Una delle più semplici schematizzazioni del fenomeno è rappresentata dal modello a dente di sega, attraverso il quale è facile comprendere la relazione esistente tra resistenza del terreno e dilatanza, schematizzata dalla pendenza del dente (Fig.3.13).

Basandosi sul concetto del minimo incremento di energia speso nella deformazione, Rowe (1963, 1971) stabilisce, in condizioni di carico monotoniche, che l'angolo di scorrimento tra le particelle all'interno di un ammasso di terreno è $\beta=(45-\phi'_s/2)$, dove ϕ'_s rappresenta l'angolo di attrito tra le particelle. Scaturisce una legge di correlazione tra le componenti principali della deformazione ed il rapporto tra tensione principale massima e minima che, nel caso di compressione triassiale, diviene:

$$R = DK \quad (3.17)$$

$$R = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}, D = \left[1 - \left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} \right)_p \right], K = \tan^2(45 + \phi'_s/2)$$

La 3.17 esprime un bilancio energetico e K , legato all'angolo di attrito tra i grani, rappresenta il rapporto tra il lavoro positivo compiuto nella direzione di compressione, in cui agisce la σ'_1 , e quello accumulato come energia potenziale nelle due direzioni orizzontali: tale quantità risulta, ovviamente, sempre maggiore dell'unità.

Un'altra formulazione per i materiali granulari è stata introdotta da Nova (1982):

$$D' = d\varepsilon^p_p / d\varepsilon^p_q = \frac{(M - \eta)}{1 - N} \quad (3.18)$$

in cui M ed N sono parametri del terreno. La legge afferma che in ogni istante la resistenza mobilitata nel terreno η è somma di due termini, uno che esprime l'attrito (M) ed uno legato alla dilatanza ($(1-N)*D'$). Il significato del termine N è stato spiegato diffusamente da Jefferies (1997): che riscrive la relazione 3.18 nel seguente modo:

$$q \, d\varepsilon^p_q + p' \, d\varepsilon^p_p = M p' \, | \, d\varepsilon^p_q \, | + N p' \, d\varepsilon^p_p \quad (3.19)$$

Il primo termine della relazione rappresenta il lavoro totale compiuto sul terreno dalle forze esterne. Il secondo termine quantifica la ripartizione dell'energia all'interno dell'elemento di volume: $Mp' |d\varepsilon_p^q|$ rappresenta l'energia dissipata dal sistema sotto forma di calore; il termine $Np'd\varepsilon_p^p$ costituisce invece un quantitativo di energia il cui segno varia con quello della deformazione $d\varepsilon_p^p$. Se il campione si comprime ($d\varepsilon_p^p > 0$) essa rappresenta un quantitativo di energia potenziale, originariamente immagazzinato nel sistema, che viene liberato all'atto della compressione del terreno. Viceversa, se $d\varepsilon_p^p$ è negativo il terreno dilata ed accumula una quantità di energia potenziale non elastica pari al prodotto $Np'd\varepsilon_p^p$. Una spiegazione del fenomeno è fornita dalla Fig.3.13: la dilatanza causata dall'aumento della forza tangenziale T produce un lavoro negativo della forza agente verticalmente; se essa fosse esercitata tramite un peso morto, questo lavoro equivarrebbe ad un incremento dell'energia potenziale del sistema che viene rilasciato nel momento in cui il carico viene ridotto.

A causa della sua notevole semplicità formale la relazione 3.18 è stata impiegata in numerosi modelli costitutivi utilizzati per simulare il comportamento di terreni granulari. In Fig.3.14.a ad esempio è mostrato il confronto tra i risultati di due prove triassiali su sabbia a diversa tensione di confinamento iniziale e quelli di ottenuti con un modello introdotto da Jefferies (1993) in cui si adopera la 3.18 come legge di flusso. Il confronto mostra che in entrambi i casi la relazione conduce ad una sovrastima della contrazione del terreno durante la prima fase delle prove. Lo stesso risultato è mostrato dalla Fig.3.14.b in cui il confronto tra i valori sperimentali e teorici è riportato nel piano η - D' (Jefferies, 1997): la curva sperimentale si colloca al di sotto della curva teorica.

Alcune interessanti considerazioni sorgono nella valutazione del parametro di resistenza M della 3.18: esso rappresenta il valore del rapporto tra le tensioni mobilitate in condizioni di variazione di volume nulla ($D'=0$). Generalmente la resistenza a taglio di un terreno è il risultato di tre fattori agenti simultaneamente ma in diversa misura: la resistenza intrinseca allo scorrimento tra i grani (ϕ_μ); la resistenza al riassetamento tra le particelle; la dilatanza.

Mentre le relazioni 3.17 e 3.18 consentono di isolare in ogni istante l'effetto della dilatanza dalla resistenza mobilitata, non è semplice separare gli effetti delle due restanti componenti. Risulta ad esempio difficile effettuare misure significative dell'angolo di attrito ϕ_μ che, concettualmente, rappresenta una costante del materiale indipendente dallo stato di addensamento del terreno e

dalle tensioni agenti. Inoltre, anche se ciò fosse possibile, è difficile valutare sperimentalmente la componente di resistenza generata dal riassetamento dei grani che, al contrario di ϕ_{μ} , non è una costante del terreno. Le relazioni 3.17 e 3.18 assegnano alla resistenza del terreno in assenza di dilatanza un valore costante e pari all'angolo di attrito di stato critico ϕ_{cv} che solitamente è raggiunto a grandi livelli di deformazione.

Si è mostrato in precedenza invece che, nelle prove di taglio drenate, i terreni granulari molto addensati possono manifestare una contrazione iniziale fino ad un valore di massimo dopodiché essi giungono dilatandosi verso lo stato critico.

Il punto di massima contrazione rappresenta una condizione caratteristica del terreno in quanto definisce il passaggio tra due diversi comportamenti del terreno: per $\eta < M$ il secondo termine a secondo membro della 3.19 è positivo ed il terreno rilascia una parte di energia potenziale interna; per $\eta > M$ invece il terreno accumula come energia potenziale un quantitativo di energia fornitogli dall'esterno. L'angolo di attrito ϕ_{mc} mobilitato in questa fase è identico all'angolo di attrito di trasformazione di fase ϕ_{pt} definito da Ishihara et al. (1975) nelle prove di taglio non drenate (Luong, 1980). Luong (1979) suggerisce inoltre di considerare questo valore come stima dell'angolo di stato critico.

Negussey et al. (1988) confrontano direttamente i valori di ϕ_{mc} ottenuti con un'apparecchiatura triassiale con l'angolo di attrito a volume costante ϕ_{cv} ottenuto a grandi livelli di deformazione sulle stesse sabbie con un'apparecchiatura di taglio anulare. Quest'ultimo costituisce certamente una stima migliore dell'angolo di stato critico ϕ_{cs} . Essi mostrano che, mentre per terreni sciolti il confronto conduce a risultati paragonabili (Fig. 3.15.a), per terreni addensati ϕ_{mc} decresce con la densità relativa del terreno ed aumenta con la tensione di confinamento σ'_h . (Fig. 3.15.b)

La spiegazione di questo fenomeno è fornita da Rowe (1971) secondo il quale nei terreni molto addensati, in cui la resistenza di picco è mobilitata a bassi livelli della deformazione, il riassetamento globale dei grani nella fase di taglio è minimo, e lo scorrimento avviene contemporaneamente in un numero ridotto di contatti. Viceversa, nei terreni più sciolti, i grani sono meno strettamente vincolati ed il loro scorrimento può avvenire diffusamente in un maggior numero di direzioni: l'angolo di attrito mobilitato in assenza di variazioni di volume risulta maggiore di quello tra i grani per via del notevole quantitativo di energia dissipata nel riassetamento dei grani.

In accordo con la teoria dello stato critico Manzari e Dafalias (1997) tengono conto di questo effetto adottando una legge di flusso analoga alla

3.18, in cui il termine M perde la funzione di parametro del terreno e diviene:

$$M = M_{cs} + K_c^d \psi \quad (3.20)$$

M_{cs} è il valore di η in condizioni di stato critico, K_c^d un parametro del terreno, ψ la variabile di stato introdotta precedentemente.

3.5 Percorsi di sollecitazione ciclici

La previsione del comportamento dei terreni a grana grossa in condizioni di carico cicliche è importante per un gran numero di situazioni reali. Si pensi ad esempio ai fenomeni lenti che avvengono periodicamente nelle dighe di ritenuta in seguito al loro riempimento e svuotamento, oppure alle sollecitazioni dinamiche indotte da eventi sismici.

Se ci si riferisce alla schematizzazione introdotta da Jardine (1992), riportata in Fig. 1.6, il punto caratteristico delle tensioni agenti sul terreno si viene a trovare, nel corso di questi percorsi, all'interno della superficie di snervamento BS, variabili con la storia tensionale e le deformazioni più recenti. Può però accadere in taluni casi che il percorso tensionale coinvolga in maniera più articolata stati interni ed esterni a BS. In questo caso diviene interessante valutare l'interazione tra i percorsi tensionali che avvengono internamente alla superficie e la risposta del terreno all'esterno di questa, e, viceversa, l'influenza sul comportamento di un terreno sovraconsolidato di tensioni e deformazioni sperimentate in precedenti percorsi di sollecitazione. Ad esempio nella Fig. 3.16.a sono riportati i risultati di due prove triassiali condotte da Flora (1995) con la stessa σ'_h su campioni di ghiaia aventi un valore simile dell'indice dei vuoti iniziale e_0 : una prova di compressione monotonica ed una prova di compressione ed estensione a cicli di ampiezza crescente. I rami di ricarica della prova ciclica presentano a parità di tensione applicata valori più bassi della rigidità tangente rispetto alla prova monotonica. La differenza tra le due curve è tanto più evidente quanto maggiore è la deformazione prodotta nella precedente fase di scarico in estensione. La forma della curva q - ε_a subisce inoltre una consistente variazione ribaltando la sua concavità verso l'alto. Se si considerano le deformazioni volumetriche rilevate nel corso della prova ciclica si osserva un progressivo addensamento che, come è stato mostrato in precedenza, conduce in generale ad un aumento della rigidità del terreno. La Fig. 3.16.b mostra ad esempio il risultato di una prova condotta con cicli di

compressione ed estensione di ampiezza tensionale costante, dalla quale si rileva chiaramente questo effetto. Appare evidente, dunque, che le proprietà del terreno risentono sensibilmente di un danneggiamento prodotto dall'estensione nella fase di scarico che si riflette anche sul valore della resistenza del terreno (Fig.3.16.c).

Questo effetto non sembra invece essere significativo sul comportamento della sabbia di Toyoura per la quale sono riportati in Fig.3.17 i risultati di tre prove di compressione a deformazione piana: una prova di compressione; una di estensione; una prova di compressione ed estensione con cicli di carico di ampiezza crescente (Yamada et al., 1996). In questo caso i rami di ricarico si sviluppano tutti al di sopra della curva di primo carico della prova monotonica ed i cicli di isteresi si espandono continuamente senza intersezioni. Ancora una volta si osserva la variazione di concavità delle curve tensioni-deformazioni all'aumentare dell'ampiezza dei cicli di carico.

Come si può osservare dalle Figg.3.16 e 3.17, le relazioni tra la tensione deviatorica q e la deformazione distorsionale $\gamma = \epsilon_a - \epsilon_r$ sono asimmetriche rispetto all'asse delle ordinate: nella rappresentazione i risultati delle prove cicliche risulta in genere conveniente introdurre come variabile tensionale la resistenza mobilitata attraverso $\sin \phi_{mob} = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$. Il cambiamento di variabile conduce a delle curve di forma simile in fase di compressione ed estensione che si prestano alla formulazione di modelli simmetrici (Fig.3.17.b).

Spesso infatti le leggi costitutive del terreno in campo ciclico sono formulate facendo riferimento alla curva ottenuta in fase monotonica $\tau = f(\gamma)$ scritta partendo da $\tau = 0$ ed ipotizzando la simmetria nelle fasi di estensione e compressione ($f(-\gamma) = -f(\gamma)$).

Nell'ipotesi di validità di una legge proporzionale è possibile scrivere:

$$\frac{(\tau - \tau_{r.p.})}{n} = f\left(\frac{(\gamma - \gamma_{r.p.})}{n}\right) \quad (3.21)$$

in cui $\tau_{r.p.}$ e $\gamma_{r.p.}$ sono i valori della variabile di tensione e di deformazione valutati nel punto di inversione del carico.

Masing (1926) fissa un valore di n costante ed uguale a due. Il significato di questa posizione è mostrato in Fig.3.18, in cui si osserva che il ramo di scarico che parte dal generico punto A (γ_a, τ_a) incontra la curva di riferimento nella fase di estensione nel punto B di coordinate $(-\gamma_a, -\tau_a)$.

Risultati sperimentali ricavati attraverso prove monotoniche e cicliche su sabbia da Lo Presti et al. (1997) mostrano che n assume valori largamente superiori a 2 (Fig.3.19). Inoltre è noto che l'applicazione dei criteri di Masing conduce ad alcune anomalie nel comportamento dei terreni che Pyke (1979) risolve proponendo un valore di n variabile:

$$n = \left| \pm 1 - \frac{\tau_{r.p.}}{\tau_f} \right| \quad (3.22)$$

Il segno alternativo nella 3.22, negativo nella fase di scarico e positivo nella fase di ricarica fa scaturire un valore di n variabile tra 1 e 2.

Flora e Silvestri (1993) utilizzano questa formulazione per simulare i risultati di alcune prove triassiali con percorso tensionale ciclico mostrati in Fig.3.20. La simulazione funziona discretamente nelle fasi di scarico mentre sovrastima notevolmente le rigidzze nelle fasi di ricarica, sulle quali si risente sensibilmente l'effetto del danneggiamento prodotto dalla precedente estensione. Complessivamente la simulazione manifesta una maggiore energia dissipata nel ciclo di isteresi.

3.5.1 L'algoritmo di Bardet

Una formulazione di validità generale per la simulazione del comportamento isteretico dei terreni è stata introdotta da Bardet (1996) con una struttura analoga a quella delle superfici di snervamento multiple. L'algoritmo generalizza le precedenti formulazioni ed ha il vantaggio di poter essere particolarizzato a numerose situazioni reali, inserendovi nella forma più opportuna caratteristiche dei terreni come l'anisotropia e il danneggiamento. A partire da una legge qualsiasi che esprime il modulo di rigidzza del terreno in condizioni monotoniche, l'algoritmo consente di calcolare il modulo di rigidzza del terreno in un istante qualsiasi di una storia di carico ciclico. Esso è in grado di simulare inoltre la memoria del terreno nei confronti dei percorsi di sollecitazione precedenti.

Una schematizzazione del modello è fornita nella Fig.3.21. Considerata una generica curva di riferimento, simmetrica o asimmetrica, ricavata da prove monotoniche, è possibile esprimere il legame tensioni-deformazioni nel seguente modo.

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p = \frac{d\sigma}{E} + \frac{d\sigma}{H} \quad (3.22)$$

Le deformazioni elastiche possono essere calcolate formulando il modulo di rigidezza elastica E con un qualsiasi modello. Il modulo H , che rappresenta l'incrudimento del terreno, varia tra ∞ e 0 e dipende da una variabile δ , funzione dello stato tensionale corrente e della storia tensionale recente. Nella fase di primo carico δ rappresenta la distanza tra la tensione corrente σ e la tensione di rottura σ_{\max} :

$$H = H(\delta) = H(1 - \sigma/\sigma_{\max}) \quad (3.23)$$

La relazione tra H e δ può essere scelta con un criterio qualsiasi sulla base dei risultati sperimentali ed assumere una espressione qualsiasi, simmetrica o meno nelle fasi di compressione ed estensione, così come i valori della tensione di rottura in compressione (σ_{\max}) ed estensione (σ_{\min}) possono essere ricavati direttamente da dati sperimentali o essere espressi tramite una legge in funzione di parametri e variabili di stato del terreno.

Nel momento in cui si inverte l'applicazione della tensione (C_r in Fig.3.21) l'algoritmo riporta istantaneamente ad 1 il valore della variabile δ e, di conseguenza, il modulo H diviene infinito. Le deformazioni nella prima fase di scarico sono puramente elastiche e l'incrudimento del terreno segue una legge diversa dalla precedente. L'espressione di δ diviene nella fase di primo scarico:

$$\delta = 1 - \frac{\delta_r}{\sigma_{Cr} - \sigma_{Tr}} (\sigma_{Cr} - \sigma) \quad (3.24)$$

σ_{Cr} e δ_r sono rispettivamente la tensione ed il valore di δ nel punto di inversione del carico, σ_{Tr} è la tensione corrispondente a δ_r nella fase di estensione.

Analogamente alla 3.24 si può definire la legge di incrudimento in qualsiasi condizione di carico: l'algoritmo tiene conto della storia tensionale recente del terreno tramite la generazione di un certo numero di dipoli (δ_{ri}, σ_{ri}) che esprimono le inversioni del carico avvenute in precedenza. Essi sono definiti in modo che:

$$\delta_{i-1} > \delta_i > \delta_{i+1}$$

Se, ad esempio, la tensione durante uno scarico o un ricarico supera i valori σ_{Cr} o σ_{Tr} dei dipoli esterni la legge di incrudimento cambia poiché δ varia

seguendo la legge di primo carico (3.23) e cancellando tutti i dipoli interni ($\delta_i > \delta_r$). Questo modo di rappresentare il comportamento del terreno sottintende implicitamente il ricorso ad un approccio con superfici di snervamento annidate.

3.5.2 La dilatanza dei terreni in condizioni di carico cicliche

Lo studio delle deformazioni volumetriche dei terreni granulari in condizioni di carico cicliche è stato affrontato con una serie di risultati sperimentali ottenuti con apparecchiature triassiali e di taglio torsionale da Pradhan (1990).

Per analizzare i dati l'autore ha sviluppato alcune delle teorie formulate per condizioni di carico monotoniche. Ad esempio la relazione 3.17 (Rowe, 1962) può essere scritta, nel caso di compressione triassiale ($d\varepsilon_q^p > 0$):

$$\frac{q}{p'} = \left[\frac{(2K + 1) \left(\frac{-d\varepsilon^p_p}{d\varepsilon^p_q} \right) + 3(K - 1)}{\frac{2}{3}(K - 1) \left(\frac{-d\varepsilon^p_p}{d\varepsilon^p_q} \right) + (K + 2)} \right] \quad (3.25)$$

K esprime il rapporto tra il lavoro compiuto delle forze attive e passive del sistema:

$$K = \tan^2(45 + \phi_\mu/2) = (\sigma'_v \varepsilon_v) / (-2\sigma'_r \varepsilon_r) \quad (3.26)$$

Nel caso di estensione ($d\varepsilon_q^p > 0$) invece la relazione diviene:

$$\frac{q}{p'} = \left[\frac{(2 + K) \left(\frac{-d\varepsilon^p_p}{d\varepsilon^p_q} \right) - 3(K - 1)}{\frac{2}{3}(1 - K) \left(\frac{-d\varepsilon^p_p}{d\varepsilon^p_q} \right) + 2K + 1} \right] \quad (3.27)$$

$$K = \tan^2(45 + \phi_\mu/2) = (2\sigma'_r \varepsilon_r) / (\sigma'_v \varepsilon_v) \quad (3.28)$$

Le relazioni 3.25 e 3.27 sono confrontate nelle Figg.3.22 con i risultati di due prove triassiali cicliche, ad ampiezza di tensione deviatorica crescente ed a tensione efficace media p' costante, su campioni aventi diverso indice dei vuoti iniziale. Si può osservare che le curve teoriche ricavate con diversi modelli e riportate nelle figure si discostano poco tra loro. Il loro andamento comune è rispettato con discreta approssimazione dai dati sperimentali ricavati sia dalla prove sul campione più denso che da quella sul campione più sciolto.

Più precisamente i risultati della prova ottenuti nelle fasi di scarico ($d\gamma^p < 0$) seguono la legge ricavata per la fase di estensione (3.27), quelli ottenuti nelle fasi di ricarico ($d\gamma^p > 0$) seguono la legge valida in fase di compressione (3.25).

Lo stesso autore riporta i dati di una prova triassiale ciclica ($p' = \text{cost}$) ad ampiezza di tensione costante (Fig.3.23). A differenza del caso precedente, in cui l'ampiezza della deformazione applicata è crescente in ogni ciclo, si osserva che le curve rappresentative dei rami di scarico e ricarico mostrano una pendenza progressivamente più accentuata ed un isteresi sempre più ridotta. Contemporaneamente le curve $q/p' = dv_d/d\gamma^p$ si muovono dopo ciascun ciclo verso l'interno, con una velocità progressivamente più bassa. Questo significa che il valore dell'angolo di attrito di massima contrazione diminuisce progressivamente con il numero dei cicli.

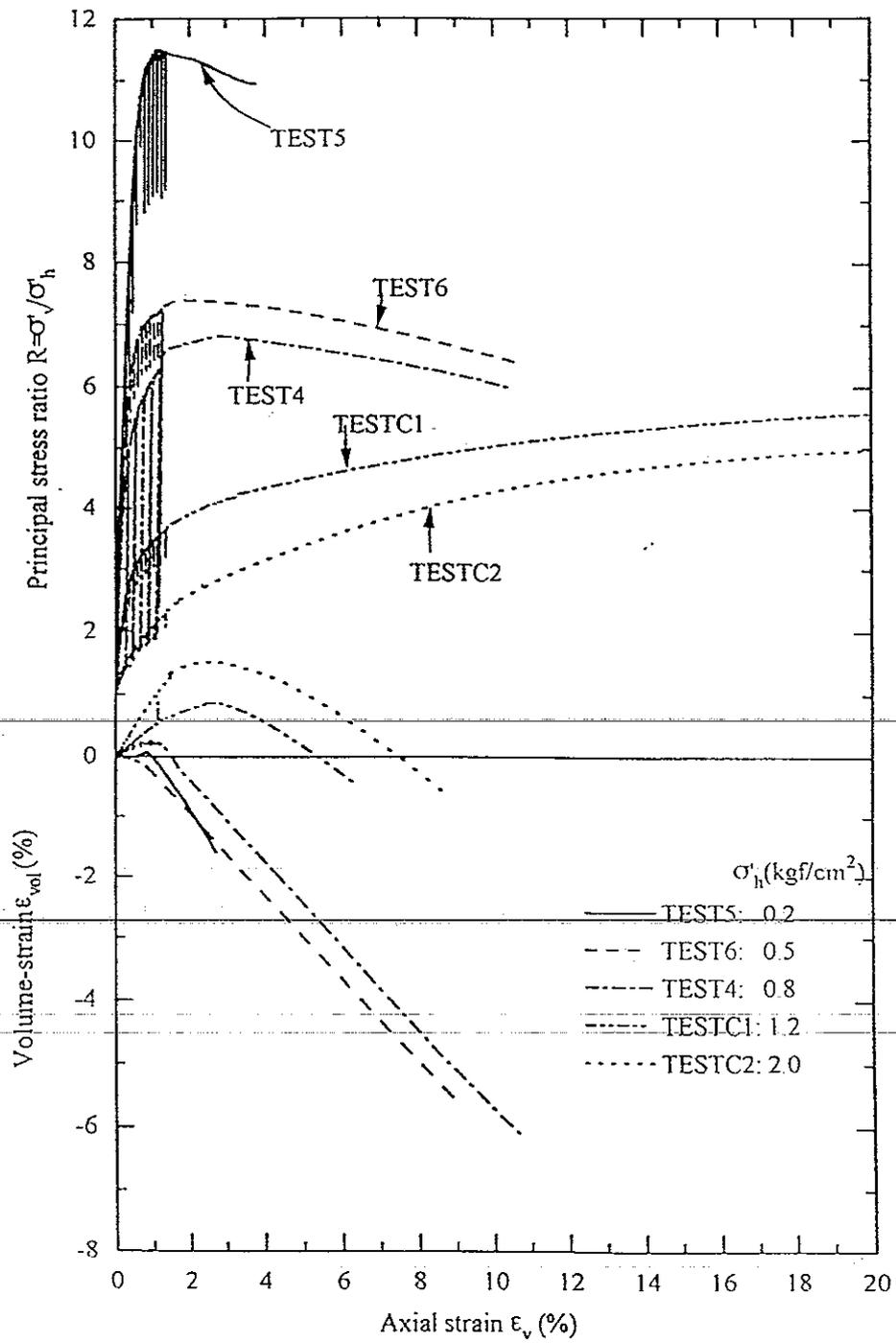


Fig.3.3: Risultati di prove monotoniche di taglio trissiale su ghiaia di Chiba (da Jiang, 1996).

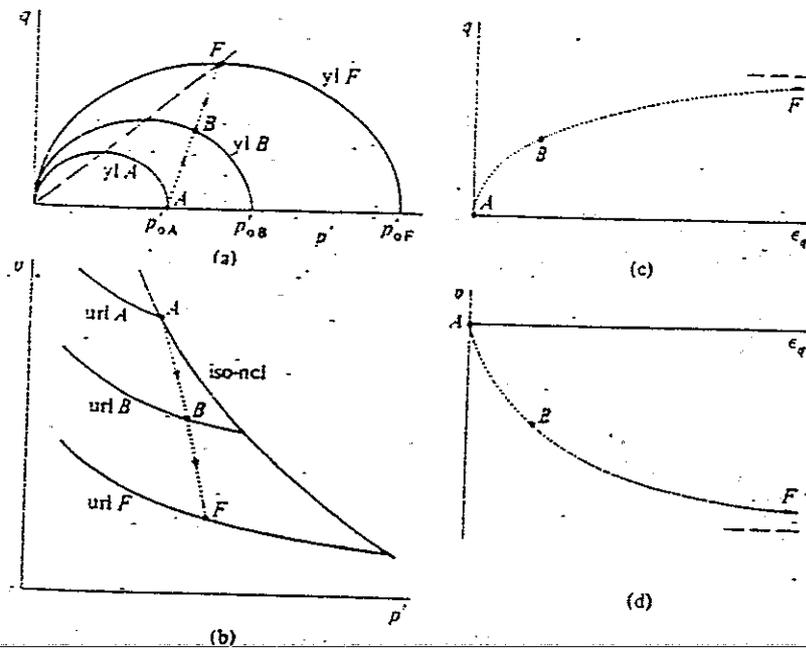


Fig.3.4: Prova triassiale drenata a $\sigma'_h = \text{cost}$ su argilla normalconsolidata nel Cam-clay modificato (da Wood, 1990).

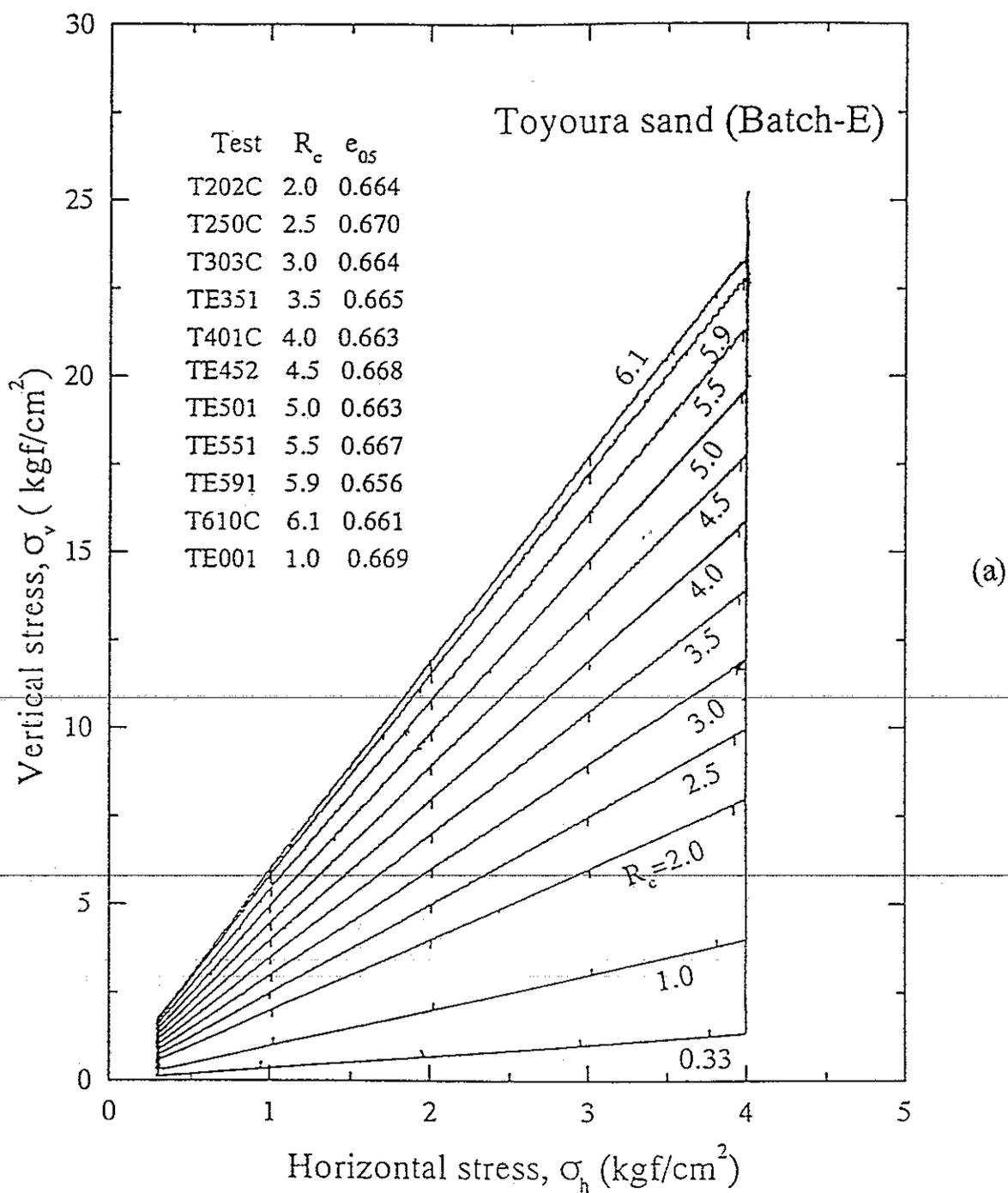
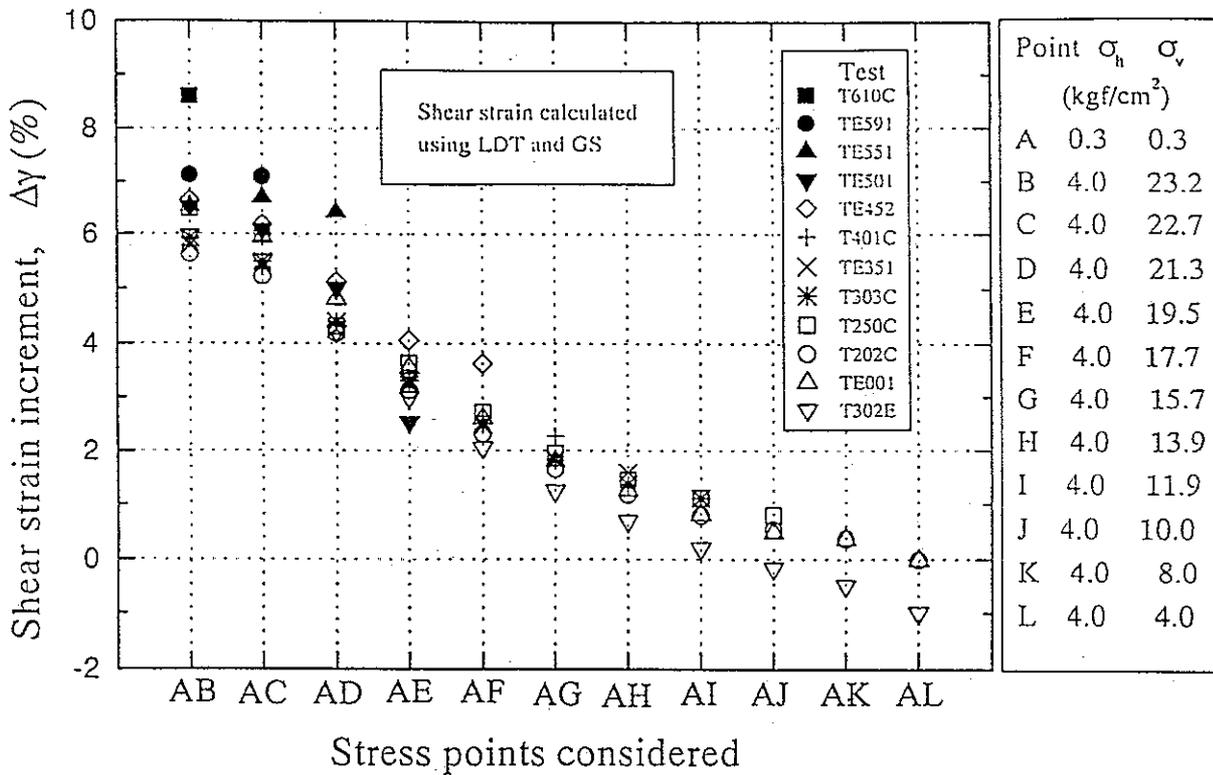
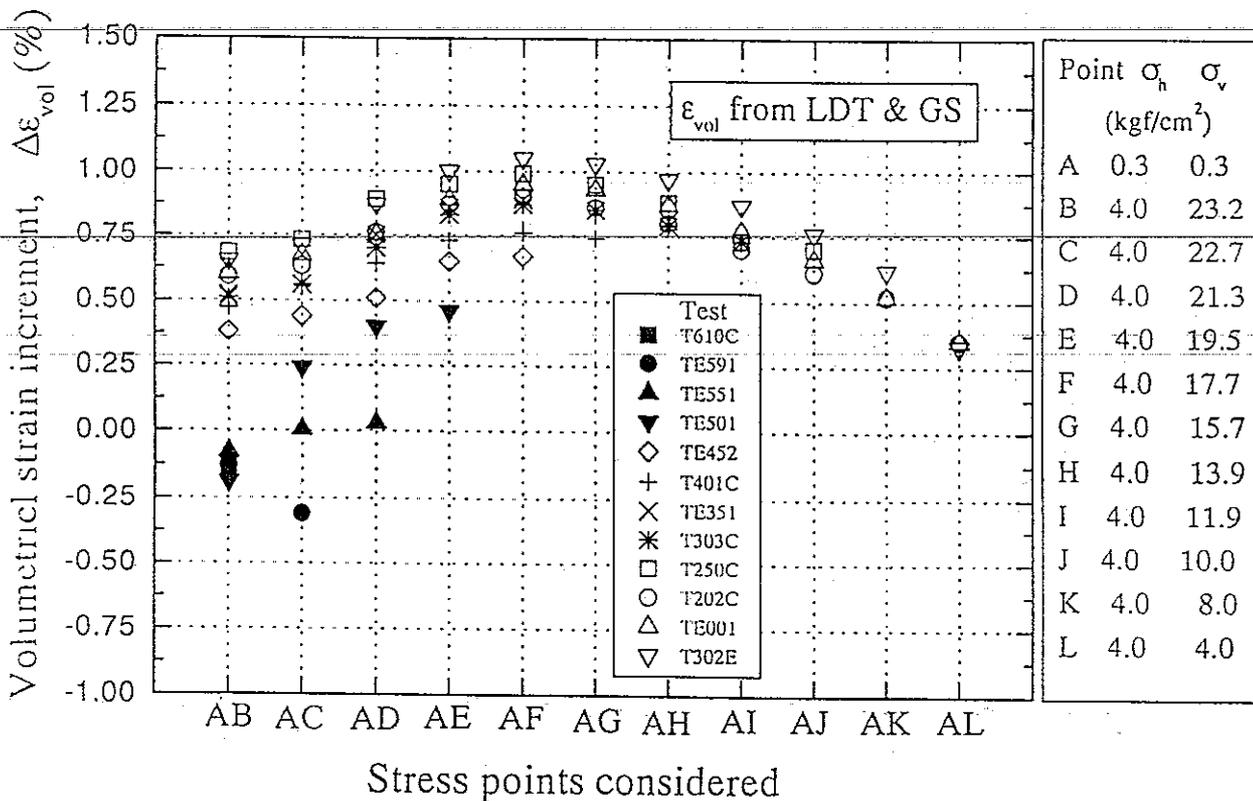


Fig.3.5 (a): Percorsi di sollecitazione seguiti in alcune prove di taglio a deformazione piana condotte su sabbia di Toyoura (da Yasin, 1997).



(b)



(c)

Fig.3.5 (b e c): Risultati di prove di taglio a deformazione piana condotte su sabbia di Toyoura seguendo percorsi di sollecitazione articolati: confronto tra deformazioni distorsionali (fig.b) e volumetriche (fig.c) rilevate nelle diverse prove (da Yasin, 1997).

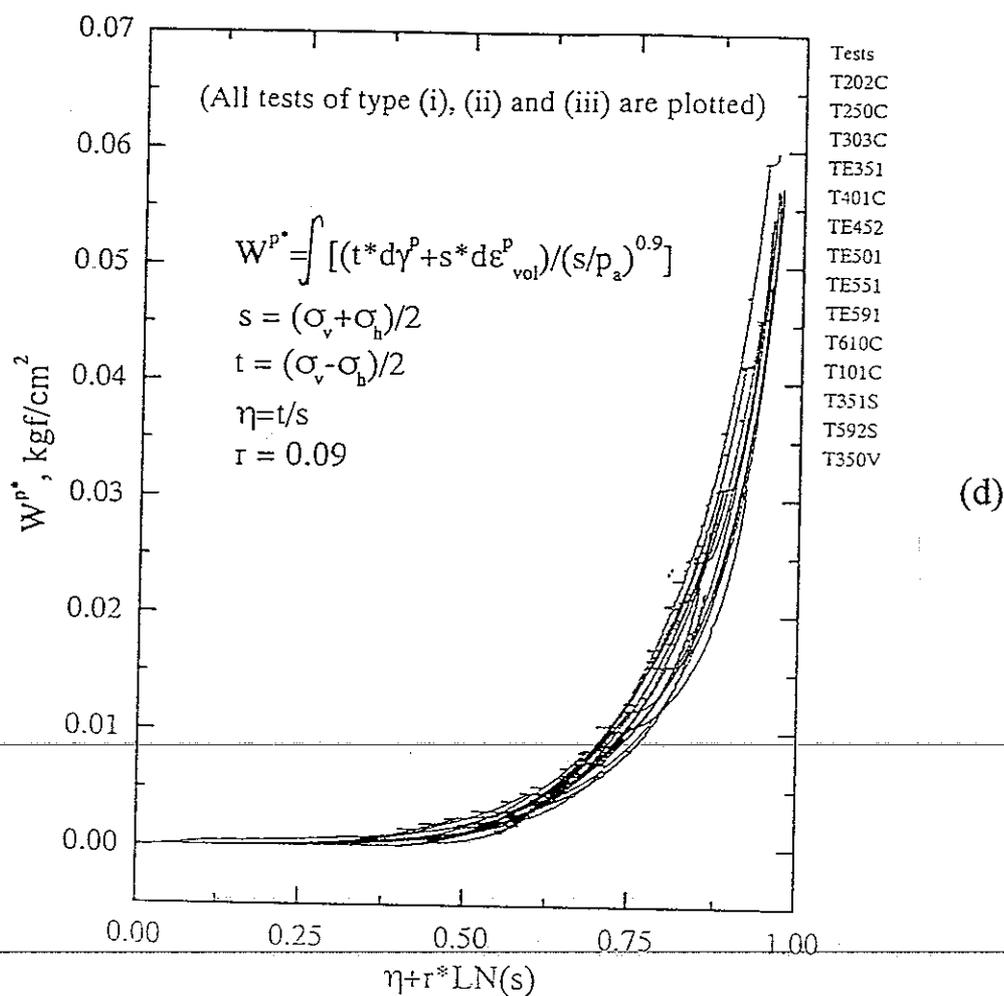
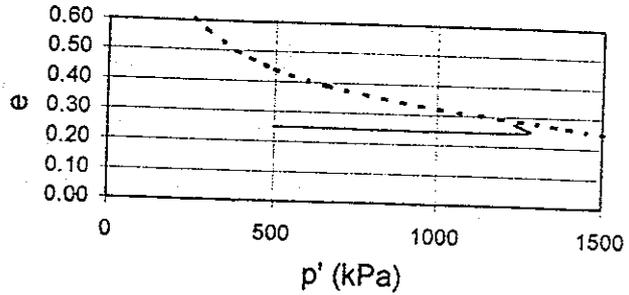
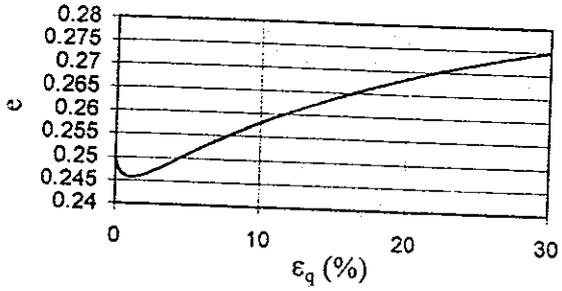
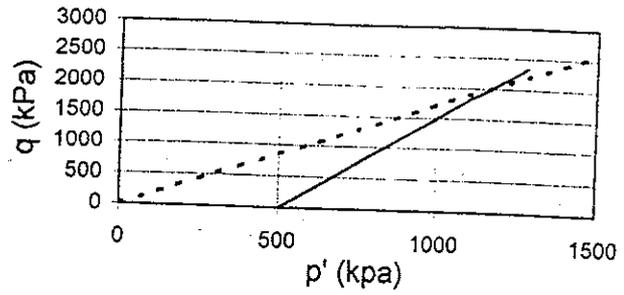
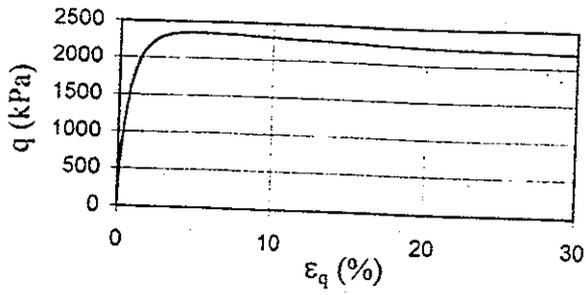
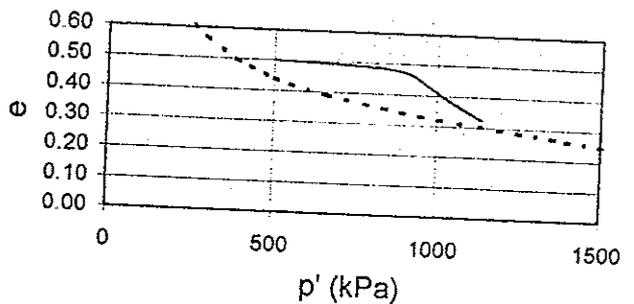
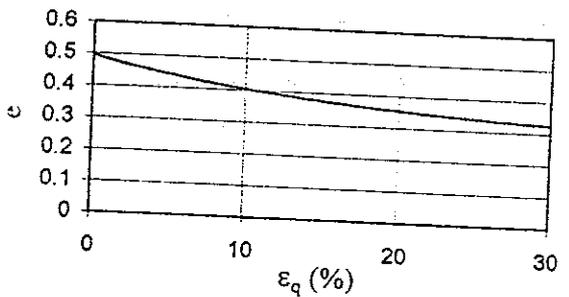
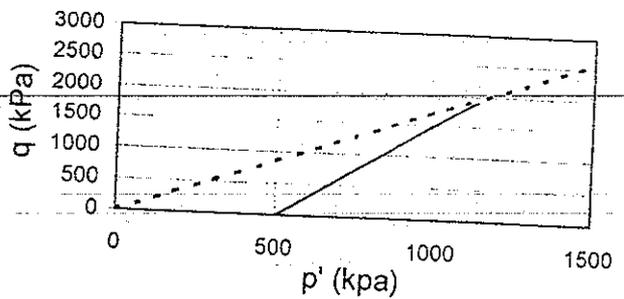
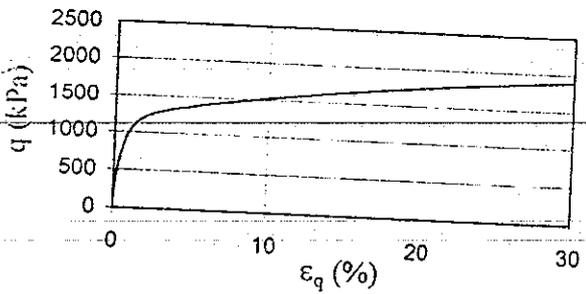


Fig.3.5 (d): Risultati di prove di taglio a deformazione piana condotte su sabbia di Toyoura seguendo percorsi di sollecitazione articolati: confronto tra W^{p*} ed una variabile tensionale nelle diverse prove (da Yasin, 1997).

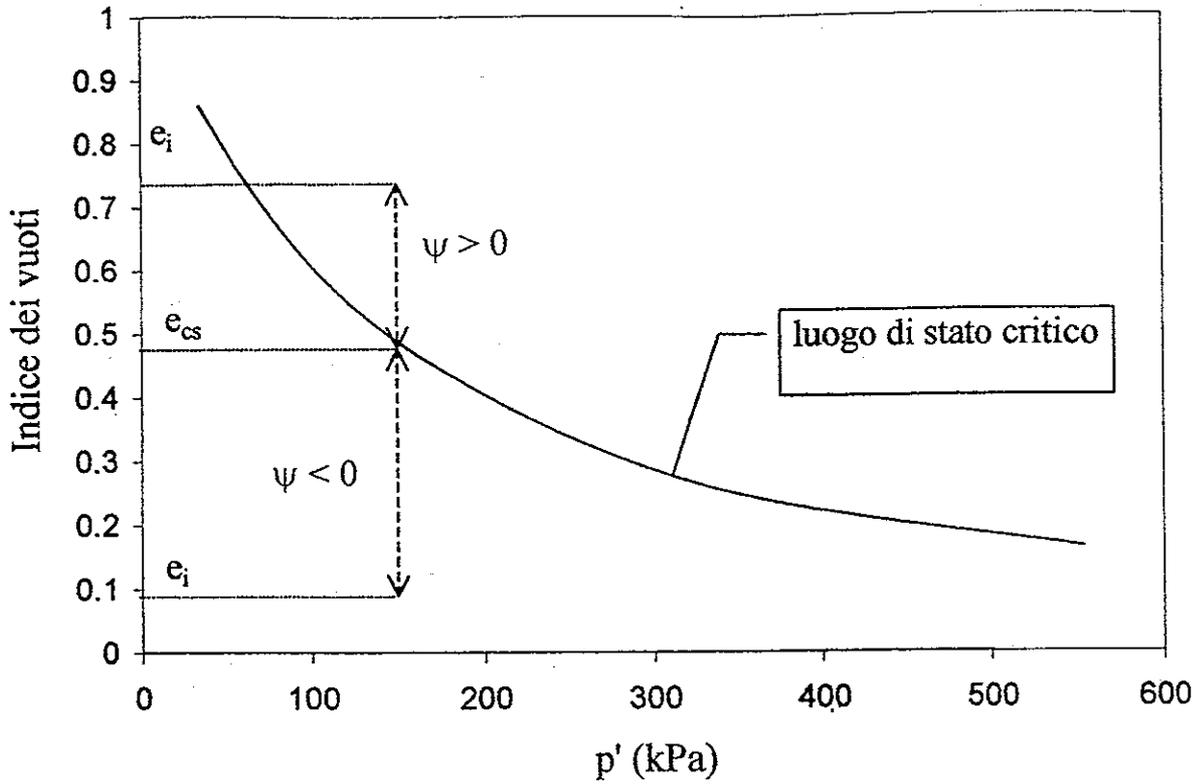


(a)

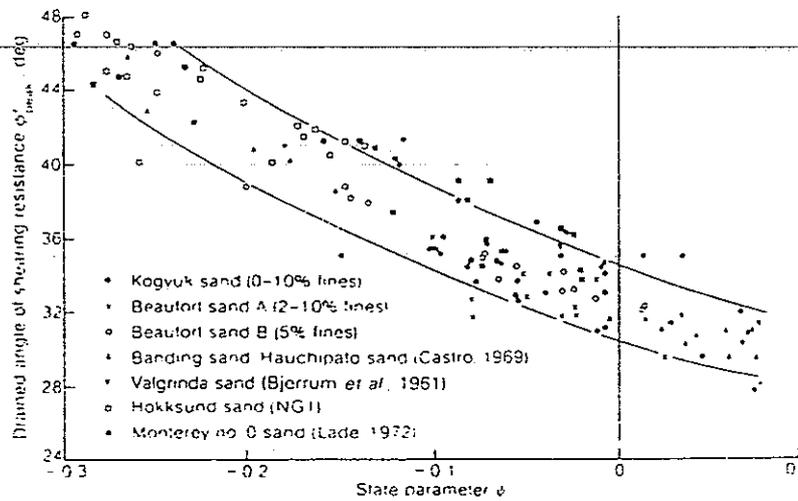


(b)

Fig.3.6 (a e b): Tipiche risposte di un terreno più denso dello stato critico (fig.a) e di un terreno più sciolto dello stato critico (fig.b).



(a)



(b)

Fig.3.7 (a e b): Angolo di resistenza di picco di diverse sabbie al variare del parametro di stato ψ (fig.b) (da Been e Jefferies, 1986). Il parametro è definito nella fig.a.

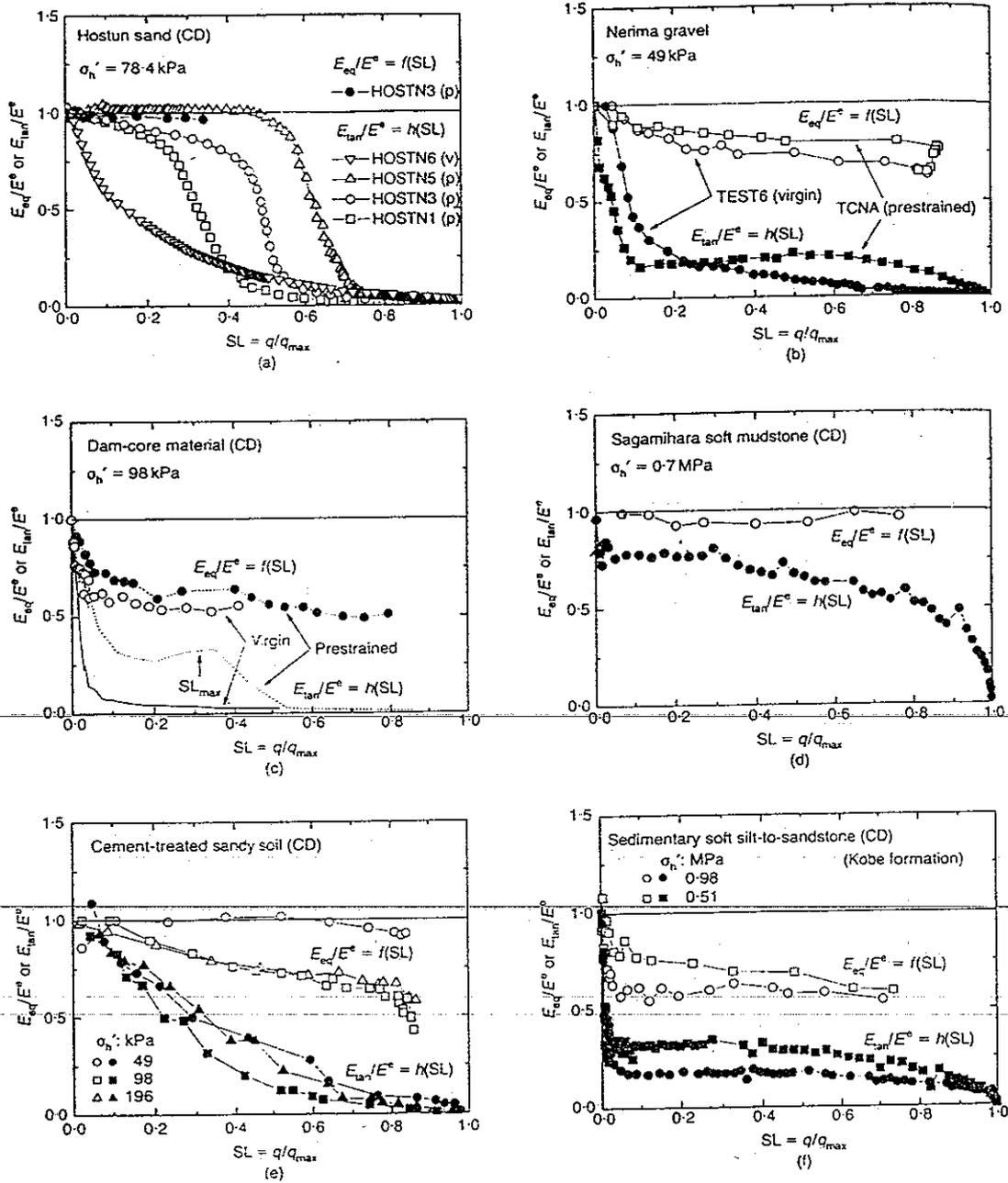
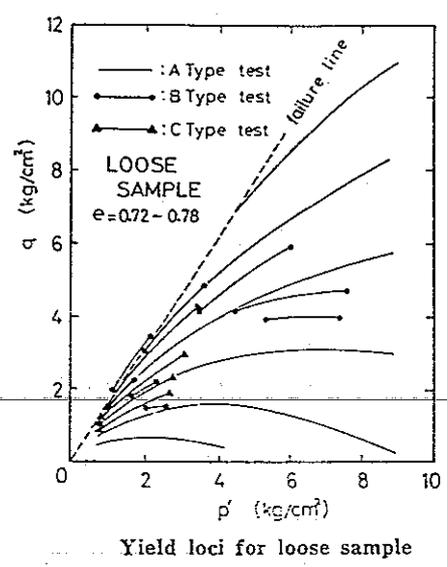
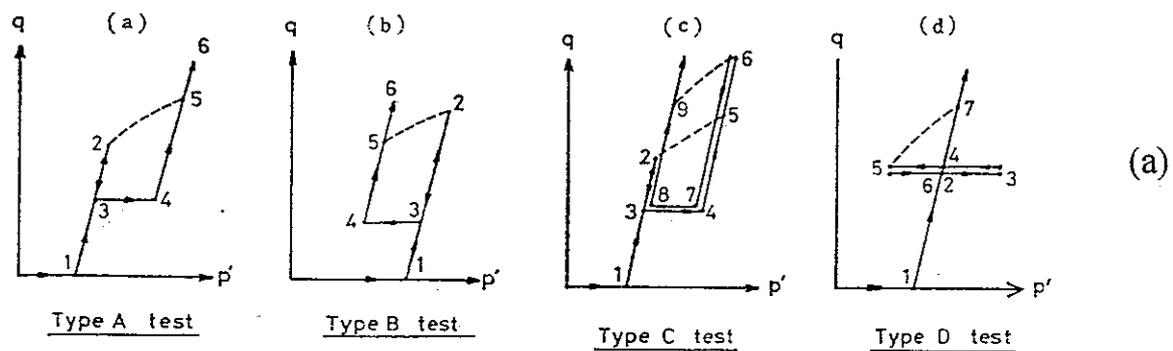


Fig.3.8: Funzione di incrudimento $h(SL)$ e di danneggiamento $f(SL)$ per terreni di diversa provenienza (da Kohata et al. 1997).



(b)

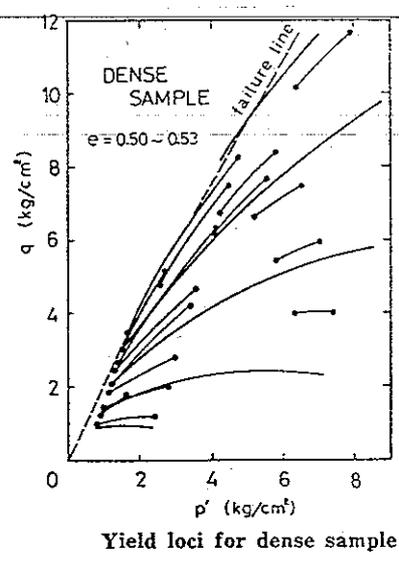
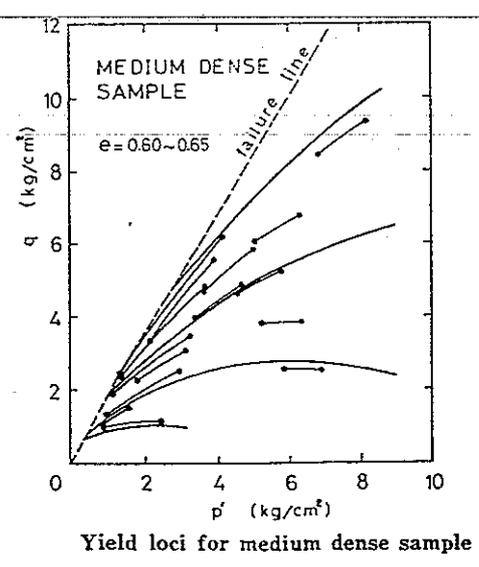


Fig.3.9: Percorsi tensionali (a) e superfici di snervamento (b) ricavati su sabbie a diversa densità iniziale (da Tatsuoka e Ishihara, 1974)

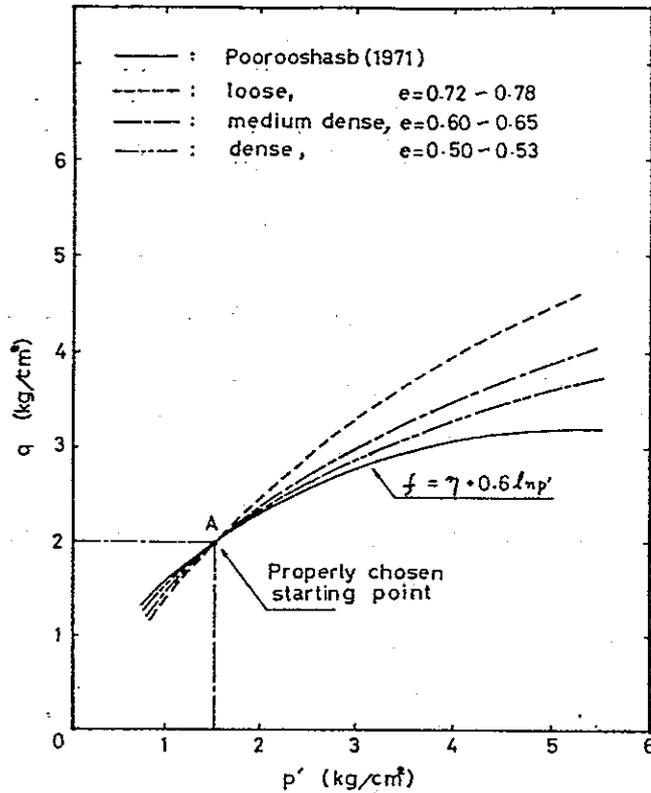


Fig.3.10: Effetto della densità sulla forma delle superfici di snervamento (da Tatsuoka e Ishihara, 1974).

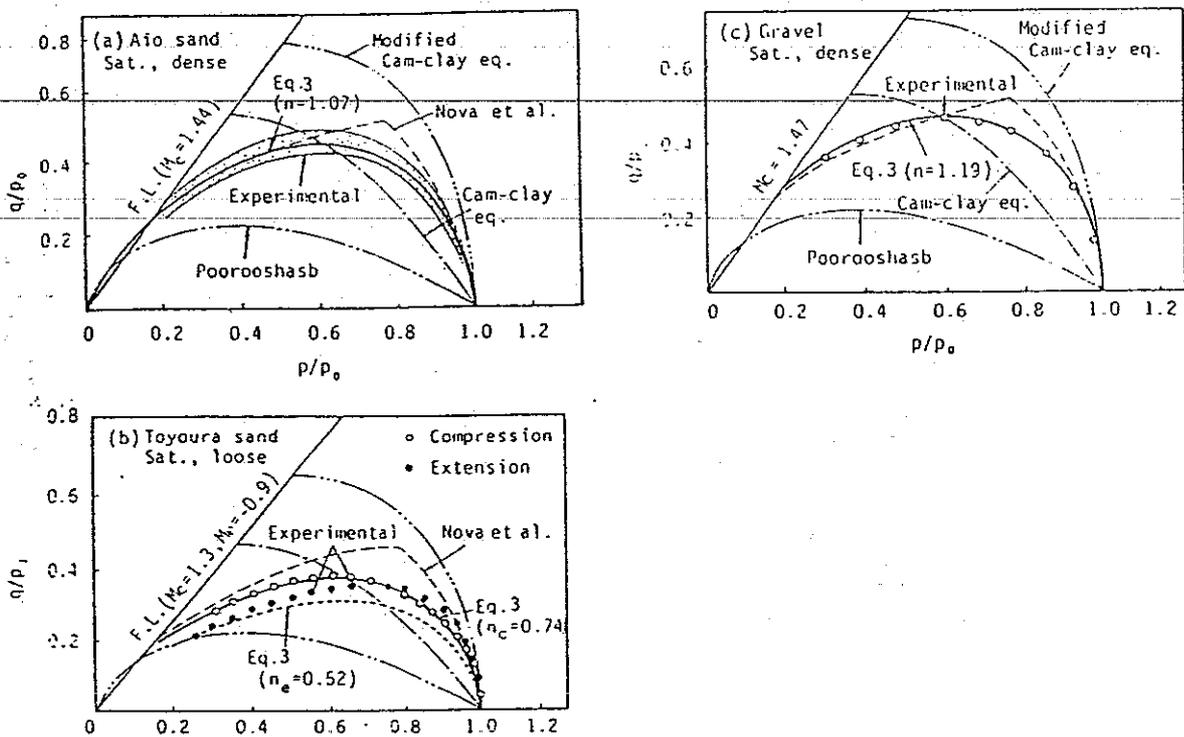


Fig.3.11: Superfici di snervamento di terreni granulari. (Eq.3.16: $f = \eta^2 + n \ln p'$). (da Murata et al., 1989).

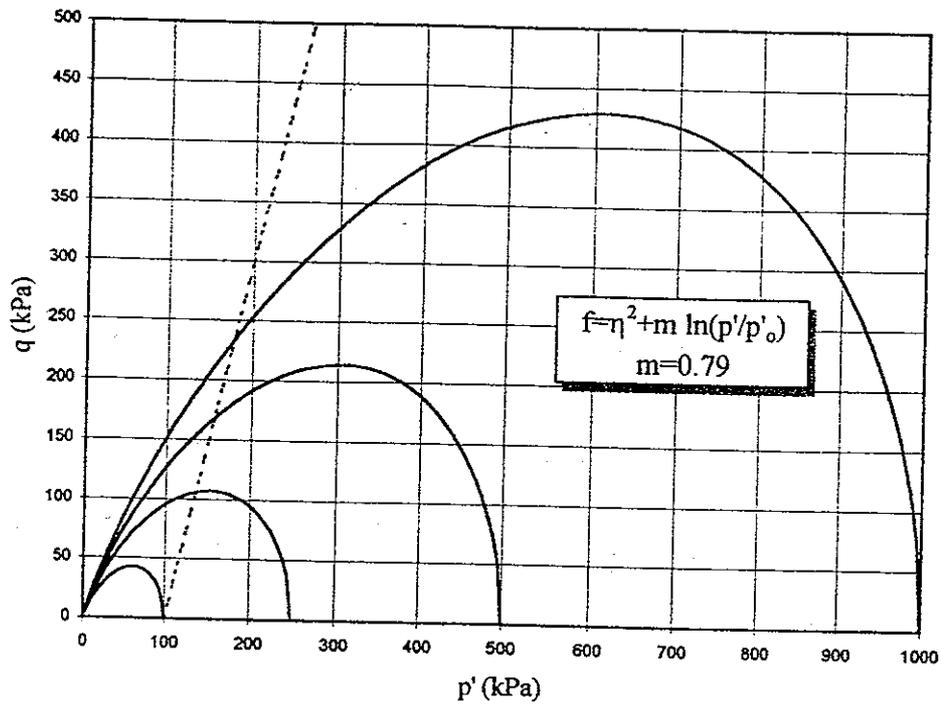


Fig.3.12: Superficie di snervamento definita dalla 3.16 nel corso di una prova triassiale drenata.

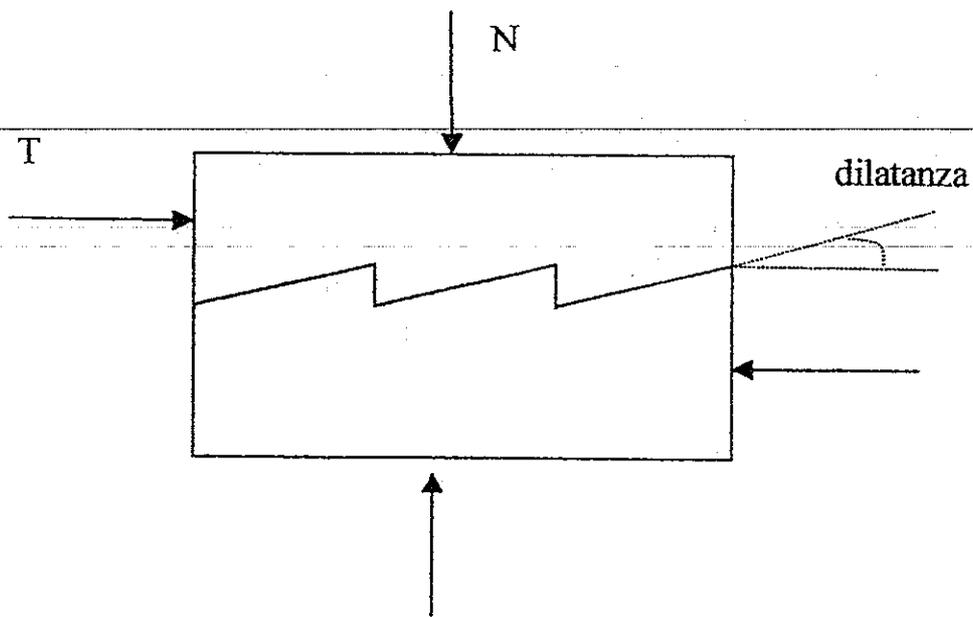


Fig.3.13: Modello a dente di sega.

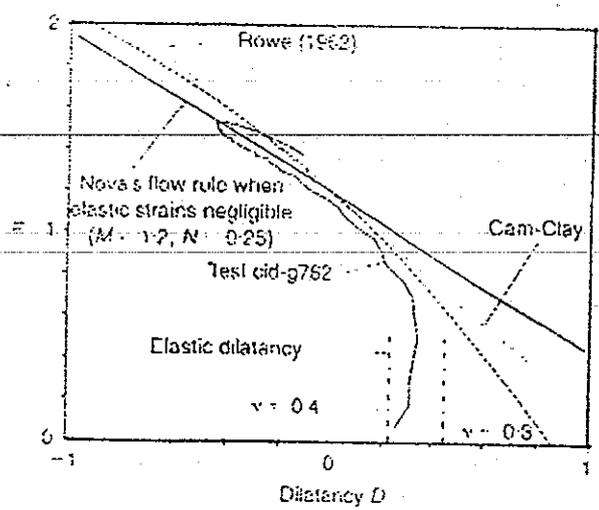
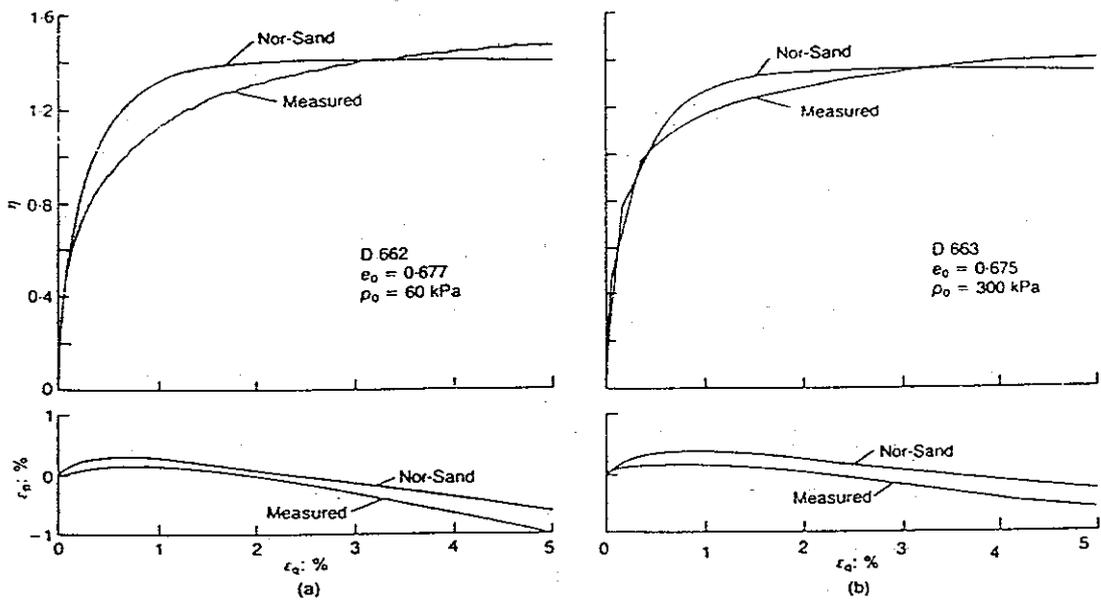


Fig.3.14: Confronto dei risultati sperimentali ottenuti su una sabbia con il modello costitutivo introdotto da Jefferies (1993).

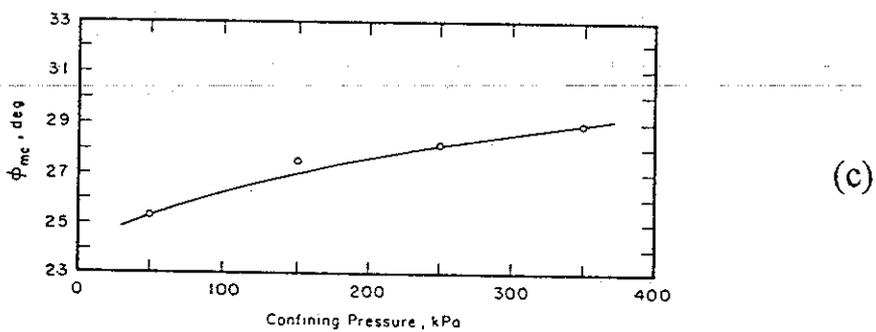
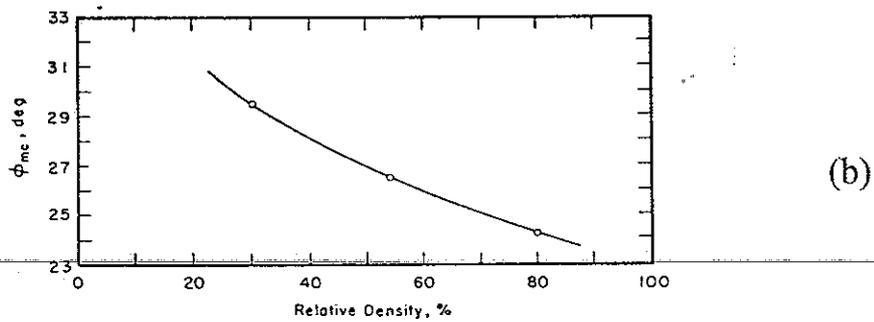
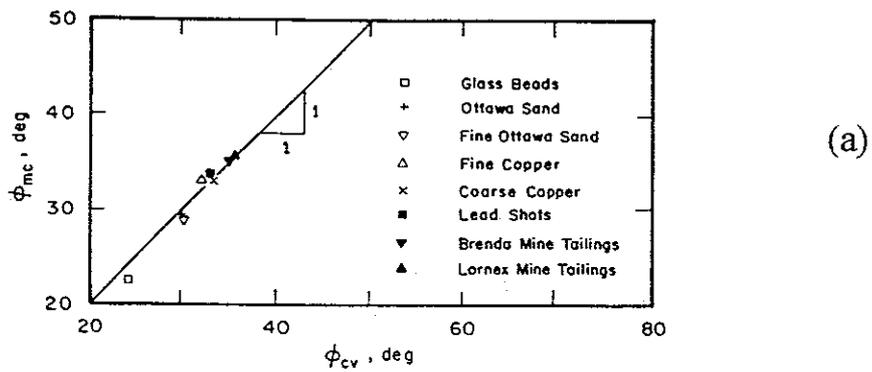


Fig.3.15: Confronto tra ϕ'_{mc} e ϕ'_{cv} per sabbie sciolte (fig.a) e variazione di ϕ'_{mc} con D_r e σ'_h (fig.b e c) per sabbia di Ottawa mediamente addensata (da Negussey et al. 1988).

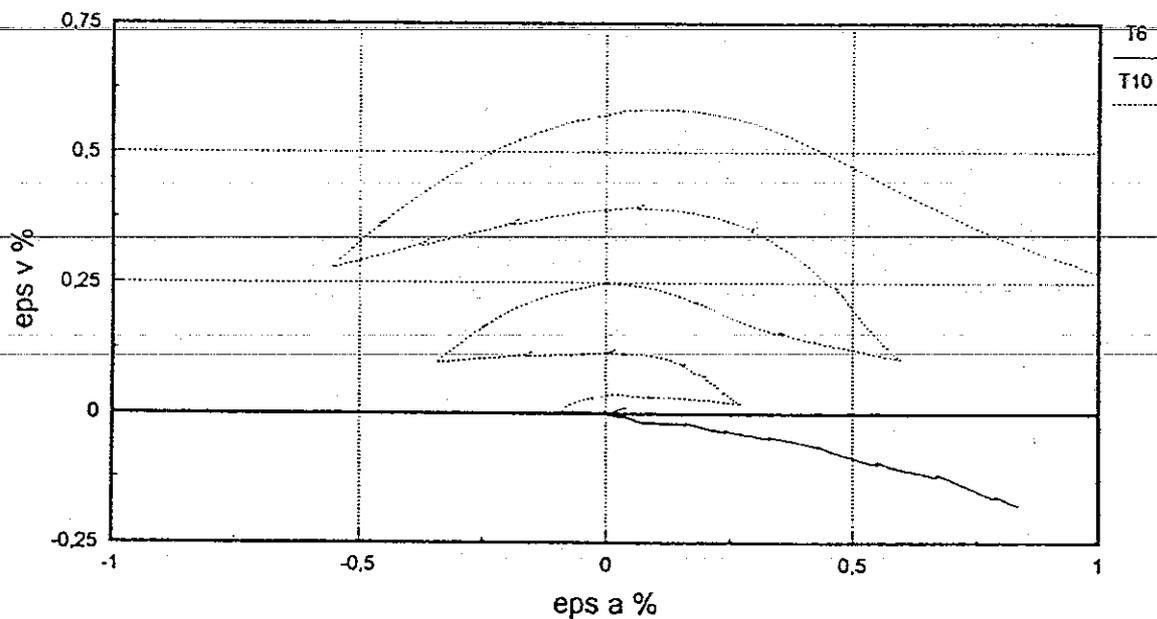
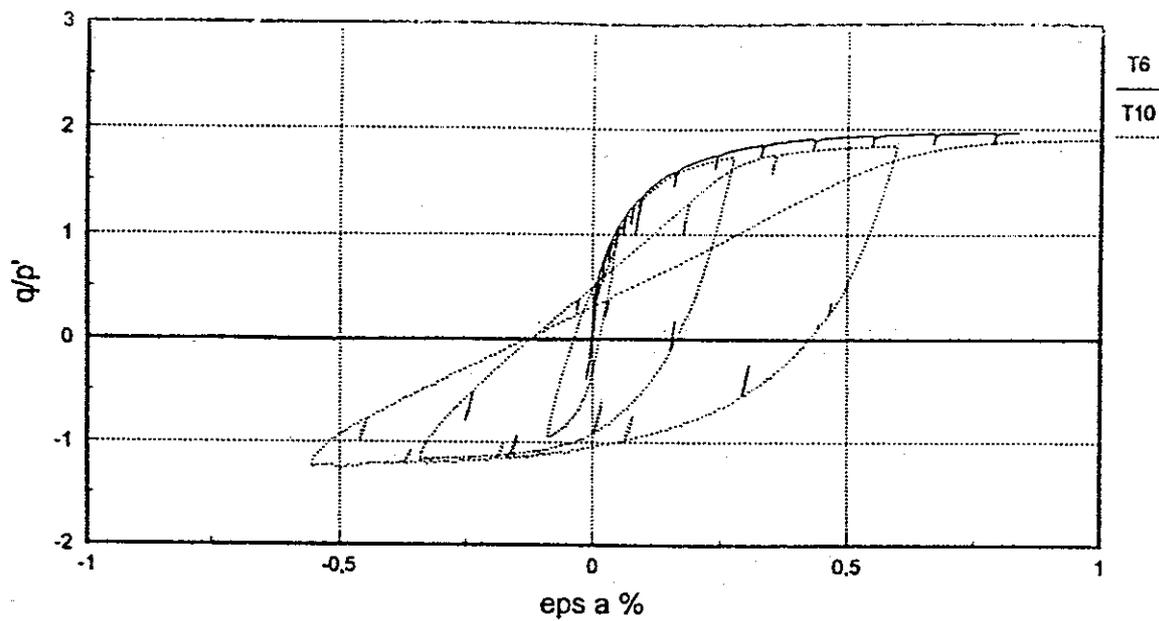


Fig.3.16.a: Confronto tra i risultati di una prova triassiale monotonica ed una prova triassiale ciclica, condotte con la stessa tensione di confinamento su campioni di ghiaia di Chiba costipati ad un indice dei vuoti iniziale simile (da Flora, 1995).

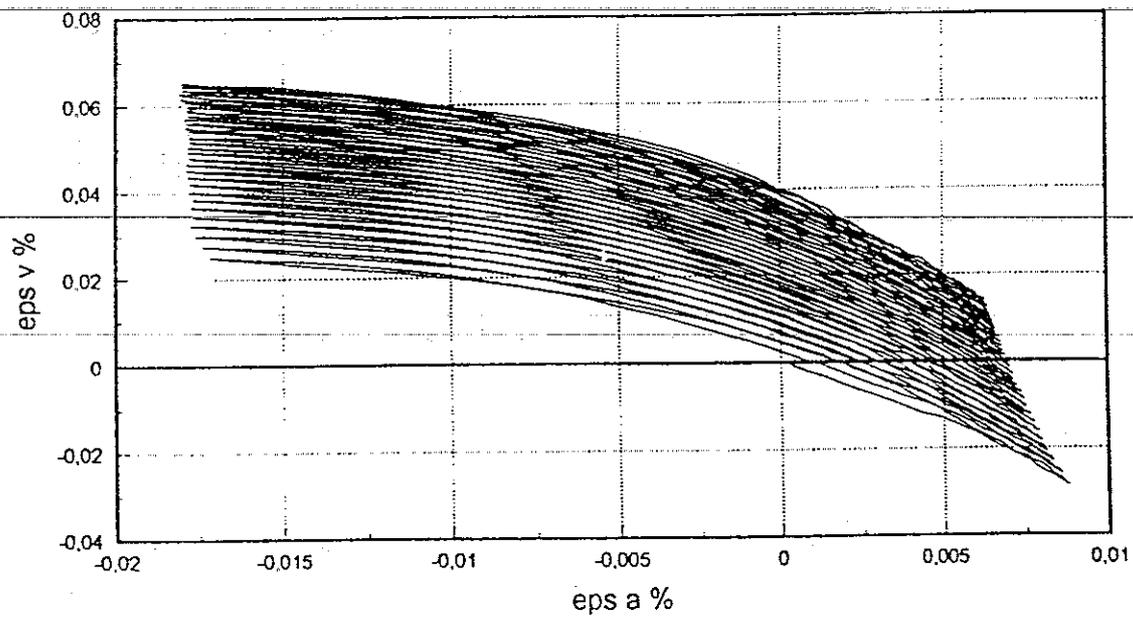
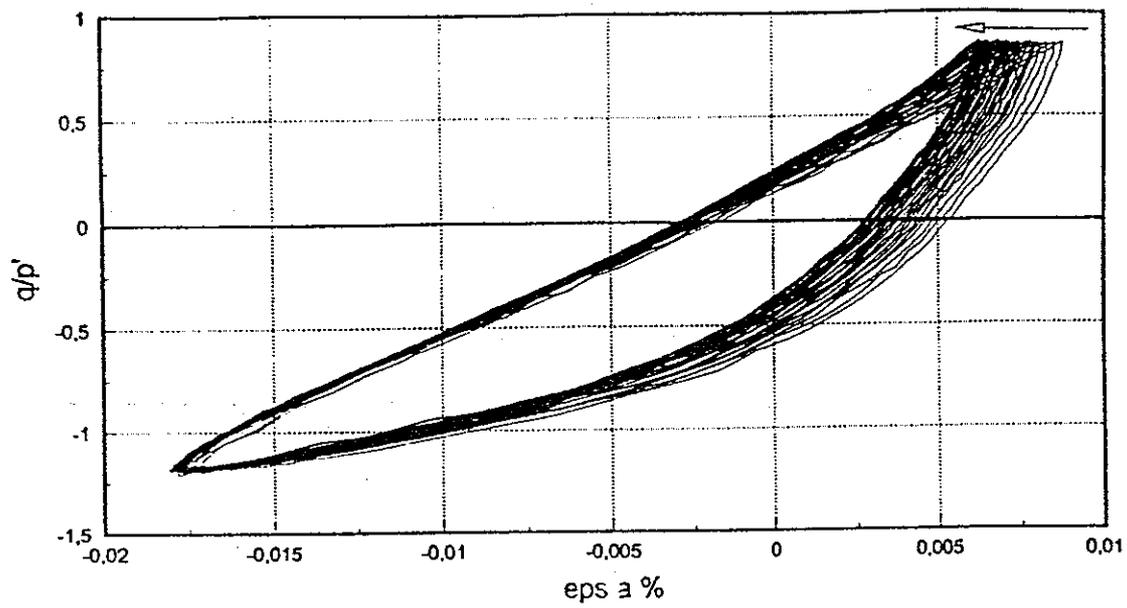


Fig.3.16.b: Cicli di compressione triassiale ad ampiezza di tensione costante (da Flora, 1995).

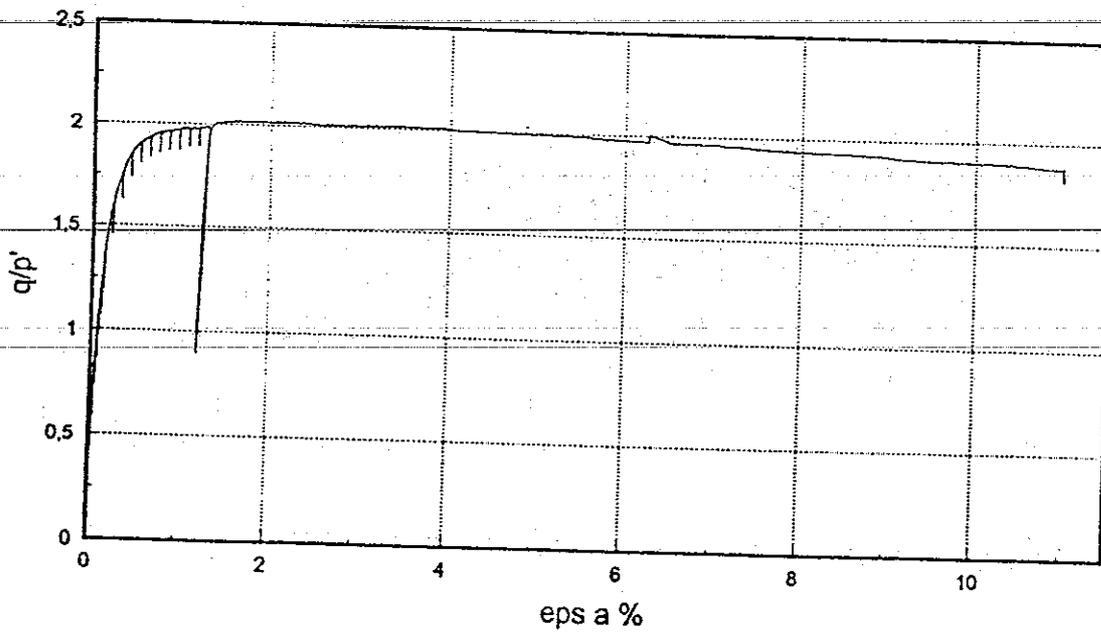
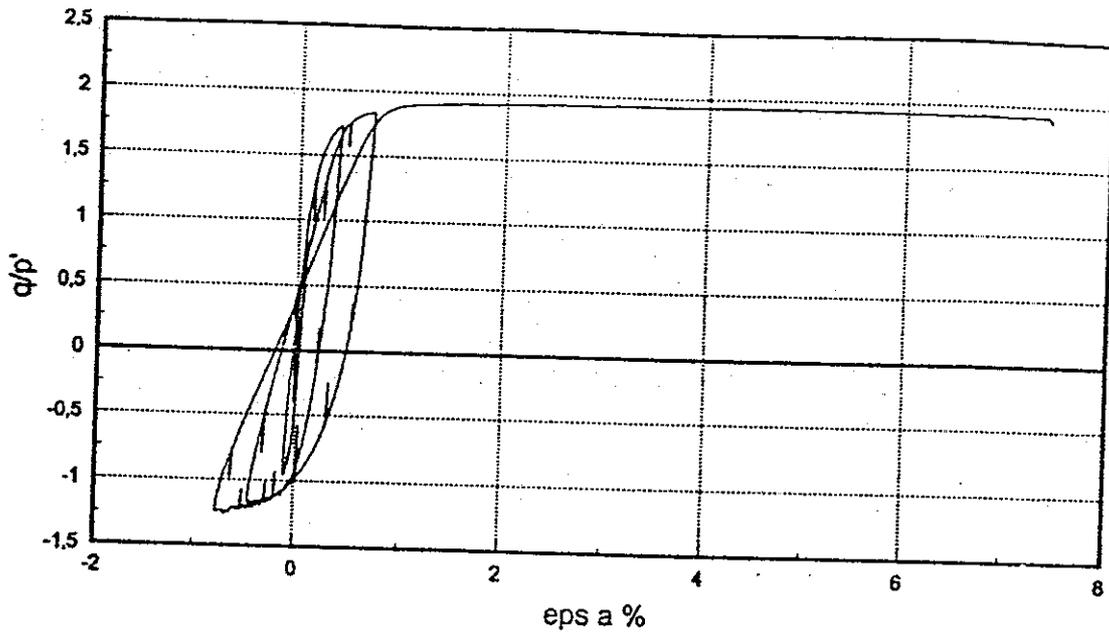


Fig.3.16.c: Influenza del percorso di sollecitazione sul comportamento meccanico della ghiaia di Chiba (da Flora, 1995).

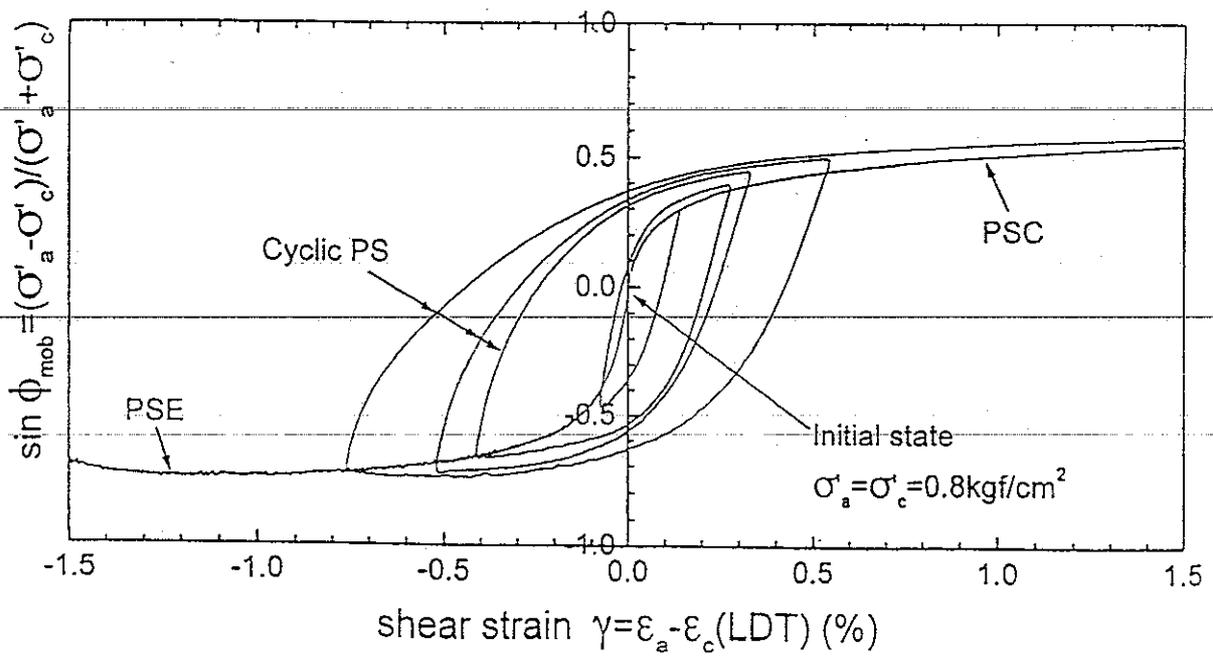
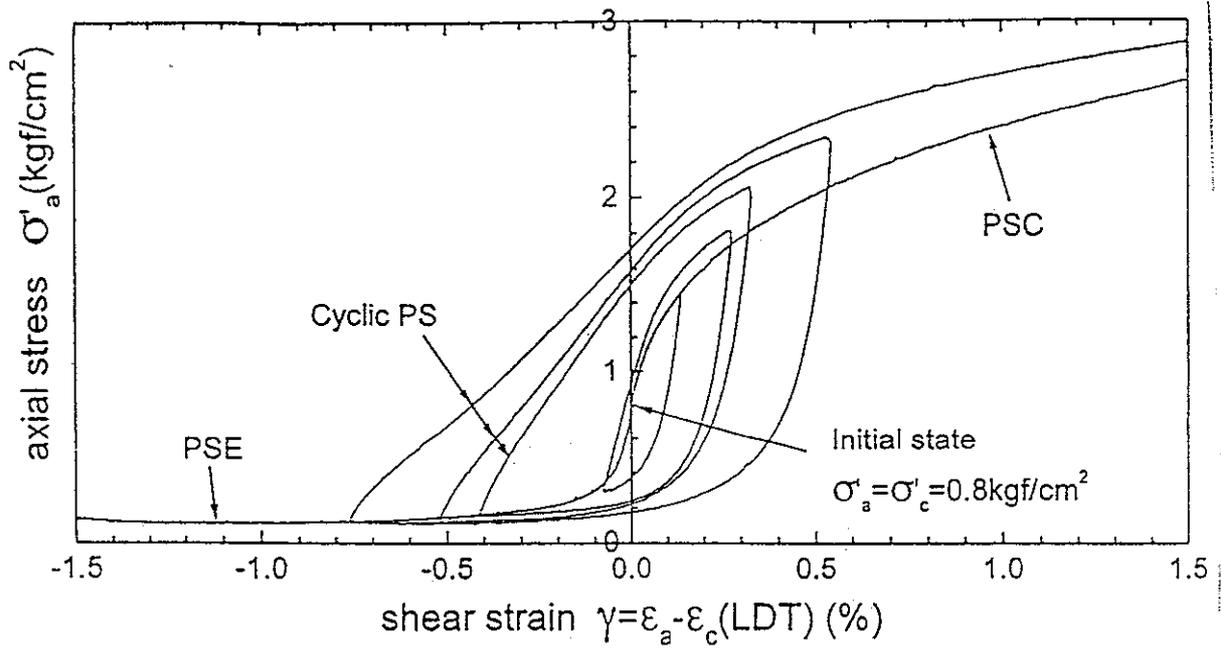


Fig.3.17: Prove cicliche di taglio a deformazione piana su sabbia di Toyoura (da Yamada et al., 1996).

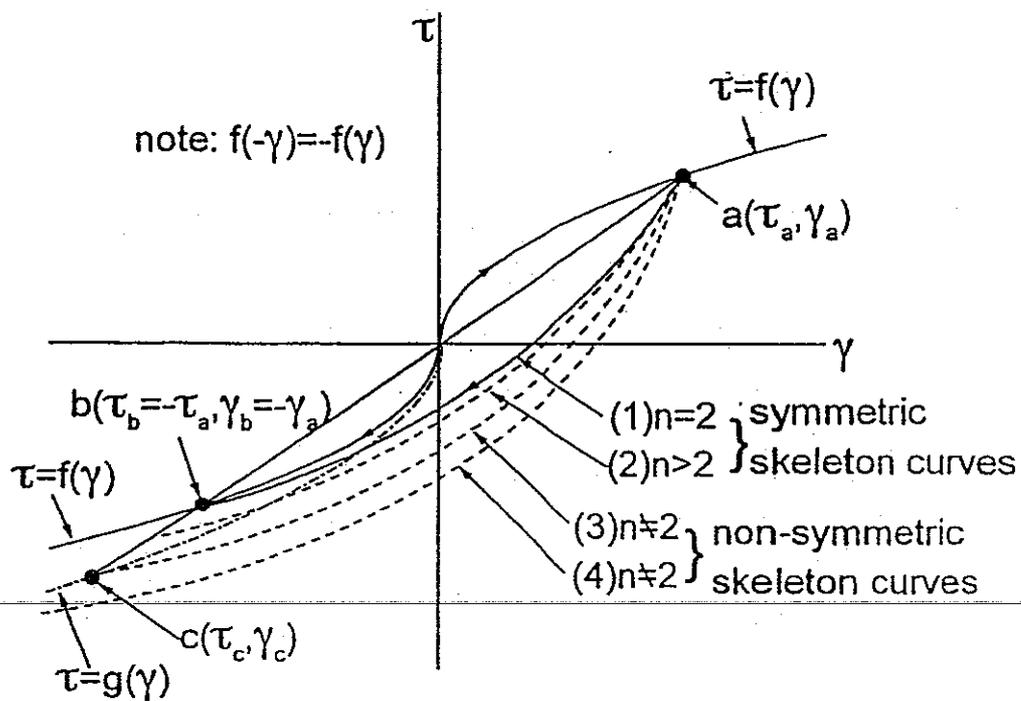


Fig.3.18: Leggi proporzionali per la simulazione di condizioni di carico cicliche (da Tatsuoka et al. 1997).

5.

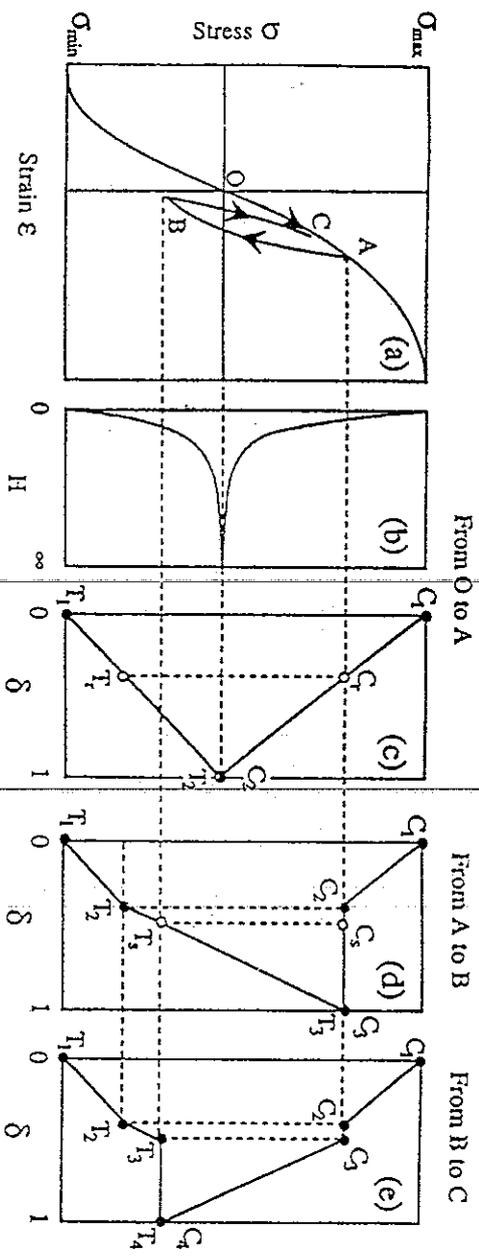


Fig.3.21: Rappresentazione delle curve tensioni-deformazioni (fig.a), modulo di rigidezza H (fig.b) e variabile δ (fig.c, d, e) di un terreno sottoposto a compressione, estensione e carico ciclico (da Bardet, 1995).

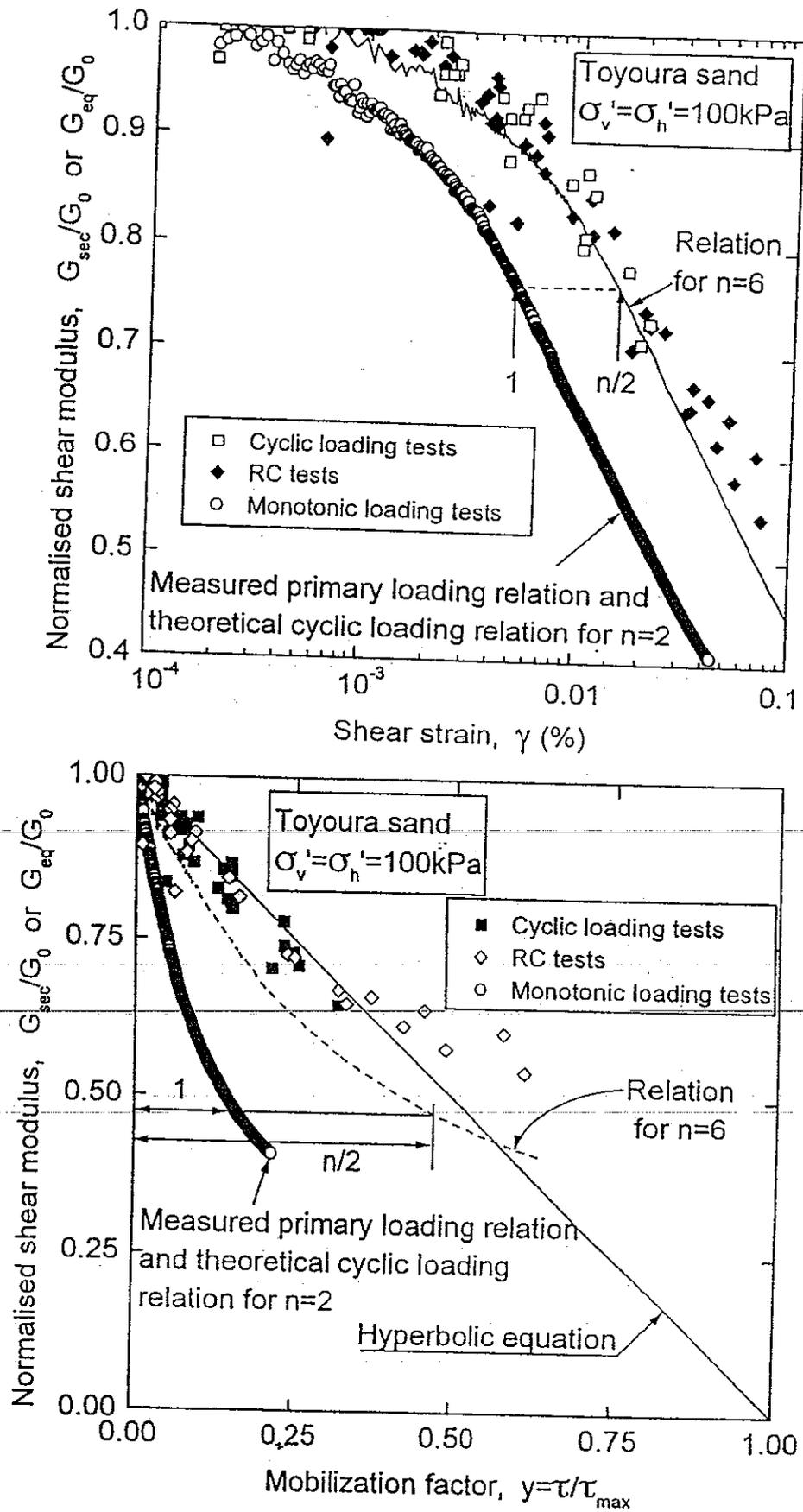


Fig.3.19: Confronto tra risultati di prove monotoniche e cicliche su sabbia di Toyoura (da Lo Presti et al., 1997, riportato da Tatsuoka et al., 1997)

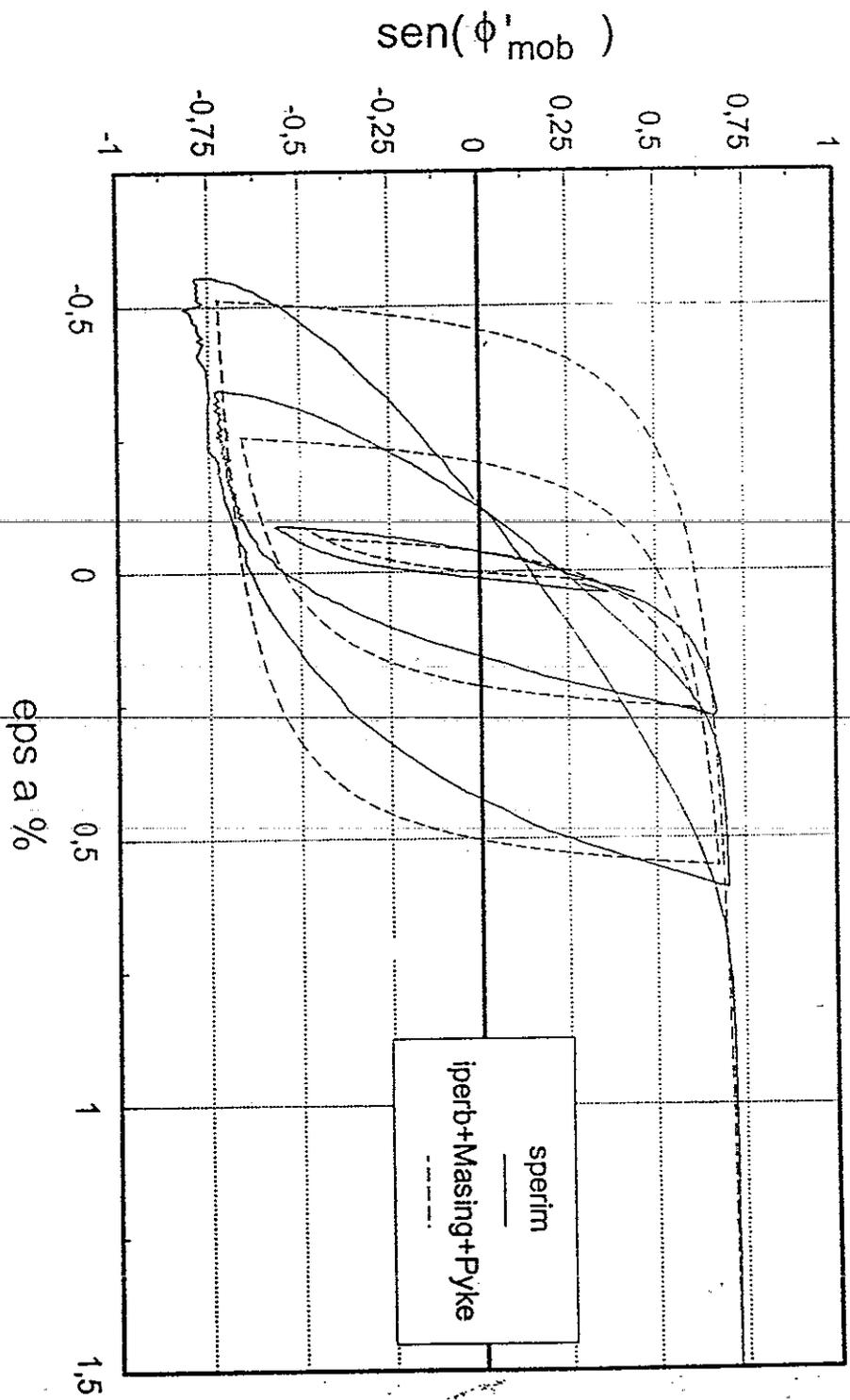
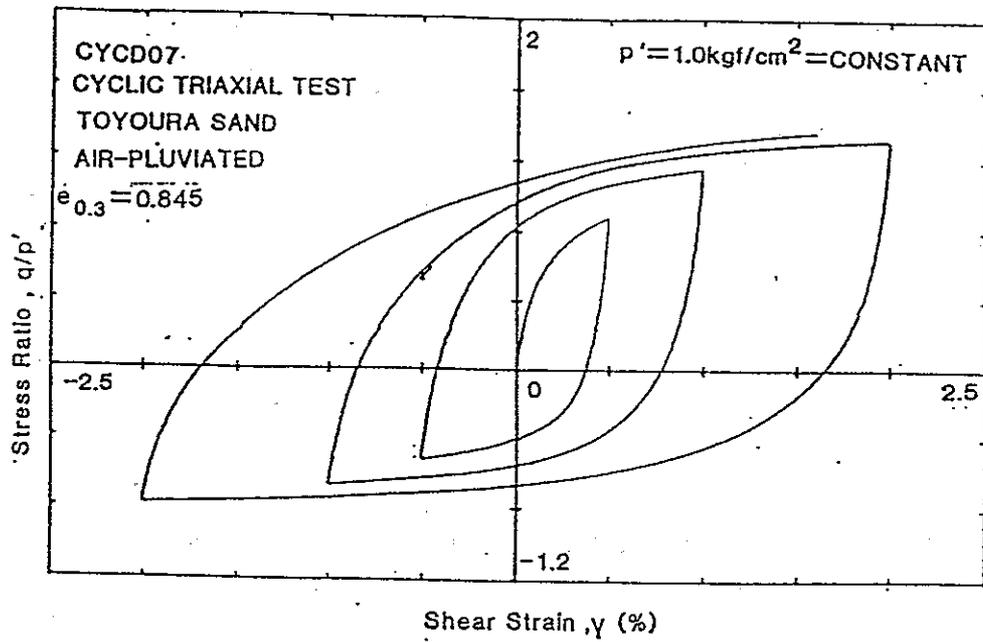


Fig.3.20: Simulazione di una prova triassiale ciclica con il modello iperbolico associato ai criteri di Masing e Pyke (da Flora, 1995).



(a) q/p' - γ relation

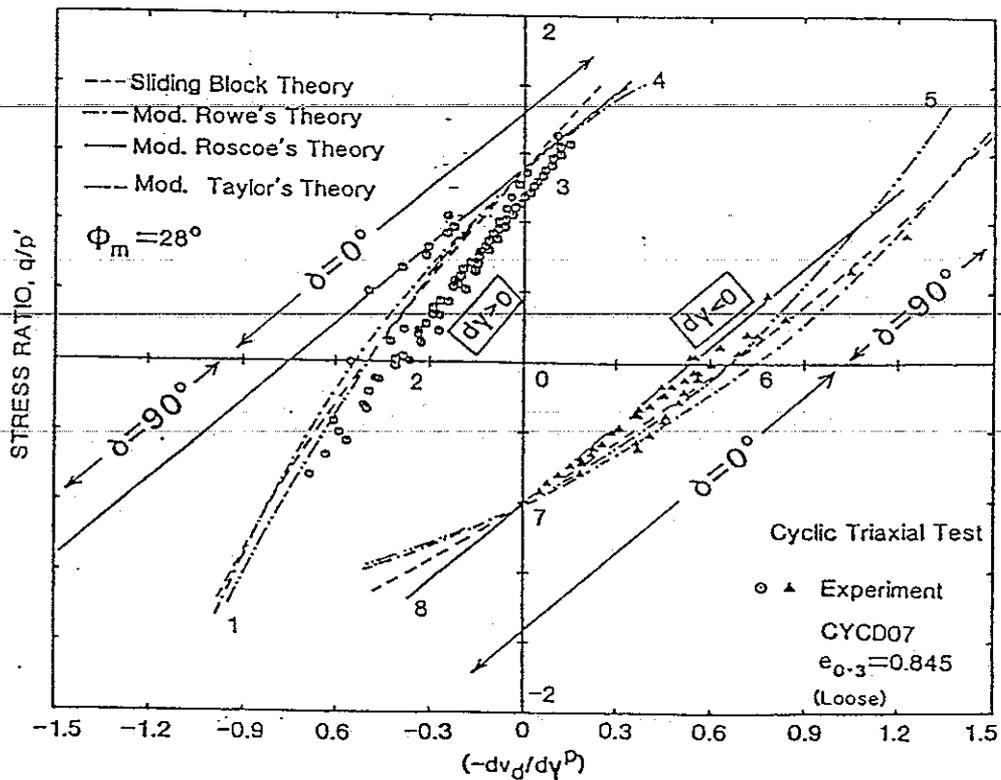
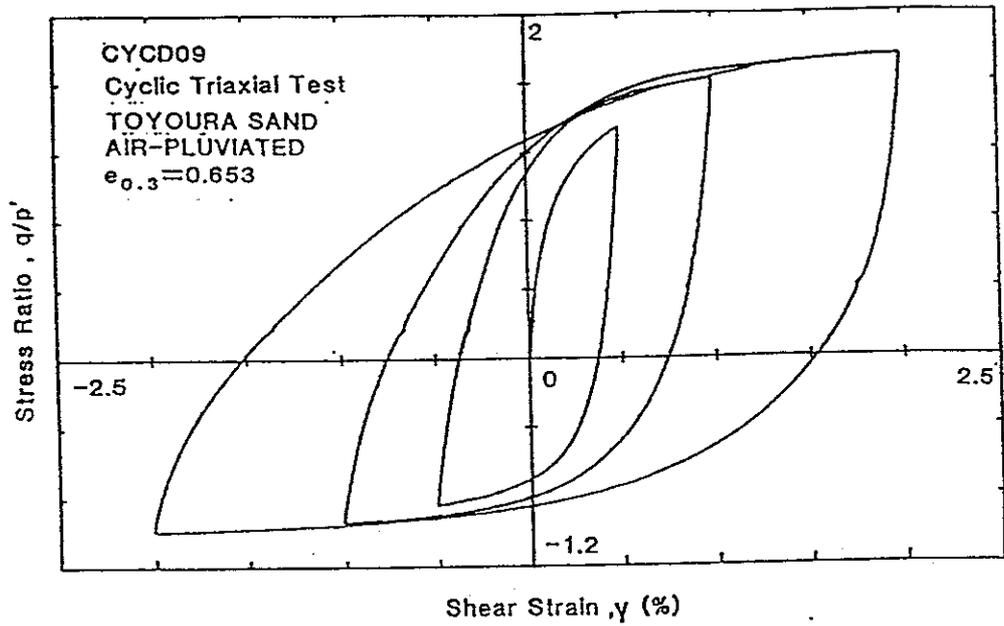


Fig.3.22 (a): Risultati di prove triassiali cicliche a p' costante su sabbia di Toyoura sciolta (da Pradhan, 1990).



(a) q/p' - γ relation

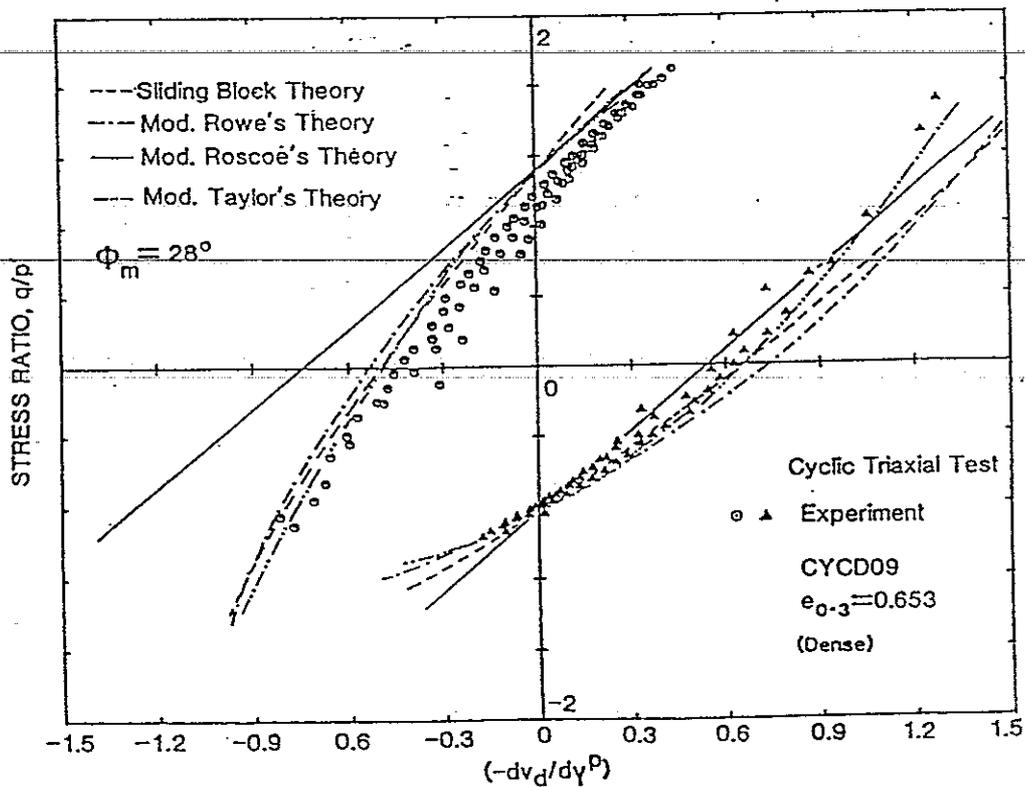


Fig.3.22 (b): Risultati di prove triassiali cicliche a p' costante su sabbia di Toyoura densa (da Pradhan, 1990).

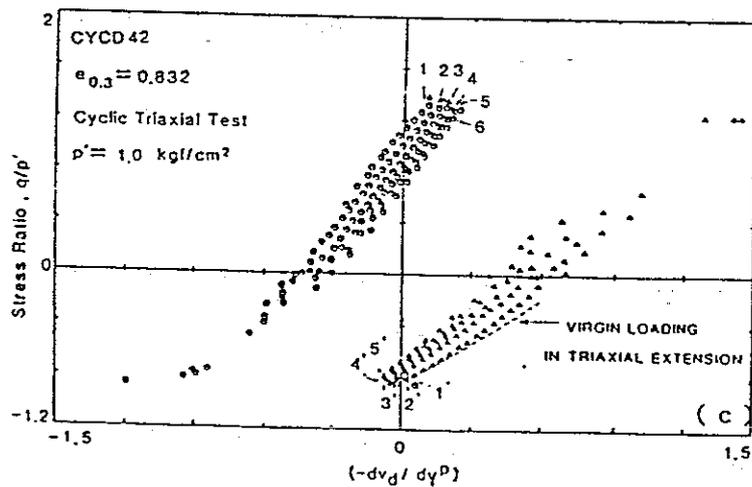
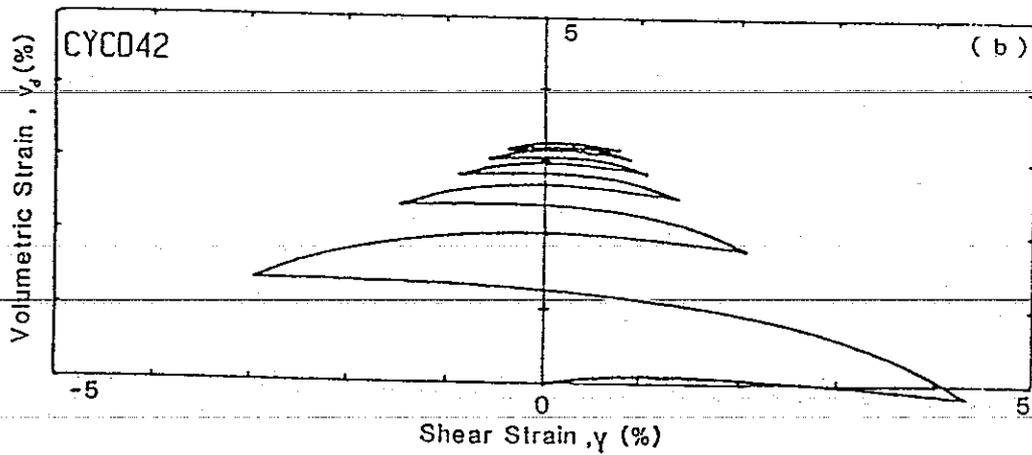
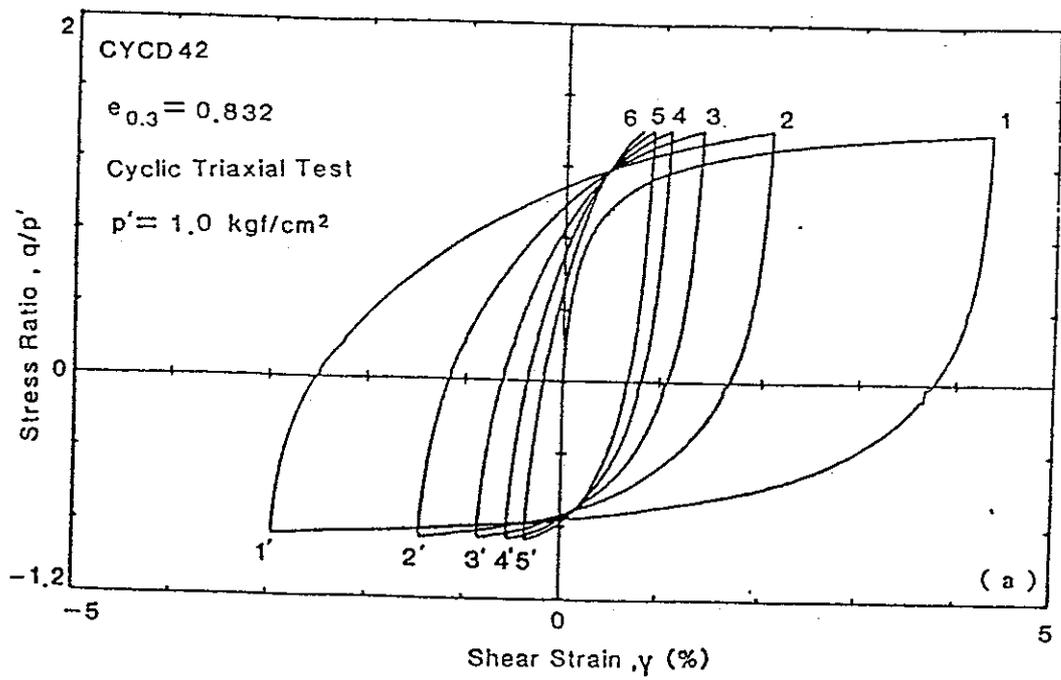
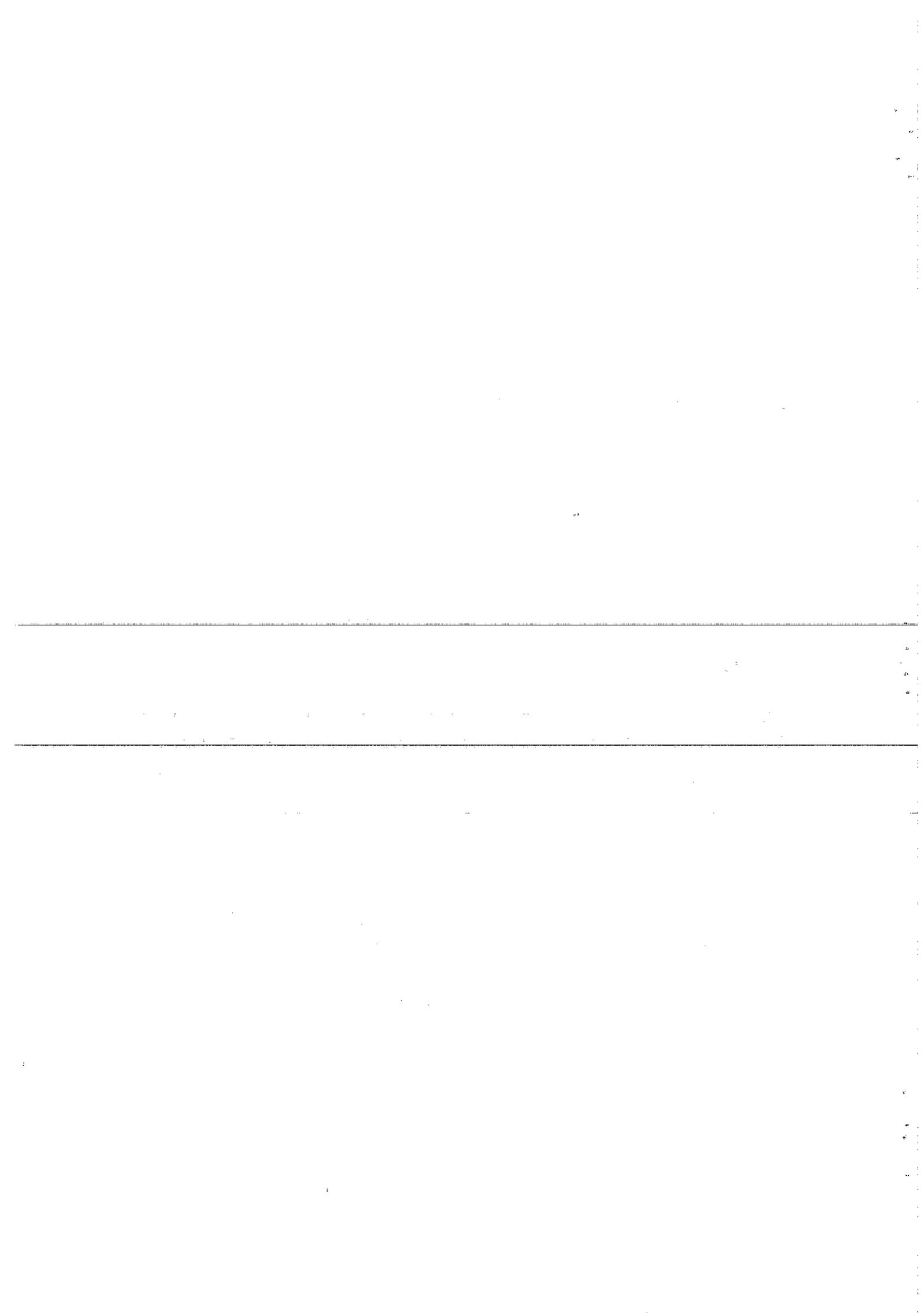


Fig.3.23: Risultati di una prova triassiale ciclica effettuata su sabbia di Toyoura ad ampiezza di tensione costante (da Pradhan, 1990).



4. APPARECCHIATURE DI LABORATORIO

4.1 Introduzione

La realizzazione di prove triassiali su terreni a grana grossa pone notevoli problemi sperimentali connessi alla dimensione delle particelle costituenti il terreno. Affinché l'elemento di volume sul quale sono effettuate le prove di laboratorio sia rappresentativo delle reali condizioni al finito è necessario che esso sia significativamente maggiore della dimensione dei grani in modo da contenere un sufficiente grado di eterogeneità caratteristico delle condizioni in sito. Occorre dunque rispettare determinati valori minimi del rapporto tra la dimensione minima dei provini, generalmente espressa dal diametro, e la dimensione delle particelle rappresentata ad esempio dal massimo diametro dei grani. La letteratura suggerisce alcune prescrizioni. Ad esempio, per materiali a granulometria eterogenea, Penman (1971) fissa un valore minimo di questo rapporto pari a quattro. Da ciò consegue un aumento delle dimensioni di tutte le parti delle apparecchiature utilizzate in laboratorio e di conseguenza una notevole complessità nella realizzazione di prove sufficientemente accurate. Generalmente, date le dimensioni dei grani costituenti i terreni questa misura non è sufficiente e viene sovente accompagnata da un intervento sulla composizione granulometrica dei terreni effettuato attraverso una riduzione del diametro massimo delle particelle. A questo scopo la letteratura suggerisce di traslare parallelamente la curva granulometrica (Indraratna et al.1993) o di eliminare le particelle aventi dimensione superiore a certi valori prestabiliti (Fragaszy 1990).

Le ragguardevoli dimensioni delle apparecchiature pongono comunque una serie di problemi tecnici che richiedono soluzioni talvolta originali e che rendono di fatto queste apparecchiature degli autentici prototipi.

In questa ricerca sono state impiegate due apparecchiature triassiali di grandi dimensioni, una nei laboratori del IIS dell'Università di Tokyo, l'altra nel laboratorio del Dipartimento d'Ingegneria Geotecnica dell'Università di Napoli.

Le caratteristiche degli strumenti utilizzati per la misura accurata dei valori delle tensioni e delle deformazioni hanno influito in maniera decisiva sulla

scelta del programma di prove eseguito. Questo capitolo è dedicato alla descrizione delle apparecchiature.

Nell'ambito della ricerca condotta è stata inoltre progettata e realizzata una strumentazione per la misura delle velocità di propagazione delle onde all'interno del volume di terreno che ha consentito la stima dei parametri di rigidità a bassi livelli di deformazione. Quest'attrezzatura, installata su entrambe le apparecchiature triassiali, è descritta in dettaglio e le scelte effettuate sono discusse e motivate in questo capitolo.

4.2 Apparecchiatura triassiale di Tokyo

Già in una delle sue configurazioni precedenti (Goto, 1986; Tatsuoka et al., 1991) questa apparecchiatura ha costituito un prototipo per il modo con cui sono stati affrontati e risolti alcuni importanti problemi sperimentali e per le soluzioni originali adottate. Recentemente essa è stata soggetta ad ulteriori modifiche ed una descrizione dettagliata della attuale configurazione è riportata da Hoque et al. (1996). In Fig.4.1 è mostrato uno schema dell'apparecchiatura.

Si tratta di un'apparecchiatura triassiale a percorso di carico controllato. Il campione, posto all'interno di una cella cilindrica del diametro di 60 cm circa, è di forma prismatica con base quadrata. I lati della base sono di 23 cm, l'altezza è pari a 57 cm.

Il sistema per l'applicazione della tensione deviatorica è di tipo idraulico. Una pompa alimenta un circuito oleodinamico che attraverso un martinetto trasmette il carico assiale sul campione. La pressione nel martinetto è regolata da una servovalvola. Le possibili eccentricità dei carichi in testa al campione sono prevenute dall'uso di un giunto speciale che consente rotazioni relative tra il martinetto ed il pistone. La tensione di confinamento è esercitata tramite aria compressa fornita da un compressore e regolata da una valvola elettropneumatica. Un amplificatore consente di potenziare il flusso dell'aria incrementando la velocità di attuazione, altrimenti molto lenti per via dell'elevata compressibilità dell'aria. La pressione interstiziale nel campione (positiva o negativa) è imposta con un regolatore manuale all'inizio di ogni prova.

Grazie al cilindro esterno della cella triassiale, realizzato in acciaio con uno spessore di 2 cm, ed al sistema di alimentazione dell'aria compressa, è stato possibile effettuare nel corso di questa sperimentazione, prove alla pressione di confinamento di 700 kPa.

La misura delle tensioni effettive di confinamento è effettuata con un trasduttore differenziale collegato contemporaneamente all'interno ed all'esterno del campione.

Il carico applicato verticalmente sul campione è misurato da una cella dotata di strain gauges, fabbricata nei laboratori dell'Università di Tokyo, e posta tra il pistone e la testa del campione in modo da eliminare dalle misure l'attrito esercitato sul pistone dalla boccia disposta sul piatto superiore.

Le deformazioni assiali e radiali sono rilevate da una serie di trasduttori locali di spostamento posti direttamente sulle pareti laterali del campione (fig.4.2a) (Goto et al. 1991). Si tratta di strumenti dotati di elevata precisione (fig.4.2b) realizzati con sbarrette di bronzo fosforato su cui sono montate delle resistenze elettriche che formano un ponte di Wheatstone. Ai fini di migliorare l'accuratezza della misura di questi strumenti, in questo caso particolarmente buona ($<10^{-4}\%$), è stato realizzato un sistema elettrico di alimentazione e di acquisizione dotato di amplificatori stabilizzati e filtri che riducono apprezzabilmente i disturbi di natura elettrica. L'uso degli ldt consente di eliminare dalle misure l'effetto della riduzione di densità del terreno in prossimità delle basi (bedding error) tipicamente evidenziato da queste prove (Goto, 1991).

Le deformazioni radiali sono state valutate con alcuni ldt di dimensione più ridotta (20 cm circa) posti orizzontalmente a varie altezze sulle pareti laterali del campione e vincolati con cerniere del tipo mostrato in fig. 4.3b (da Hoque et al. 1995). L'impiego di questi trasduttori richiede la presenza di superfici laterali piane. E' per questo motivo che la forma dei campioni è passata da cilindrica a prismatica. Lo scopo di questa modifica è stato quello di eliminare dalle misure di deformazione laterale l'effetto della penetrazione della membrana (Tatsuoka e Kohata, 1995).

Nelle prove effettuate per la presente ricerca sono stati installati due ldt verticali della lunghezza di 50 cm e otto ldt orizzontali della lunghezza di 18 cm.

Si è ritenuto conveniente adoperare un numero maggiore di ldt per la misura delle deformazioni orizzontali ritenendo che essa potesse essere meno uniforme lungo l'altezza del campione di quanto non siano le deformazioni

assiali sulle diverse facce del campione. Lo schema del campione con l'insieme dei trasduttori locali di spostamento installati è riportato in fig. 4.3 (da hoque et al 1996 fig.2).

Allo scopo di valutare le differenze prodotte dalla compattazione sugli strati superiori rispetto a quelli inferiori sono stati installati in numerose prove effettuate nel corso di questa ricerca altri due ldt verticali di lunghezza inferiore ai precedenti (30cm). Un confronto tra le misure delle deformazioni effettuate con le due classi di ldt è mostrato in fig.4.4. La differenza tra le due misure risulta minima mentre è apprezzabile la differenza tra le deformazioni ottenute con i trasduttori locali e le deformazioni valutate tramite un LVDT posto esternamente alla cella e collegato al pistone.

L'impiego di questo strumento nell'apparecchiatura triassiale di Tokyo è doveroso poichè i trasduttori locali sono in grado di misurare gli spostamenti in un basso intervallo (quello osservato tipicamente nel corso della sperimentazione è dell'ordine del 2%).

In tab 4.I sono riportate le accuratezze minime degli strumenti di misura adottati ed il loro intervallo di funzionamento.

	Ldt verticali (%)	Ldt orizzontali (%)	Cella di Carico (kPa)	Trasduttori di pressione (kPa)
Accuratezza	$6.8 \cdot 10^{-5}$	$4.4 \cdot 10^{-5}$	0.09	0.2
Fondo scala	<2	<1.4	5560	700

Tab 4.I: Accuratezza e fondo scala degli strumenti impiegati sulla cella triassiale di Tokyo

L'elevata risoluzione degli strumenti per la misura delle tensioni e delle deformazioni ha consentito di stimare i parametri di rigidezza del terreno a piccoli livelli di deformazione seguendo una procedura suggerita da Tatsuoka e Shibuya (1992) e descritta nei seguenti capitoli.

L'intera strumentazione è gestita da un calcolatore. Il controllo dell'apparecchiatura, esercitato in retroazione è di tipo on-off, ed è in grado, in virtù dell'ottima risoluzione degli strumenti, di regolare i valori della tensione assiale e di confinamento con sufficiente rapidità. Il controllo nel corso delle prove è stato esercitato in una prima fase sulle velocità di crescita delle tensioni. Le fasi finali delle prove invece, fino al raggiungimento delle condizioni ultime, sono state effettuate controllando la velocità di deformazione.

4.3 Apparecchiatura triassiale di Napoli

4.3.1 Configurazione del sistema

La cella triassiale di Napoli presenta dimensioni maggiori di quelle dell'apparecchiatura precedentemente descritta. Il cilindro esterno della cella, realizzato in fibra di vetro, ha un diametro di 91 ed un'altezza di 130 cm. Si tratta di un'apparecchiatura realizzata negli anni '50, a lungo adoperata per prove triassiali convenzionali su rockfill con controllo delle fasi di prova registrazione dei risultati manuale. Recentemente essa è stata aggiornata con un intervento descritto da Flora (1995) e da Flora e Modoni (1997).

Attualmente essa è del tutto automatizzata e consente l'effettuazione di prove con percorso tensionale qualsiasi a velocità di carico o di deformazione imposta. L'acquisizione dei risultati avviene in forma digitale (Fig. 4.5).

Un sistema oleodinamico, analogo a quello dell'apparecchiatura di Tokyo, consente l'applicazione dei carichi verticali. Una pompa a tre pistoncini radiali alimenta in maniera costante un circuito con pressioni massime di 50 MPa. All'interno di questo circuito è inserita una servovalvola a quattro vie che regola il flusso di olio all'interno delle due camere di un martinetto il cui stelo trasmette il carico sulla testa del provino.

La tensione di confinamento e la pressione interstiziale sono generate da un sistema aria-acqua alimentato da un compressore. L'aria, filtrata e regolata da una valvola elettropneumatica, è inviata alle camere inferiori di due

volumometri. Questi strumenti sono costituiti da un cilindro in fibra di vetro e racchiudono due camere, contenenti rispettivamente aria ed acqua. Lo sbilanciamento delle pressioni nei due fluidi provoca lo scorrimento dell'elemento rigido di separazione delle due camere fino a che non è raggiunta una nuova posizione di equilibrio. L'acqua presente nelle camere superiori del volumometro è collegata attraverso dei circuiti all'interno ed all'esterno del campione.

Valutando con due LVDT gli spostamenti dell'elemento di separazione dei volumometri si misurano le variazioni di volume del campione.

In questo modo è possibile valutare le variazioni di volume direttamente, misurando il quantitativo di acqua che defluisce dall'interno del campione saturo, o indirettamente, misurando il volume di acqua che giunge all'interno della cella triassiale. In questo secondo caso occorre evidentemente rimuovere dalle variazioni di volume misurate quelle dovute ai movimenti del pistone. La riuscita di queste misure esterne, necessaria quando il campione di terreno non è saturo di acqua, dipende in maniera decisiva dalla tenuta idraulica della cella triassiale e dei circuiti ad essa connessi. Un punto particolarmente critico in tal senso è costituito dalla boccola attraverso cui il pistone entra nella cella. Allo sbocco del pistone, internamente alla cella triassiale è stata prevista una membrana a soffiato, fabbricata in lattice di gomma, che impedisce la fuoriuscita di acqua e capace di seguire i movimenti del pistone (Fig.4.6). L'attacco tra lo stelo del martinetto ed il pistone, realizzato in precedenza con un sistema a vite, è stato sostituito nel corso di questa ricerca con un giunto formato da due flange in grado di consentire piccole traslazioni relative orizzontali e di ridurre l'attrito esercitato dalla boccola sul pistone.

Le pressioni del fluido interstiziale e di confinamento sono misurate da due trasduttori di pressione collegati con l'interno del campione e l'interno della cella.

La misura del carico assiale applicato sulla testa del campione è rilevata tramite una cella di carico immergibile, avvitata direttamente al piatto superiore del provino ed al pistone in modo da irrigidire il sistema di trasmissione dei carichi. Questa misura si rende necessaria poiché le deformazioni assiali sono misurate attraverso gli spostamenti verticali del pistone al quale è vincolato un LVDT esternamente alla cella.

Strumento	Funzione	Accuratezza	Risoluzione	Fondo scala
LVDT	Deformazioni assiali e volumetriche	0.8 mm	0.002 mm	200 mm
Cella di carico	Carico assiale	0.945 kN	0.0046 kN	300 kN
Trasduttore di pressione	Pressione interstiziale e di confinamento	2.05 kPa	0.01 kPa	1 Mpa

Tab 4.II: Caratteristiche degli strumenti adoperati sulla cella triassiale di Napoli

La tabella 4.II mostra le caratteristiche degli strumenti di misura. Spicca la notevole differenza tra i valori delle risoluzioni degli strumenti, misurate dalle case fornitrici in condizioni standard ed in assenza di disturbi, e le corrispondenti accuratezze rilevate sugli strumenti installati nell'apparecchiatura. I valori delle accuratezze sono stati ottenuti effettuando in un periodo di 180 secondi, rappresentativo delle condizioni ambientali medie, una serie di rilevazioni con gli strumenti ad apparecchiatura ferma (Fig. 4.7). Le oscillazioni manifestate sono pertanto il risultato di rumori di fondo di natura meccanica ed elettrica esistenti nell'ambiente. Questa osservazione comporta notevoli conseguenze sulle procedure di servocontrollo che, tramite un programma, sono state impostate ad un calcolatore.

Le misure rilevate dagli strumenti sono convertite da una scheda di acquisizione a 16 bit in grandezze digitali e sono accumulate su memoria magnetica. In base ai valori delle grandezze misurate il calcolatore controlla l'evoluzione delle prove agendo sugli attuatori attraverso segnali convertiti in analogico (volts) da una scheda a 12 bit di risoluzione.

Le modalità con cui avviene il controllo sono state impostate sul calcolatore tramite un programma realizzato appositamente per questa apparecchiatura.

4.3.2 Procedure di controllo

La gestione delle prove triassiali nell'apparecchiatura di Napoli avviene con un controllo in retroazione. In ogni istante il programma confronta i valori misurati di alcune grandezze prescelte con i valori imposti dall'operatore ed interviene sugli attuatori allo scopo di attenuare la differenza tra i due valori. Le grandezze che possono essere controllate sono la tensione verticale oppure la velocità di avanzamento del pistone. Contemporaneamente è in ogni caso controllata la direzione del percorso tensionale.

Detta $e(t)$ la differenza rilevata nel generico istante tra il valore della grandezza misurata e quello teorico si può esprimere quantitativamente la correzione inviata agli attuatori nel seguente modo:

$$u(t) = f(e(t)) \quad (4.1)$$

La funzione introdotta nella 4.1 può presentare diverse formulazioni. Tra queste una delle relazioni più frequentemente utilizzate è:

$$u(t) = K_w e(t) \quad (4.2)$$

Questa correzione proporzionale è stata applicata al controllo della tensione di confinamento e del carico assiale nella cella triassiale di Napoli fornendo i risultati mostrati nella Fig. 4.8 (fig3 ASTM). Il risultato appare accettabile nel controllo della tensione di confinamento per la quale le oscillazioni rilevate sono di ampiezza prossima ai valori dell'accuratezza degli strumenti di misura. Gli scarti della tensione deviatorica intorno al valore richiesto assumono invece valori intollerabili e le oscillazioni manifestate, di elevata frequenza mostrano chiaramente i limiti dell'impiego di una correzione proporzionale. E' noto infatti dalla letteratura che il controllo proporzionale può generare notevoli problemi di instabilità (Franklin et al., 1986) ed il caso mostrato ne costituisce un esempio. Nel caso in esame l'uso di un elevato valore di K_p consente di attuare correzioni sufficientemente rapide già a partire da bassi valori dello scarto $e(t)$. Tuttavia non appena interviene un elemento perturbatore che, come osservato in precedenza può essere costituito dall'elevato rumore presente nell'ambiente, lo scostamento della tensione deviatorica dal valore teorico comporta una correzione eccessiva dando luogo ai fenomeni osservati in figura. La stessa oscillazione non si manifesta invece nel controllo della tensione di confinamento. Per

comprendere la differenza tra i risultati delle due procedure di controllo occorre considerare le differenti caratteristiche degli attuatori.

Le tensioni deviatoriche sono regolate da una servovalvola inserita in un circuito idraulico. Questo sistema risulta particolarmente rigido e presenta tempi di risposta pressoché immediati. Viceversa, la tensione di confinamento è applicata da un sistema pneumatico in cui l'elevata compressibilità dell'aria rallenta le fasi di attuazione generando oscillazioni più attenuate. Le procedure di controllo devono pertanto tener conto necessariamente di queste differenze.

Per il controllo della velocità di variazione delle tensioni assiali si è adoperato un algoritmo chiamato PID (Proporzionale, Integrativo Derivativo) più complesso di quello proporzionale, la cui formulazione completa è:

$$u(t) = K_p e(t) + \frac{K_i}{T_i} \int_{\pi} e(t) dt + K_d T_i \frac{de}{dt} \quad (4.3)$$

K_p , K_i , K_d sono delle costanti adimensionali tipiche del sistema, T_i è l'intervallo di integrazione. Il significato fisico dei termini della 4.3 è mostrato nella Fig.4.9 in cui T_i è stato considerato pari all'intervallo di campionamento della variabile di controllo:

$$u_i = K_p e_i + K_i \left(\frac{e_i + e_{i-1}}{2} \right) + K_d (e_i - e_{i-1}) \quad (4.4)$$

Il controllo esercitato dal PID è globalmente più flessibile di quello proporzionale. Il termine integrativo ad esempio potenzia l'efficacia della correzione proporzionale in quanto si somma ad essa ed in più, essendo funzione dei valori della funzione errore negli istanti precedenti, rende più sollecito l'inseguimento della variabile teorica qualora questo non fosse stato sufficientemente rapido nell'istante precedente.

L'aggiunta di questo secondo termine inoltre consente di diminuire i valori della costante K_p con il risultato di ridurre la frequenza dell'oscillazione (Fig.4.10.a). L'uso dei due termini tuttavia introduce il rischio di una notevole instabilità evidenziato dalla Fig.4.10.b.

Il termine derivativo aggiunto al proporzionale ed all'integrativo ha la funzione importante di aumentare la stabilità del segnale e di ridurre la pendenza della funzione errore (fig.4.10,c).

Le costanti K_p , K_i e K_d che intervengono nella 4.3 sono state ricavate con una procedura di approssimazioni successive alla soluzione finale che compare implicitamente nelle figure 4.10. Il miglior controllo è stato raggiunto usando i valori : $K_p=1/50$, $K_i=1/250$ e $K_d=1/25$.

L'uso del PID nella fase a carico controllato è stato limitato al solo controllo del carico assiale. La tensione di confinamento è invece gestita con un controllo di tipo proporzionale.

Le fasi finali delle prove, spinte fino a grandi livelli di deformazione, sono state controllate attraverso la velocità di deformazione assiale. L'uso di una procedura mista con il controllo delle tensioni nella prima parte delle prove e delle velocità di deformazione nella seconda, è stato adottato per ottenere una migliore definizione della curva tensioni-deformazioni. Infatti è noto che, a causa del comportamento non lineare del terreno, nella fase iniziale grandi incrementi di tensione producono piccoli incrementi di deformazione mentre il contrario avviene nelle fasi finali.

Per il controllo della velocità di deformazione è stato impostato un algoritmo PID, analogo a quello precedentemente mostrato, agente sulla velocità di spostamento del pistone letta dall'LVDT.

Detta $v(t)$ la velocità di avanzamento del pistone rilevata in un intervallo Δt antecedente il generico istante t , e v_{ref} la velocità richiesta, la correzione applicata alla servovalvola è espressa dalla relazione:

$$U^d(t) = K_p^d [v_{ref} - v(t)] + K_i^d [2v_{ref} - v(t - \Delta t) - v(t)] + K_d^d [v(t) - v(t - \Delta t)] \quad (4.5)$$

K_p^d , K_i^d e K_d^d sono i coefficienti per il controllo. L'intervallo Δt deve essere sufficientemente lungo da consentire spostamenti del pistone superiori all'accuratezza del LVDT. Pertanto esso deve essere scelto una volta prefissati i valori della velocità di deformazione. Poiché essi variano generalmente tra 30 e 50 mm/h scaturiscono intervalli di campionamento Δt variabili tra i 30 ed i 40 secondi.

La fig 4.11 mostra l'andamento degli spostamenti del pistone nel tempo rilevate nella fase finale di una prova su rockfill Nacaome condotta a velocità di deformazione controllata. I valori delle costanti K introdotte nelle 4.2, 4.3 e 4.4 sono riportati in tab. 4.III.

	Servovalvola			Valvola elettro pneumatica
	K_p	K_i	K_d	K_w
Carico controllato	1/50	1/250	1/25	3/128
Deform. controllata	1/10	1/40	1/10	3/128

Tab. 4.III Costanti di controllo K per il controllo dell'apparecchiatura nelle fasi a carico e deformazione controllata.

4.4 Strumentazione per la misura delle velocità di propagazione delle onde

Dalla teoria dinamica dei terreni, illustrata nel capitolo II, scaturisce una metodologia per la valutazione delle proprietà di deformabilità dei terreni a bassi livelli di deformazione basata sulla misura della velocità di propagazione delle onde meccaniche. La tecnica consiste nel generare delle onde meccaniche in un punto all'interno del volume terreno e nel registrare il loro arrivo in un altro punto per risalire, misurato il tempo impiegato e nota la distanza tra i due punti, alla velocità con cui esse si propagano. Questa tecnica è stata ampiamente adoperata per prove in sito basate sulla propagazione di onde di volume (prove cross-hole e down-hole) o di superficie (SASW). Il Dipartimento di Ingegneria Geotecnica di Napoli ha maturato una notevole esperienza sulla realizzazione di prove dinamiche in sito sia su materiali naturali (Mancuso, Simonelli & Vinale, 1989) che artificiali (Mancuso & Vinale, 1988; Mancuso, Silvestri & Vinale, 1992,). Diversi strumenti sono disponibili per effettuare misure dinamiche di laboratorio. Tra di essi i più comuni sono i trasduttori piezoelettrici piani (Lawrence, 1963), i trasduttori piezoelettrici tipo bender elements (Shirley

& Anderson 1975), gli accelerometri ed i velocimetri (Lee & Stokoe, 1986). A differenza di questi ultimi, i primi due tipi sono usati sia da generatori che da ricevitori delle onde di taglio.

In laboratorio queste tecniche sono state impiegate in apparecchiature triassiali (Viggiani & Atkinsons 1995), edometriche (Lo Presti et al. 1991, Fam & Santamarina 1997), ed in camere di calibrazione (Schmertmann, 1978; Roesler, 1979; Stokoe et al., 1986).

I vantaggi dell'uso di onde che si propagano all'interno di apparecchiature triassiali sono essenzialmente che:

- le misure possono essere effettuate agli stati tensio-deformativi desiderati senza interferire con la prova in corso a partire dal momento in cui il campione viene preparato fino a giunge al termine delle prove, ad elevati livelli di deformazione;
- effettuando la misura della velocità di propagazione delle onde secondo diverse direzioni si può risalire a tutte le costanti elastiche di un mezzo anisotropo;
- per le misure dinamiche si richiedono apparecchiature molto meno costose e sofisticate di quelle necessarie per le misure statiche

L'uso delle tecniche dinamiche in laboratorio è stato confinato in passato ai terreni a granulometria più fine, argille e sabbie. Solo più di recente le strumentazioni dinamiche sono state impiegate su terreni a grana grossa (Nishio e Tamaoki 1989).

Una semplice strumentazione, capace di generare onde dalla base inferiore del provino, e di rilevarne l'arrivo sulla sommità è stata sviluppata in questa ricerca, è stata installata sulle due apparecchiature triassiali precedentemente descritte ed è stata impiegata nel corso di alcune prove triassiali.

L'apparecchiatura, inizialmente concepita per essere usata all'interno dell'apparecchiatura triassiale di Napoli, prevedeva la misura delle velocità di propagazione delle sole onde distorsionali poiché concepita per l'uso in terreni saturi. La successiva introduzione dell'attrezzatura all'interno dell'apparecchiatura triassiale di Tokyo, adoperata prevalentemente per analizzare campioni di terreno non saturi, ha consentito di estendere le misure anche alle onde di compressione.

La strumentazione completa è riportata in Fig.4.12. (Modoni et al. 1998). Nella figura sono mostrate le singole apparecchiature che compongono la strumentazione: il sistema di eccitazione posto sulla base inferiore del campione, i geofoni collocati in prossimità della base superiore e l'oscilloscopio.

4.4.1 Sorgente

Il sistema adottato per generare le onde nel terreno è di tipo elettromagnetico. Esso è costituito da una gabbia formata da un avvolgimento elettrico e da un pistoncino metallico libero di scorrere al suo interno. L'avvolgimento è alimentato da un circuito a corrente continua con voltaggi variabili a scelta tra 24 e 68 volts. La Fig.4.13 mostra per chiarezza la sorgente realizzata per l'apparecchiatura di Napoli. Essa comprende il solo sistema per la generazione di onde distorsionali.

Chiudendo il circuito si genera un campo elettromagnetico all'interno dell'avvolgimento che spinge in avanti il pistoncino. Il sistema è posto all'interno di un contenitore metallico in una posizione tale che il pistoncino termini la sua corsa urtando contro la parete laterale del contenitore. Quando la tensione di alimentazione viene rimossa una molla riporta il pistoncino nella posizione originaria di riposo.

L'intensità dell'urto può essere regolata variando il voltaggio di alimentazione del circuito.

La scatola metallica contenente gli eccitatori è di forma cilindrica ed è chiusa inferiormente da un pezzo flangiato. Un anello di gomma è posto tra i due lembi della flangia per garantire la tenuta idraulica del sistema. Infatti la sorgente è avvitata alla base inferiore per prevenire movimenti durante le fasi di preparazione del campione, ed immersa nel terreno. I cavi di alimentazione e del trigger escono dalla sorgente tramite un passacavo posto sulla flangia inferiore.

Un trigger per il rilevamento dell'istante di partenza delle onde è stato realizzato per minimizzare il tempo di ritardo della registrazione dalla generazione dell'onda. Esso è costituito da un circuito alimentato da batterie a basso voltaggio (9 volts) (Fig.4.12). Il circuito collega da un lato l'estremità posteriore del pistoncino dall'altro il contenitore metallico. Tramite un oscilloscopio, collegato in serie nel circuito, si registra l'istante

di partenza dell'onda che avviene quando il pistoncino termina la sua corsa sulla parete del contenitore ed il circuito a basso voltaggio è chiuso.

Per evitare cortocircuiti nel sistema trigger ed isolare il pistoncino in posizione di riposo dal contenitore sono stati creati degli isolamenti elettrici tra i diversi elementi della sorgente. Essi sono stati realizzati ponendo delle membrane di gomma tra l'eccitatore ed il contenitore e tra la molla di ritorno del pistoncino ed il corpo dell'elettromagnete (Fig.4.13). Quest'ultimo è stato bloccato al contenitore usando delle viti di nylon.

4.4.2 Geofoni

Nella scelta degli strumenti, tra quelli disponibili in commercio, per registrare l'arrivo delle onde all'interno dei campioni si è tenuto conto delle caratteristiche granulari del terreno. La dimensione della ghiaia, infatti, non consente di adoperare trasduttori del tipo bender elements oppure trasduttori piezoelettrici piani che potrebbero non garantire un adeguato contatto con il terreno. La soluzione adottata prevede invece l'uso di geofoni. Si tratta di strumenti elettromagnetici che misurano la velocità del campo di moto in cui sono immersi e che hanno dimensioni simili a quelle dei grani più grandi presenti nell'ammasso. Teoricamente questi strumenti possono essere adoperati oltre che come ricevitori anche come sorgenti in grado di controllare la frequenza e l'ampiezza delle onde. Nei casi in cui questo è possibile (ciò avviene ad esempio con i bender elements) si riducono notevolmente le incertezze legate alla determinazione dell'istante di arrivo delle onde al ricevitore che, come sarà mostrato in seguito, caratterizzano i risultati ottenuti. Tuttavia le metodologie di compattazione impiegate nella preparazione del campione e l'elevata sensibilità degli strumenti rendono di fatto inapplicabile l'uso dei geofoni come sorgenti a vantaggio di sistemi più robusti come quello descritto in precedenza.

Nell'attuale ricerca sono stati impiegati strumenti molto sensibili, capaci di rilevare la presenza di segnali di modesta intensità (Geofoni tipo druck L.A.40).

I geofoni, posti sulla sommità del campione sono soggetti ad elevati valori di pressione. Pertanto, essi sono stati incapsulati in contenitori di acciaio inossidabile di dimensioni leggermente superiori a quelle degli strumenti. Un sistema di tenuta idraulica impedisce all'acqua presente nel campione di giungere a contatto con le componenti elettriche degli strumenti (fig. 4.14).

Un aspetto fondamentale per la riuscita delle misure dinamiche nei terreni è la realizzazione di un contatto molto stretto del terreno con la sorgente ed i ricevitori. Mentre la sorgente avvitata sulla base realizza un contatto molto serrato con il terreno circostante in quanto questo è costipato energicamente, i ricevitori, posti all'interno dell'ammasso al termine delle fasi di compattazione, possono formare contatti labili a scapito della qualità delle misure. E' opportuno a tal proposito ridurre l'effetto parete che inevitabilmente si genera lungo la loro superficie laterale dei geofoni. Per questo scopo sono state poste durante la compattazione dello strato superiore di terreno alcune forme metalliche di dimensioni uguali a quelle dei geofoni. Dopo averle rimosse per far posto agli strumenti si è disposto del materiale a granulometria più fine per riempire i vuoti interparticellari. Il geofono orizzontale è disposto parallelamente all'eccitatore delle onde trasversali. La sorgente ed il ricevitore sono stati isolati meccanicamente dalle basi del campione, interponendo delle membrane di gomma dallo spessore di 2 mm, per impedire che la trasmissione delle onde tra i due elementi avvenga attraverso la struttura metallica delle celle triassiali anziché all'interno del terreno.

4.4.3 Oscilloscopi

I segnali provenienti dal trigger e dal ricevitore sono stati registrati da oscilloscopi digitali a due canali dotati di memoria di massa. La frequenza di campionamento dell'oscilloscopio adoperato nel laboratorio di Napoli è pari a $1 \cdot 10^5$ Hz; quella dell'oscilloscopio usato a Toyko è pari a $2 \cdot 10^5$ Hz.

Le figure 4.15 a e b mostrano un esempio di onde di compressione e di taglio rilevate nel corso di una prova effettuata nel laboratorio di Tokyo sulla ghiaia di Chiba. In entrambi i casi l'istante di partenza delle onde può essere valutato con assoluta precisione. Infatti la variazione di voltaggio registrata dall'oscilloscopio sul canale del trigger avviene in un tempo inferiore all'intervallo di campionamento dell'oscilloscopio ($5 \cdot 10^{-6}$ sec). La frequenza delle onde generate dipende dalla rigidità del contenitore metallico e dalla massa del pistoncino. Aumentando la prima o riducendo il secondo è possibile ottenere valori più elevati della frequenza di oscillazione.

Analizzando lo sviluppo in serie di Fourier dell'onda distorsionale riportata in Fig.4.15.b è possibile valutare lo spettro di frequenze dell'onda generata (Fig.4.16). (fig.4.8 ASTMII) La figura rivela una frequenza dominante pari a 2240 Hz. Nota la velocità dell'onda di taglio è possibile calcolare la lunghezza dell'onda corrispondente a questa frequenza

$$\lambda_d = V_s / f_d \quad (4.6)$$

Nel caso in esame risulta pari a 28 cm. Mediamente nel corso delle prove le frequenze delle componenti di massima ampiezza sono risultate variabili tra 2000 e 3000 Hz mentre le velocità delle onde di taglio hanno assunto valori compresi tra 400 e 700 m/s. Le lunghezze d'onda corrispondenti risultano pertanto comprese tra 15 e 35 cm. Paragonando queste lunghezze d'onda alla lunghezza del percorso sorgente-ricevitore (49 e 77 cm rispettivamente nelle apparecchiature di Tokyo e Napoli) si ottengono valori del rapporto L/λ compresi tra 1.4 e 3 nelle prove effettuate a Tokyo, tra 2 e 5 nelle prove effettuate a Napoli.

Analisi numeriche (Sanches Salinero et al., 1986; Mancuso & Vinale, 1988) riportano $L/\lambda_d = 4$ come il valore al di sotto del quale sono possibili effetti di interazione tra le onde primarie e secondarie. Questo aspetto, che sarà esaminato in dettaglio nel capitolo dedicato alle misure, assume una importanza fondamentale nella determinazione dell'istante di arrivo dell'onda S al ricevitore.

La lunghezza delle onde di compressione assume generalmente valori maggiori rispetto a quelli delle corrispondenti onde di taglio. Infatti mentre le onde di compressione sono caratterizzate da velocità di propagazione notevolmente superiori rispetto alle onde di taglio, le frequenze non variano sensibilmente nei due casi.

Le lunghezze d'onda ricavate dalla relazione 4.6 sono in tutti i casi sensibilmente maggiori del diametro massimo delle particelle. Per la ghiaia di Chiba ad esempio D_{max} è pari a 34 mm e per le onde più corte il rapporto λ/D_{max} risulta superiore a 4.4. In letteratura si ritrova un limite pari a quattro per il rapporto λ_d/D_{max} (Stephenson, 1984) al disotto del quale perde di validità l'ipotesi di mezzo continuo formulata nell'interpretazione dei risultati.

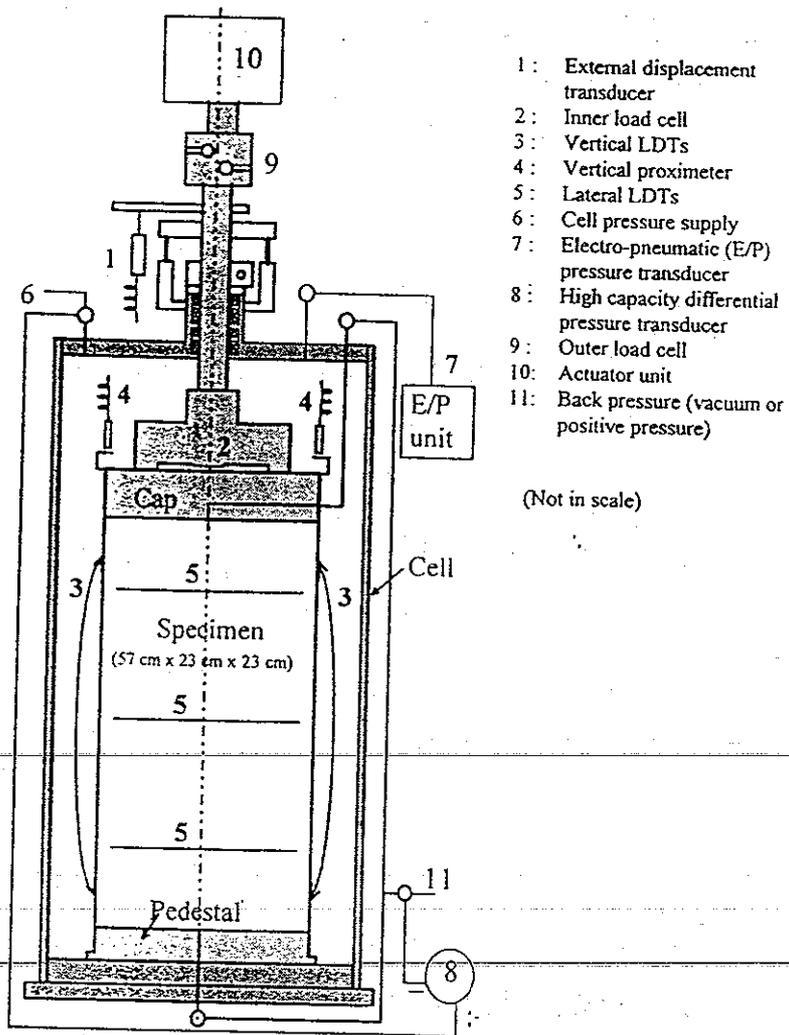


Fig.4.1: Schema dell'apparecchiatura triassiale di Tokyo (da Hoque et al., 1996)

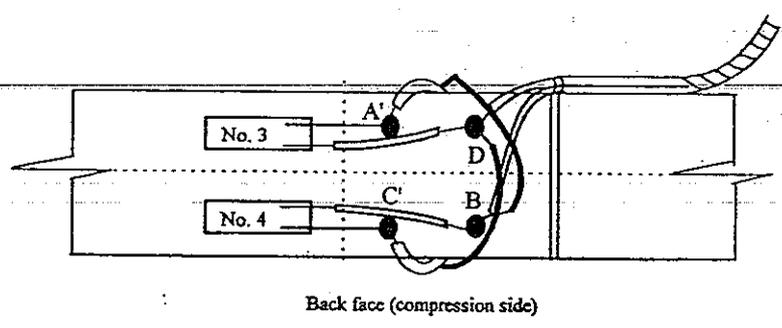
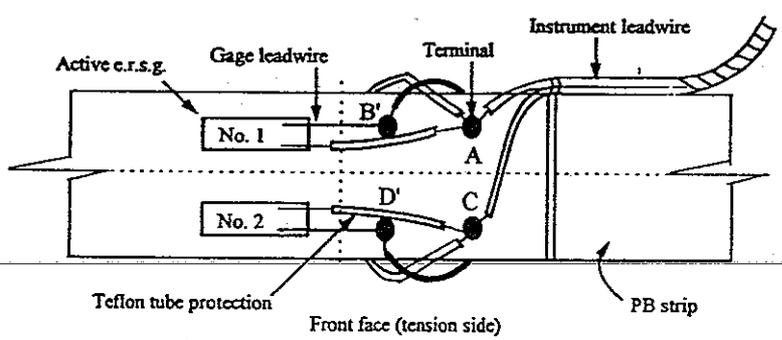
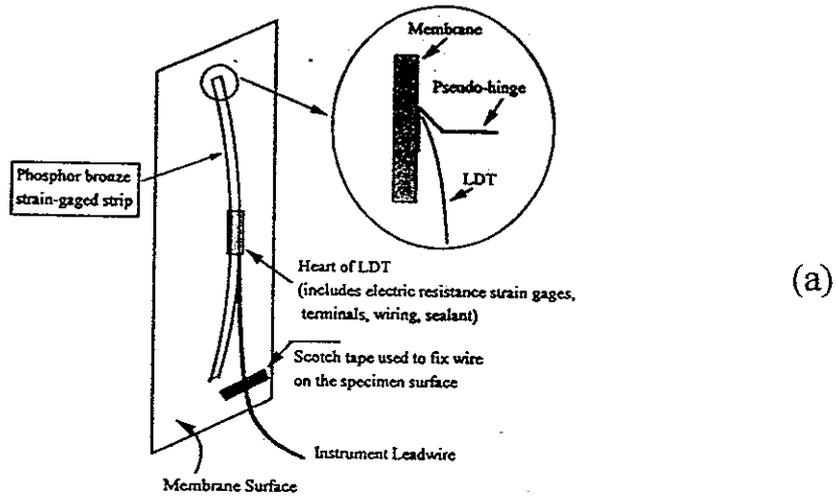


Fig.4.2 (a, b): Trasduttori locali di spostamento (LDT): schema di montaggio (fig.a); schema elettrico (fig.b) (da Hoque et al., 1996).

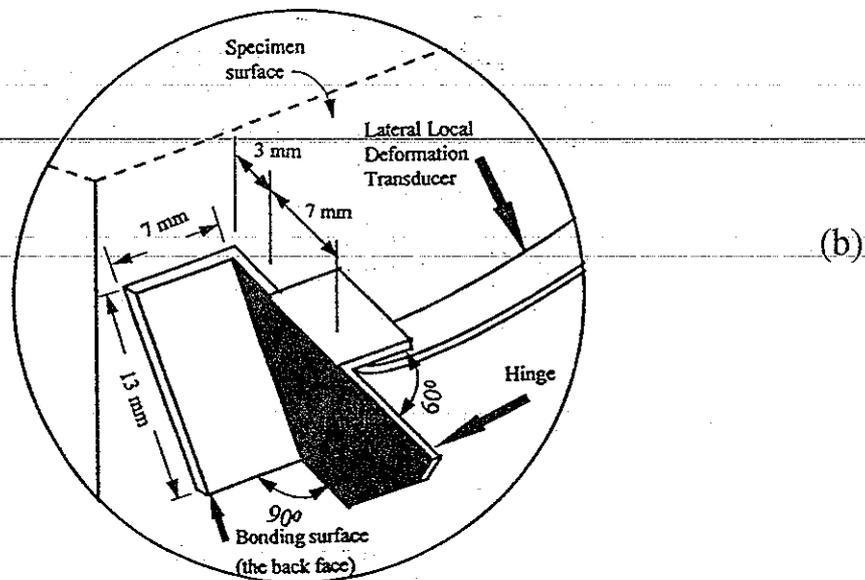
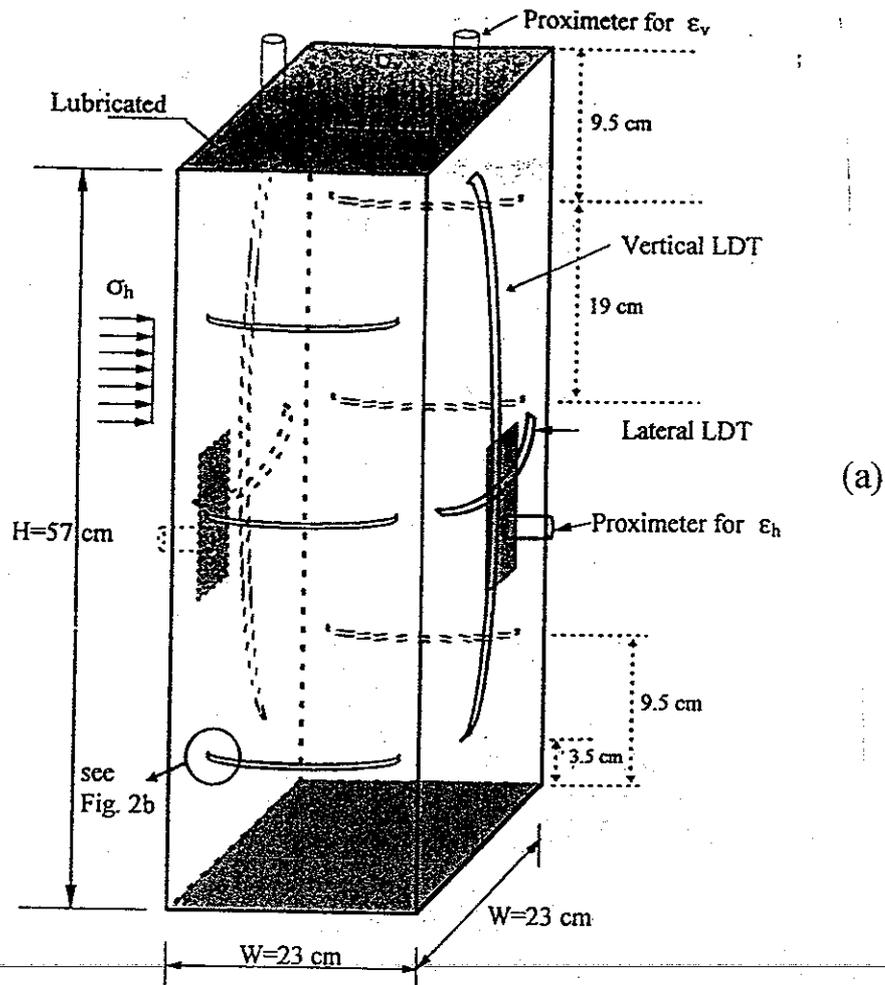


Fig.4.3 (a e b): Campione di terreno all'interno dell'apparecchiatura di Tokyo con gli LDT installati (fig.a). Particolare della cerniera per l'installazione dei trasduttori orizzontali (fig.b) (da Hoque et al., 1996).

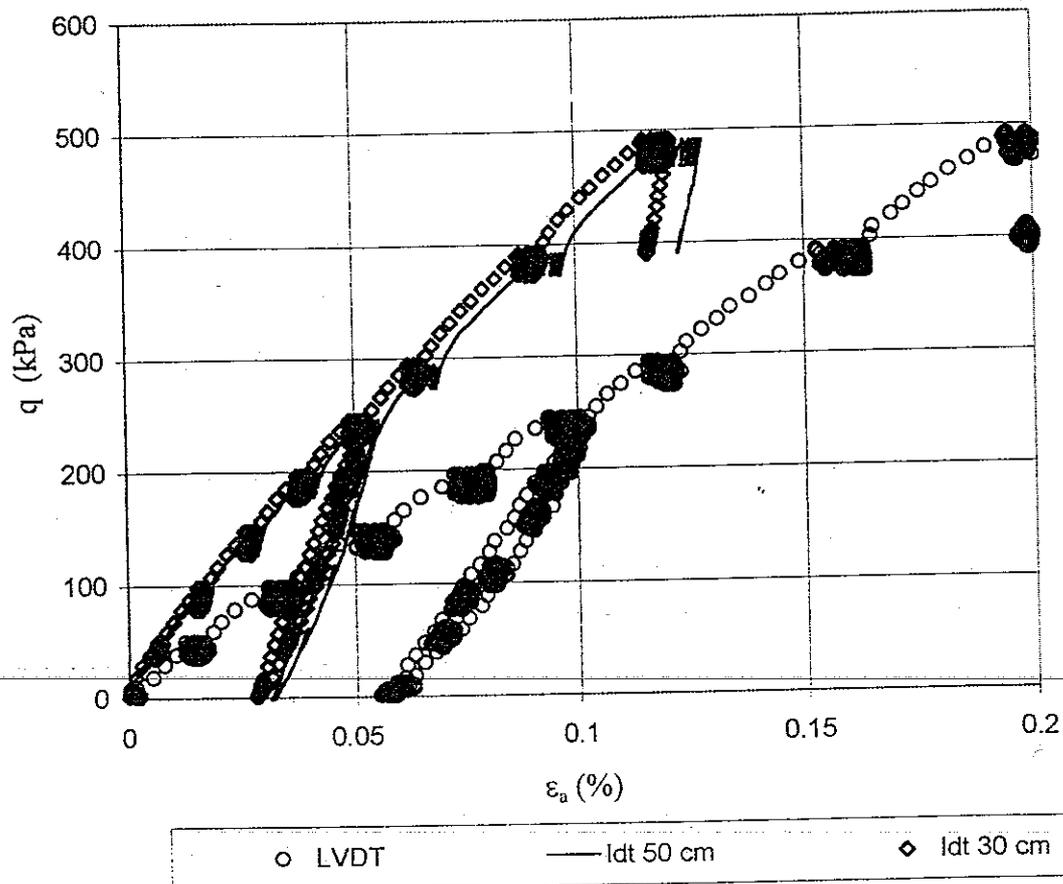
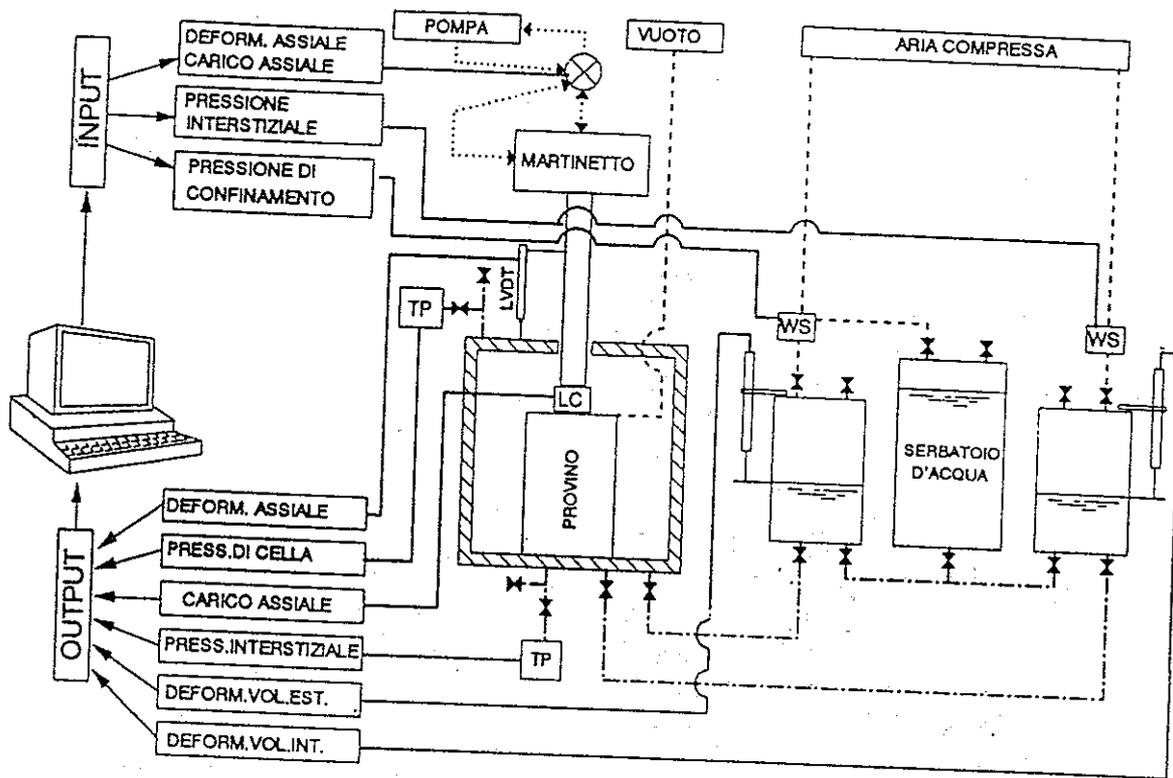


Fig.4.4: Deformazioni assiali calcolate dalle misure di spostamento effettuate con diversi trasduttori



----- LINEA AD ACQUA - - - - - LINEA AD ARIA LINEA DELL'OLIO ——— LINEA ELETTRICA

TP = TRASDUTTORE DI PRESSIONE LC = CELLA DI CARICO ⊗ SERVOVALVOLA
 WS = VALVOLE ELETTROPNEUMATICHE LVDT = TRASDUTTORE DI SPOSTAMENTO

Fig.4.5: Schema dell'apparecchiatura triassiale di Napoli (da Flora, 1995)

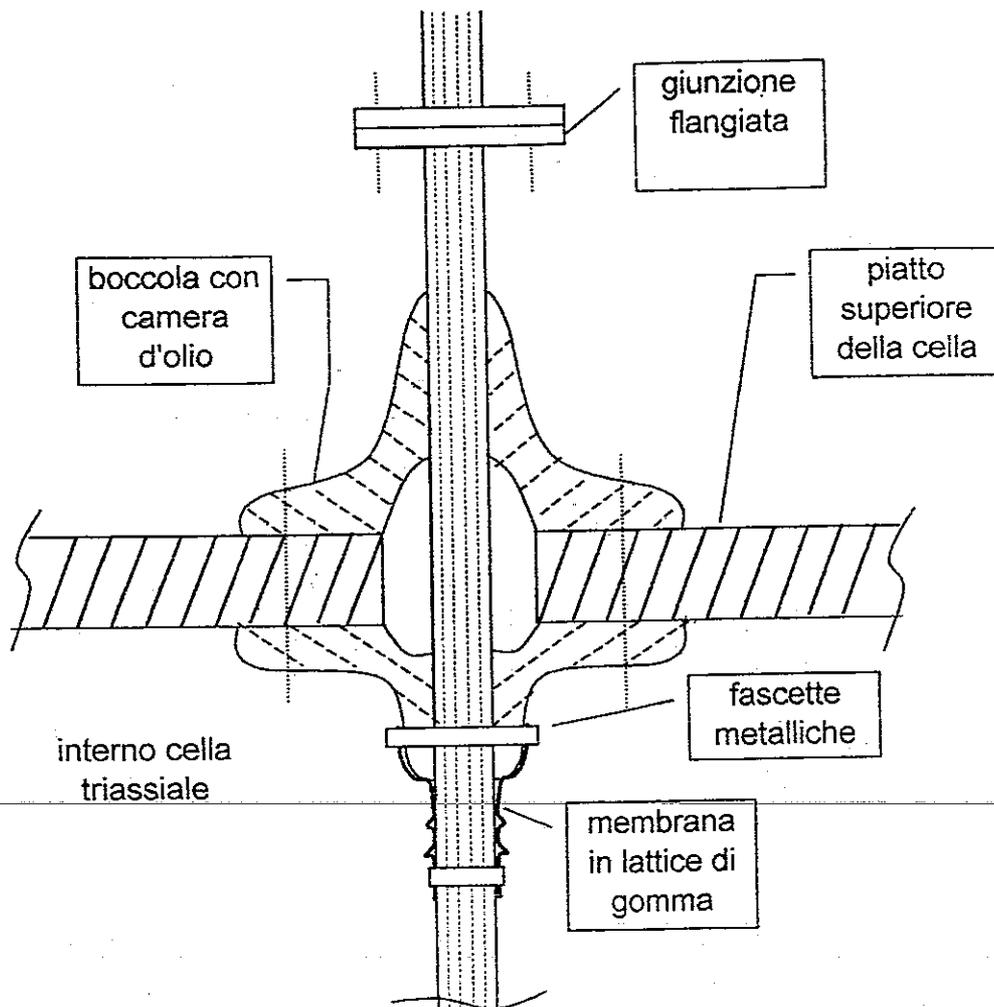


Fig.4.6: Particolare dell'imbocco del pistone nel piatto superiore della cella triassiale di Napoli.

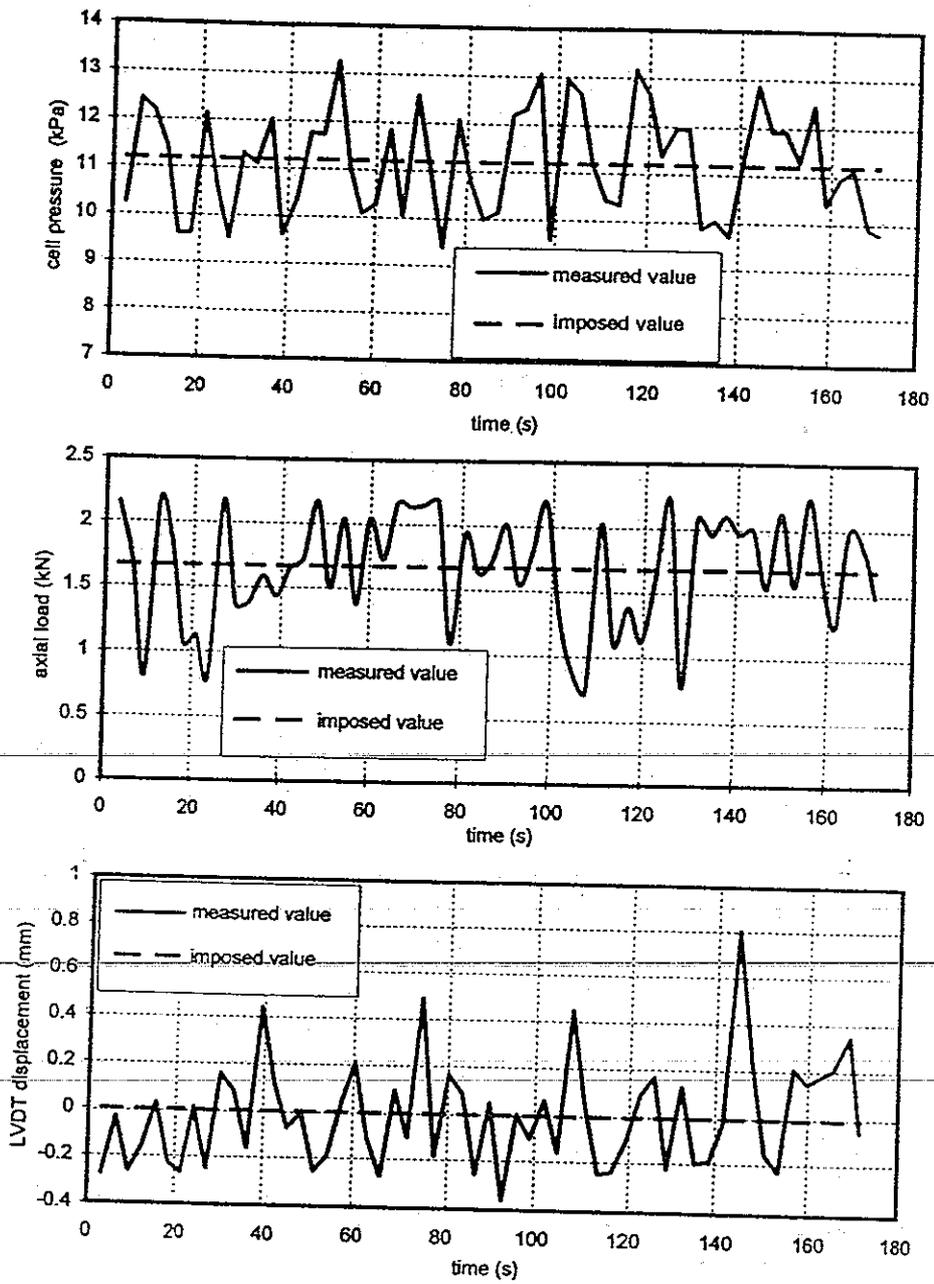


Fig.4.7: Influenza dei rumori elettrici sulle misure dei trasduttori nell'apparecchiatura triassiale di Napoli (da Flora & Modoni, 1997).

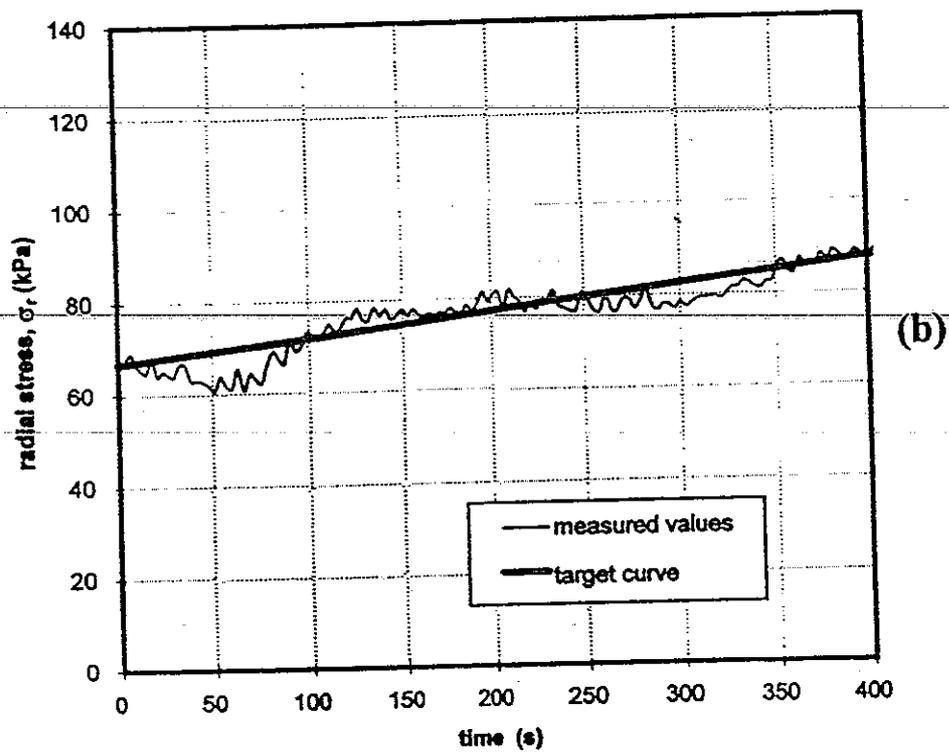
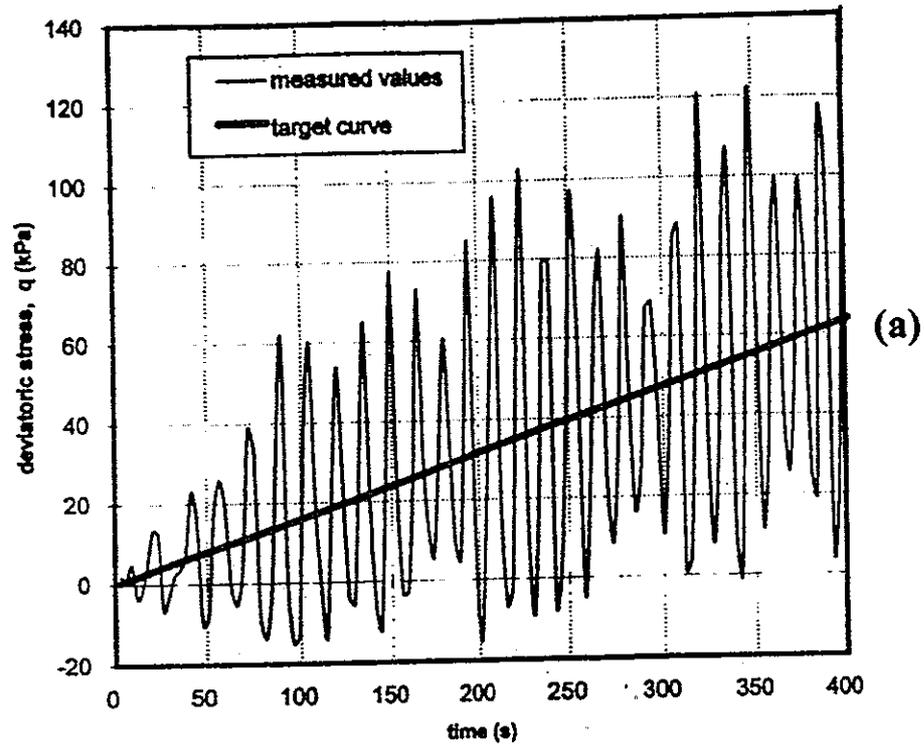


Fig.4.8 (a e b): Applicazione del controllo proporzionale sulle tensioni deviatoriche (fig.a) e sulla tensione di confinamento (fig.b) (da Flora & Modoni, 1997).

$$u(t) = K_P e_i + K_I \frac{e_i + e_{i-1}}{2} + K_D (e_i - e_{i-1})$$

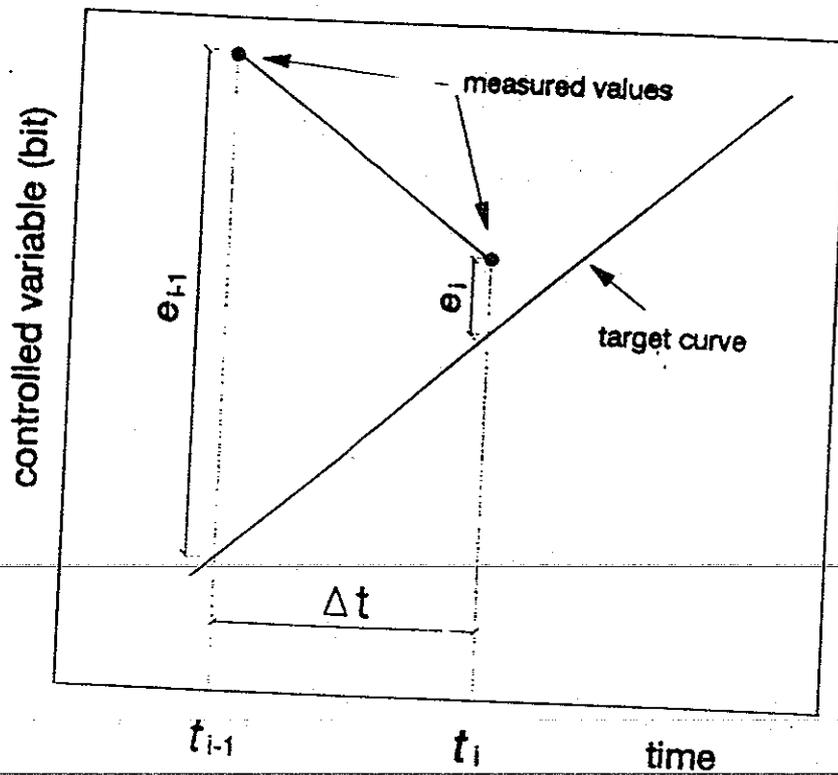


Fig.4.9: Definizione della correzione PID (da Flora & Modoni, 1997).

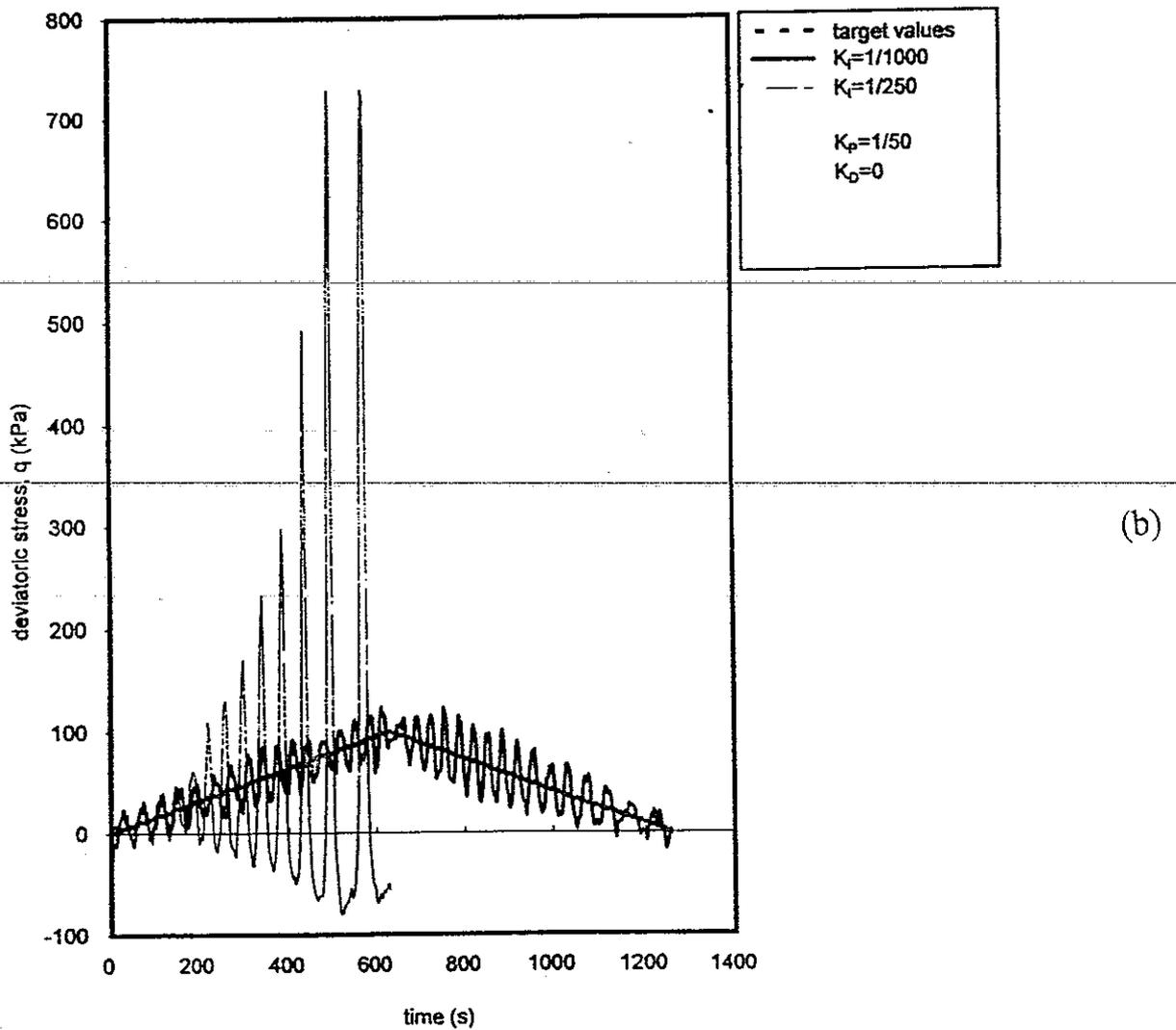
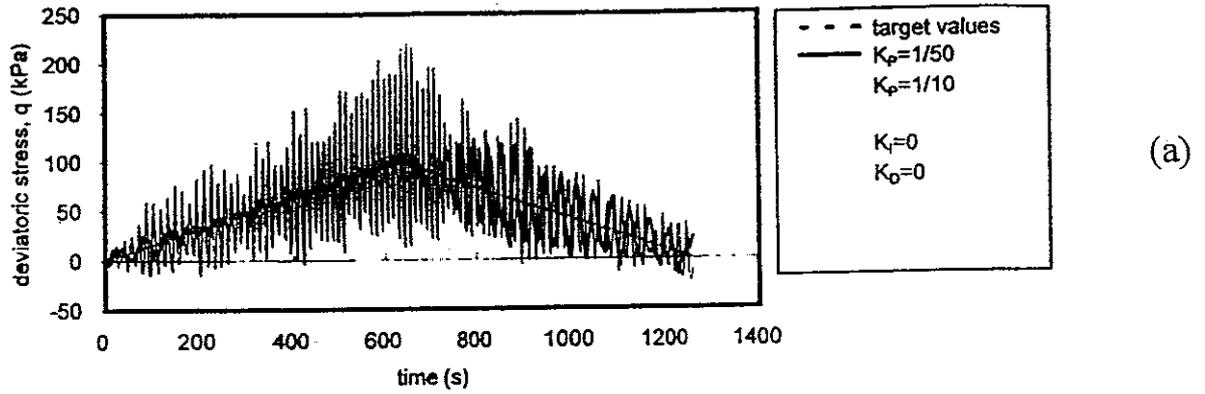


Fig.4.10 (a e b): Esempi dell'influenza del termine proporzionale (fig.a) ed integrativo (fig.b) sul controllo della tensione deviatorica. (da Flora & Modoni, 1997).

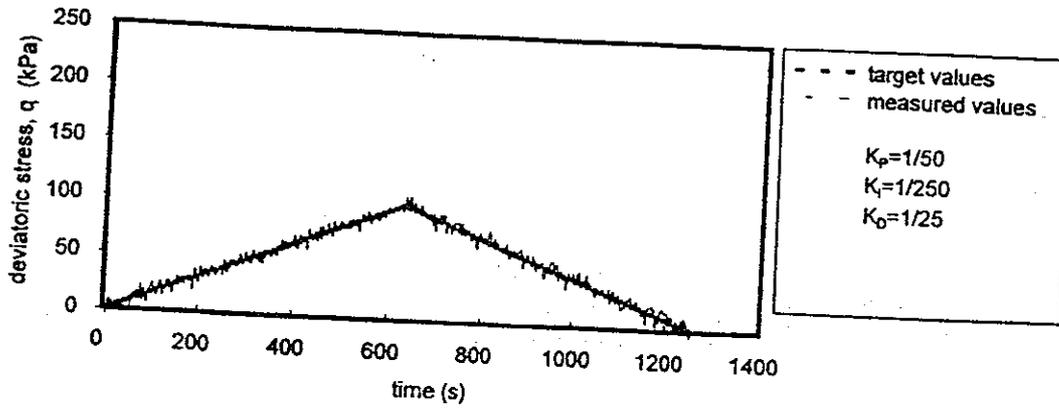


Fig. 4.10.c: Controllo della tensione deviatorica ottenuto con la correzione PID (da Flora & Modoni, 1997).

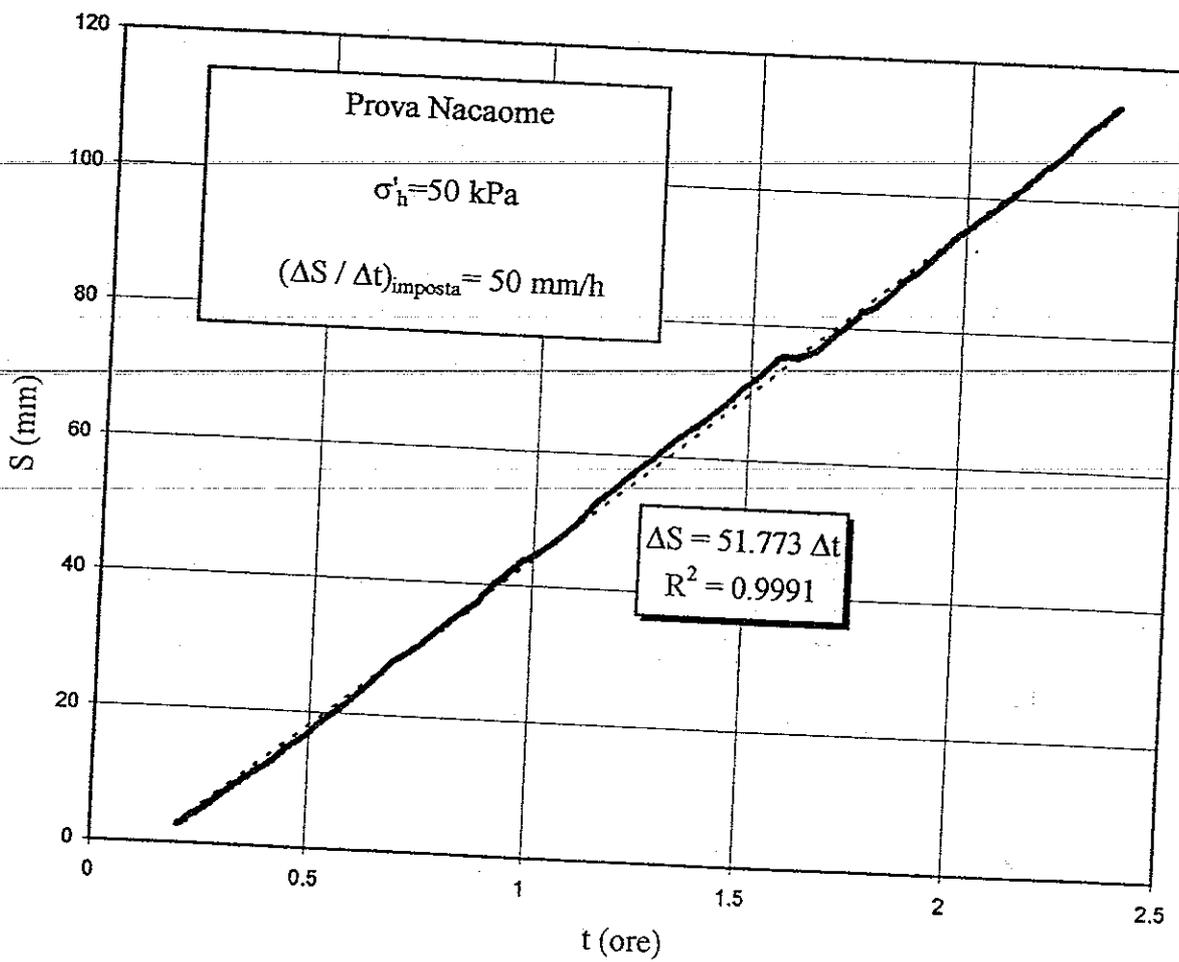


Fig.4.11: Controllo della velocità di deformazione nel corso di una prova effettuata sul rockfill Nacaome.

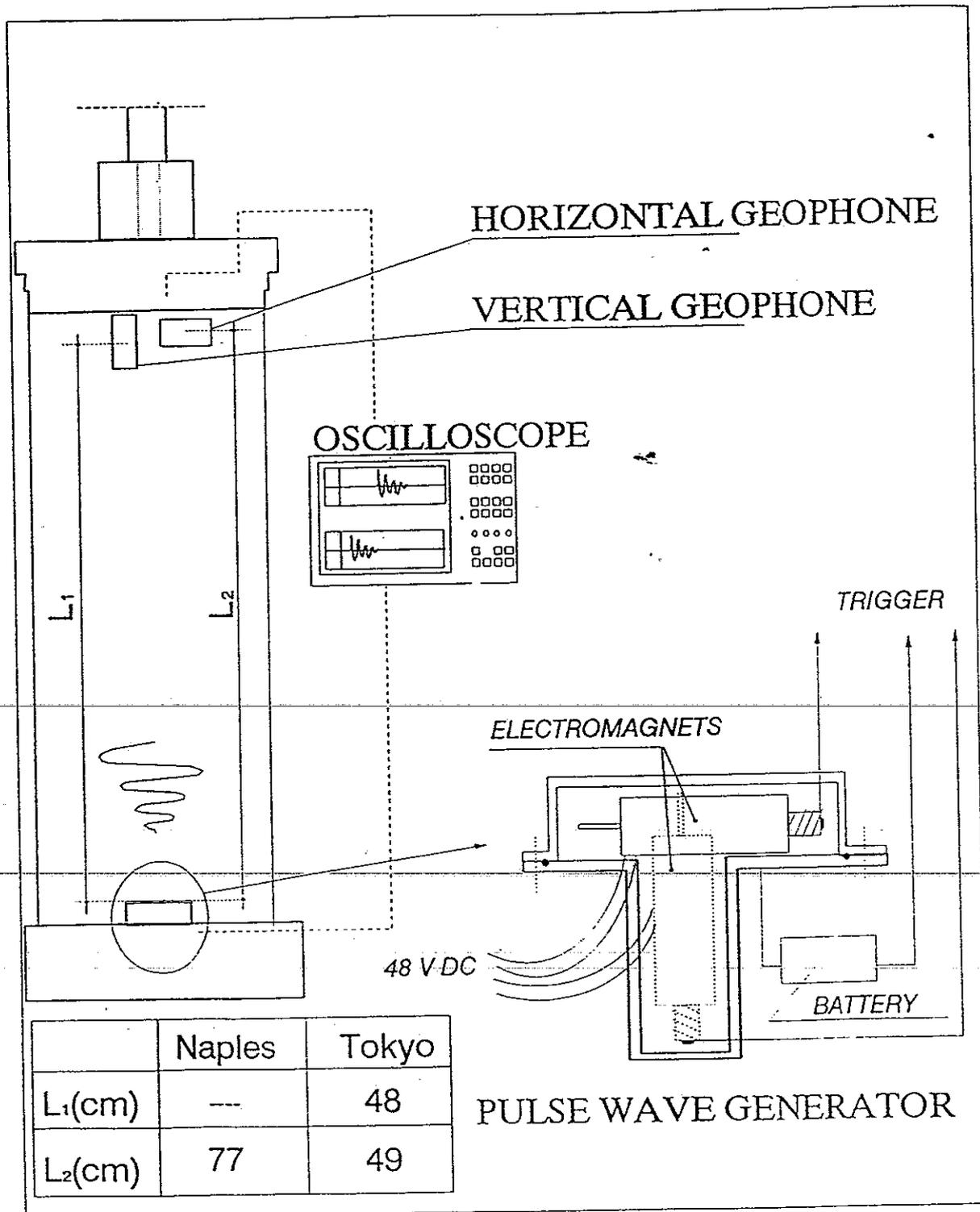


Fig.4.12: Schema dell'apparecchiatura per la misura delle velocità di propagazione delle onde P e S. L_1 e L_2 sono le lunghezze dei percorsi nei due casi.

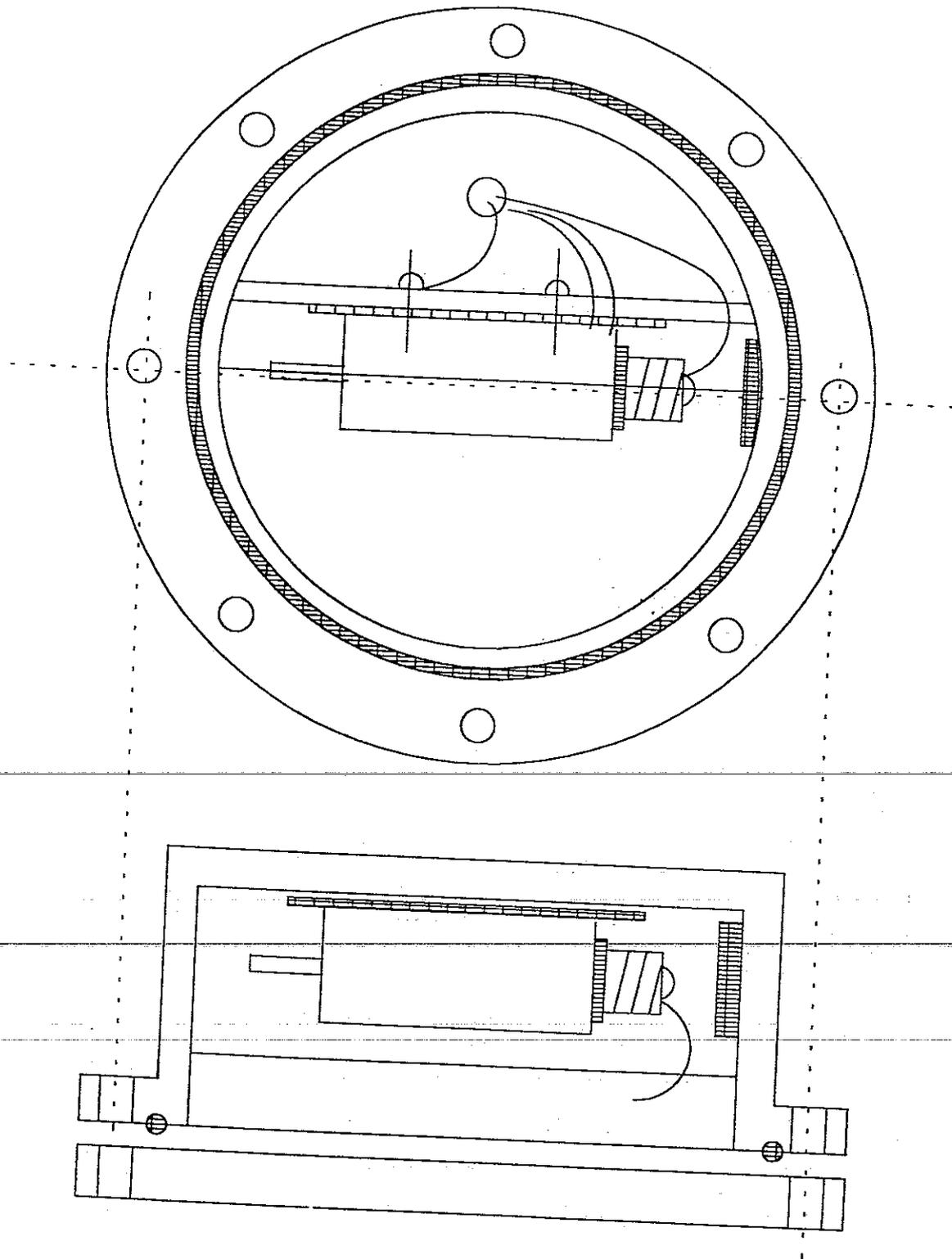


Fig.4.13: Schema della sorgente di onde distorsionali realizzata per l'apparecchiatura triassiale di Napoli.

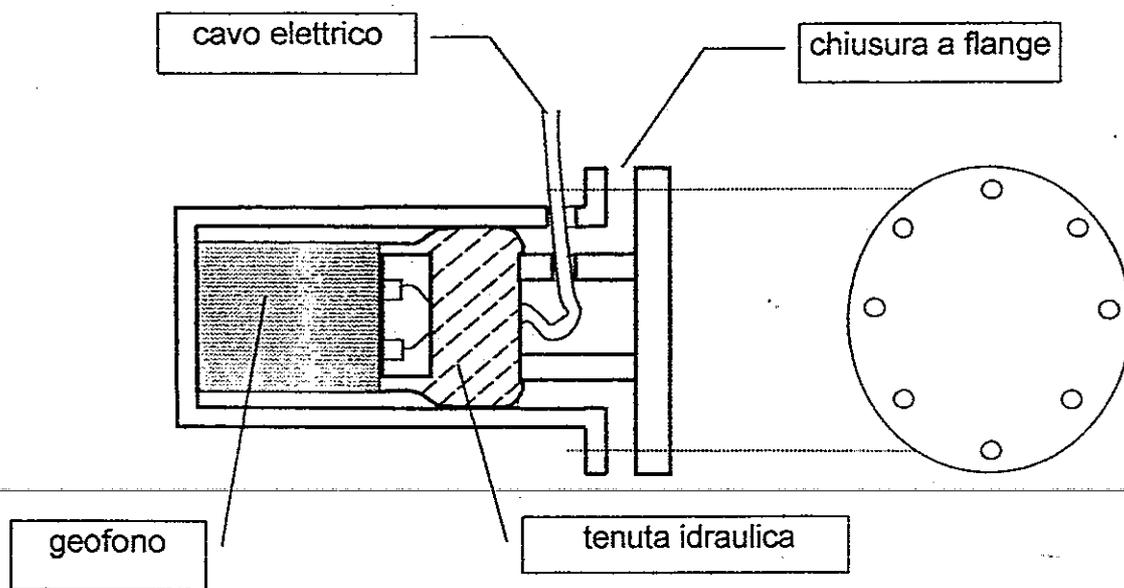
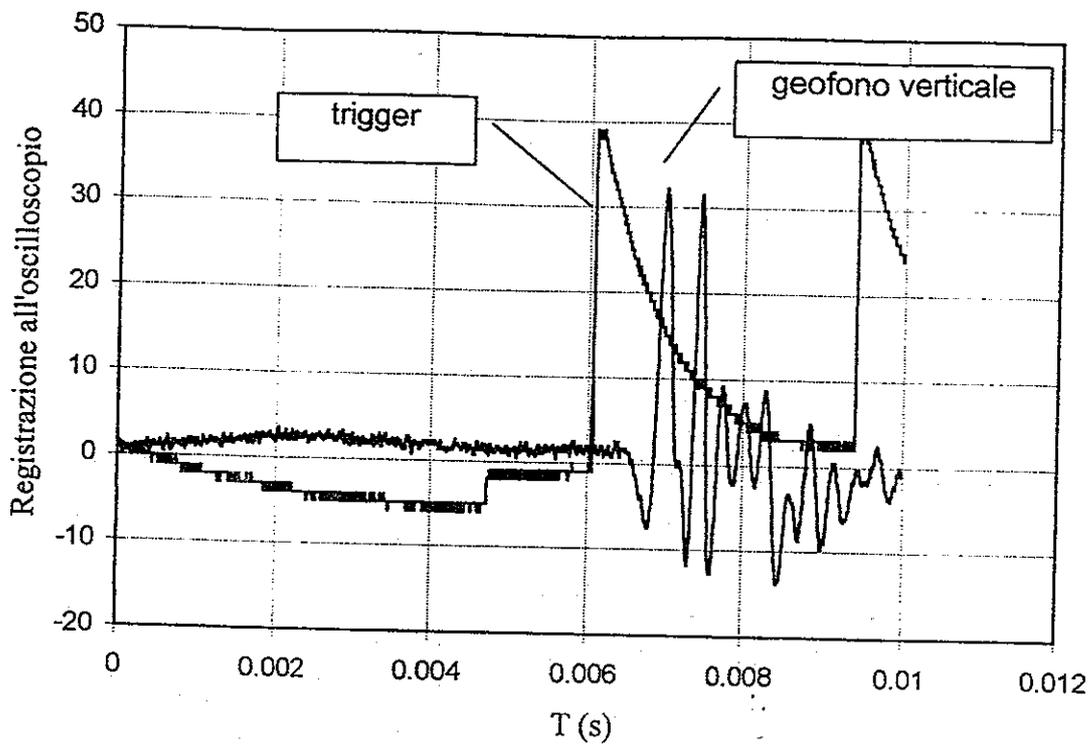
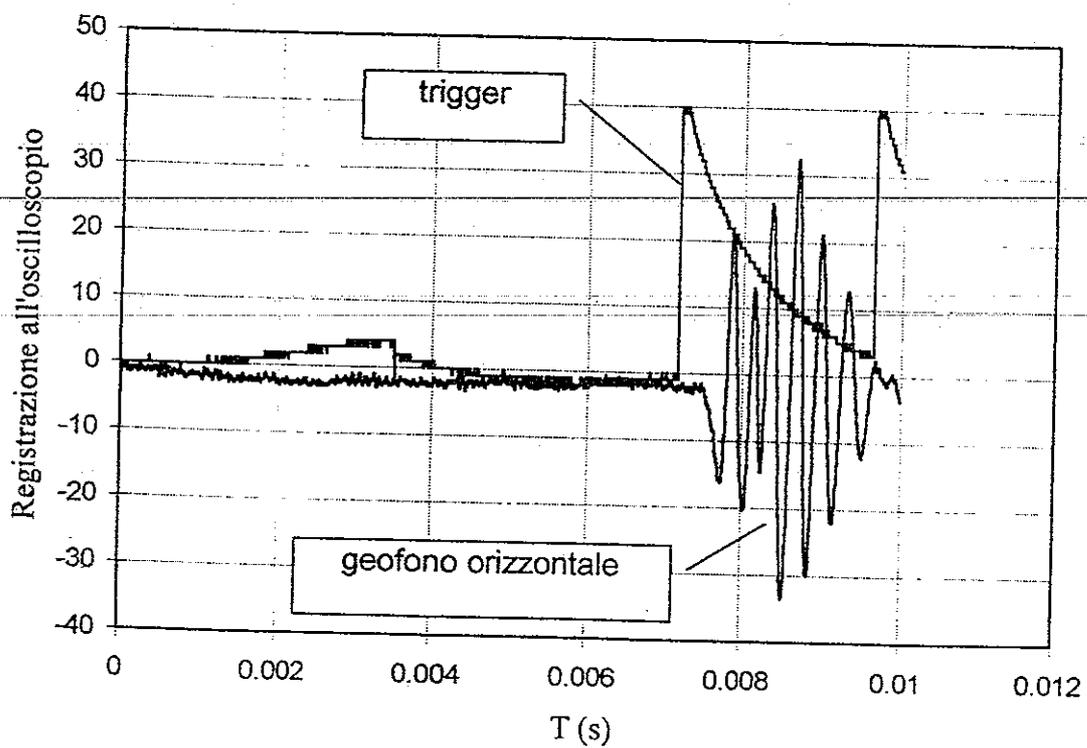


Fig.4.14: Schema del ricevitore realizzato per l'apparecchiatura triassiale di Napoli.



(a)



(b)

Fig.4.15.(a e b): Esempi di misure effettuate con sorgente e geofono verticali (fig.a) ed orizzontali (fig.b) nella cella triassiale di Tokyo.

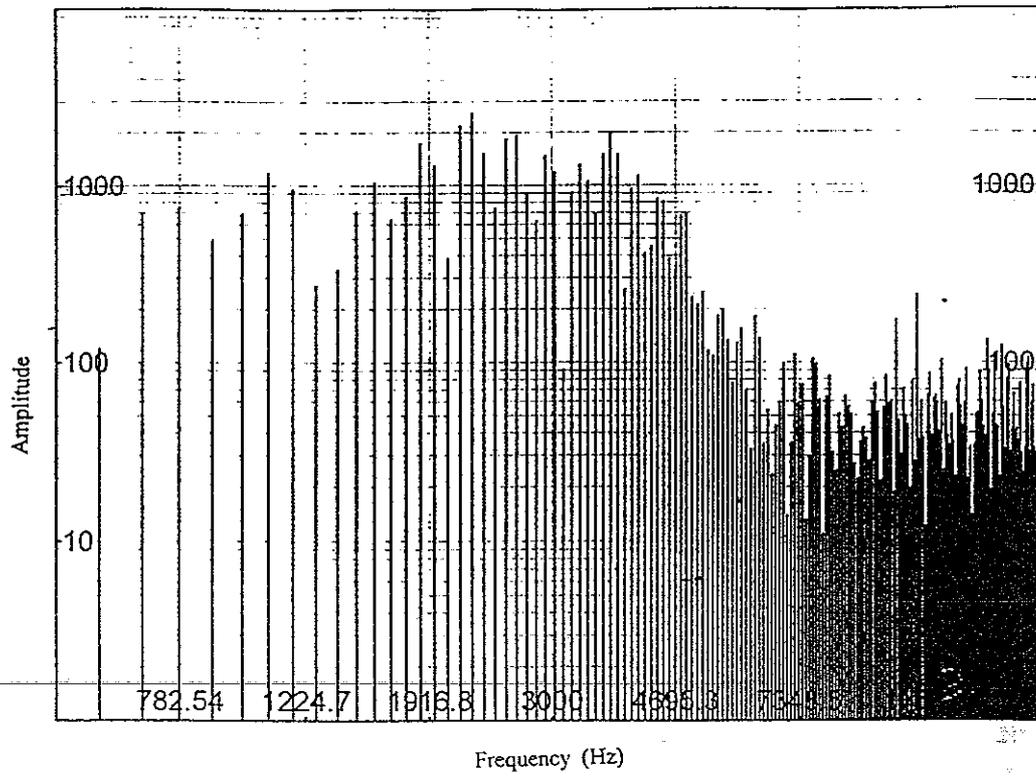


Fig. 4.15.c: Analisi di Fourier dell'onda distorsionale riportata in Fig. 4.15.a
(da Modoni et al. 1998)

5. TERRENI IMPIEGATI NELLA SPERIMENTAZIONE E PROGRAMMA DI PROVE REALIZZATO

5.1 Introduzione

Le indagini sperimentali sono state condotte su tre materiali di diversa provenienza. Il primo dei tre terreni è una ghiaia e proviene dal territorio di Chiba, ad est di Tokyo (Giappone). Le prove su di esso sono state effettuate interamente presso i laboratori di Tokyo. Gli altri due terreni, la ghiaia di Trento (Italia) ed il rockfill Nacaome (Honduras), sono stati impiegati nella sperimentazione effettuata nel laboratorio di Napoli.

Le applicazioni in cui trovano impiego questi terreni sono tra di loro differenti. In tutti i casi essi sono usati come materiali da costruzione e sono compattati artificialmente. La ghiaia di Chiba e la ghiaia di Trento sono adoperate per la realizzazione di rilevati sperimentali di terreno rinforzato con materiale polimerico (geogriglie). Il rockfill Nacaome è adoperato nella realizzazione dei rinfianchi di una diga in materiale sciolto. In tutti i casi sono impiegati grossi volumi di terreno le cui proprietà meccaniche dipendono in maniera fondamentale dalle modalità di compattazione adottate.

Sebbene in laboratorio non sia possibile riprodurre esattamente le condizioni esistenti in sito nell'allestimento delle prove effettuate si è tenuto conto degli aspetti essenziali legati alla compattazione. Le indagini svolte hanno affrontato questi particolari in maniera analitica.

Nel presente capitolo sono esposte le caratteristiche dei terreni utilizzati e sono descritte tutte le fasi delle prove a partire dalla preparazione dei campioni fino alla realizzazione delle prove triassiali.

5.2 Terreni sottoposti a prova

5.2.1 Ghiaia di Chiba

Il materiale, di origine sedimentaria, proviene dalla fratturazione di una arenaria. Il terreno è stato prelevato dalla sua collocazione naturale senza esercitare nessuna azione di frantumazione della roccia madre.

Nella composizione granulometrica prevale la componente ghiaiosa (>80%) (Fig.1) ed il diametro massimo dei grani è di 35 mm circa. In

questo caso non sono stati adottati provvedimenti per ridurre la dimensione massima dei grani del terreno sottoposto a prova. Infatti il rapporto tra il diametro massimo dei grani ed il diametro del campione risulta minore di $1/6$ che costituisce il limite superiore suggerito dalla letteratura (Penman, 1971) per evitare le incertezze legate alla rappresentatività del campione. Della restante parte di terreno la componente sabbiosa costituisce un aliquota rilevante (circa il 15 %). I parametri della curva granulometrica, insieme con quelli degli altri materiali impiegati nella ricerca, sono riportati in tabella 5.I.

La forma dei grani è subarrotondata essendo le dimensioni nelle diverse direzioni non molto diverse (Fig. 5.2). Data la sua origine si tratta di un materiale a spigoli vivi. In più di una circostanza nel corso delle prove è stata svolta l'analisi granulometrica su un quantitativo di terreno sufficientemente rappresentativo dell'ammasso prima ed immediatamente dopo la compattazione del terreno. Lo scopo è quello di valutare se l'eventuale rottura dei grani possa aver alterato la distribuzione granulometrica considerata. Un esempio, riportato in Fig.1, consente di osservare che le differenze tra le due curve granulometriche non sono apprezzabili a testimonianza della notevole resistenza dei grani. E' da notare che la compattazione del terreno nel caso considerato è avvenuta in maniera piuttosto energica ed i grani sono stati sottoposti ad una elevata azione disgregatrice.

Questo materiale è stato adoperato in Giappone per la realizzazione di rilevati di terreno precompressi (Tatsuoka et al.1997). In sito il materiale è posto in opera a strati dallo spessore di 50 cm intercalati da griglie di materiale polimerico di elevata resistenza (circa 6000kg/m). Un requisito essenziale di questi rilevati è la bassa deformabilità che viene conferita al terreno aumentando l'energia impiegata per compattare il terreno. In sito sono raggiunti valori della densità secca pari a 22.2 kN/m^3 adoperando particolari macchine vibro-compattatrici. Nei laboratori di Tokyo le tecniche tradizionalmente adoperate, basate sull'uso di un piatto vibrante dal peso di alcuni chilogrammi, non hanno fornito risultati soddisfacenti ed i valori di densità raggiunti sono stati ben al di sotto di quelli richiesti. Il valore massimo di γ_d con questa tecnica è stato di 19.7 kN/m^3 . Per aumentare il quantitativo di energia fornito al terreno e raggiungere i valori di densità desiderati è stata sperimentata una nuova tecnica basata sulla compattazione manuale. Gli strati di terreno sono stati costipati con un pestello di legno (Fig.5.3) appesantito in punta con una corpo metallico dal peso di alcuni chili.

I campioni sono stati formati in 14 strati di 4 centimetri circa, che sono stati ottenuti ponendo all'interno del formacampione un quantitativo di materiale tale da ottenere la densità prefissata. Ciascuno strato di terreno è stato percosso con colpi di pestello fino a raggiungere lo spessore richiesto. Il contenuto di acqua del terreno è stato variato nel corso delle prime prove per ottenere un valore ottimale che consentisse di raggiungere la densità più elevata a parità di energia di compattazione.

Variando il numero di colpi e l'energia di compattazione (la caduta del pestello non avviene liberamente ma attraverso la spinta dell'operatore) sono stati ottenuti campioni di differente indice dei vuoti iniziale.

Per i campioni maggiormente costipati il numero dei colpi esercitato su ogni strato è stato superiore a duecento.

I valori del contenuto d'acqua e dell'indice dei vuoti iniziale del terreno nelle diverse prove sono riportati in tabella 5.II.

Materiale	Litologia	G _s (kN/m ³)	p _f (kPa)	d _{max} (mm)	d ₅₀ (mm)	U _c =d ₆₀ /d ₁₀
Chiba	Sedimentaria	27.1	-	35.8	7.8	10
Trento	Porfido di quarzo	26.4	6003	50	19	25
Nacaome	Basalto	27.5	2313	50.8	4.9	48

Tab. 5.I Caratteristiche fisiche dei terreni impiegati nella sperimentazione

Prova	w(%)	e _o	γ _d (kN/m ³)
Cr11	3.73	0.319	20.54
Cr12	4.0	0.297	20.89
Cr13	5.5	0.220	22.21
Cr14	5.5	0.216	22.29
Cr15	5.5	0.209	22.42
Cr16	5.5	0.213	22.34
Cr17	5.5	0.343	20.18
Cr18	5.5	0.237	21.91
Cr19	5.5	0.210	22.40
Cr20	5.5	0.221	22.19
Cr21	5.5	0.369	19.80
Cr22	5.5	0.221	22.19

Tab.5.II Caratteristiche fisiche iniziali dei campioni di ghiaia di Chiba

Si osservi come, variando il quantitativo d'acqua nel corso delle prime prove, è stato possibile raggiungere i valori più elevati di densità del terreno. Fanno eccezione le prove cr17 e cr21 in cui sono stati preparati campioni volutamente meno addensati.

5.2.2 Ghiaia di Trento

Questo terreno è stato impiegato nella realizzazione di un rilevato sperimentale nei pressi di Trento (Benigni et al. 1998). Si tratta di un materiale ottenuto dalla frantumazione artificiale di un porfido quarzoso presente in zona. I grani sono di forma subarrondata ed a spigoli vivi (Fig.5.2).

Per questo terreno è stata valutata la tensione di rottura dei grani seguendo la procedura suggerita da Billam (1971) e perfezionata da Lee (1992). Tre grani aventi pressappoco le stesse dimensioni sono stati posti tra i due piatti di una pressa secondo la schema riportato in Fig.5.4.

I valori della tensione di rottura sono calcolati attraverso la seguente relazione:

$$p_f = P_f / N d^2 \quad (5.1)$$

dove P_f è il carico applicato dalla pressa in corrispondenza del quale dai grani si distacca un quantitativo pari o superiore al 25 % in peso, N il numero di punti di contatto tra i grani ed il piatto superiore della pressa, d il diametro caratteristico dei grani preso convenzionalmente pari alla distanza tra i due piatti della pressa.

La variazione di p_f al variare del diametro dei grani non costituisce argomento della presente ricerca. Pertanto in Tab. 5.I è riportato il valore medio ottenuto tra le varie prove. La notevole resistenza manifestata dai grani della ghiaia di Trento testimonia la scarsa attitudine del materiale costituente a rompersi sotto l'azione delle tensioni esterne.

La curva granulometrica del terreno prelevato in sito per le indagini di laboratorio è riportata in Fig.5.5. La frazione ghiaiosa è superiore all'80%. La dimensione massima dei grani è pari a 50 mm come riportato in Tab 5.I. Rispetto al fuso granulometrico del materiale in sito la curva rappresentativa del terreno sottoposto a prova in laboratorio risulta spostata verso l'estremo destro. Questa osservazione giustifica le differenze osservate tra la densità secca valutata sul materiale in sito, variabile tra 19.6 e 20.4 kN/m³ (Benigni et al.,1998), e quella ottenuta in laboratorio, pari a 19.6 kN/m³.

La tecnica adoperata per compattare il terreno in laboratorio è basata sull'uso di una tavola vibrante. Il terreno, versato in quantitativi di 30 kg

per strato all'interno del formacampione, è stato sottoposto ad una vibrazione per un tempo di 2 minuti circa.

Il contenuto di acqua del terreno è stato fissato pari al 7.7 %, valore ottimale calcolato attraverso una prova Proctor standardizzata effettuata sullo stesso materiale da Benigni et al. (1998).

L'indice dei vuoti iniziale del terreno nelle prove effettuate è riportato in tab.5.III.

Prova	w (%)	e_o	γ_d (kN/m ³)
Tr1	7.7	0.347	19.6
Tr2	7.7	0.375	19.2

Tab.5.III: Caratteristiche fisiche dei campioni di ghiaia di Trento

5.2.3 Rockfill Nacaome

Il campo di impiego di questo materiale è differente dai precedenti. Esso è adoperato per la costruzione di una diga di sbarramento sul fiume Nacaome in Honduras. Si tratta di una diga a nucleo in argilla di cui il rockfill costituisce i rinfianchi.

I grani del rockfill, costituiti di basalto, sono di forma subsferica a spigoli arrotondati (Fig.5.2). La tensione media di rottura manifestata nel corso di prove di schiacciamento eseguite seguendo con la procedura adottata per la ghiaia di Trento, è risultata pari a 2313 kPa.

In sito il terreno presenta grani di dimensione molto maggiore rispetto al terreno analizzato in laboratorio ($D_{max}=300$ mm). Sebbene le dimensioni del campione nella cella triassiale di Napoli siano notevoli ($D=35.5$ cm, $H=83$ cm) il diametro massimo dei grani risulta di gran lunga superiore al limite $D/6$ precedentemente osservato (Penman, 1971).

Di conseguenza è stato necessario intervenire sulla curva granulometrica del terreno riducendo la dimensione massima dei grani (Fig.5.6). Per fare questo è stato stacciato il terreno e sono stati eliminati i grani aventi diametro superiore a 50.8 mm (scalping). In questo modo si è ridotta la dimensione massima dei grani a valori inferiori a $D/6$.

La curva del terreno sottoposto a prova è ottenuta da quella del terreno in sito variando la percentuale di materiale passante P al generico staccio di diametro d attraverso la relazione:

$$P(d)_{prova} = P(d)_{sito} \cdot 100 / P(d_{max})_{sito} \quad (5.2)$$

Dove $P(d_{\max})_{\text{sito}}$ è la percentuale valutata nella curva del materiale in sito in corrispondenza del diametro massimo prescelto per le particelle del materiale di laboratorio (50.8 mm).

La percentuale delle particelle eliminate dall'ammasso di terreno originario è pari al 40% (Fig. 5.6), che risulta uguale al valore limite fissato da Lee (1992) per rispettare l'equivalenza di comportamento meccanico. Al di sopra di questo valore, infatti, la rimozione delle particelle altera in maniera sensibile le proprietà del terreno; se la percentuale delle particelle eliminate assume valori modesti, è possibile affermare che esse si trovino in uno stato fluttuante, ossia interamente circondate dalla restante parte di terreno (matrice), e che il loro contributo sulle proprietà meccaniche dell'ammasso sia modesto. Se l'aliquota di particelle di dimensione maggiore aumenta, la loro rimozione dall'ammasso provoca una modifica delle caratteristiche meccaniche del terreno. In alcuni casi esse possono costituire, integralmente o parzialmente, lo scheletro solido dell'ammasso.

Nell'ipotesi di ritenere il materiale originale, costituito dalla matrice e dalle particelle rimosse, ed il materiale corretto, formato dalla sola matrice, equivalenti dal punto di vista meccanico è possibile calcolare la densità del terreno nelle prove di laboratorio seguendo la procedura di Fragaszy et al. (1990). Essi suggeriscono la seguente relazione per il calcolo della densità secca del materiale costituente i campioni:

$$\gamma_{dm} = \frac{1-p}{\frac{1}{\gamma_{dt}} + \frac{p}{\alpha G_o \gamma_w}} \quad (5.3)$$

dove G_o è la densità relativa delle particelle eliminate, che esprime il rapporto tra le densità del materiale e la densità dell'acqua, γ_w il peso specifico dell'acqua, p la percentuale in peso delle particelle eliminate, α un fattore inferiore all'unità che tiene conto della riduzione di densità in prossimità della parete delle particelle eliminate e che dipende dalla forma, dalla dimensione e dalla distribuzione granulometrica del terreno. Nel caso del rockfill Nacaome, i valori delle grandezze a secondo membro della 5.3, di seguito riportati

γ_{dt} (kN/m ³)	p (%)	α	G_o (kNm ³)
22.5	40	0.9	27.5

hanno determinato $\gamma_{dm} = 21.2 \text{ kN/m}^3$.

Per valutare l'influenza del contenuto d'acqua del terreno sul peso secco per unità di volume del rockfill Nacaome compattato in laboratorio sono state effettuate diverse prove di costipamento il cui risultato è riportato in Fig.5.7. Si osservi che il massimo valore di γ_{dm} è pari a 21.0 kN/m^3 e che esso risulta leggermente inferiore al valore ricavato con la procedura di Fragaszy et al-(1991). Questo risultato può essere giustificato considerando la diversa energia di compattazione impiegata in sito ed in laboratorio. Nel secondo caso il materiale è stato costipato sulla tavola vibrante (Fig.5.8) invece che adottando la compattazione manuale introdotta per la prima volta nei casi precedenti. L'energia fornita attraverso questa tecnica al terreno non può essere variata a piacimento come nei casi precedenti se non aumentando il tempo di vibrazione di ciascuno strato. Tuttavia, come mostrato da Fiora (1995), all'aumentare del tempo l'effetto del costipamento sulla tavola a scosse si riduce e le variazioni indotte dalla vibrazione sull'indice dei vuoti del terreno risultano molto modeste. Le prove triassiali sul rockfill Nacaome sono pertanto state realizzate sul terreno costipato al massimo valore possibile della densità secca, ovvero vibrando per 120 secondi ciascuno strato di terreno, dal peso di 30 kg, con un contenuto di acqua pari al 9.7%.

Le caratteristiche dei campioni prima delle prove sono riportate in tab. 5.IV.

Prova	w (%)	e_o	$\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Nac50	9.35	0.302	20.7
Nac100	8.05	0.321	20.4
Nac200	9.65	0.309	20.6
Nac400	10.1	0.312	20.6
Nac50cyc	8.69	0.341	20.1
Nac100cyc	10.0	0.303	20.7
Nac cyc	9.8	0.348	20.0

Tab.5.IV: Caratteristiche fisiche dei campioni del rockfill Nacaome

5.3 Programma di prove

Con il programma sperimentale effettuato sui tre terreni si è inteso analizzare il comportamento dei terreni in campo monotonicamente e ciclicamente a partire da piccoli livelli di deformazione fino a giungere alla rottura. Per l'analisi delle proprietà di deformabilità a piccoli livelli di deformazione sono state impiegate tecniche basate sull'uso dei trasduttori locali di

spostamento (misure statiche) e dei geofoni (misure dinamiche). L'uso delle prime è stato confinato soltanto nelle prove effettuate a Tokyo dove i misuratori locali di spostamento (LDT) erano disponibili. All'interno di queste prove sono state effettuate delle serie di cicli di scarico e ricarico di piccola ampiezza a partire da stati tensionali diversi. L'analisi dei parametri di rigidità pseudo-elastici attraverso la misura della velocità di propagazione delle onde è stata invece effettuata in entrambi i laboratori. Questa tecnica è stata impiegata soltanto nelle ultime prove condotte, dopo cioè che l'apparecchiatura è stata messa a punto. Le misure dinamiche hanno il pregio di non interferire in alcun modo con le prove triassiali che pertanto possono essere condotte indipendentemente.

5.3.1 Prove effettuate nel laboratorio di Tokyo

Nei laboratori di Tokyo sono state effettuate le prove sulla ghiaia di Chiba. Inizialmente, dopo la chiusura del campione, il terreno è stato portato alla tensione efficace media di 50 kPa. Questo è il valore della tensione applicata sui campioni per mezzo del vuoto prima della rimozione del formacampione. Le prove triassiali effettuate sono di tipo classico. In una prima fase sono state condotte prove di compressione isotropa a partire da $p' = 50$ kPa fino a valori della tensione efficace media variabili per le diverse prove in un intervallo compreso tra 300 e 650 kPa.

Nel corso di questa fase sono stati applicati cicli di scarico e ricarico isotropi per valutare la compressibilità sul materiale sovraconsolidato.

Immediatamente dopo la fase di compressione isotropa i campioni sono stati sottoposti a taglio variando la tensione verticale e mantenendo immutata la tensione orizzontale. I percorsi di carico effettuati hanno previsto variazioni cicliche della tensione.

In particolare nel corso delle prove si sono alternate, in modo talvolta molto articolato, fasi di compressione ($\sigma'_v > \sigma'_h$) e di estensione ($\sigma'_v < \sigma'_h$) allo scopo di valutare oltre che l'influenza sulla deformabilità del terreno del percorso tensionale anche quella della storia di carico recente.

L'esecuzione delle prove, in tutte le fasi di carico è stata periodicamente arrestata per l'applicazione dei cicli di piccola ampiezza necessari per valutare i parametri di rigidità a bassi livelli di deformazione.

La tab. 5.V riporta un elenco delle prove con la sequenza dei percorsi di carico seguiti in tutte le fasi.

Prova	Indice dei vuoti iniziale	Tensione massima di confinamento (kPa)	Tipo di percorso seguito nella fase di taglio
Cr11	0.319	500	A
Cr12	0.297	300	A
Cr13	0.220	50	A
Cr14	0.216	500	A
Cr15	0.209	300	A
Cr16	0.213	650	A
Cr17	0.343	650	A
Cr18	0.237	300	A
Cr19	0.210	500	B
Cr20	0.221	650	B
Cr21	0.369	650	B
Cr22	0.221	650	B

Tab.5.V: Riepilogo delle prove triassiali effettuate sulla ghiaia di Chiba.

La Fig.5.9 riporta nel piano tensioni-deformazioni due esempi tipici di prove effettuate sulla ghiaia di Chiba. In tutti i percorsi ciclici effettuati il controllo dell'apparecchiatura è avvenuto sulla velocità di applicazione delle tensioni che è stata mantenuta costante e pari a 50 kPa/min. Nelle prove di tipo A sono stati seguiti essenzialmente percorsi di compressione. In corrispondenza di tre valori della tensione deviatorica sono stati applicati cicli di scarico e ricarica. Le prove di Tipo B presentano invece cicli di ampiezza crescente in cui si sono alternano fasi di estensione a fasi di compressione.

Immediatamente a valle dei grandi cicli di scarico e ricarica i campioni sono stati portati a rottura sempre seguendo percorsi con inclinazione $q/p'=3/1$ condotti a velocità di deformazione assiale controllata. La velocità imposta in quest'ultima fase è stata di 20 mm/h.

5.3.2 Prove effettuate nel laboratorio di Napoli

Le prove condotte sulla ghiaia di Trento costituiscono una prima fase di un programma più articolato, che ha lo scopo di valutare le proprietà meccaniche del terreno a livelli bassi e medi di deformazione. Il numero di prove eseguite nel corso di questo lavoro è pertanto molto inferiore rispetto agli altri due terreni.

Sino ad ora sono state condotte due prove triassiali , una monotonica a tensione di confinamento costante e pari a 50 kPa ed una composta da numerosi cicli di carico e scarico della tensione assiale condotti a diversi valori della tensione radiale (Fig.5.10). Questo tipo di prova consente di valutare le proprietà dei terreno a bassi livelli di deformazione su un unico campione analizzando così la dipendenza dei parametri di rigidezza dalle caratteristiche tensio-deformative del terreno senza dover tenere conto della variabilità delle caratteristiche fisiche del terreno che necessariamente entrano in gioco quando il confronto è effettuato da prove effettuate su diversi campioni.

Una prova simile è stata eseguita anche sul rockfill Nacaome. Su questo terreno è stato svolto in precedenza un programma di prove triassiali monotoniche a tensione di confinamento costante per valutare le caratteristiche di deformabilità e di resistenza a diversi livelli di tensione.

In Tabb.5.VI e 5.VII sono riportati i percorsi di carico seguiti nelle prove su ghiaia di Trento e su rockfill Nacaome.

Prova	Indice dei vuoti iniziale	Tensione massima di confinamento (kPa)	Tipo di prova effettuata
Tr1	0.347	50	Monotonica
Tr2	0.375	Variabile	Ciclica

Tab5. VI: Riepilogo delle prove triassiali effettuate sulla ghiaia di Trento.

Prova	Indice dei vuoti iniziale	Massima tensione di confinamento (kPa)	Tipo di prova
Nac50	0.302	50	Monotonica
Nac100	0.321	100	Monotonica
Nac200	0.309	200	Monotonica
Nac400	0.312	400	Monotonica
Nac50cyc	0.341	50	Ciclica
Nac100cyc	0.303	100	Ciclica
Nac cyc	0.348	Variabile	Ciclica

Tab5. VII: Riepilogo delle prove triassiali effettuate sul rockfill Nacaome

Nel corso della tesi sono mostrati ed analizzati alcuni risultati sperimentali ottenuti sul rockfill Cispiri con un programma di prove triassiali condotto nel laboratorio di Napoli da Flora (1995), analogo a quello eseguito sul rockfill Nacaome.

Allo scopo di stabilire un confronto tra i risultati sperimentali ottenuti su questo terreno e quelli relativi ai tre terreni precedentemente mostrati si riportano nelle Tabb.5.VIII e 5.IX rispettivamente le caratteristiche fisiche e meccaniche del rockfill Cispiri e le modalità d'esecuzione delle prove.

Materiale	Litologia	G _s (kN/m ³)	p _f (kPa)	d _{max} (mm)	d ₅₀ (mm)	U _c =d ₆₀ /d ₁₀
Cispiri	Basalto	28.0	5252	60	34	3

Tab.5.VIII: Caratteristiche fisiche del rockfill Cispiri (da Flora, 1995)

Prova	Contenuto d'acqua di costipamento	Indice dei vuoti iniziale	Massima tensione di confinamento (kPa)	Tipo di prova
Cispiri50	1.57	0.68	50	Monotonica
Cispiri100	1.58	0.63	100	Monotonica
Cispiri200	1.55	0.66	200	Monotonica
Cispiri400	1.50	0.67	400	Monotonica

Tab.5.IX: Riepilogo delle prove eseguite sul rockfill Cispiri (da Flora 1995)

La curva granulometrica del rockfill Cispiri è riportata in Fig.5.11.

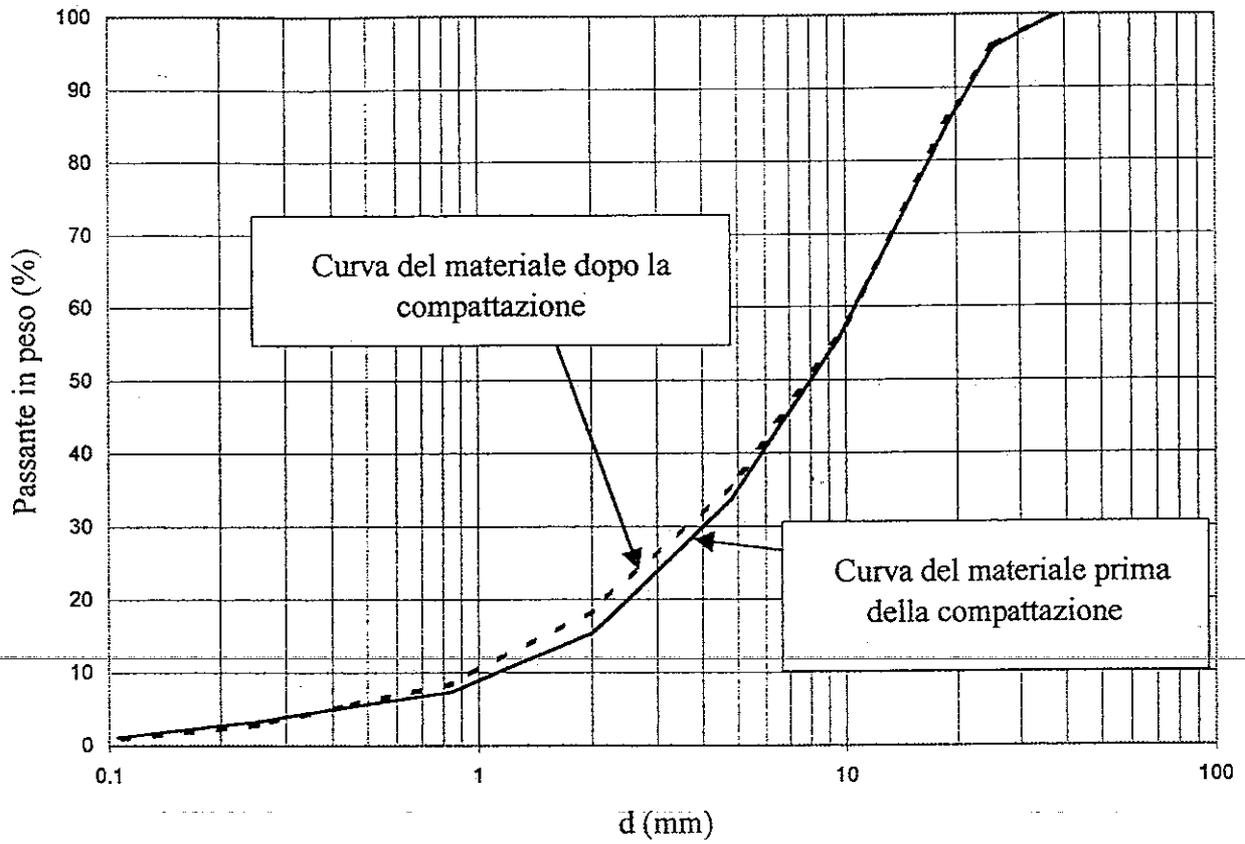


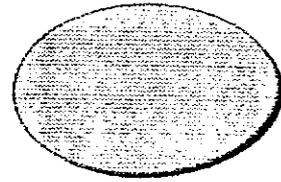
Fig.5.1: Curva granulometrica della ghiaia di Chiba prima e dopo la compattazione manuale.



Ghiaia di Chiba



Ghiaia di Trento



Rockfill Nacaome

Fig.5.2: Forma dei grani di dimensione maggiore dei terreni impiegati nella sperimentazione.

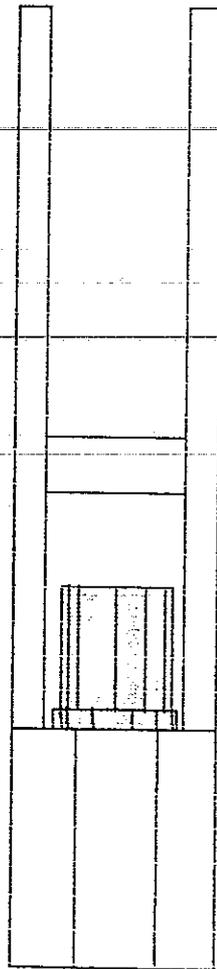


Fig.5.3: Pestello impiegato nella compattazione della ghiaia di Chiba.

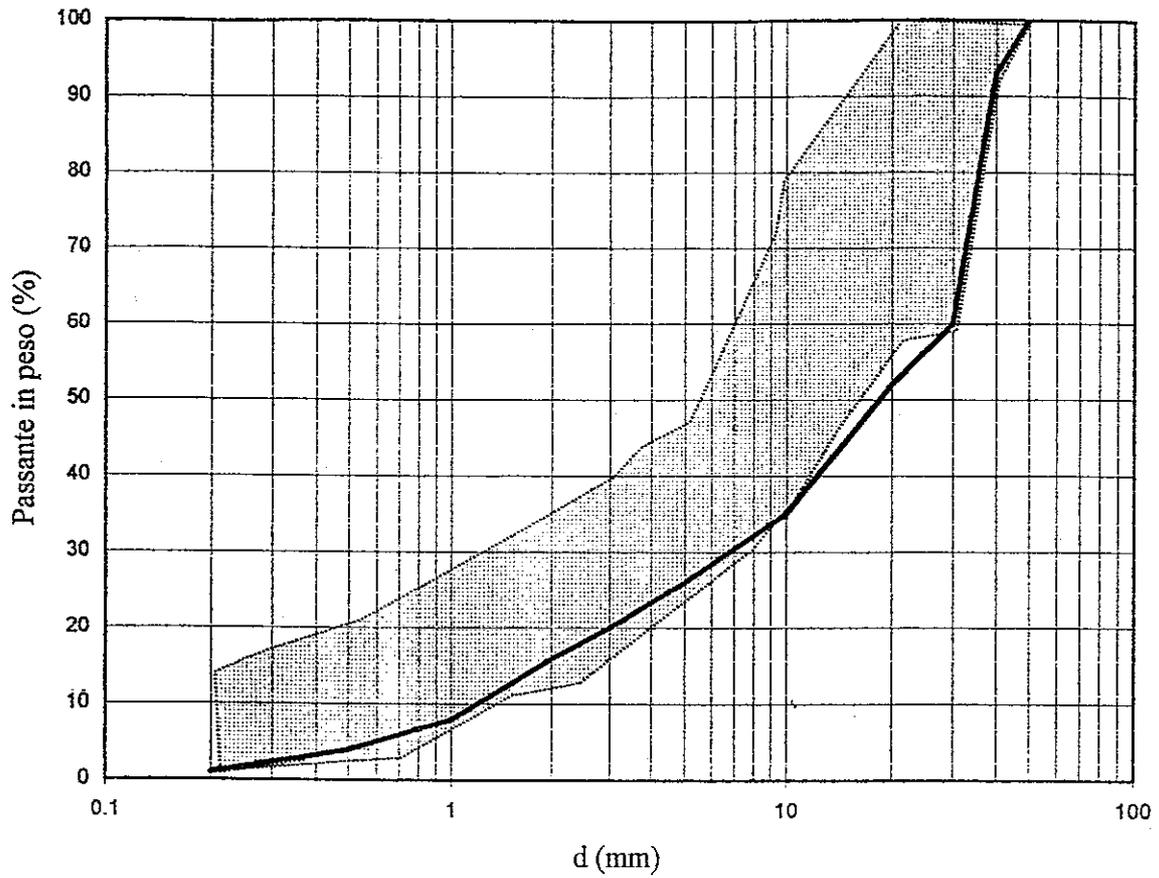


Fig.5.4: Curva granulometrica della ghiaia di Trento impiegata nella sperimentazione di laboratorio. Il fuso è ricavato dal materiale in sito.

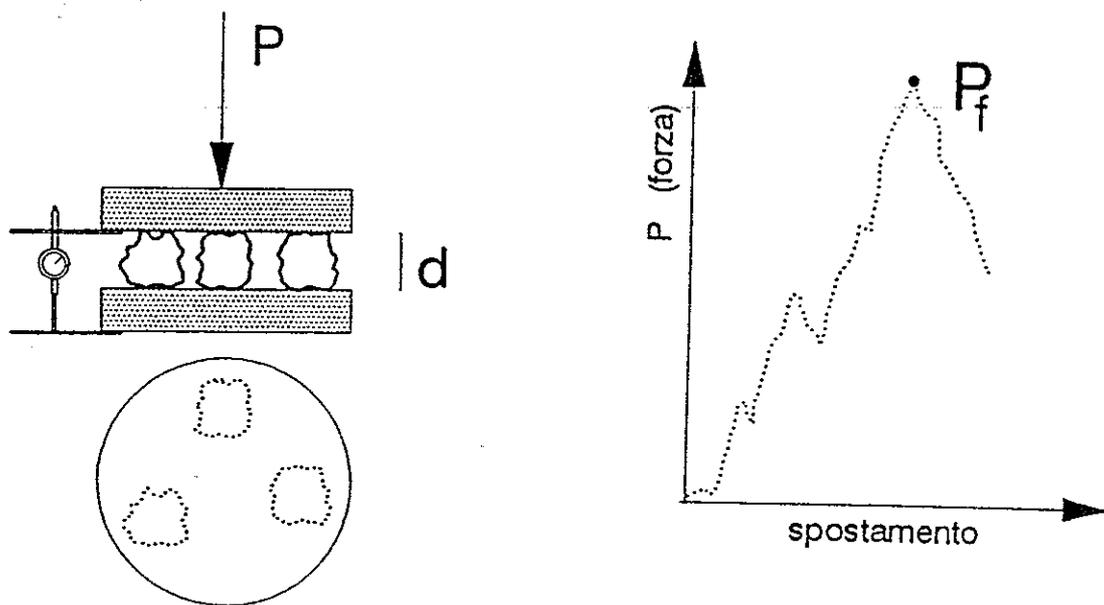


Fig.5.5: Schema della prova di schiacciamento dei grani e tipica curva carichi-cedimenti rilevata (da Flora, 1995).

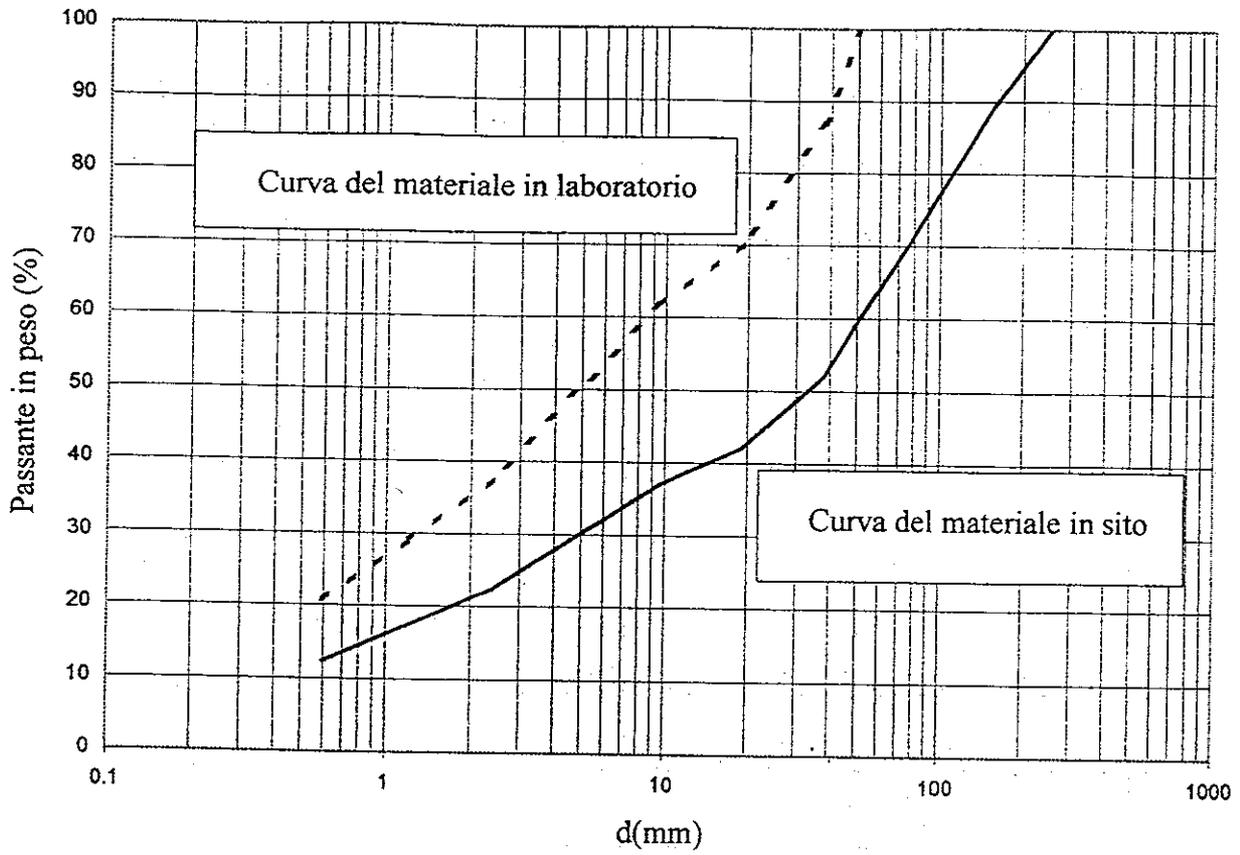


Fig.5.6: Curve granulometriche del rockfill Nacaome in sito e del materiale sottoposto a prova nel laboratorio di Napoli.

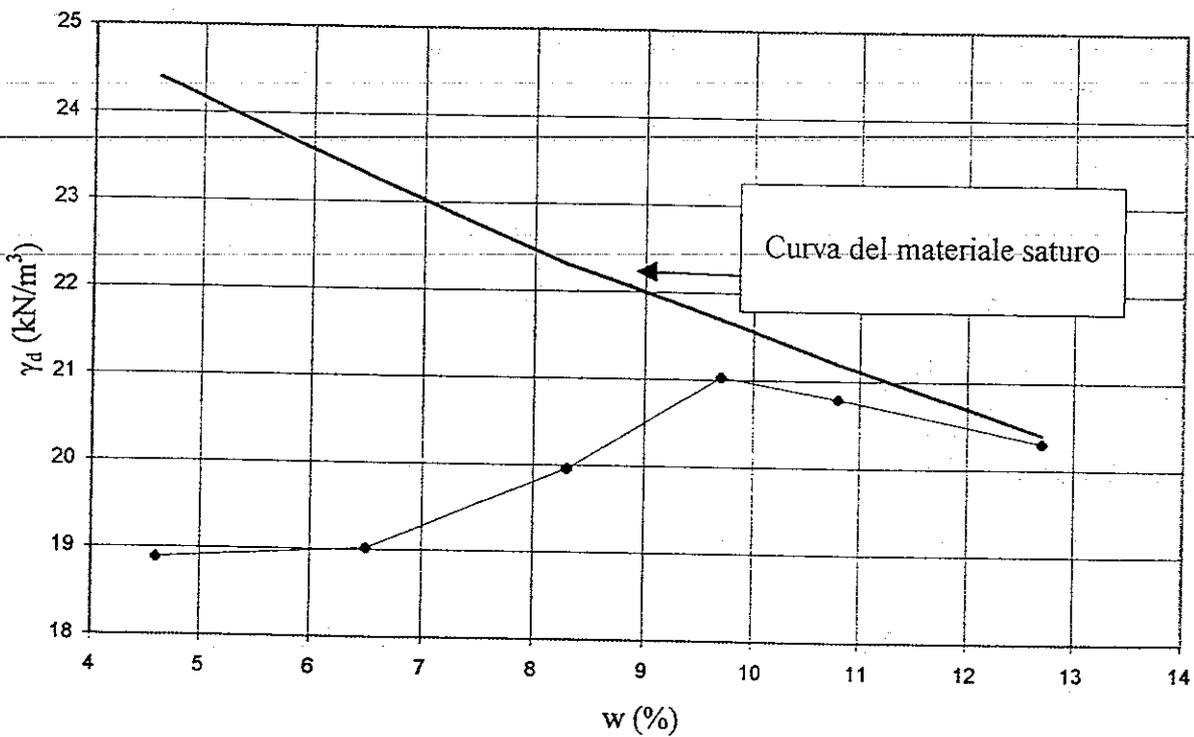


Fig.5.7: Prova di costipamento sul rockfill Nacaome per la determinazione del w_{ott} .

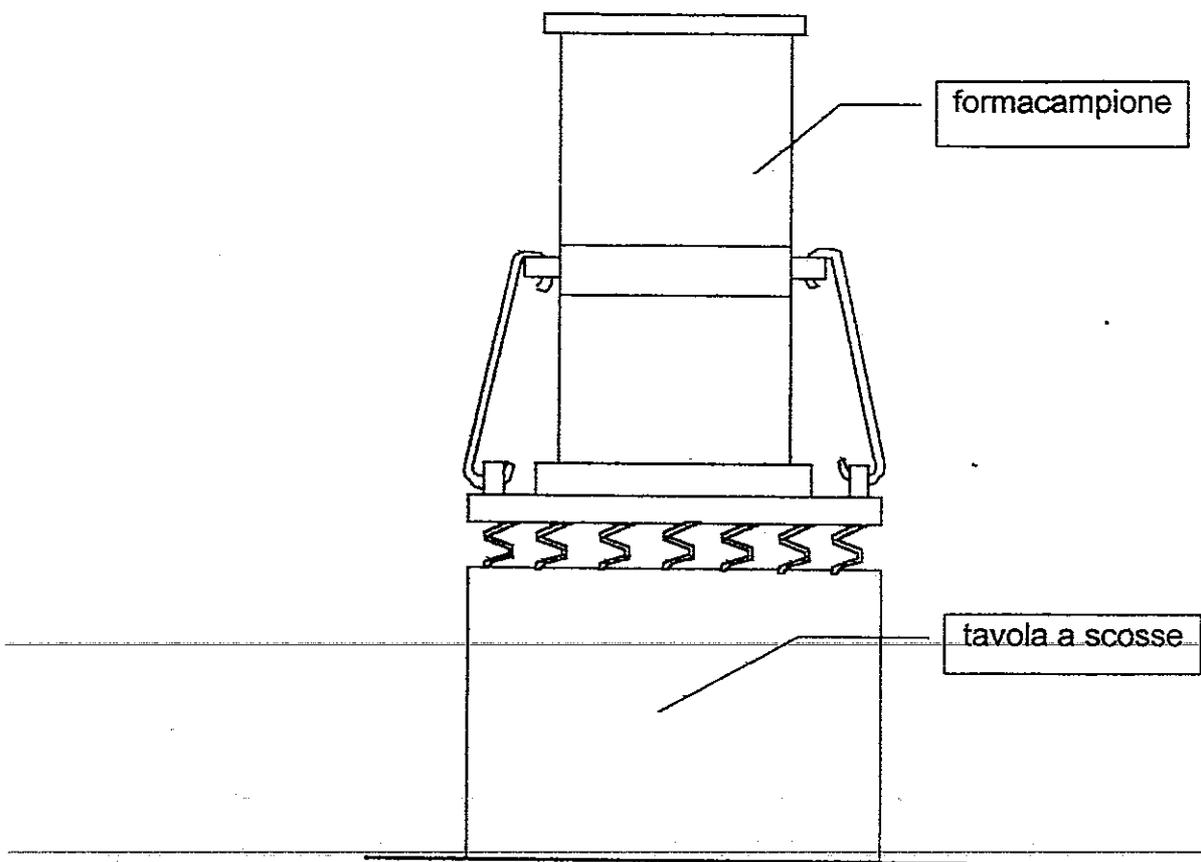


Fig.5.8: Schema della tavola vibrante impiegata nel laboratorio di Napoli.

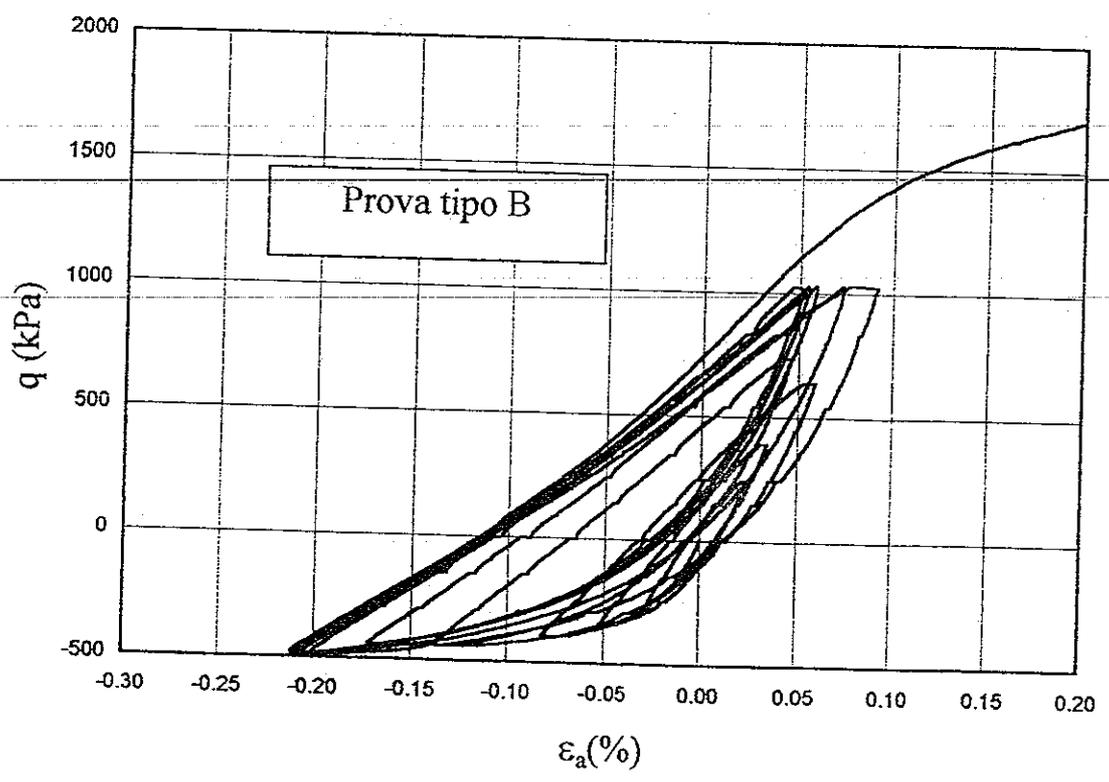
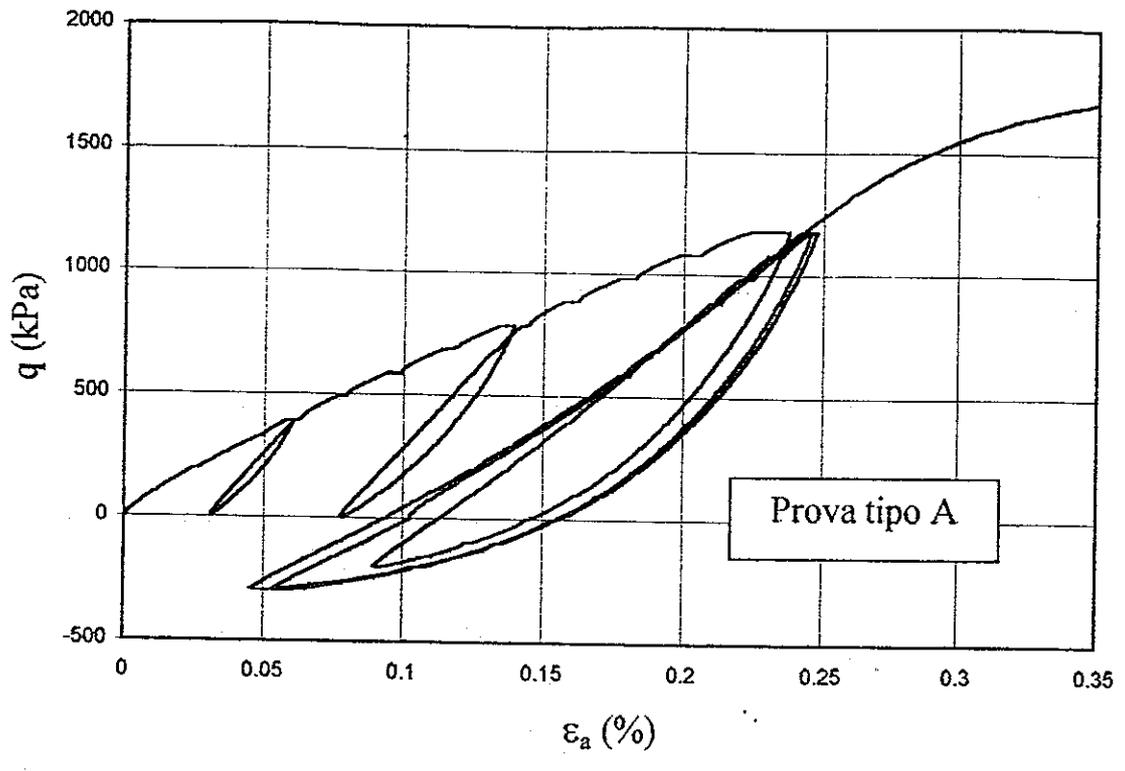


Fig.5.9: Tipici risultati di prove effettuate sulla ghiaia di Chiba.

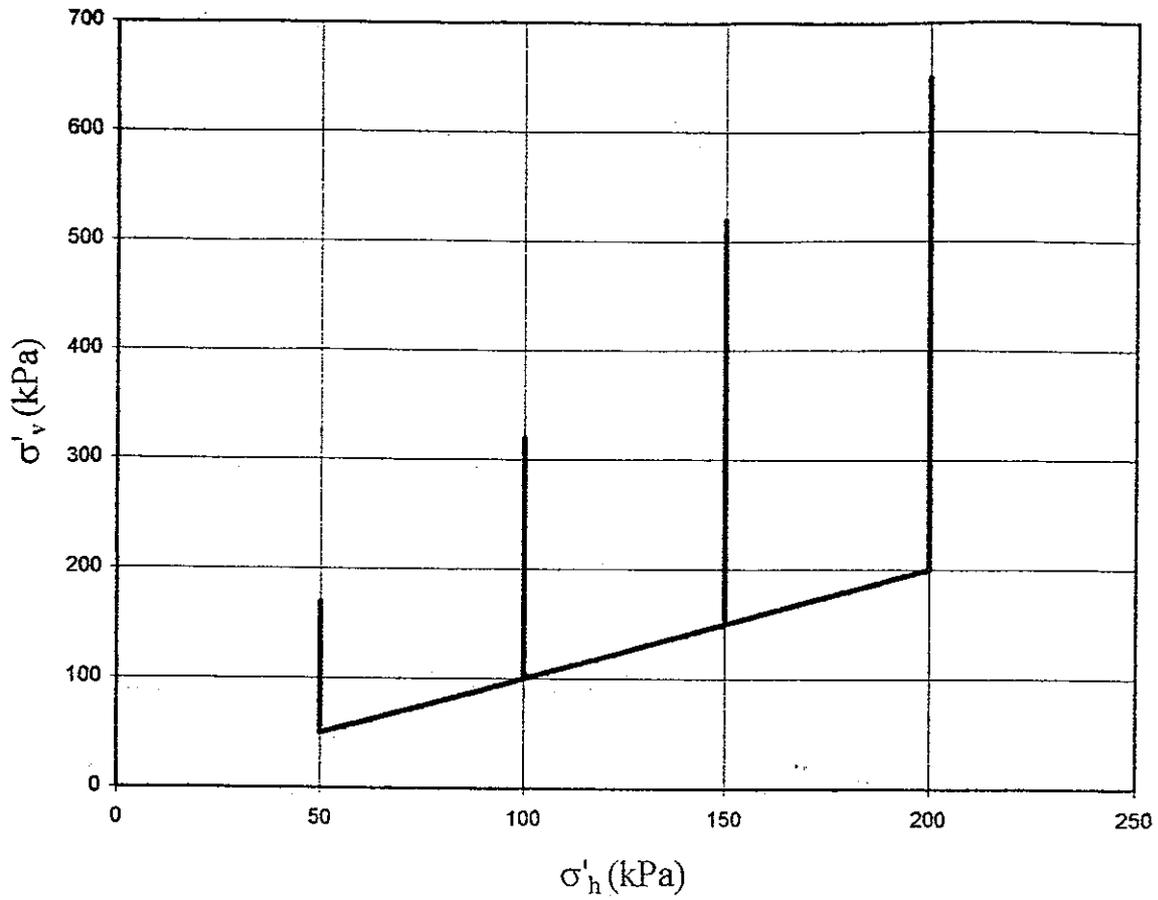


Fig.5.10: Percorso tensionale seguito nel corso di alcune prove effettuate sulla ghiaia di Trento e sul rockfill Nacaome.

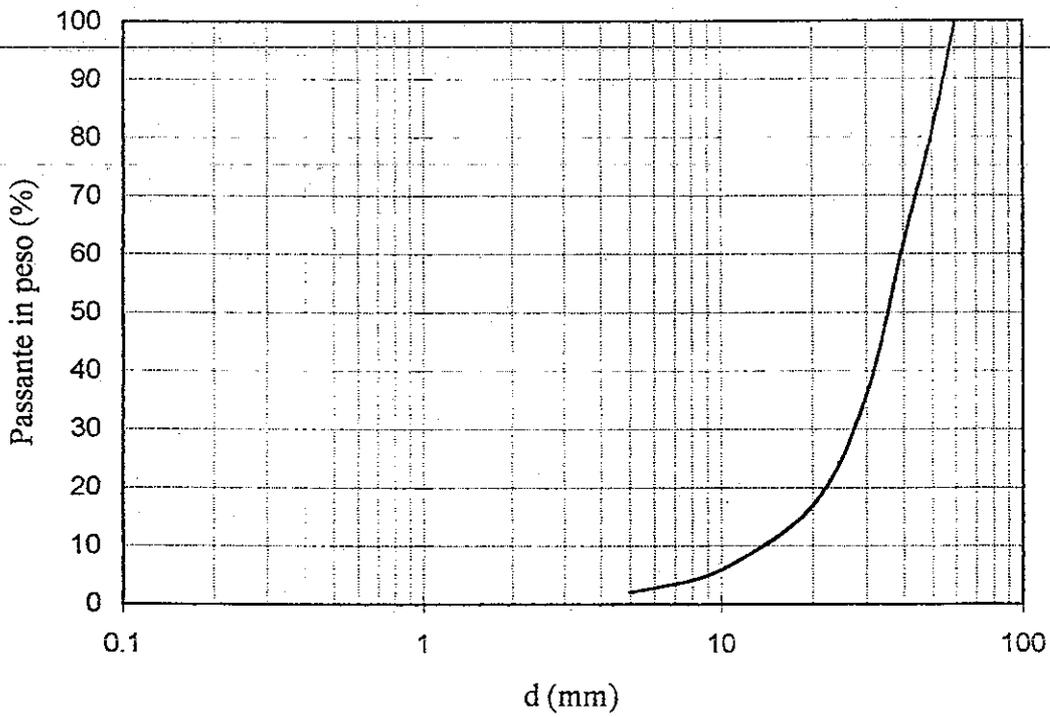


Fig.5.11: Curva granulometrica del rockfill Cispiri (da Flora, 1995).

6. INTERPRETAZIONE DEL COMPORTAMENTO A PICCOLI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

6.1 Introduzione

Nel capitolo II è esposta l'analisi della letteratura relativa alle proprietà meccaniche dei terreni incoerenti a bassi livelli di deformazione. Attraverso l'osservazione dei risultati sperimentali ottenuti da numerosi ricercatori con l'uso di apparecchiature sofisticate sono stati analizzati i principali aspetti del comportamento meccanico dei terreni durante le prime fasi di carico. In particolare è stata introdotta la definizione di deformazioni reversibili o quasi elastiche ed è stata formulata una teoria per il loro inquadramento concettuale. Nell'ipotesi che il terreno, sottoposto a piccole deformazioni, si comporti come un mezzo elastico lineare è stata poi esposta la teoria della propagazione delle onde.

Questi strumenti analitici hanno consentito di definire alcune procedure sperimentali di laboratorio per lo studio delle rigidità dei terreni. Nel corso della sperimentazione condotta sono state utilizzate in particolare due diverse metodologie per la stima dei parametri di rigidità del terreno, entrambe basate sull'uso di strumentazioni non convenzionali. In un caso i parametri sono stati calcolati dai valori degli incrementi di tensione e di deformazione misurati accuratamente, nel corso dell'applicazione di cicli di carico di piccola ampiezza, da trasduttori molto sensibili. Nell'altro essi sono stati ricavati dalle velocità di propagazione di onde meccaniche generate all'interno del volume di terreno. Le due diverse procedure sono state chiamate rispettivamente statica e dinamica, in quanto nel primo caso i moduli sono calcolati risolvendo le equazioni di equilibrio statico, nel secondo le equazioni di equilibrio dinamico.

Le due procedure, basate sull'uso delle apparecchiature mostrate nel capitolo IV, sono descritte ed i risultati sperimentali relativi al comportamento dei terreni a bassi livelli di deformazione sono illustrati e commentati in questo capitolo. L'uso contemporaneo delle apparecchiature statiche e dinamiche ha fornito in alcuni casi stime ridondanti dei parametri di rigidità che sono state utilizzate per confrontare le due tecniche e per analizzarne la validità.

6.2 Procedure sperimentali per il calcolo dei parametri di rigidezza

6.2.1 Calcolo dei parametri con la procedura statica

Se, come si è convenuto di assumere, le deformazioni subite dal terreno sono totalmente recuperabili per valori inferiori ad una soglia, scaturisce che i moduli di rigidezza a bassi livelli di deformazione del terreno coincidono con i moduli tangenti della curva tensioni-deformazioni ottenuta a partire da condizioni iniziali indisturbate. Occorre però ricordare a questo proposito quanto osservato in Fig. 2.3, ossia che la linearità della curva tensioni-deformazioni talvolta si estende al di là della soglia elastica e che pertanto essa non implica necessariamente l'esistenza delle sole componenti reversibili della deformazione.

È noto d'altro canto che le deformazioni irreversibili di un terreno possono essere arrestate sia variando opportunamente la direzione del percorso tensionale sia consentendo al campione di sostare più o meno a lungo in uno stato tensionale. In entrambi i casi le deformazioni manifestate alla ripresa del carico dopo queste fasi sono recuperabili.

La teoria elasto-plastica riproduce questi fenomeni con l'esistenza nello spazio delle tensioni di superfici di snervamento mobili e con leggi di incrudimento cinematico.

La procedura adottata nel presente lavoro per la determinazione dei valori dei moduli di rigidezza quasi elastici attraverso le misure statiche sfrutta in maniera consistente questi fenomeni. Essa, infatti, consiste nel sottoporre il terreno a piccoli cicli di scarico e ricarica, effettuati a partire da stati tensionali qualsiasi con un'improvvisa inversione del percorso tensionale (Tatsuoka e Shibuya, 1992). I moduli di rigidezza, che si ottengono attraverso dal rapporto tra gli incrementi di tensione e di deformazione, sono detti equivalenti.

Le apparecchiature triassiali utilizzate consentono il controllo simultaneo di due componenti di tensione e la misura di due componenti della deformazione. Pertanto, mantenendo bloccata una componente di tensione è possibile far variare ciclicamente l'altra ottenendo i seguenti parametri di rigidezza:

$$E_{eq,v} = (d\sigma'_a/d\varepsilon_a)_{\sigma'_h=const} \quad (6.1)$$

$$v_{eq_vh} = (d\varepsilon_a/d\varepsilon_h)_{\sigma'_h = \text{cost}} \quad (6.2)$$

$$F_{eq_h} = E_h / (1 - v_{hh}) = (d\sigma'_h/d\varepsilon_h)_{\sigma'_v = \text{cost}} \quad (6.3)$$

Il programma sperimentale per l'analisi dei parametri di rigidità a piccoli livelli di deformazione con questa tecnica è stato svolto interamente presso il laboratorio di Tokyo con la cella triassiale descritta nel capitolo IV. Grazie a trasduttori particolarmente accurati, che consentono il controllo e la misura di tensioni inferiori ad 1 kPa e di deformazioni inferiori a 0.001mm, essa è in grado di invertire improvvisamente la direzione del percorso di carico senza che questo manifesti alcuna deriva.

Nel corso delle prove descritte nel cap.V sono stati applicati ad opportuni intervalli sei piccoli cicli di carico variando la tensione verticale. Il numero dei cicli è stato dettato dall'esigenza di ottenere la stima dei parametri da un campione di misure più numeroso, in modo da ridurre le incertezze legate alla variabilità campionaria della misura, e attribuire una maggiore confidenza alla stima dei parametri. La presenza di notevoli deformazioni di creep, accumulate durante l'applicazione dei cicli soprattutto ad elevati valori della componente deviatorica delle tensioni, ha provocato un errore sistematico nella stima dei parametri che ha impedito di fatto l'utilizzazione delle misure ottenute nei primi cicli (Fig.6.1). L'effetto di queste deformazioni si attenua, tuttavia, progressivamente con il numero dei cicli tanto che si è ritenuto più opportuno valutare il modulo di Young verticale E_v ed il modulo di Poisson v_{vh} dalle misure effettuate soltanto nell'ultimo ciclo. Le stime dei parametri sono state ricavate in questo modo da un campione di misure meno rappresentativo ma privo di errori sistematici. Un esempio di ciclo di carico e scarico della tensione verticale, per il calcolo del modulo E_v e del coefficiente v_{vh} , è mostrato in Fig.6.2.

L'ampiezza degli incrementi di tensione in ciascuna serie di cicli è variabile nel corso della prova in modo da ottenere, in base ai valori presunti dei moduli di rigidità, deformazioni quanto più prossime al valore di soglia di $10^{-3}\%$, che rappresenta un valore sufficientemente grande da ridurre gli effetti della risoluzione degli strumenti di misura. Per quanto osservato in Fig.2.1, non è possibile affermare che questo valore sia tanto piccolo da non essere affetto da deformazioni irreversibili. Ciononostante esso è stato considerato come un valore di riferimento nel corso di questa ricerca.

Ovviamente, non essendo esattamente noti a priori i valori dei moduli di rigidità, l'ampiezza delle deformazioni si discosta spesso da questo

valore. Per tenere conto delle non linearità indotte dalla deformazione, i valori dei moduli di rigidezza equivalente e dei coefficienti di Poisson, ottenuti tramite le 6.1 e 6.2, sono stati corretti utilizzando una curva di decadimento ottenuta per lo stesso materiale utilizzato in questa sperimentazione da Jiang et al.(1997) applicando cicli di ampiezza crescente su un campione compresso ad una tensione isotropa di 50 kPa (Fig.6.3). I moduli di rigidezza ed i coefficienti di Poisson corretti sono di seguito indicati con le notazioni E_v^o e ν_{vh}^o . Occorre evidenziare, comunque, che i valori delle ampiezze degli incrementi di deformazione verticale nei cicli raramente hanno superato il valore di $2 \times 10^{-3}\%$ ($\Delta \epsilon_{a_sa_max} = 1 \times 10^{-3}\%$) e le correzioni apportate ai moduli di Young verticali ed ai coefficienti di Poisson per tenere conto della non linearità sono risultate dell'ordine di poche unità percentuali.

Nelle prove cr18-cr22 (Tab 5.V), a valle dei sei cicli di scarico e ricarico delle tensioni verticali, è stato effettuato un ulteriore ciclo facendo variare soltanto la tensione orizzontale (Fig.6.4). Anche i moduli F_h calcolati con la relazione 6.3 sono stati corretti per tenere conto della non linearità indotta dalle deformazioni superiori alla soglia elastica. La relazione utilizzata è la stessa adottata per i moduli verticali poiché si ipotizza che il decadimento avviene in maniera analoga nei due casi. L'ampiezza degli incrementi di deformazione nei cicli orizzontali è risultata quasi sempre superiore a quella dei cicli verticali (generalmente $\Delta \epsilon_{h_sa_max} = 2 \cdot 10^{-3}\%$).

Un elenco delle prove con l'indicazione dei parametri di rigidezza calcolati con la procedura statica è riportato in Tab.6.I:

Prova	Cr 11	Cr 12	Cr 13	Cr 14	Cr 15	Cr 16	Cr 17	C r18	Cr 19	Cr 20	Cr 21	Cr 22
E_v^o	Si											
ν_{vh}^o	Si											
F_h^o	No	Si	Si	Si	Si	Si						

Tab.6.I: Sintesi dei parametri di rigidezza equivalenti calcolati durante le prove svolte a Tokyo

6.2.2 Calcolo dei parametri di rigidezza attraverso le misure dinamiche

Nel corso di alcune delle prove triassiali svolte presso i laboratori di Napoli e Tokyo è stato compiuto il calcolo della velocità di propagazione di onde di compressione e di taglio con la strumentazione descritta nel capitolo IV. Attraverso la teoria dinamica esposta nel capitolo 2 è possibile correlare queste misure con i moduli di rigidezza verticale confinata e di rigidezza distorsionale del terreno:

$$M_v^o = \rho V_p^2 \quad (6.4.a)$$

$$G_{vh}^o = \rho V_s^2 \quad (6.4.b)$$

Le misure dinamiche sono state effettuate ad intervalli regolari senza interferire in alcun modo con la prova triassiale in corso, a partire dalla fase di chiusura del campione, al termine della preparazione, fino alla sua definitiva rottura. Nelle prove effettuate a Napoli è stata rilevata la misura delle velocità di propagazione delle sole onde distorsionali, mentre a Tokyo è stata misurata anche la velocità delle onde di compressione. In quest'ultimo caso le due misure sono state effettuate in istanti prossimi tra loro e sono avvenute contemporaneamente all'applicazione dei cicli di carico e scarico in modo da rendere confrontabili i risultati conseguiti con le diverse procedure sperimentali.

Per calcolare la velocità di propagazione delle onde è stata usata la seguente formula:

$$V = L / (t_f - t_i) \quad (6.5)$$

L è la distanza tra la sorgente ed il ricevitore nell'istante in cui l'onda è generata ed è calcolata depurando la distanza iniziale dell'accorciamento del campione letto con il trasduttore esterno:

$$L = L_o (1 - \epsilon_a) \quad (6.6)$$

t_f e t_i sono rispettivamente l'istante di arrivo dell'onda al ricevitore e di partenza dalla sorgente. La loro impropria individuazione può essere fonte di notevoli errori nella determinazione della velocità.

La Fig.6.5 mostra la registrazione all'oscilloscopio di due onde, una di compressione ed una di taglio, prodotte in due istanti ravvicinati. Le due registrazioni sono state sovrapposte imponendo la coincidenza del segnale rilevato dal trigger nei due casi. La determinazione dell'istante di partenza dell'onda può essere eseguita con notevole precisione poiché il salto che contraddistingue l'istante di contatto tra il pistoncino ed il contenitore del sistema di eccitazione immerso nel terreno avviene in un tempo inferiore agli intervalli di campionamento dell'oscilloscopio ($5 \cdot 10^{-6}$ sec).

La determinazione dell'istante di arrivo delle due onde ai geofoni è invece meno immediata e richiede che vengano formulate alcune ipotesi.

In particolare, nelle ipotesi di mezzo elastico lineare, la teoria dinamica dei terreni consente di affermare che le onde di compressione si propagano con la velocità più elevata all'interno del mezzo giungendo per prime in ogni punto. L'istante in cui l'onda P perviene al ricevitore è individuato pertanto dal punto di prima inflessione della curva registrata dal geofono verticale.

Per risolvere i problemi di interpretazione legati alla determinazione dell'istante di arrivo delle onde distorsionali numerosi autori hanno condotto studi teorici (Suddhiprakarn 1984, Sanches Salinero et al., 1986, Mancuso e Vinale 1988, Jovicic 1997) e sperimentali (Brignoli et al., 1996).

Nel momento in cui si genera un'onda distorsionale in un punto del terreno è praticamente inevitabile la formazione di una sollecitazione di compressione che da luogo ad un'onda longitudinale, avente un contenuto di energia più basso ma che è in grado di propagarsi, per quanto affermato in precedenza, all'interno dell'ammasso di terreno più velocemente dell'onda distorsionale (Sanches Salinero et al., 1986).

Il geofono orizzontale segnala l'arrivo dell'onda di compressione prima di quello dell'onda di taglio con la conseguenza che l'istante in cui sopraggiunge quest'ultima risulta di difficile individuazione.

Nella Fig.6.6 è riportata un'analisi numerica del fenomeno effettuata da Mancuso e Vinale (1988) nell'ipotesi di mezzo indefinito elastico lineare isotropo. Ciascun diagramma mostra il segnale sinusoidale registrato nel tempo da un ricevitore posto ad una distanza variabile dalla sorgente. Sulle ascisse è riportato la variabile tempo $T (=tV_s/L)$, adimensionalizzata in modo che l'arrivo dell'onda avvenga per $T=1$. Sull'asse delle ordinate sono riportati i valori degli spostamenti adimensionalizzati rispetto alla loro semiampiezza. I diagrammi si riferiscono a valori diversi del rapporto L/λ tra la distanza sorgente-ricevitore (L) e la lunghezza dell'onda (λ), che per questo caso teorico ha una sola componente in termini di frequenza. Nei diagrammi R rappresenta il rapporto tra l'ampiezza dell'onda che giunge al

ricevitore posto alla generica distanza L e l'ampiezza dell'onda nel punto posto a distanza $L=\lambda$.

All'aumentare della distanza del ricevitore dalla sorgente il segnale dell'onda di compressione rilevata inizialmente dal geofono (detta componente di near-field) tende a ridursi ed a distaccarsi dalla componente distorsionale (far-field). Le due onde risultano completamente distinte per valori di L/λ maggiori di 4. Brignoli et al. (1996) riportano le misure di velocità di onde di compressione e di taglio rilevate con trasduttori piezoelettrici su campioni di argilla priva di acqua. Dal loro confronto è possibile osservare la coincidenza degli istanti di arrivo dell'onda di compressione ed il punto di prima inflessione del segnale rilevato dal trasduttore di taglio.

Nelle indagini in sito le distanze tra ricevitore e sorgente possono essere variate in modo tale da eliminare il problema. In laboratorio, invece, le dimensioni ridotte delle apparecchiature non consentono generalmente di ottenere valori di L/λ molto elevati, se non aumentando la frequenza del segnale di eccitazione e riducendo conseguentemente la lunghezza delle onde. Nella strumentazione utilizzata in questa ricerca è stato possibile variare la frequenza del segnale di eccitazione soltanto parzialmente irrigidendo il contenitore metallico. Si è ritenuto, d'altro canto, conveniente non ridurre la lunghezza delle onde a valori prossimi alla dimensione dei grani del terreno per non invalidare l'ipotesi di mezzo continuo.

Nelle misure effettuate, la frequenza dominante del segnale rilevato al geofono varia tra 2000 e 3000 Hz (Fig.4.15.b), e la velocità delle onde di taglio assume valori compresi tra 400 e 700 m/s. La lunghezza della componente dominante dell'onda è pertanto variabile tra 15 e 35 cm che in alcuni casi è maggiore di $L/4$.

Nel caso in esame non è quindi possibile ritenere nullo l'effetto del near field e occorre far ricorso ad opportune ipotesi. La Fig.6.6 mostra che l'arrivo dell'onda trasversale ($tV_s/L=1$) coincide in tutti i diagrammi con il punto di massima curvatura collocato immediatamente prima della rapida risalita del segnale verso il valore di picco. Valutando in questo modo l'istante di arrivo delle onde distorsionali Viggiani & Atkinsons (1995) hanno stimato un errore massimo sulla velocità di propagazione dell'onda dell'ordine del 7%. Questo valore emerge dal confronto con tecniche di analisi più affidabili, basate su indagini effettuate nel dominio delle frequenze (velocità di cross-correlazione e velocità di fase). In questa ricerca non è stato possibile effettuare questo tipo di valutazioni, più complesse ma certamente di maggiore attendibilità, non essendo nota la funzione d'onda generata dalla sorgente.

6.3 Parametri di rigidezza ricavati con la procedura statica

Uno degli scopi di questa ricerca è di comprendere i meccanismi che regolano il comportamento dei terreni e di formulare legami costitutivi di validità generale. Nel campo delle piccole deformazioni si è inteso analizzare la dipendenza dei parametri di rigidezza quasi-elastica dalle variabili di stato e dalle caratteristiche intrinseche del terreno seguendo le modalità esposte nel capitolo II (2.9). I risultati sperimentali ottenuti con la procedura statica riguardano il modulo di rigidezza verticale E_v^o , il modulo orizzontale F_h^o ed il coefficiente di Poisson ν_{vh}^o che sono stati esaminati rivolgendo l'attenzione essenzialmente a questi aspetti.

Come mostrato nel capitolo V, tutte le prove prevedono nella prima fase incrementi isotropi delle tensioni efficaci a partire da $p_o' = 50 \text{ kPa}$ fino a valori finali variabili da prova a prova. A valle di questa fase sono state effettuate prove di taglio triassiale cicliche a tensione di confinamento costante. Per motivi che saranno chiari in seguito l'esposizione dei risultati è svolta separatamente per le due fasi distinte della prova.

6.3.1 Modulo di rigidezza verticale E_v^o

6.3.1.1 Stato tensionale isotropo

Nelle Fig.6.7 sono mostrati i valori dei moduli di Young E_v^o ricavati dalle diverse prove al variare del logaritmo della tensione effettiva verticale, coincidente con la tensione media p' nella fase di carico isotropa. Poiché le prove di taglio sono state effettuate a diversi valori della tensione di confinamento σ'_h si è adottata nelle figure una simbologia che prevede segni uguali per prove ad uguale σ'_h . I valori dei moduli riportati nelle figure rappresentano ad ogni livello tensionale le medie tra tutti i valori ottenuti nei diversi rami di carico e scarico delle prove cicliche.

In prima analisi si considerano i risultati delle prove a stato tensionale isotropo, rappresentati nelle figure dai simboli vuoti. Le differenze tra i risultati delle prove derivano dal diverso grado di costipamento fornito al terreno e dalla naturale eterogeneità dei campioni. I percorsi tensionali seguiti nel corso delle prove, uguali in tutti i casi, escludono dai risultati l'influenza della storia di carico.

Dalle figure si osserva chiaramente che aumentando la tensione effettiva media i moduli di rigidezza crescono. Per interpolare i risultati si è ipotizzata la seguente legge:

$$E_v^0 = E_1^* (p')^{n^*} p_r^{1-n^*} \quad (6.7)$$

p_r è un valore di riferimento (1 kPa) necessario a rendere il parametro E_1^* adimensionale. I valori di E_1^* ed n , riportati in Tab.6.II, sono stati ottenuti interpolando i risultati sperimentali con il criterio dei minimi scarti quadratici.

In tutti i casi i coefficienti di correlazione assumono valori molto elevati (superiori a 0.93) a testimonianza la scelta appropriata della 6.7 per l'interpretazione dei risultati. Non sembra tuttavia possibile dai dati della tabella considerare un'unica relazione, valida per tutte le prove, in quanto sia i valori dell'esponente n^* sia quelli del coefficiente E_1^* sono sensibilmente diversi tra di loro e dispersi in maniera casuale. La loro variabilità non può essere correlata all'indice dei vuoti iniziale del terreno ed il livello tensionale raggiunto al termine delle prove.

Se si dispongono però i valori di n^* sulle ascisse e quelli di E_1^* sulle ordinate di un diagramma, si osserva che al crescere dei primi si riducono i secondi (Fig.6.8). Inoltre i punti rappresentativi dei risultati delle prove condotte su terreni meno addensati si collocano nella parte inferiore del diagramma.

Per verificare se esista una legge di regressione in grado di esprimere la dipendenza dei moduli di rigidezza verticale dalla tensione agente sul terreno è stato bloccato il valore di $n^*=0.5$ ed è stata effettuata l'interpolazione dei dati sperimentali attraverso la regressione ad un grado di libertà. Il valore 0.5 è stato scelto sulla base di numerosi risultati sperimentali trovati per i materiali incoerenti (Kohata et al., 1997). Jiang et al. (1997) hanno ricavato per lo stesso materiale usato in questa sperimentazione un valore di $n^*=0.52$. I valori dei coefficienti E_1^0 ricavati in questo modo sono riportati insieme ai nuovi coefficienti di correlazione nella tabella 6.III.

Si può notare che la posizione $n^*=0.5$ non altera in maniera significativa il risultato dell'interpolazione dei dati sperimentali attraverso la 6.7. Infatti i coefficienti di correlazione, sebbene inferiori ai precedenti, permangono comunque elevati.

Prova	E_1^*	N^*	R^2	E_0
Cr11	40421	.561	.960	.311
Cr12	50195	.492	.937	.297
Cr13	-	-	-	-
Cr14	66468	.514	.952	.232
Cr15	29083	.641	.972	.229
Cr16	37251	.591	.989	.213
Cr17	16668	.633	.978	.345
Cr18	40929	.545	.965	.237
Cr19	19006	.668	.992	.210
Cr20	54703	.500	.994	.220
Cr21	55570	.440	.931	.368
Cr22	70572	.463	.983	.221

Tab 6.II: Valori del coefficiente E_1^* e dell'esponente n ottenuti dalla relazione 6.6 per stati tensionali isotropi

Prova	E_1^0	R^2	e_0	E_1
Cr11	57004	0.926	.311	21625
Cr12	48280	0.924	.297	17845
Cr13			-	
Cr14	72277	0.950	.232	23708
Cr15	61046	0.940	.229	19914
Cr16	64758	0.973	.213	20514
Cr17	37199	0.957	.345	15022
Cr18	52047	0.958	.237	17231
Cr19	49783	0.954	.210	15680
Cr20	54459	0.992	.220	17473
Cr21	39201	0.923	.368	16439
Cr22	56313	0.966	.221	18101

Tab 6.III: Valori del coefficiente E_1^0 nella relazione 6.7 con $n^*=0.5$ e del coefficiente E_1 nella 6.9 per stati tensionali isotropi.

I valori di E_1^0 sono ancora piuttosto dispersi ma le differenze in questo caso sono riconducibili al diverso grado di addensamento del terreno. Infatti

come mostrato dalla Fig.6.9 essi diminuiscono all'aumentare dell'indice dei vuoti iniziale del terreno. È importante notare che la variazione dell'indice dei vuoti del terreno nel corso delle prove di compressione isotropa è risultata modesta essendo la ghiaia poco compressibile: il valore iniziale è dunque sufficientemente rappresentativo delle condizioni del terreno durante tutta la prova.

Nella figura 6.9 è riportata anche la curva di correlazione empirica, formulata da Hardin & Richart (1963), tra i moduli di rigidezza iniziale del terreno e l'indice dei vuoti.

$$f(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e) \quad (6.8)$$

Questa funzione è stata verificata già in passato (Iwasaki et al., 1978) per il materiale usato in questa sperimentazione e per altri materiali granulari. Essa viene usata pertanto di seguito per omogeneizzare i risultati ottenuti su terreni più o meno addensati. Dalla Fig.6.9 si ha un'ulteriore conferma della capacità di questa funzione di riprodurre l'andamento mostrato dai risultati. Introducendo attraverso la dipendenza delle rigidezze dal grado di addensamento del terreno si ottiene la seguente relazione:

$$E_v^0 = E_1 f(e) (p')^{0.5} p_r^{0.5} \quad (6.9)$$

I valori del coefficiente E_1 , anch'essi riportati nella tabella 6.III, manifestano una dispersione piuttosto contenuta. La loro media pesata rispetto al numero di dati di ogni singola prova è uguale a 18505; rispetto a questo valore i dati presentano uno scostamento massimo inferiore al 25%. È importante evidenziare che questo valore medio, ricavato da una serie di dodici prove su ghiaie a diverso indice dei vuoti iniziale, risulta praticamente coincidente con quello trovato da Jiang et al (1997) ($E_1 = 18240$, $n = 0.52$) per prove effettuate sullo stesso materiale a differente densità iniziale ($e_0 = 0.477$).

6.3.1.2 Stato tensionale anisotropo

Nelle Figg.6.7 con i simboli pieni sono riportati i valori dei moduli di rigidezza verticale calcolati per stati tensionali anisotropi sia di compressione ($\sigma'_v > \sigma'_h$) che di estensione ($\sigma'_v < \sigma'_h$) in modo da paragonarli alla curva (ricavata dalla 6.8) interpolante i risultati ottenuti nella fase di compressione isotropa ($\sigma'_v = \sigma'_h = p'$). In generale dalle figure si osserva che

i valori di E_v^0 calcolati nella fase di taglio seguono lo stesso andamento manifestato dai moduli durante la compressione isotropa a testimonianza del fatto che essi dipendono unicamente dalla componente verticale di tensione. La legge di dipendenza 6.9 può essere generalizzata dunque sostituendo la tensione verticale efficace alla tensione media.

$$E_v^0 = E_1 f(e) (\sigma'_v)^{0.5} p_r^{1-0.5} \quad (6.10)$$

Questa relazione dimostra che per la ghiaia di Chiba valgono i risultati osservati su altri materiali granulari (ad es. Lee, 1986). La 6.10 inoltre coincide con quella proposta nel modello ipoelastico di Tatsuoka e Kohata (1995) (2.22).

I coefficienti E_1 ricavati dall'interpolazione dei risultati sperimentali relativi alla sola fase di taglio sono riportati in Tab.6.IV. Essi assumono valori molto simili a quelli ottenuti nella fase di compressione isotropa (Tab.6.III) ad ulteriore conferma della validità delle ipotesi fatte attraverso la 6.10.

Prova	E_1	R^2	e_0
Cr11	21592	0.855	0.311
Cr12	16508	0.813	0.297
Cr13	23963	0.914	0.215
Cr14	21123	0.948	0.232
Cr15	21887	0.959	0.229
Cr16	19065	0.949	0.213
Cr17	17075	0.939	0.345
Cr18	18264	0.943	0.237
Cr19	15909	0.932	0.210
Cr20	15855	0.902	0.220
Cr21	13641	0.953	0.368
Cr22	16955	0.930	0.221

Tab 6.IV: Valori del coefficiente E_1 ottenuti dalla relazione 6.10 per stati tensionali anisotropi

Dalla tabella 6.IV si osserva che i valori dei coefficiente di correlazione, pur rimanendo in assoluto elevati, sono leggermente inferiori a quelli ottenuti nella fase di compressione isotropa. Inoltre un esame più attento

dei diagrammi nelle Figg.6.7 rivela che i punti rappresentativi di E_v^o nella fase di taglio si dispongono generalmente poco al disotto della curva estrapolata dai risultati ottenuti per stati tensionali isotropi.

Occorre ricordare, a tal proposito, che i dati mostrati in fig.6.7 rappresentano le medie dei valori ottenuti ad ogni stato tensionale lungo diversi rami di carico e ricarico della prova triassiale ciclica. Per analizzare ciò che avviene ai moduli di rigidezza nel corso della fase di taglio ciclico delle prove e osservare l'insorgenza di eventuali fenomeni secondari rispetto alla variazione dello stato tensionale è necessario valutare le variazioni subite dai moduli passando da un ramo di carico al successivo.

La Fig.6.10 riporta ad esempio alcuni valori dei moduli E_v^o valutati nel corso della prova cr22 distinguendoli in base all'ordine progressivo con cui essi sono stati ottenuti. In ogni classe figurano i valori calcolati nel corso di tre diversi rami di carico della prova ciclica con le rispettive curve di regressione. E' possibile osservare che, generalmente l'applicazione di cicli di taglio triassiale altera le proprietà quasi elastiche del terreno degradandole.

Per valutare la causa del danneggiamento delle rigidzze è introdotta una grandezza adimensionale D che esprime il rapporto tra il valore, misurato nel generico istante, del modulo di Young $E_{v_mis}^o$ e quello del modulo $E_{v_un}^o$, calcolato allo stesso stato tensionale ed allo stesso indice dei vuoti tramite la 6.10. Il coefficiente E_1 della relazione è stato ricavato dall'interpolazione dei dati ottenuti durante la compressione isotropa nell'ipotesi che quest'ultima non generi alcun danneggiamento ai livelli tensionali considerati.

La grandezza D così definita è stata posta in relazione all'angolo di attrito mobilitato, dotato di segno positivo o negativo rispettivamente per $\sigma'_v > \sigma'_h$ e $\sigma'_v < \sigma'_h$:

$$\sin\phi'_{mob} = (\sigma'_v - \sigma'_h) / (\sigma'_v + \sigma'_h) \quad (6.11)$$

La figura 6.11 mostra i risultati di tutte le prove effettuate sulla ghiaia di Chiba. Mentre per valori positivi dell'angolo di attrito, caratteristici delle fasi di compressione, la funzione D assume casualmente valori positivi e negativi, nella fase di estensione, in cui $\sin\phi'_{mob} < 0$, il valore del modulo misurato è sempre minore di quello estrapolato dalla relazione teorica. Questa osservazione testimonia che il danneggiamento del modulo E_v^o , presumibilmente legato a fenomeni di alterazione della struttura, si manifesta essenzialmente nelle fasi di estensione in cui sono prodotte deformazioni assiali negative.

Gli effetti di queste fasi si risentono anche nella compressione immediatamente seguente. Un esempio è rappresentato dalla prova cr19 in cui il campione è sottoposto dapprima ad alcuni cicli prevalentemente di estensione e poi ad altri in compressione (Fig.6.12.a). I moduli di rigidezza equivalente calcolati in quest'ultima fase (Fig.6.12.b) mostrano sensibili riduzioni rispetto ai valori non danneggiati rappresentati dalla curva.

6.3.2 Modulo di rigidezza orizzontale F_h^o

6.3.2.1 Stati tensionali isotropi

Gli andamenti dei moduli di rigidezza orizzontale quasi elastica $F_h^o/f(e)$ al variare della tensione effettiva verticale per le prove Cr18-Cr22 sono mostrati nei diagrammi delle Figg.6.13. I moduli F_h^o sono stati ottenuti dai moduli equivalenti $F_{h\text{ eq}}^o$ (6.3), corretti per tenere conto della non linearità con i risultati di Fig.6.3. La simbologia adottata nei diagrammi è la stessa usata in precedenza per i moduli di rigidezza verticale.

Nella fase di compressione isotropa la rigidezza orizzontale cresce con la tensione efficace media applicata in maniera analoga ai moduli E_v^o . La dipendenza dei moduli F_h^o dallo stato tensionale può essere espressa con la seguente legge di regressione:

$$F_h^o = F_{h1}^o f(e) p^{n_h} \quad (6.12)$$

I coefficienti F_{h1}^o , gli esponenti n_h ed i fattori di correlazione R^2 calcolati con il criterio dei minimi scarti quadratici dai risultati delle diverse prove sono riportati nella Tab.6.V.

Le Figg.6.13 ed i valori in tabella mostrano che, a differenza di quanto accade per i moduli di rigidezza verticale per i quali è possibile adottare un valore uguale a 0.5 di n^* , gli esponenti n_h della 6.12 sono sempre abbondantemente superiori a questo valore. Nei terreni più addensati (Cr18, Cr19, Cr22) essi crescono con l'aumentare della tensione di confinamento raggiunta al termine della compressione isotropa giungendo a valori prossimi all'unità. Il valore più basso è invece riscontrato nella prova Cr21 effettuata su un campione di terreno avente indice dei vuoti iniziale più elevato rispetto alle altre.

Prova	F_{h1}	n_h	R^2	F_{h1} ($n_h=0.5$)	R^2 ($n_h=0.5$)
Cr18	2633	0.7177	0.980	8329	0.911
Cr19	2250	0.8512	0.959	17372	0.811
Cr21	4229	0.6789	0.965	12207	0.933
Cr22	454	0.9168	0.938	5937	0.743

Tab 6.V: Valori dei coefficienti ottenuti dalla relazione 6.11 con n_h qualsiasi e con $n_h=0.5$ per stati tensionali isotropi

Bloccando il valore dell'esponente $n_h=0.5$, nel tentativo di ottenere una legge valida per tutte le prove, ed interpolando i dati sperimentali con una legge di regressione ad un solo grado di libertà (F_{h1}) si ottiene un modesto risultato. I coefficienti di correlazione, infatti, si riducono sensibilmente ed i valori di F_{h1} appaiono notevolmente dispersi.

I risultati delle prove suggeriscono comunque alcune considerazioni sul comportamento della ghiaia a bassi livelli di deformazione. Ad esempio è possibile osservare che i moduli di rigidezza orizzontale risentono maggiormente delle variazioni di tensione efficace media rispetto ai moduli verticali. Nel capitolo II è stata definita una misura dell'anisotropia intrinseca delle rigidezze del terreno a bassi livelli di deformazione tramite il rapporto dei moduli nelle diverse direzioni in condizioni tensionali isotrope. Contrariamente a quanto osservato precedentemente su campioni di terreno più sciolto da Jiang et al. (1997), il rapporto E^o/E_h^o non rimane costante nel corso delle prove di compressione isotropa. L'anisotropia intrinseca o strutturale del terreno subisce alterazioni prodotte da variazioni dello stato tensionale anche se, come nel caso in esame, isotrope.

Le Figg.6.14 mostrano ad esempio i risultati delle due prove di compressione isotropa cr18 e cr21, effettuate su campioni a diverso valore dell'indice dei vuoti iniziale. In entrambi i casi il fattore di anisotropia decresce con l'applicazione delle tensioni sferiche risultando però complessivamente maggiore nel campione più denso. In questo caso l'anisotropia è alterata con maggiore rapidità.

Da questi risultati emerge che l'anisotropia intrinseca dipende, oltre che dalle caratteristiche intrinseche del terreno, anche dalle modalità con cui esso è compattato. Logicamente essa è tanto più sviluppata quanto più l'energia necessaria per l'addensamento è conferita lungo direzioni preferenziali. Nella ricerca condotta la preparazione dei campioni è stata

effettuata percuotendo in direzione verticale il terreno all'interno di un formacampione. La struttura del terreno si è di conseguenza formata sviluppando un maggior numero di contatti tra i grani nella direzione verticale rispetto alla direzione orizzontale.

Applicando tensioni sferiche crescenti, che agiscono in uguale misura in tutte le direzioni, si provocano deformazioni maggiori nella direzione più "debole". La distribuzione delle normali ai contatti, a cui è legata l'anisotropia strutturale del terreno subisce pertanto alterazioni.

Relativamente alle due prove sopra citate sono riportate in Figg.6.15 le deformazioni assiali e radiali calcolate nel corso delle fasi di compressione isotropa. In entrambi i casi le deformazioni radiali sono più grandi di quelle assiali. Il rapporto tra le due componenti della deformazione è, però, molto maggiore nella prova cr18 effettuata sul terreno più denso, che nella prova cr21. Per la prima delle due prove si può osservare (Fig. 6.15.a) che, all'aumentare della tensione sferica, le due curve $p'-\varepsilon_a$ e $p'-\varepsilon_r$ tendono ad assumere un valore simile del modulo tangente di rigidezza. Questo avviene presumibilmente anche ai moduli di rigidezza quasi elastici.

È possibile affermare in definitiva che l'anisotropia dei moduli di rigidezza del terreno a bassi livelli di deformazione, legata alla struttura del terreno e generata inizialmente dalle procedure di compattazione, varia oltre che con lo stato tensionale, nel modo che si vedrà di seguito, anche a causa delle deformazioni subite dal terreno.

6.3.2.2 Stati tensionali anisotropi

I moduli di rigidezza orizzontale dei terreni valutati nelle fasi di taglio delle prove triassiali e riportati con i simboli pieni nelle Figg.6.13, variano molto poco al crescere della tensione verticale agente sul terreno. Questa considerazione emerge, oltre che dai diagrammi, anche dai risultati dell'interpolazione dei dati sperimentali con la legge di regressione:

$$F_h^o = F_{hl}^o f(\varepsilon) (\sigma'_v)^{n_{hv}} \quad (6.13)$$

I valori degli esponenti n_{hv} , riportati in tab.6.VI, non assumono un valore comune ma variano in maniera casuale intorno allo zero. L'ipotesi più verisimile sembra dunque quella di ritenere i moduli di rigidezza orizzontale quasi elastica costanti nelle fasi di taglio delle prove ($\Delta\sigma'_h=0$) e

dipendenti dalla sola componente orizzontale conformemente ai risultati trovati in letteratura (Lee et al., 1986; Jiang et al., 1997).

Prova	F_{hl}°	n2	R^2	$F_{h \text{ medio}}^{\circ}$
Cr18	60091	0.033	0.105	146742
Cr19	683394	-0.0957	0.5927	376923
Cr21	299749	-0.0093	0.004	283125
Cr22	92039	0.1166	0.4681	195585

Tab 6.VI: Valori dei coefficienti della relazione 6.12 ottenuti da alcune prove sulla ghiaia di Chiba

La legge di dipendenza dei moduli dalla tensione può assumere dunque una formulazione del tipo:

$$F_h^{\circ} = F_{hl}^{\circ} f(\epsilon) (\sigma'_h)^{nh} \quad (6.14)$$

È interessante osservare che le leggi 6.10 e 6.14, che esprimono la dipendenza dei moduli E_v° e F_h° dalle componenti di tensione, consentono di valutare l'anisotropia dei moduli di rigidezza indotta dallo stato tensionale agente sul terreno.

6.3.3 Coefficiente di Poisson ν_{vh}°

La Fig.6.16 mostra i risultati della prova cr19. I coefficienti di Poisson ν_{vh}° , sono stati ricavati tramite la 6.3 dai risultati delle prove, e corretti per tener conto delle non linearità indotte dalla deformazione, con la funzione empirica trovata da Jiang et al. (1997) (Fig.6.3).

Nel calcolo dei coefficienti equivalenti (6.3) i valori delle deformazioni sono prodotti da piccoli incrementi della tensione necessari per realizzare bassi livelli di deformazione. Questo fa sorgere, soprattutto per le deformazioni radiali, un problema di misura legato al basso valore del rapporto tra i livelli deformativi applicati e la risoluzione degli strumenti. Si spiega così la notevole dispersione mostrata dai risultati della figura, superiore rispetto ai moduli di rigidezza precedentemente analizzati.

La figura mostra che i coefficienti calcolati nella fase di compressione isotropa, rappresentati da simboli vuoti, non presentano una evidente tendenza al variare della tensione verticale, contrariamente a ciò che accade nella fase di taglio in cui essi aumentano visibilmente.

È da ritenere pertanto che i coefficienti v_{vh}° risentano molto di più dell'applicazione di tensioni deviatoriche piuttosto che delle variazioni delle tensioni sferiche. Per esprimere la dipendenza dei coefficienti di Poisson dallo stato tensionale è stata proposta la seguente relazione:

$$v_{vh}^{\circ} = v_{vhl}^{\circ} (\sigma'_v / \sigma'_h)^m \quad (6.15)$$

Le Figg.6.17 mostrano i coefficienti di Poisson di tutte le prove effettuate sulla ghiaia di Chiba in funzione del rapporto σ'_v / σ'_h .

Dall'interpolazione dei dati sperimentali nelle fasi di taglio, con la 6.15, si ottengono i coefficienti riportati in Tab.6.VII insieme con il valore medio $v_{vh_iso}^{\circ}$ ottenuto durante la compressione isotropa.

I valori di questi ultimi non manifestano alcuna tendenza né con l'indice dei vuoti né con lo stato tensionale raggiunto al termine delle prove risultando peraltro contenuti in un intervallo piuttosto ristretto. La stima più attendibile del coefficiente v_{vh}° della ghiaia di Chiba in condizioni di carico isotrope è stata ottenuta pertanto dalla media dei valori in tabella pesata rispetto al numero di punti sperimentali di ogni singola prova.

$$\bar{v}_{vh_iso}^{\circ} = \sum (v_{vh_iso,i}^{\circ} n_i) / \sum n_i \quad (6.16)$$

Scaturisce un valore finale pari a 0.205.

Con un ragionamento analogo si ottengono i seguenti valori del coefficiente v_{vhl}° e dell'esponente m della 6.15, relativi alle fasi di taglio delle prove:

$$\bar{v}_{vhl}^{\circ} = 0.215$$

$$\bar{m} = 0.252$$

Si osservi che \bar{v}_{vhl}° , ottenuto dai dati nella fase di taglio delle prove, rappresenta il valore che il coefficiente di Poisson v_{vh}° assume nella 6.15 per stati tensionali isotropi ($\sigma'_v = \sigma'_h$) e che esso differisce di molto poco dal valore $\bar{v}_{vh_iso}^{\circ}$.

Il valore medio dell'esponente della 6.13 \bar{m} è circa pari alla metà del coefficiente n che esprime nella 6.9 la dipendenza dei moduli di Young dalla componente di tensione effettiva verticale. Questo risultato è concorde a quanto evidenziato da Jiang et al. (1997) per prove effettuate sullo stesso materiale ad un diverso indice dei vuoti iniziale.

Prova	v_{vh}^*	m	R^2	$v_{vh iso}^o$
Cr11				
Cr12	0.199	0.241	0.5592	0.203
Cr13	0.216	0.290	0.1806	-
Cr14	0.255	0.192	0.2202	0.245
Cr15	0.188	0.290	0.3281	0.173
Cr16	0.201	0.119	0.2680	0.216
Cr17	0.218	0.127	0.4027	0.177
Cr18	0.263	0.297	0.9305	0.253
Cr19	0.193	0.267	0.7215	0.173
Cr20	0.194	0.409	0.7797	0.216
Cr21	0.192	0.154	0.4815	0.244
Cr22	0.219	0.298	0.5792	0.218

Tab 6.VII: Valori dei coefficienti della relazione 6.15 ottenuti dalle prove sulla ghiaia di Chiba

6.4 Parametri ricavati con la procedura dinamica

Le misure della velocità di propagazione delle onde consentono di valutare tramite le 6.4 il modulo di rigidezza verticale confinata M_v ed il modulo di rigidezza trasversale G_{vh} dei terreni a livelli di deformazione molto piccoli: sebbene non sia stato possibile misurare le ampiezze delle deformazioni indotte nelle prove si può ipotizzare che esse siano di molto inferiori alla soglia elastica precedentemente definita. L'uso dell'apparecchiatura dinamica descritta nel capitolo IV all'interno delle celle triassiali permette inoltre di analizzare la dipendenza dei moduli dalle proprietà intrinseche e dalle variabili di stato del terreno variando queste, o perlomeno alcune di esse, a piacimento.

Nei paragrafi seguenti sono mostrati i risultati delle prove dinamiche effettuate sui diversi terreni seguendo uno schema analogo a quello adoperato in precedenza per i parametri di rigidezza calcolati con le procedure statiche.

6.4.1 Modulo di rigidezza verticale confinata M_v^o

6.4.1.1 Stati tensionali isotropi

I valori del modulo M_v , coincidente con il modulo C_{33} definito nella matrice di rigidezza 2.13, per alcune prove effettuate sulla ghiaia di Chiba sono mostrati nelle Figg.6.18 in funzione della componente verticale della tensione. Nella fase di compressione isotropa, rappresentata nelle figure con i simboli vuoti, i moduli crescono con il logaritmo della tensione $\sigma'_v (=p')$ ad una velocità costante. La loro dipendenza dallo stato tensionale e dall'indice dei vuoti del terreno è espressa dalla:

$$M_v^o = M_1^o f(e) (p')^{n_d} p_r^{1-n_d} \quad (6.17)$$

La forma della relazione 6.17 è analoga a quella delle formulazioni adoperate in precedenza per interpretare la variazione dei moduli di rigidezza E_v^o e F_h^o con lo stato tensionale agente sul terreno.

Per verificare la validità della funzione $f(e)$ introdotta nella 6.17 (6.8) sono stati riportati in Fig.6.19.a i moduli di rigidezza verticale M_v^o delle prove cr21 e cr22, effettuate su campioni di ghiaia a diverso indice dei vuoti iniziale seguendo uguali percorsi tensionali: la tensione di confinamento ed i cicli di scarico e ricarica nei due casi sono identici.

Il campione di terreno più addensato evidenzia le maggiori rigidzze. Dividendo in entrambi i casi i valori di M_v^o per la funzione $f(e)$ i punti sperimentali si dispongono secondo una sola curva di regressione (Fig.6.19.b).

Esaminando i parametri della relazione 6.17, ottenuti dall'interpolazione dei risultati sperimentali sulla ghiaia di Chiba e riportati in Tab.6.VIII, si osservano valori particolarmente elevati dei coefficienti di correlazione, mentre i coefficienti M_1^o e gli esponenti n_d delle diverse prove sono sensibilmente diversi tra loro. Tuttavia anche in questo caso, come per i moduli di Young E_v^o , i valori M_1^o , relativi ai campioni con indice dei vuoti iniziale simile, aumentano al diminuire di n_d .

Sebbene questi ultimi sono tutti inferiori al valore di 0.5 suggerito dalla letteratura, si è fissato questo valore e si è effettuata la regressione dei dati sperimentali delle quattro prove per ottenere i coefficienti M°_1 anch'essi riportati in Tab.6.VIII.

Dalla tabella si nota che i coefficienti di correlazione ottenuti in questo secondo caso sono inferiori ai precedenti ma la differenza è nella maggior parte dei casi piuttosto contenuta. Ad eccezione della prova Cr22 infatti essi permangono superiori a 0.92, a testimonianza del fatto che l'aver considerato un valore costante dell'esponente nella relazione 6.17 non riduce significativamente la qualità della legge di dipendenza.

Effettuando questa posizione inoltre i valori scaturiti per i coefficienti M°_1 ricadono in un intervallo piuttosto ristretto. Il loro valore medio, pesato rispetto al numero di dati ottenuti in ogni singola prova, è uguale a $M^{\circ}_1=41158$; lo scostamento massimo dei valori di M°_1 è pari al 17%.

Prova	e_o	M°_1	n_d	R^2	M°_1 (nd=0.5)	R^2 (nd=0.5)
Cr18	0.232	48473	0.4996	0.9837	48325	0.9761
Cr19	0.210	61420	0.4264	0.9555	40646	0.9517
Cr21	0.368	75274	0.3721	0.9956	35305	0.9344
Cr22	0.221	94995	0.3565	0.9816	39736	0.8424

Tab.6.VIII: Valori dei coefficienti della relazione 6.15 ottenuti nella fase di compressione isotropa da alcune prove sulla ghiaia di Chiba

6.4.1.2 Stati tensionali anisotropi

Le Figg.6.18 riportano con i simboli pieni anche i valori dei moduli M°_v ottenuti nel corso delle prove triassiali cicliche. Si osserva qualitativamente dai diagrammi che la legge di dipendenza di questi moduli dalla tensione verticale effettiva non cambia passando dalla fase di compressione isotropa alla fase di taglio.

Anche i moduli di rigidità verticale confinata dunque, come i moduli di Young E°_v , dipendono significativamente da σ'_v e marginalmente da σ'_h . È possibile esprimere nel caso generale i moduli M°_v attraverso la relazione:

$$M^{\circ}_v = M^{\circ}_1 f(e) (\sigma'_v)^{nd} p_r^{1-nd} \quad (6.18)$$

I valori del coefficiente M_{v1}^0 ricavati interpolando i risultati delle quattro prove con n_d uguale a 0.5, riportati in Tab.6.IX, sono praticamente coincidenti con quelli ricavati nella fase di compressione isotropa.

Prova	M_1^0	R^2
Cr18	45038	0.9680
Cr19	42112	0.9280
Cr21	36684	0.9627
Cr22	39736	0.9869

Tab.6.IX: Valori dei coefficienti della relazione 6.16 ottenuti nella fase di taglio isotropa da alcune prove sulla ghiaia di Chiba

Gli elevati fattori di correlazione verificano la validità della relazione 6.16 per esprimere la dipendenza dei moduli dallo stato tensionale agente.

Se si considerano i valori di M_v^0 calcolati nel corso delle prove triassiali cicliche e quelli teorici ottenuti dalla relazione 6.16 i cui parametri sono ricavati nella fase di compressione isotropa, il loro rapporto D_d definisce un grado di danneggiamento del modulo di rigidezza verticale confinata. In Fig.6.20 è mostrata la correlazione tra questa variabile ed il seno dell'angolo di attrito mobilitato (6.11) dotato di segno positivo o negativo rispettivamente per $\sigma'_v > \sigma'_h$ e $\sigma'_v < \sigma'_h$. Nelle fasi di compressione ($\sigma'_v > \sigma'_h$) la variabile D_d assume valori prossimi all'unità e non si rileva nessuna tendenza particolare. Nelle fasi di estensione ($\sigma'_v < \sigma'_h$) invece il modulo M_v^0 misurato è sempre minore di quello teorico ed il loro rapporto tende a diminuire con il valore relativo di $\sin\phi'_{mob}$.

Un modo alternativo per valutare il danneggiamento delle proprietà di rigidezza consiste nell'esprimere la variabile D_d in funzione della deformazione assiale ϵ_a . È stato osservato in precedenza che le deformazioni producono degli effetti di danneggiamento sulla struttura e che questi sono maggiormente pronunciati nelle fasi di estensione. Il risultato è confermato dalla Fig.6.21, in cui sono riportati i valori della variabile D_d ottenuti nella fase di taglio della prova cr22.

6.4.2 Modulo di rigidezza distorsionale G_{vh}^0

6.4.2.1 Stati tensionali isotropi

I valori del modulo di G_{vh}^0 calcolati nel corso delle prove cr18-cr22 sono riportati in Fig.6.22 in funzione della tensione verticale effettiva.

Nella fase di compressione isotropa la crescita dei moduli con la σ'_v è stata espressa con la:

$$G_{vh}^0 = G_{vhl}^0 f(e) (p')^{m_d} p_r^{1-m_d} \quad (6.19)$$

I valori dei coefficienti G_{vhl}^0 e degli esponenti m_d provenienti dall'interpolazione dei risultati sperimentali con la 6.19 sono riportati in tabella 6.X. In analogia con i casi precedenti è stato fissato il valore dell'esponente $m_d=0.5$ ed i parametri ricavati con la nuova legge di regressione compaiono anch'essi in tabella.

Prova	e_o	G_{vhl}^0	m_d	R^2	G_{vhl}^0 ($m_d=0.5$)	R^2 ($m_d=0.5$)
Cr18	0.232	17500	0.4441	0.998	13028	0.983
Cr19	0.210	13929	0.4550	0.997	10769	0.992
Cr21	0.368	22010	0.3897	0.997	11417	0.941
Cr22	0.221	16977	0.4214	0.997	10535	0.972

Tab.6.X: Valori dei coefficienti della relazione 6.19 ottenuti nella fase di compressione isotropa da alcune prove sulla ghiaia di Chiba

I coefficienti di correlazione ed i valori molto ravvicinati del coefficiente G_{vhl}^0 in quest'ultimo caso confermano la validità della relazione impiegata per esprimere la dipendenza dello stato tensionale e dall'indice dei vuoti del terreno. In particolare il valore medio pesato rispetto al numero delle misure di ciascuna prova \bar{G}_{vhl}^0 risulta 11437 con uno scarto massimo inferiore al 14%.

6.4.2.2 Stati tensionali anisotropi

La dipendenza dei moduli G_{vh}^0 dalle singole componenti di tensione può essere analizzata nelle Figg.6.22. È possibile osservare che, contrariamente

ai moduli di rigidezza longitudinale, per i quali sono state stabilite leggi di corrispondenza (la 6.10, 6.14 e 6.18) con una sola componente tensionale, i moduli di rigidezza trasversale dipendono sia da σ'_v che da σ'_h . Questa osservazione risulta in maniera più evidente in Fig.6.23 che mostra i risultati della prova cr19 con le rispettive curve interpolanti: nella fase di estensione ($\sigma'_h > \sigma'_v$) i valori dei moduli G_{vh}^0 sono superiori a quelli ottenuti in condizioni tensionali isotrope mentre il contrario accade per stati tensionali di compressione ($\sigma'_h < \sigma'_v$).

Per indagare questo aspetto con maggiore chiarezza sono state effettuate due prove triassiali su ghiaie di diverse caratteristiche (ghiaia di Trento e rockfill Nacaome) seguendo un percorso tensionale articolato (Figg.6.24 e 6.25). In ogni prova il terreno è stato compresso a quattro diversi valori di p' (50, 100, 150 e 200 kPa), in corrispondenza dei quali sono stati effettuati alcuni cicli di taglio triassiale a tensione orizzontale costante. I diagrammi riportano i valori dei moduli di rigidezza divisi per la funzione dell'indice dei vuoti $f(e)$ (6.8), per tenere conto delle differenze di densità generate nel corso della prova.

I valori dei moduli di rigidezza distorsionale crescono sempre con la tensione verticale applicata, seguendo leggi di dipendenza differenti per ogni diverso ramo di carico. In particolare i valori di G_{vh}^0 sono maggiori alle tensioni di confinamento più elevate.

Per formulare analiticamente la dipendenza dei moduli di rigidezza dallo stato tensionale effettivo agente sul terreno sono state considerate due relazioni alternative:

$$G_{vh}^0 = G_{vhl}^0 f(e) (\sigma'_v + \sigma'_h)^{mdl} p_r^{1-mdl} \quad (6.20)$$

$$G_{vh}^0 = G_{vhl}^0 f(e) (\sigma'_v \sigma'_h)^{mdl} p_r^{1-mdl} \quad (6.21)$$

La 6.20 è stata ricavata dal modello di Tatsuoka e Kohata (1995), mentre la 6.21 deriva dal modello di Graham e Houlsby (1989) esprimendo la dipendenza dei moduli di rigidezza longitudinale dalle componenti di tensione con le leggi osservate sperimentalmente in precedenza. Si noti che per stati tensionali isotropi la dipendenza dei moduli di rigidezza distorsionale dallo stato tensionale è identica nelle due relazioni.

Nelle Figg.6.26 e 6.27 sono riportati i valori di $G_{vh}^0/f(e)$, rilevati nel corso delle prove sulla ghiaia di Trento e sul rockfill Nacaome, in funzione della somma (a) e del prodotto (b) delle due tensioni principali allo scopo di verificare rispettivamente le relazioni 6.20 e 6.21 e stabilire quale delle due sia più adatta ad interpretare analiticamente i risultati sperimentali.

I punti del diagramma si dispongono in entrambi i casi in maniera piuttosto ravvicinata per bassi valori della tensione di confinamento. Le differenze tra le due formulazioni emergono all'aumentare di σ'_h . Le figg. 6.26.b e 6.27.b mostrano infatti che per $\sigma'_h=200$ kPa e $\sigma'_h=400$ kPa i punti sperimentali si dispongono lungo la stessa curva riscontrata ai valori più bassi della tensione di confinamento.

Si può dunque ritenere che la 6.21 è in grado di riprodurre più correttamente rispetto alla 6.20 la dipendenza di G°_{vh} dallo stato tensionale agente sul terreno.

Poiché in precedenza si è posto per la fase di compressione isotropa delle prove effettuate sulla ghiaia di Chiba, $m_d = 0.5$, consegue nella 6.21 un esponente $m_{d1}=0.25$ e si sono ricavati, per i tre terreni studiati nel corso di questa ricerca, i coefficienti G°_{vhl} dall'interpolazione dei risultati sperimentali. I valori di G°_{vhl} ed i coefficienti di correlazione sono riportati nelle Tabb.6.XI, 6.XII e 6.XIII.

In generale i risultati esposti nelle tre tabelle confermano che la relazione 6.21 può essere ritenuta accettabile. I valori dei coefficienti di correlazione mostrano, d'altro canto, che essa è rispettata tanto più quanto maggiore è la tensione di confinamento agente sul terreno.

Prova	e_o	$G^{\circ}_{vhl} (m_{d1}=0.25)$	$R^2 (m_{d1}=0.25)$
Cr18	0.232	13615	0.8763
Cr19	0.210	11749	0.9210
Cr21	0.368	11384	0.9371
Cr22	0.221	10719	0.9586

Tab.6.XI: Valori dei coefficienti G_{vhl} nella relazione 6.21 ottenuti nella fase di taglio da alcune prove sulla ghiaia di Chiba

I valori di G°_{hv1} ottenuti nelle fasi di taglio delle prove sulla ghiaia di Chiba sono molto simili a quelli ottenuti nelle fasi di compressione isotropa. Il valore medio pesato tra tutte le prove è $\bar{G}^{\circ}_{vhl}=12211$. La differenza con quello ottenuto in fase di compressione isotropa è circa pari al 7%.

σ'_h (kPa)	G°_{vhl} ($m_{dl}=0.25$)	R^2 ($m_{dl}=0.25$)
50	12674	0.7884
100	12527	0.8867
150	12785	0.9201
200	13213	0.9343

Tab.6.XII: Valori dei coefficienti G°_{vhl} nella relazione 6.21 ottenuti per diversi valori della tensione di confinamento nella fase di taglio da una prova sul rockfill Nacaome

σ'_h (kPa)	G°_{vhl} ($m_{dl}=0.25$)	R^2 ($m_{dl}=0.25$)
50	6883	0.7884
100	6778	0.8867
150	7092	0.9201
200	7411	0.9343
σ'_v	6975	0.9857

Tab.6.XIII: Valori dei coefficienti G°_{vhl} nella relazione 6.21 ottenuti per diversi valori della tensione di confinamento nella fase di taglio da una prova sulla ghiaia di Trento.

I risultati in Fig.6.24 e 6.26, relativi alla ghiaia di Trento, mostrano una brusca caduta dei valori del modulo G°_{vh} a valle del picco di resistenza verificatosi nella fase di taglio a tensione di confinamento costante ($\sigma'_h=200$ kPa). Esso è, quasi certamente, causato dalla profonda alterazione che le grandi deformazioni generano nella struttura del terreno.

6.5 Confronto tra i risultati delle prove statiche e dinamiche

Il presente capitolo ha trattato sinora i risultati ottenuti con l'ausilio di due tecniche di laboratorio differenti. Mentre però l'analisi dei moduli di rigidità basata sulle misure "statiche" costituisce oramai una procedura consolidata, la misura delle velocità di propagazione delle onde all'interno

dei campioni, sebbene sia stata effettuata in numerosi casi nello studio delle sabbie e delle argille, rappresenta uno strumento di laboratorio meno consueto per l'indagine dei materiali a grana grossa.

Tra gli scopi delle analisi svolte in questo capitolo vi è dunque anche quello di verificare la qualità dei risultati sperimentali ottenuti con questa seconda metodologia. Questo è certamente possibile quando sono disponibili stime ridondanti delle stesse grandezze, come avviene nel caso della presente ricerca.

In via qualitativa dall'esame dei risultati esposti in precedenza si può rilevare che i moduli di rigidezza a piccoli livelli di deformazione valutati per mezzo delle misure dinamiche rispettano determinati requisiti che, sulla scorta di una numerosa serie di osservazioni sperimentali, sono ritenuti caratteristici di un'ampia classe di terreni. Essi si riassumono nei seguenti punti:

- I moduli di rigidezza verticale confinata crescono proporzionalmente con la radice quadrata delle tensioni effettive verticali applicate sul campione. I parametri della relazione interpolante i dati sperimentali sono praticamente identici se valutati nella fase di compressione isotropa o di taglio delle prove. Identico risultato è stato osservato per i moduli di rigidezza E_v^o valutati con le misure statiche.
- I moduli di rigidezza trasversale G_{vh}^o mostrano una dipendenza da entrambe le componenti di tensione principale σ'_v e σ'_h . Questo risultato è stato osservato in precedenza da numerosi autori su diversi terreni e con diverse tecniche di indagine (Roesler, 1979; Lee et al., 1986; Yu & Richart 1984; Iwasaki et al., 1979). Le prove effettuate nel laboratorio di Napoli hanno consentito di verificare la validità di due relazioni proposte per esprimere la variazione dei moduli di rigidezza G_{vh}^o con le componenti di tensione agenti sul terreno.
- I moduli di rigidezza della ghiaia di Chiba valutate sia con le misure dinamiche che con quelle statiche sono maggiori per i campioni di terreno più addensato. In entrambi i casi per normalizzare i risultati si è adoperata la funzione $f(e)=(2.17-e)^2/(1+e)$ (Hardin & Richart, 1963) che ha fornito risultati soddisfacenti.
- I moduli di rigidezza assiale confinata, valutati con la misura della velocità di propagazione di onde P ed i moduli di Young verticali valutati con i trasduttori locali di spostamento mostrano nelle fasi di estensione ($\sigma'_v < \sigma'_h$) delle prove valori inferiori a quelli calcolati ad uguale tensione verticale effettiva nella fase di compressione isotropa.

In base alle precedenti considerazioni è possibile affermare che la tecnica dinamica impiegata fornisce risultati congruenti con quelli ottenuti con la tecnica statica. Differenze tuttavia emergono se si considerano i valori dei moduli di rigidezza ottenuti con le due tecniche.

I moduli di elasticità confinanti M possono essere espressi in funzione dei moduli di Young uniassiali e dei coefficienti di Poisson.

$$M_v^o = E_v^o (1 + \nu_{hh}^o) / (1 + \nu_{hh}^o + 2\nu_{hh}^o{}^2) \quad (6.22)$$

Nel corso delle prove triassiali le due tensioni orizzontali variano nella stessa misura ed il loro rapporto è costantemente pari ad 1. In base alle ipotesi del modello ipo-elastico di Tatsuoka e Kohata (1995) il valore di ν_{hh}^o a secondo membro nella 6.22 resta costante ed i valori assunti dal modulo M_v^o variano proporzionalmente a E_v^o , come è stato evidenziato dai risultati sperimentali. Tuttavia i valori dei moduli M_v^o valutati con la procedura dinamica sono maggiori della quantità a secondo membro della 6.22, i cui termini sono valutati con la procedura statica.

Assegnando un valore a ν_{hh}^o è possibile confrontare i risultati ottenuti con le due procedure. La Fig. 6.28 mostra ad esempio gli andamenti dei moduli E_v^o valutati con la procedura statica attraverso le 6.3 e con la procedura dinamica, tramite la 6.22, nella prova cr18. Il valore di ν_{hh}^o considerato nella 6.22 è 0.17 che, come sarà mostrato nel prossimo paragrafo, è quello emerso dai dati di questa sperimentazione. I valori di E_v^o ricavati con i geofoni sono notevolmente maggiori di quelli calcolati dalle misure effettuate con i trasduttori di spostamento. Il loro rapporto varia leggermente intorno a 2.2 riducendosi all'aumentare della tensione verticale effettiva.

Sempre con lo stesso valore di ν_{hh}^o è stato possibile ottenere dalle misure dinamiche effettuate nel corso delle prove cr18-cr22 i parametri E_{v1}^o della

relazione 6.10 per confrontarli con i valori determinati staticamente nella Tab.6.XIV.

Prova	$E^{\circ}_{l_iso_dyn}$	$E^{\circ}_{l_iso_stat}$	$E^{\circ}_{ldyn}/E^{\circ}_{lstat}$ Iso	$E^{\circ}_{l_anis_dyn}$	$E^{\circ}_{l_anis_stat}$	$E^{\circ}_{ldyn}/E^{\circ}_{lstat}$ Anis
Cr18	44959	17231	2.609	41901	18264	2.294
Cr19	37815	15680	2.412	39179	15909	2.463
Cr21	32846	16439	2.000	34129	13641	2.502
Cr22	36968	18101	2.042	36968	16955	2.180

Tab.6.XIV: Parametri ottenuti da prove statiche e dinamiche

I valori del rapporto tra i due parametri ottenuti nella fase di compressione isotropa e nella fase di taglio delle prove oscillano tra un massimo di 2.61 ed un minimo di 2.000, conformemente alla figura mostrata.

Recentemente Tatsuoka et al. (1998) hanno mostrato per diversi terreni, tra cui la ghiaia di Chiba, che l'influenza della velocità di deformazione sulle proprietà quasi elastiche è trascurabile in un ampio intervallo indagato ($5 \cdot 10^{-5} < \dot{\epsilon} (\%/min) < 5 \cdot 10^{-1}$) (Fig.2.4). La velocità di deformazione non può dunque essere considerata come un fattore significativo per giustificare le differenze emerse nei risultati di Fig.6.28.

Il fenomeno è stato studiato da Tanaka et al. (1994). Essi hanno paragonato i valori della velocità V_s calcolati tramite la 6.4.b dai moduli di rigidità provenienti da misure locali di spostamenti, con quelli ottenuti direttamente dalla misura della velocità delle onde effettuata con accelerometri posti all'interno del campione.

Il rapporto tra i due valori è stato riportato per diversi terreni in Fig.6.29 confrontandolo con la dimensione massima dei grani costituenti il terreno. All'aumentare del diametro d_{max} diminuisce il rapporto tra le due stime. Questo risultato sembra essere congruente con il fatto che l'abbandono dell'ipotesi di mezzo continuo provoca un allontanamento dei risultati sperimentali dalle teorie di base; contemporaneamente subentrano una serie di fenomeni che coinvolgono singolarmente i grani.

Tanaka et al. attribuiscono le differenze tra le stime di V_s principalmente a due fenomeni:

- *Effetto monodimensionale* (Fig.6.30.a): questo genere di disomogeneità può sorgere in laboratorio a causa della sovracompattazione (Ladd, 1978) indotta dalla costipazione del terreno in strati. Assumendo il campione suddiviso in n strati ed ipotizzando per ciascuno di essi un unico valore del modulo di rigidezza e della velocità di propagazione dell'onda corrispondente è possibile calcolare il modulo di rigidezza globale del terreno statico, attraverso relazioni di equilibrio e congruenza, ovvero dinamico, mediando le velocità nei diversi strati. Relativamente al modulo di rigidezza distorsionale G i valori globali sono dati da:

$$G=H/(\sum H_i/G_i) \quad (6.23)$$

$$G=\sum \rho_i H_i \sum H_i / [\sum G_i / (\rho_i / G_i)^{1/2}]^2 \quad (6.24)$$

In cui H_i , G_i , ρ_i sono rispettivamente l'altezza, il modulo di rigidezza e la densità di ogni singolo strato, H l'altezza del campione.

Dalle relazioni è possibile osservare che le differenze tra i due valori di G crescono all'aumentare della disomogeneità del campione ma sono rilevanti soltanto in campioni fortemente eterogenei (Tatsuoka e Shibuya, 1992).

- *Eterogeneità bi-dimensionale* (Fig.6.30.b): in questo caso i contatti tra le particelle disposte lungo catene più rigide possono costituire una via preferenziale per il percorso delle onde. L'analisi dinamica per la valutazione dei moduli di rigidezza conduce a risultati maggiori rispetto a quella basata sulle misure della deformazione che risultano invece essere una media su tutto il campione.

In aggiunta alle precedenti osservazioni occorre considerare che nelle prove dinamiche i livelli di deformazione indotti nel terreno sono certamente più bassi di quelli provocati nel corso dell'effettuazione dei cicli di scarico e ricarico. La Fig.2.1 ha mostrato, contrariamente alle ipotesi adottate nel calcolo dei parametri di rigidezza con le misure statiche, l'eventualità che si verificano ulteriori variazioni del modulo di rigidezza equivalente del terreno per deformazioni inferiori alla soglia elastica. In questa ipotesi trovano ulteriore giustificazione le differenze osservate.

6.6 Modellazione dei risultati

Nei paragrafi precedenti sono stati esposti i risultati ottenuti dalla sperimentazione a piccoli livelli di deformazione ponendo l'accento sulla dipendenza dei parametri di rigidezza dalle variabili più comunemente usate per esprimere lo stato tensio-deformativo del terreno.

Allo scopo di inquadrare in uno schema teorico di riferimento per il prosieguo della ricerca le proprietà delle ghiaie a piccoli livelli di deformazione sono di seguito riassunti i risultati sinora mostrati.

Il modello matematico adottato è quello introdotto da Tatsuoka & Kohata (1995) ed esposto nel capitolo dedicato alla letteratura delle piccole deformazioni. Per determinare interamente in condizioni di assialsimmetria e per incrementi di carico contenuti nel piano triassiale la matrice di rigidezza del terreno, i cui elementi sono espressi dalle relazioni 2.22, occorrono 5 parametri (ad es. E°_1 , I_o , v_{hh} , m ed n) che devono essere ricavati dai risultati sperimentali.

L'esame di questi ha consentito di verificare alcune ipotesi del modello. Più precisamente sono stati verificati gli andamenti espressi dalle relazioni 2.22. In particolare è stata verificata:

- la dipendenza dei moduli di rigidezza longitudinale nella generica direzione dalla sola componente normale di tensione agente nella stessa direzione;
- la dipendenza dei coefficienti di Poisson v°_{vh} dal rapporto tra le tensioni principali;
- la dipendenza dei moduli di rigidezza dall'indice dei vuoti del terreno espressa tramite la funzione empirica di Hardin e Richart (1963);

Per contro i risultati della sperimentazione hanno messo in evidenza i seguenti aspetti non contemplati dal modello:

- I moduli di rigidezza verticale, misurati sia con la tecnica statica che con quella dinamica, subiscono nelle fasi di estensione ($\sigma'_v < \sigma'_h$) una riduzione dei valori rispetto all'andamento teorico espresso dalla 2.22. Gli effetti di questo danneggiamento si risentono anche nelle fasi di carico di compressione seguenti.
- Le variazioni dei moduli di rigidezza verticale ed orizzontale con le componenti di tensione nella fase di compressione isotropa avvengono

con leggi diverse. In particolare per i terreni molto addensati i moduli orizzontali crescono con la tensione orizzontale più velocemente rispetto ai moduli verticali. Risultati ottenuti da Jiang et al. (1997) sulla stessa ghiaia impiegata in questa sperimentazione ma con un indice dei vuoti iniziale più elevato non hanno mostrato queste differenze;

- i moduli di rigidezza trasversale G_{vh}° dipendono dal prodotto piuttosto che dalla somma delle due componenti di tensione σ_v° e σ_h° .

I parametri del modello di Tatsuoka e Kohata relativi alla ghiaia di Chiba sono stati ricavati effettuando la media dei valori ottenuti nelle singole prove pesate rispetto al numero dei dati sperimentali. I valori ottenuti sono riportati nella Tab.6.XV:

E_1°	$(1-I_0)=E_{h1}^{\circ}/E_{v1}^{\circ}$	n	m	$v_{hh}^{\circ}=v_{vh}^{\circ}(1-I_0)^m$
18480	0.59	0.5	0.252	0.17

Tab.6.XV: Coefficienti del modello di Tatsuoka e Kohata (1995) ricavati dai dati sperimentali nella presente ricerca

Il quadro completo dei risultati sperimentali relativi al modulo E_v° ed al coefficiente di Poisson v_{vh}° è riportato, insieme alle curve teoriche ricavate dal modello, nelle Figg.6.31.

Per estendere il modello di Tatsuoka e Kohata all'esterno dello spazio delle tensioni principali e determinare delle relazioni di validità generale occorre definire analiticamente il modulo di elasticità tangenziale G_{vh}° . La 6.21, che è stata verificata attraverso i risultati sperimentali, esprime la dipendenza del modulo di rigidezza distorsionale dallo stato tensionale. È necessario dunque valutare G_{vh1}° che può essere introdotto come parametro aggiuntivo del modello oppure può essere posto in correlazione con i parametri di Tab.6.XV.

È stato osservato in precedenza che il rapporto tra i moduli di elasticità longitudinale nella direzione verticale, calcolati con la tecnica statica e dinamica sono tra loro differenti e che il loro rapporto varia poco nelle diverse prove (Tab.6.XIV). È ragionevole ipotizzare che questo rapporto sia costante. Sembra altrettanto ragionevole supporre che i moduli di elasticità tangenziale valutati con la tecnica dinamica siano nello stesso

rapporto con moduli G_{vh}^0 eventualmente derivati da misure statiche, cosa che non è certamente realizzabile all'interno di un'apparecchiatura triassiale.

Se si ipotizzano i coefficienti di Poisson indipendenti dalle tecniche di misura è possibile analizzare la dipendenza dei moduli di rigidezza distorsionale, ottenuti con le misure dinamiche, dagli altri parametri di rigidezza e dunque esaminare delle correlazioni che leghino G_{vh}^0 ai parametri del modello.

La Fig. 6.32 mostra un confronto tra i valori di G_{vh}^0 calcolati con le misure dinamiche e quelli ottenuti dal modello con una procedura mista, ovvero calcolando dalle misure dinamiche i moduli di elasticità verticale confinata, dalle misure statiche i restanti parametri necessari. La relazione ipotizzata nel modello è:

$$G_{vh}^0 = [(E_v^0 E_h^0)]^{0.5} / 2(1 + \nu_{hh}) = E_{v1}^0 [(1 - I_0)^{0.5} (\sigma'_h / \sigma'_v)^{0.25}] / 2(1 + \nu_{hh}) \quad (6.25)$$

I valori basati sulle misure ricadono in una fascia piuttosto ristretta attorno ai valori ricavati dal modello. Ad eccezione di alcuni punti lo scostamento è inferiore al 25%.

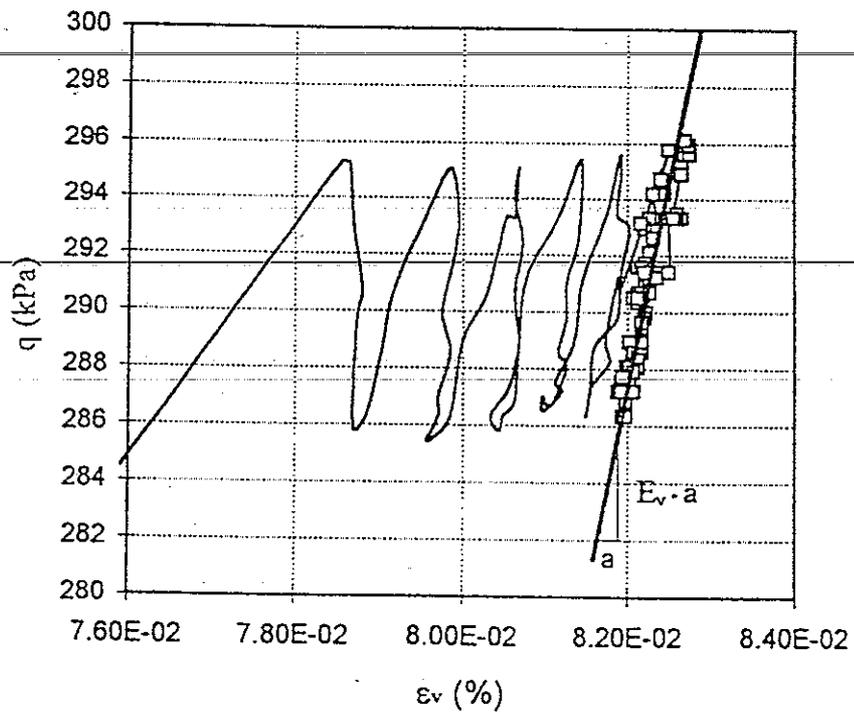
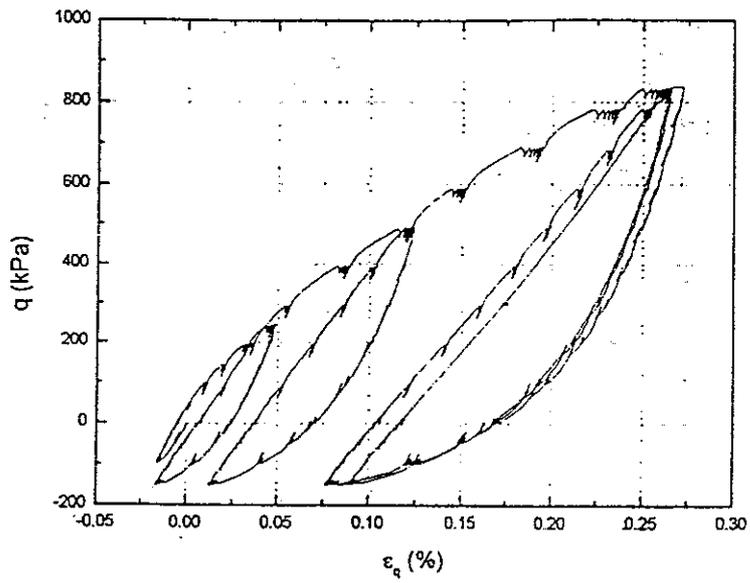
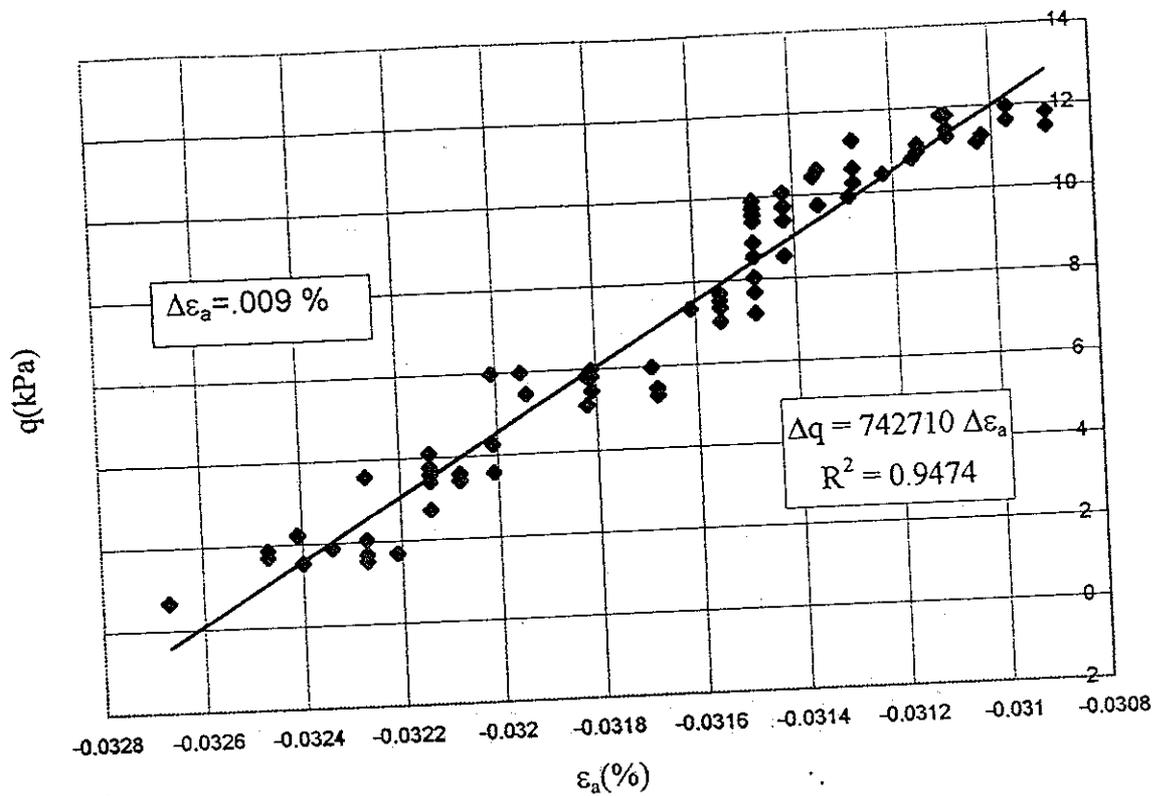
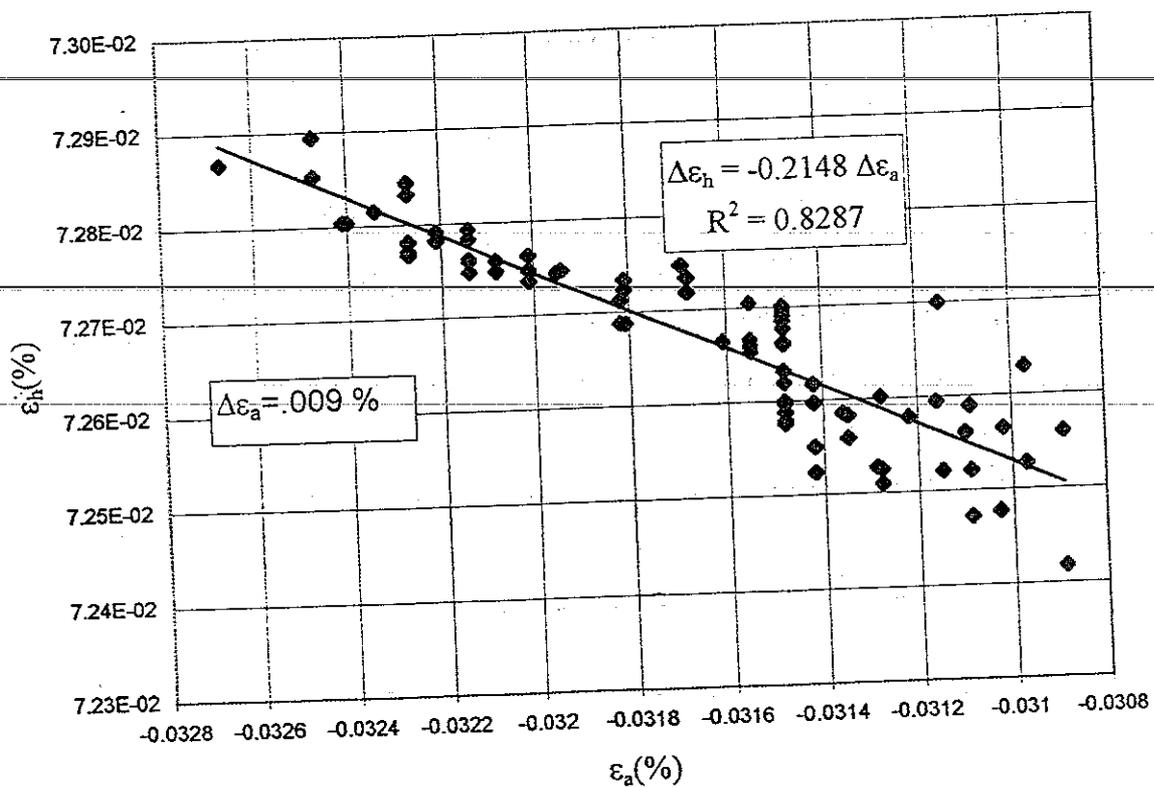


Fig.6.1: Cicli di scarico e ricarico di piccola ampiezza eseguiti nel corso di una prova triassiale.



(a)



(b)

Fig.6.2 (a e b): Ciclo di piccola ampiezza (a σ'_h costante) effettuato nel corso della prova Cr18 a partire da $\sigma'_v = \sigma'_h = 200$ kPa per la determinazione del modulo di Young E_v (fig.a) e del coefficiente di Poisson ν_{vh} (fig.b).

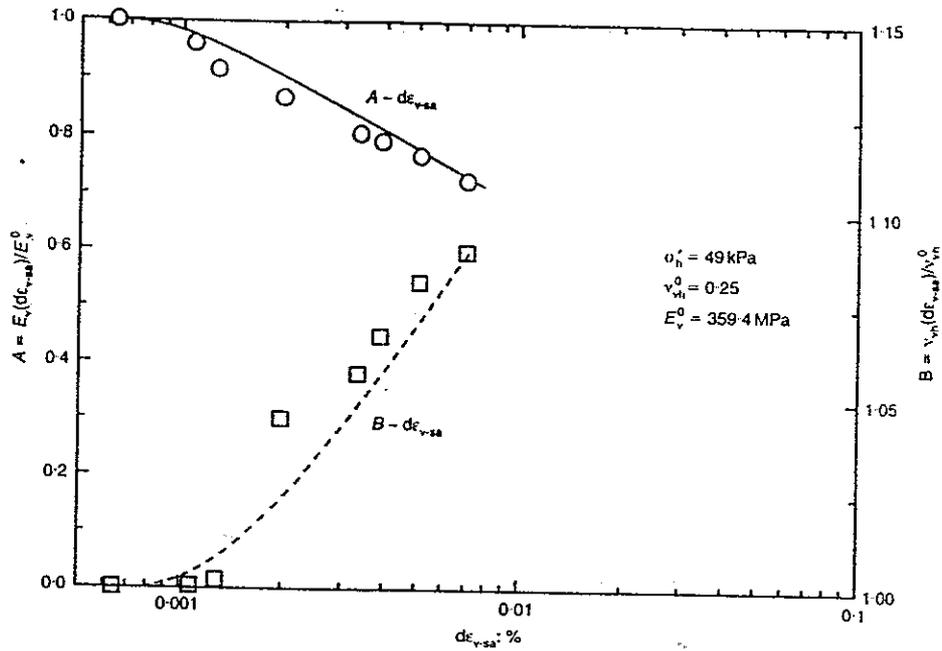


Fig.6.3: Effetti della non linearità della risposta meccanica del terreno sui moduli di rigidezza e sui coefficienti di Poisson equivalenti della ghiaia di Chiba (da Jiang et al. 1997).

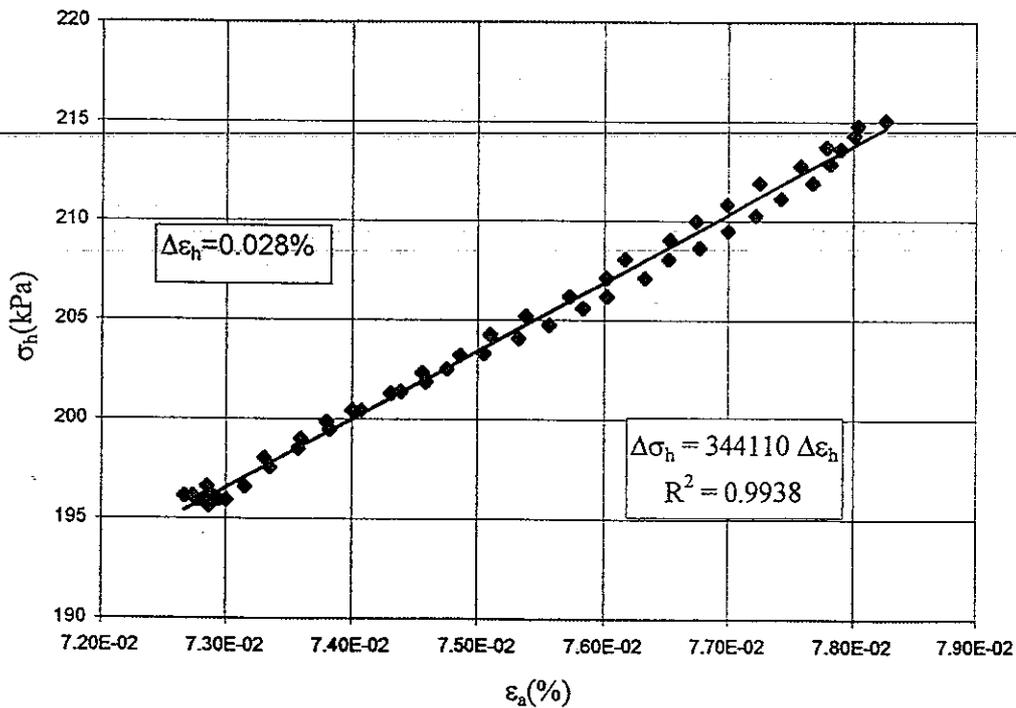


Fig.6.4: Ciclo di scarico e ricarico di piccola ampiezza (σ'_v costante) effettuato nel corso della prova Cr18 a partire da $\sigma'_v = \sigma'_h = 200$ kPa

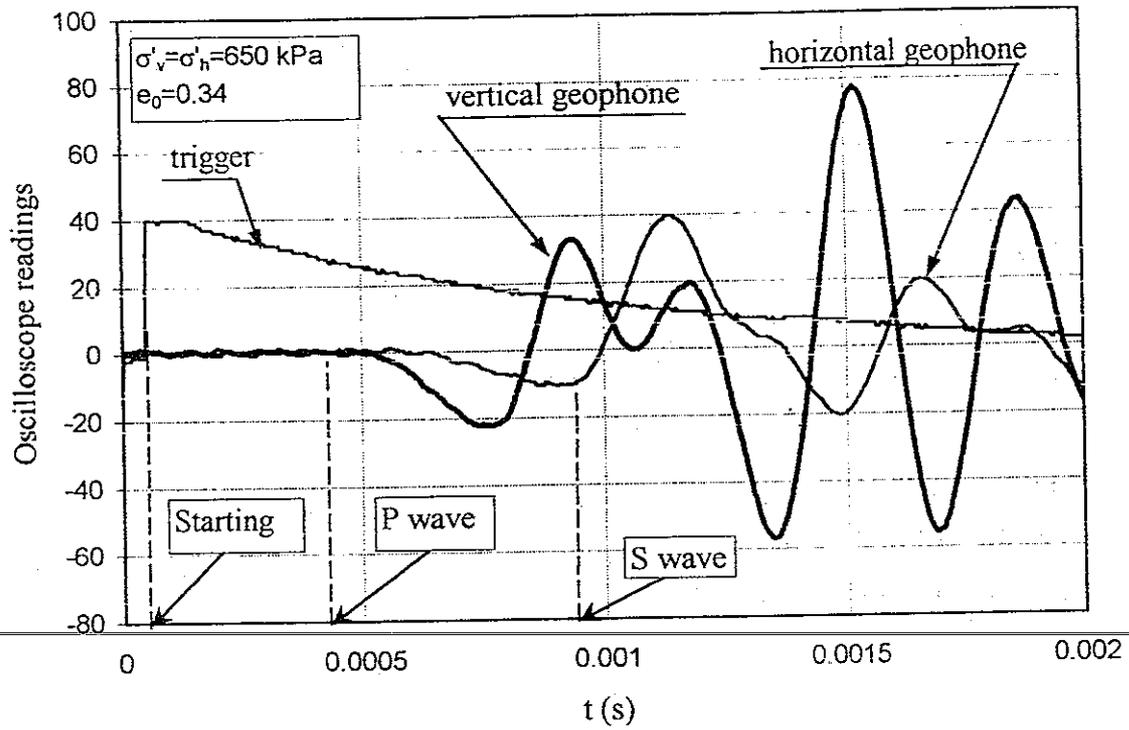


Fig.6.5: Tipica registrazione di forme d'onda generate con l'apparecchiatura dinamica nel corso di una prova triassiale sulla ghiaia di Chiba.

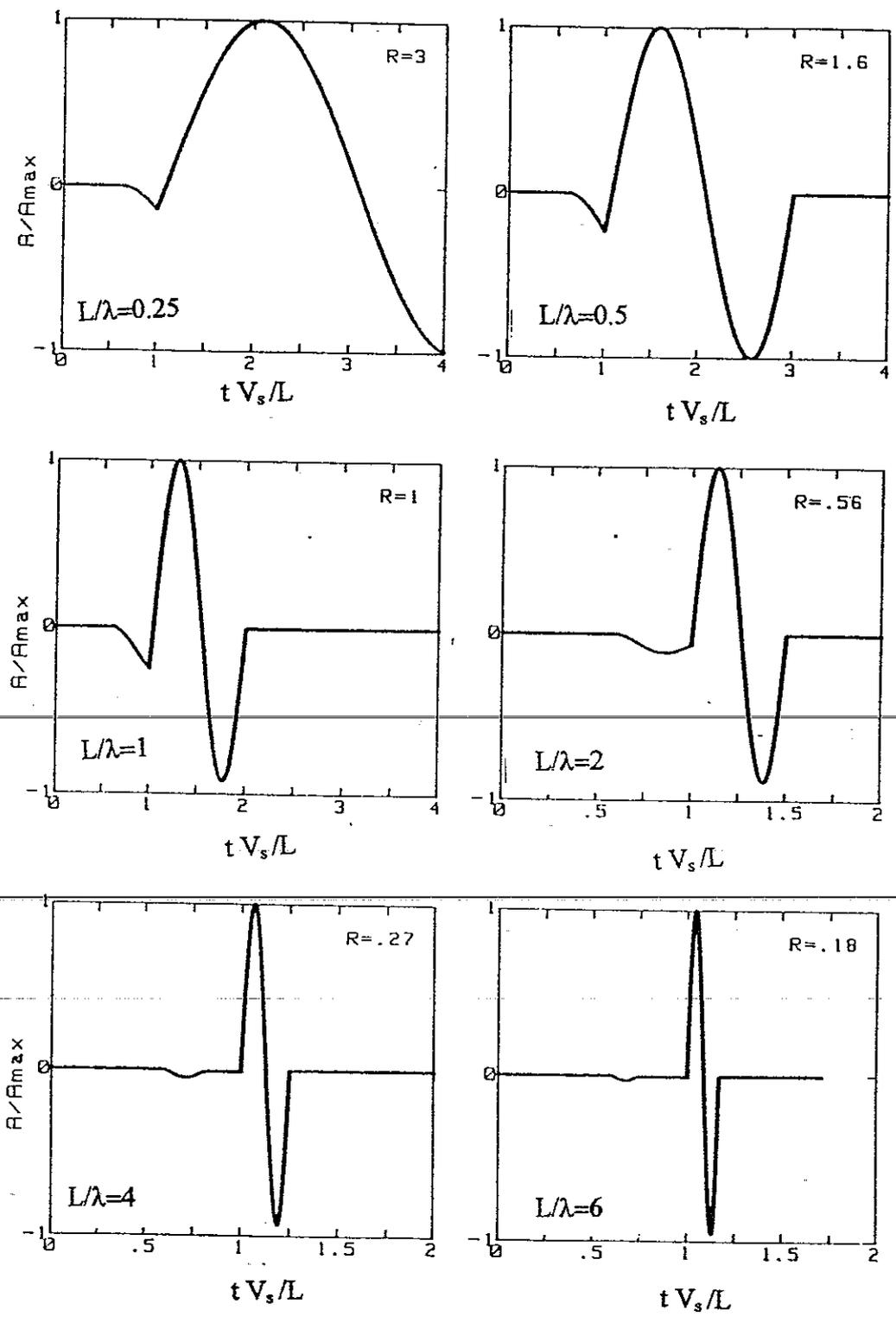


Fig.6.6: Onde trasversali in un mezzo indefinito elastico lineare isotropo al variare della distanza sorgente- ricevitore (da Mancuso et al. 1988).

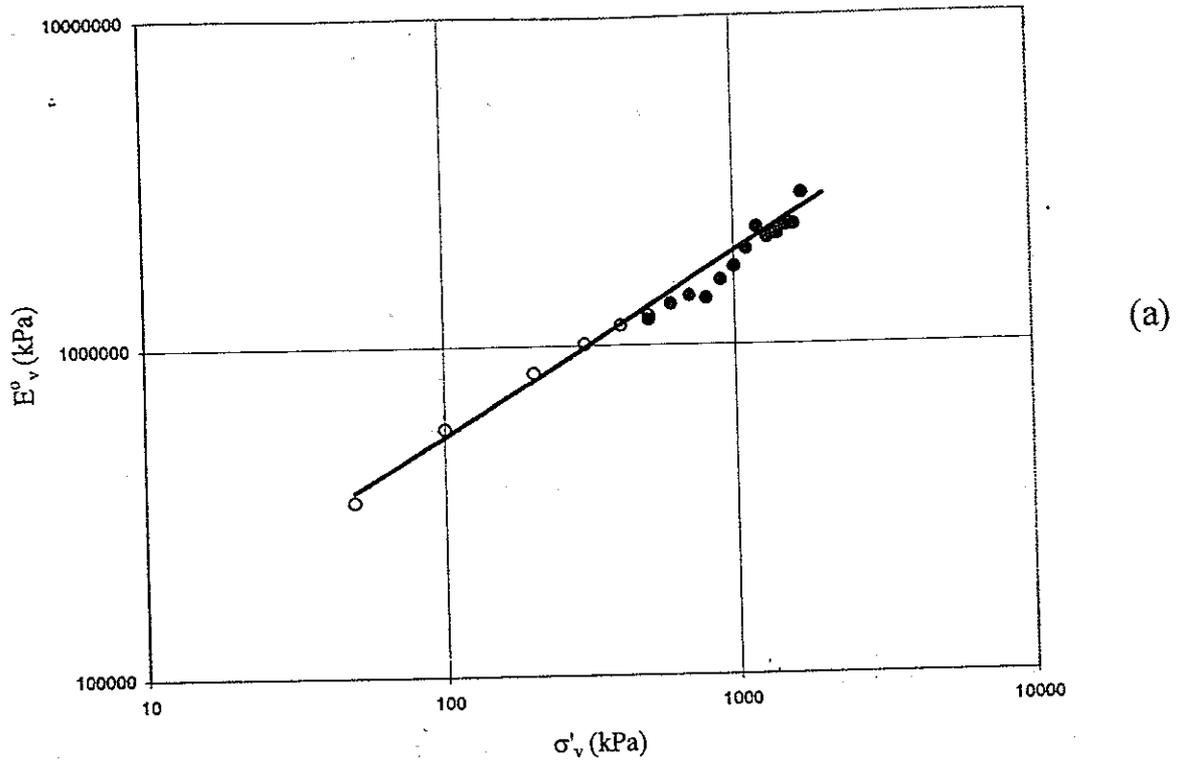


Fig.6.7.(a): Moduli di rigidezza verticale E_v^o della ghiaia di Chiba (prova cr11, $e_o=0.311$, $\sigma'_{h\max}=500$ kPa).

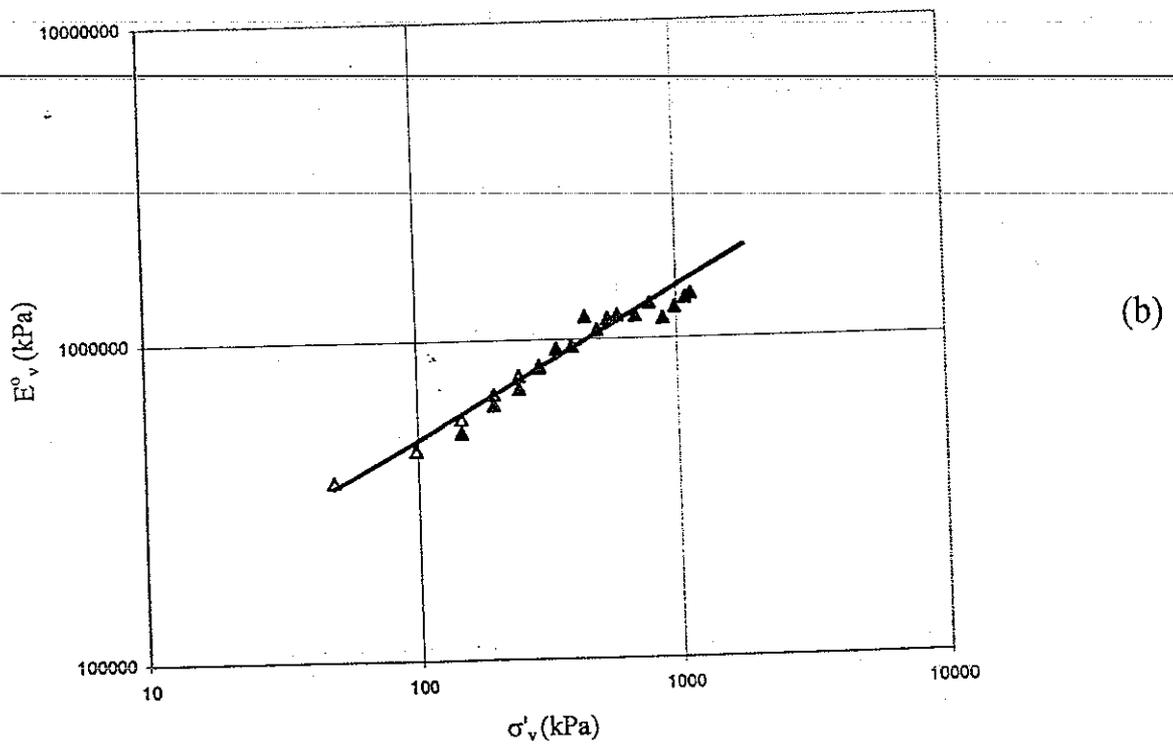


Fig.6.7.(b): Moduli di rigidezza verticale E_v^o della ghiaia di Chiba (prova cr12, $e_o=0.297$, $\sigma'_{h\max}=300$ kPa).

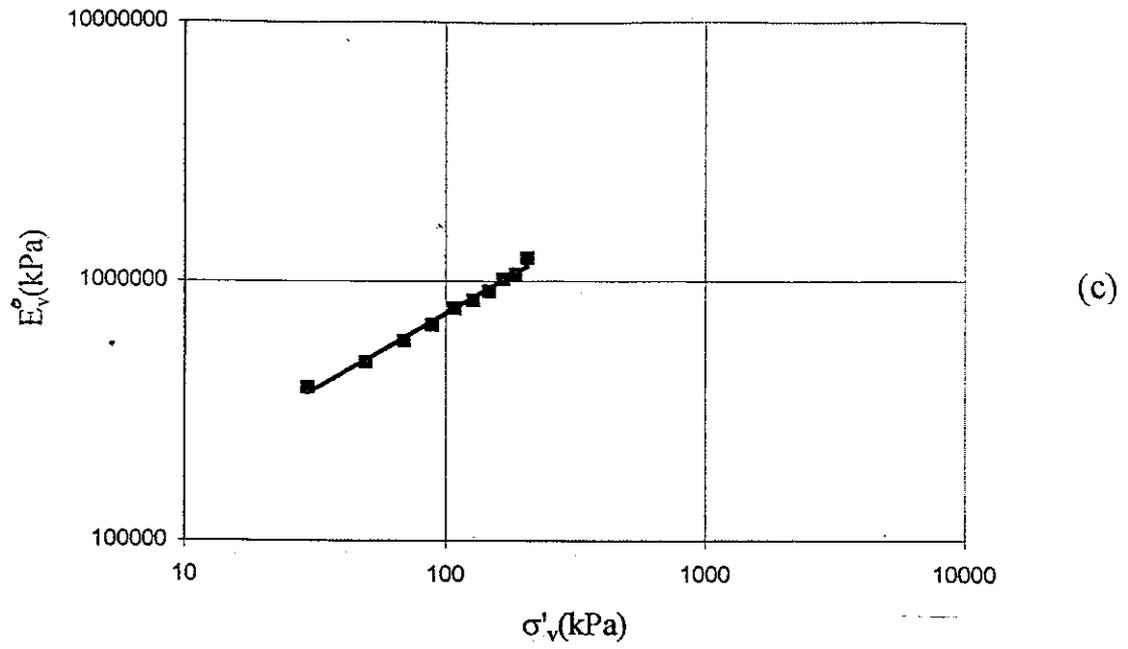


Fig.6.7.(c): Moduli di rigidezza verticale E_v^o della ghiaia di Chiba (prova cr13, $e_o=0.215$, $\sigma'_{h\max}=50$ kPa).

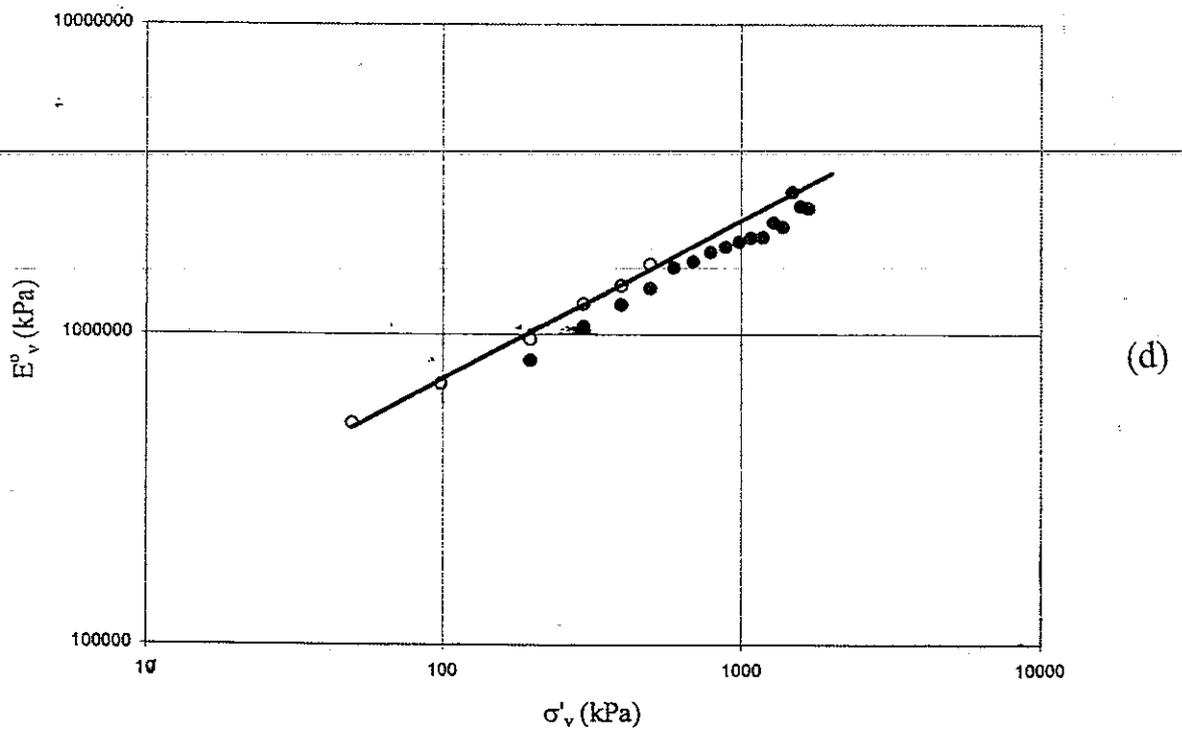


Fig.6.7.(d): Moduli di rigidezza verticale E_v^o della ghiaia di Chiba (prova cr14, $e_o=0.232$, $\sigma'_{h\max}=500$ kPa).

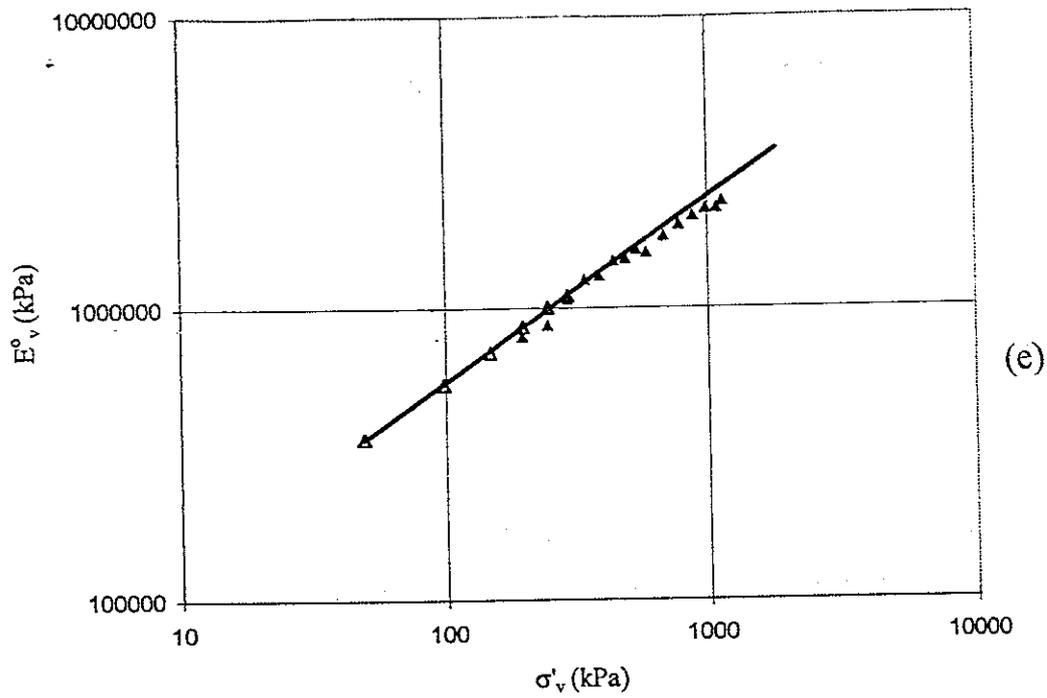


Fig.6.7.(e): Moduli di rigidezza verticale E_v^0 della ghiaia di Chiba (prova cr15, $e_0=0.229$, $\sigma'_{h\max}=300$ kPa).

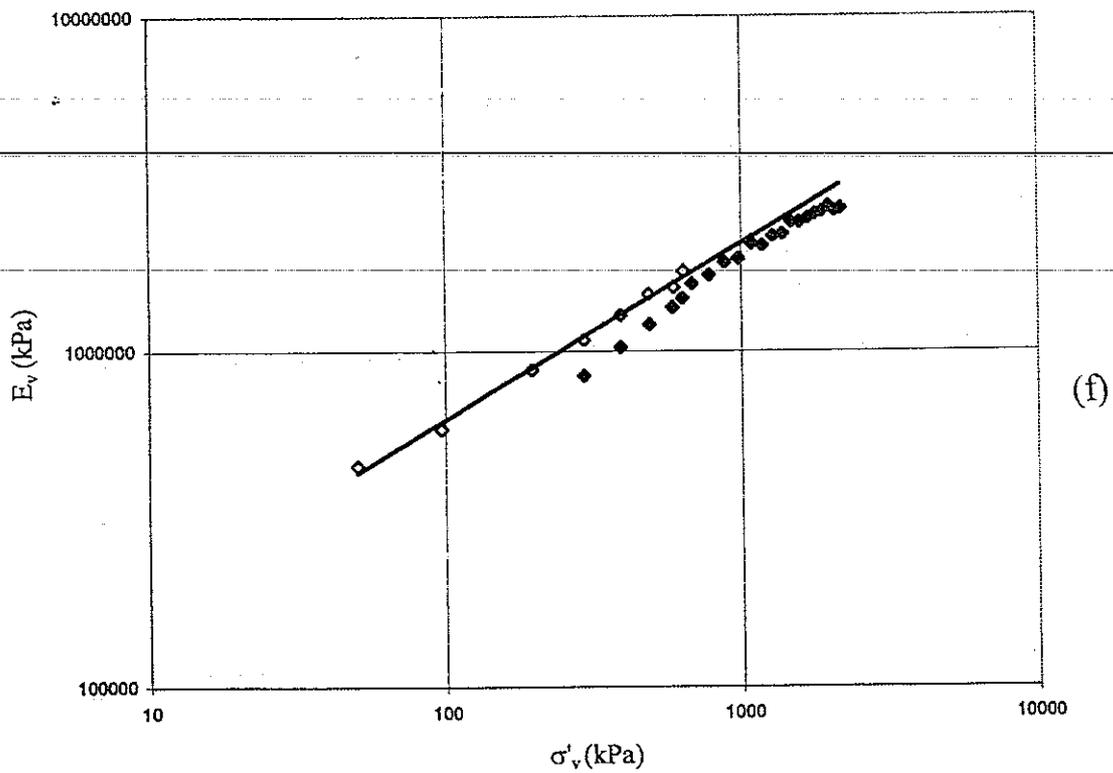


Fig.6.7.(f): Moduli di rigidezza verticale E_v^0 della ghiaia di Chiba (prova cr16, $e_0=0.213$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

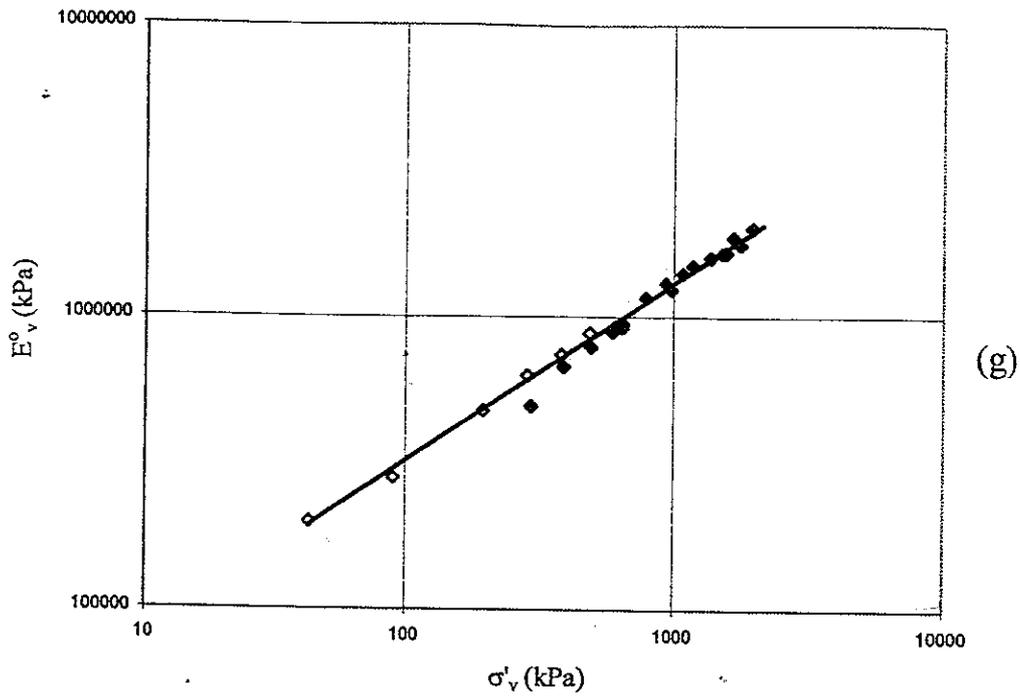


Fig.6.7.(g): Moduli di rigidità verticale E_v^o della ghiaia di Chiba (prova cr17, $e_o=0.345$, $\sigma'_{h \max}=650$ kPa).

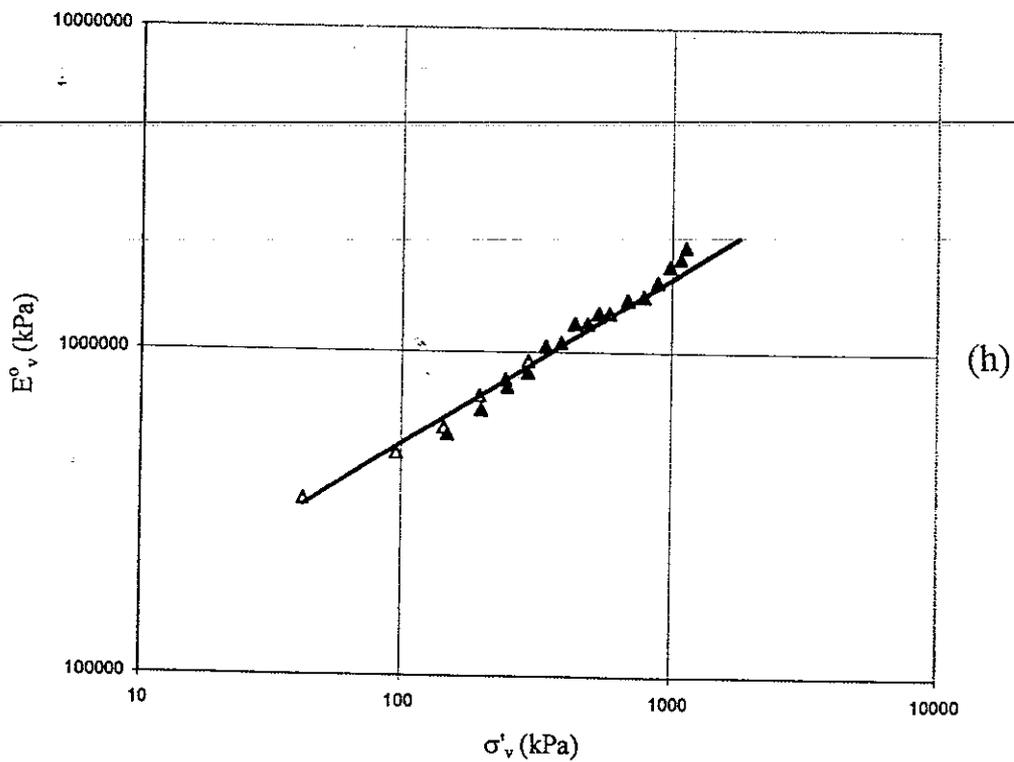


Fig.6.7.(h): Moduli di rigidità verticale E_v^o della ghiaia di Chiba (prova cr18, $e_o=0.237$, $\sigma'_{h \max}=300$ kPa).

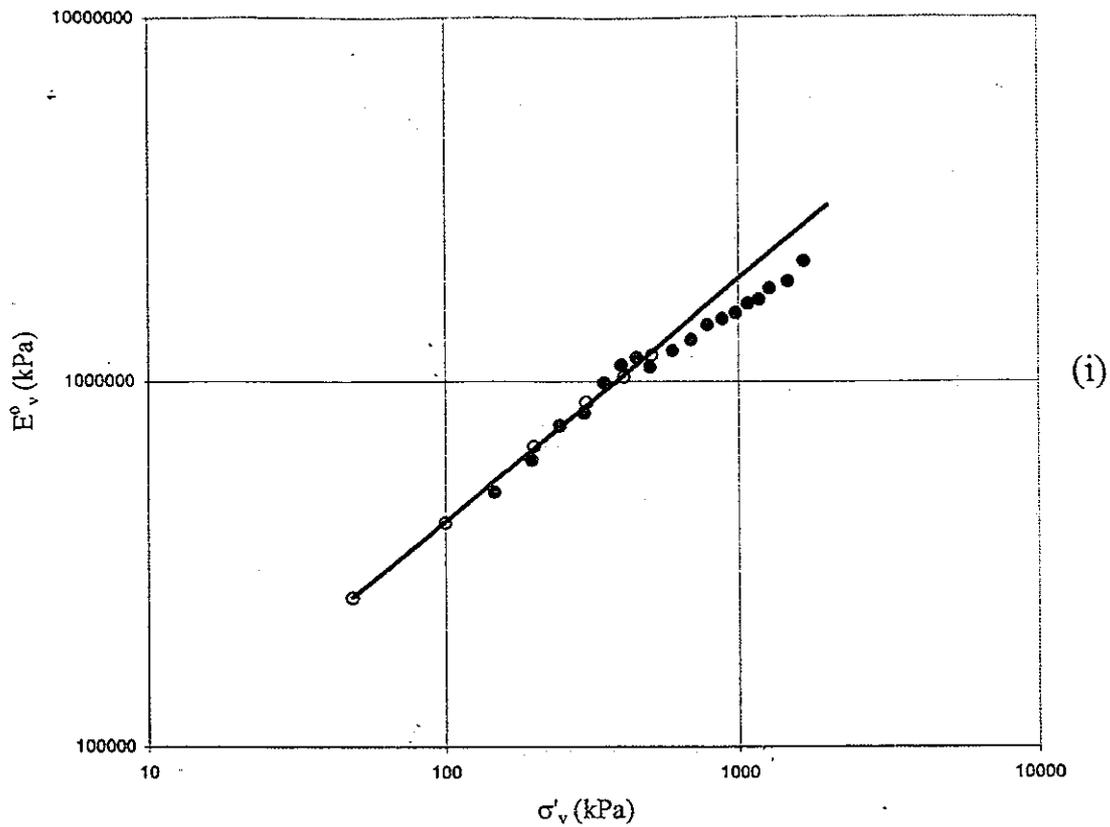


Fig.6.7 (i): Moduli di rigidezza verticale E_v^0 della ghiaia di Chiba (prova cr19, $e_o=0.210$, $\sigma'_{h\max}=500$ kPa).

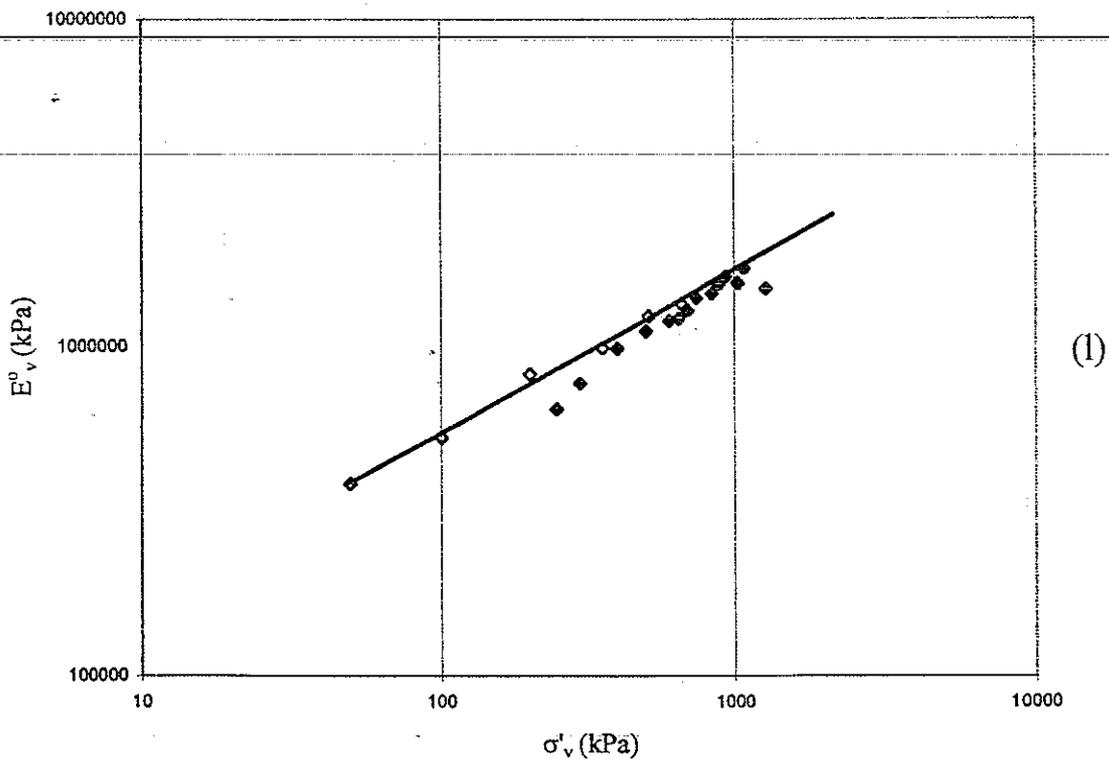


Fig.6.7.(l): Moduli di rigidezza verticale E_v^0 della ghiaia di Chiba (prova cr20, $e_o=0.220$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

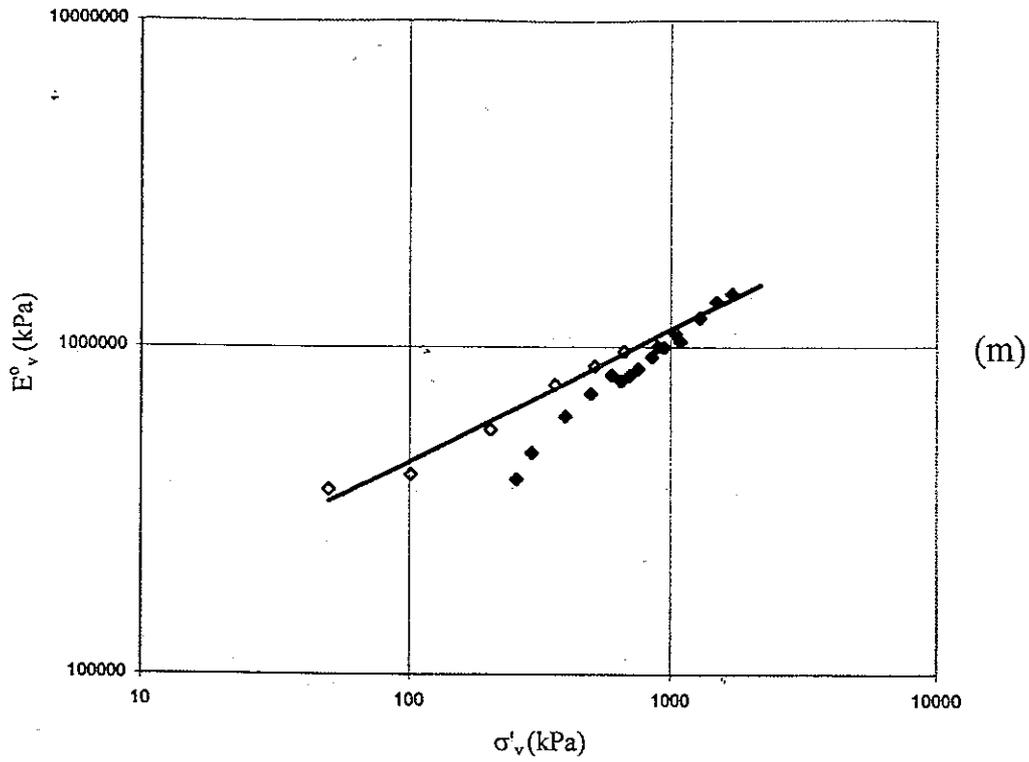


Fig.6.7.(m): Moduli di rigidezza verticale E_v^0 della ghiaia di Chiba (prova cr21, $e_o=0.368$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

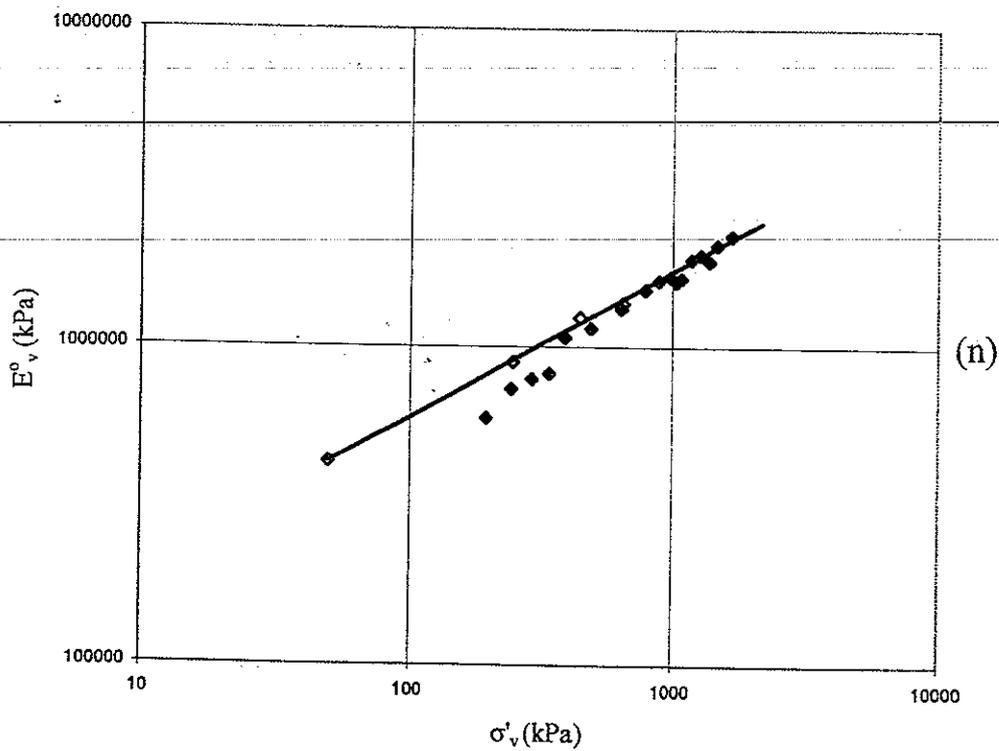


Fig.6.7.(n): Moduli di rigidezza verticale E_v^0 della ghiaia di Chiba (prova cr22, $e_o=0.221$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

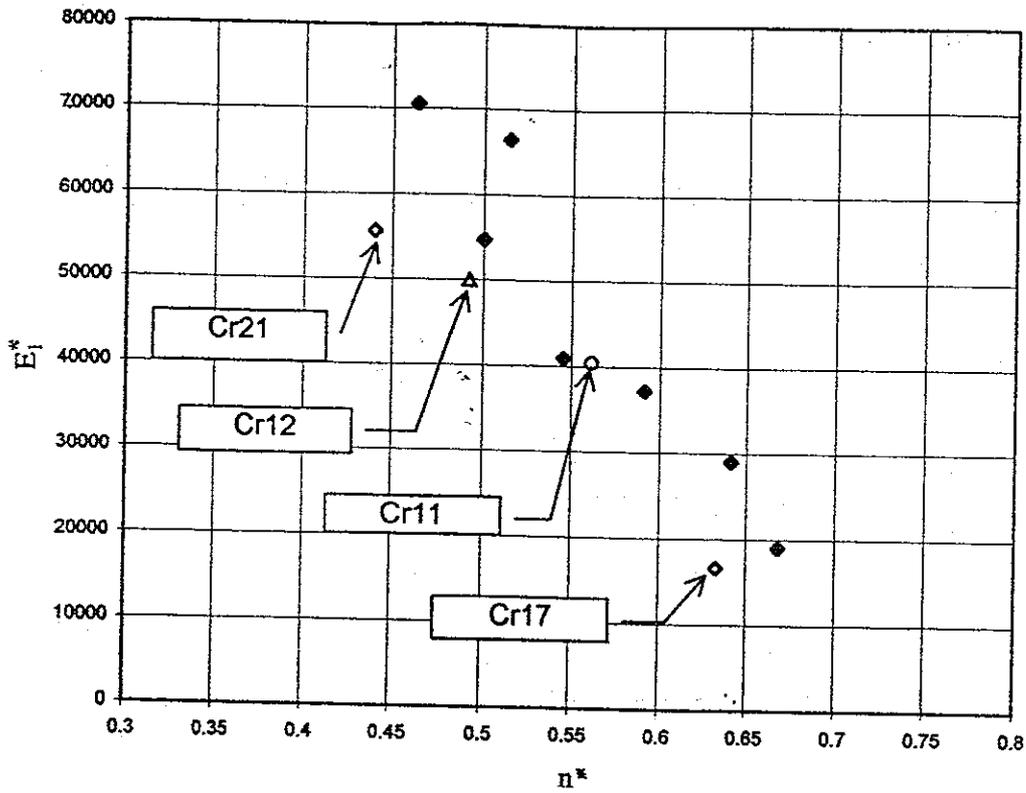


Fig.6.8: Coefficienti E_1^* e n^* nella relazione 6.7 ricavati dalle prove effettuate sulla ghiaia di Chiba..

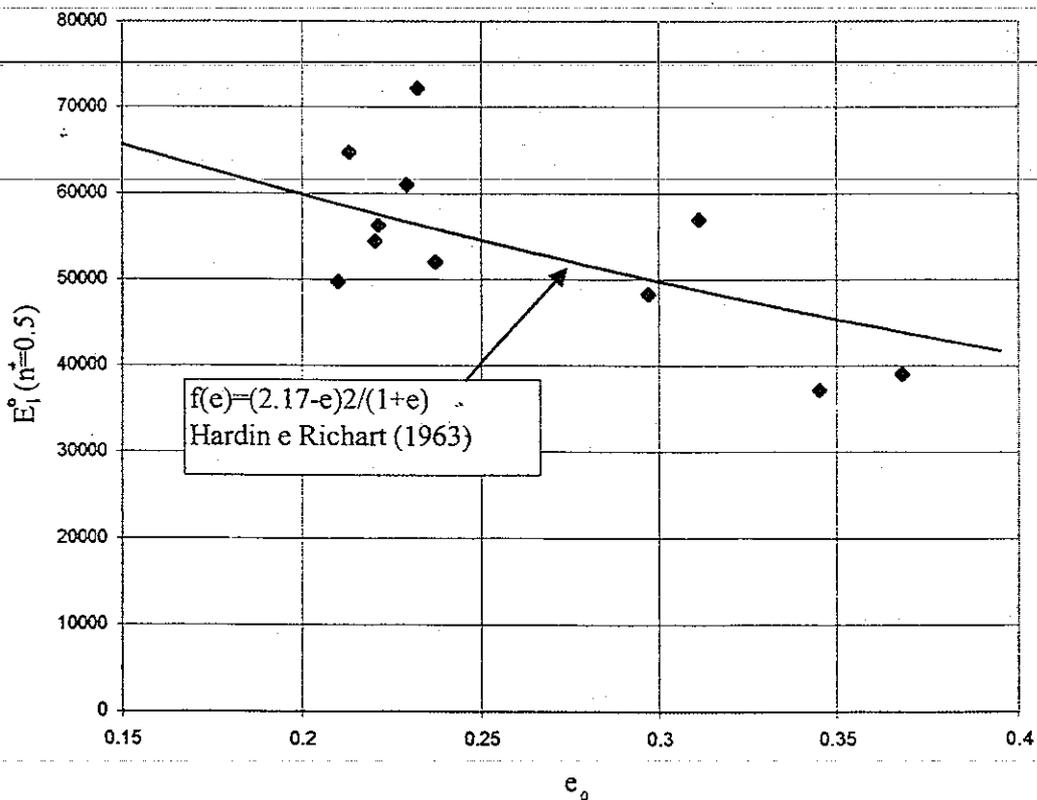


Fig.6.9: Coefficienti E_1^* , ottenuti nella relazione 6.7 ponendo $n^*=0.5$, al variare dell'indice dei vuoti iniziale del terreno.

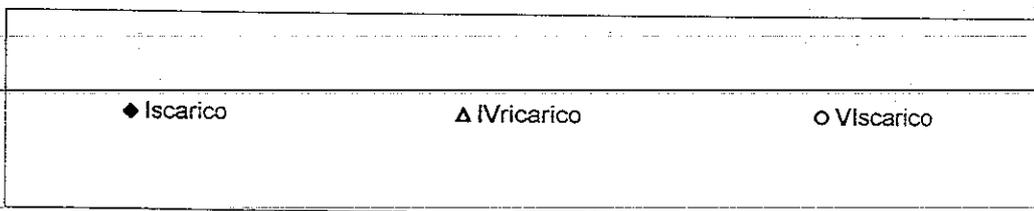
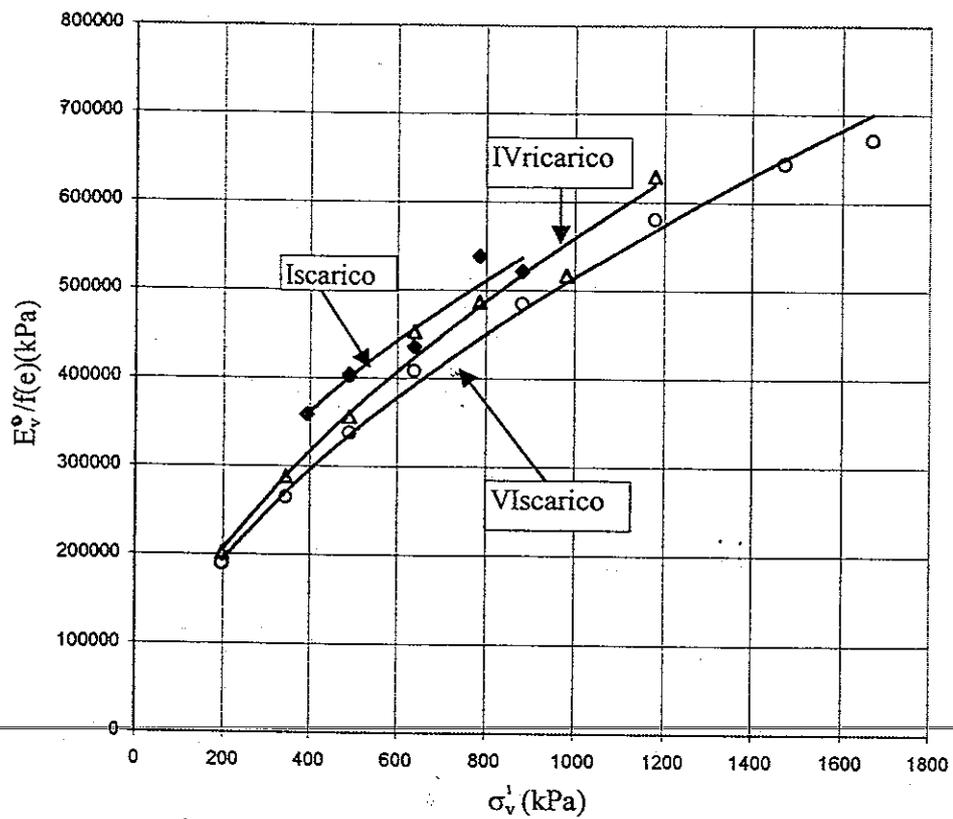


Fig.6.10: Moduli di rigidità verticale E_v^0 calcolati nel corso di alcuni scarichi e ricarichi di grande ampiezza.

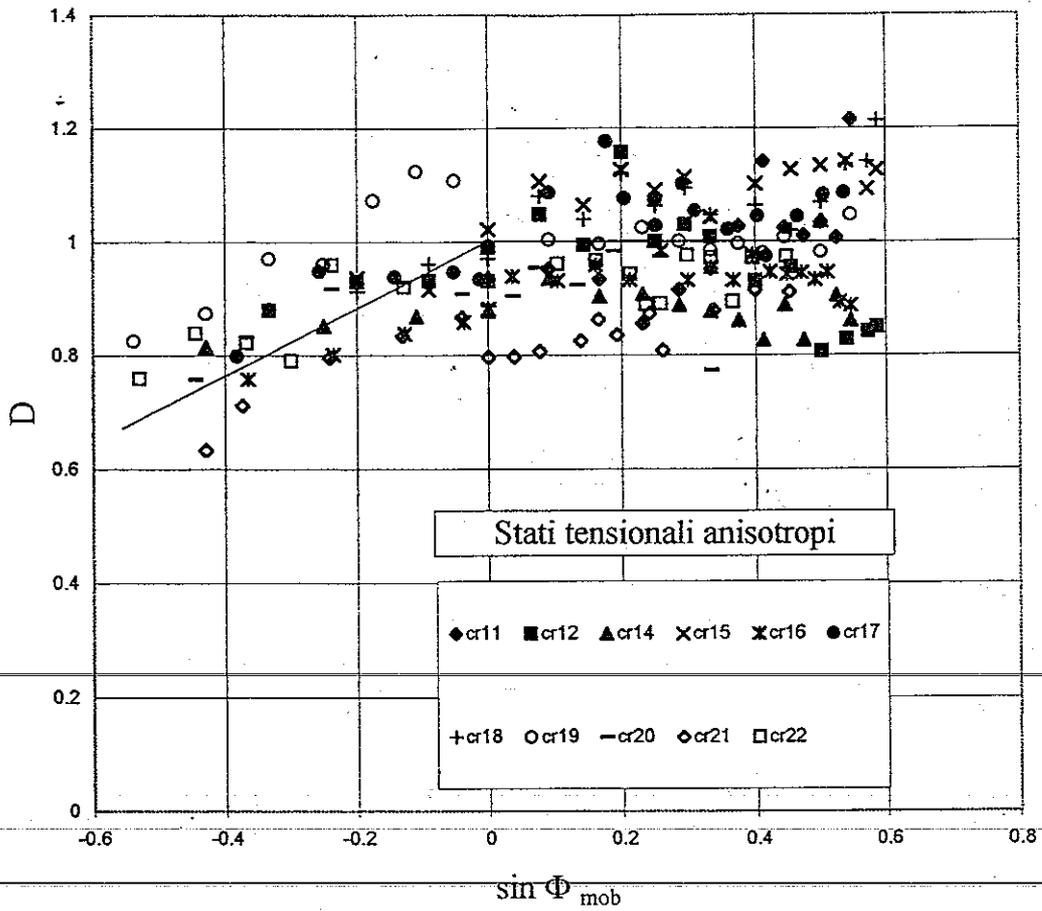


Fig.6.11: Funzione di danneggiamento dei moduli di rigidezza E_v^0 in numerose prove eseguite sulla ghiaia di Chiba.

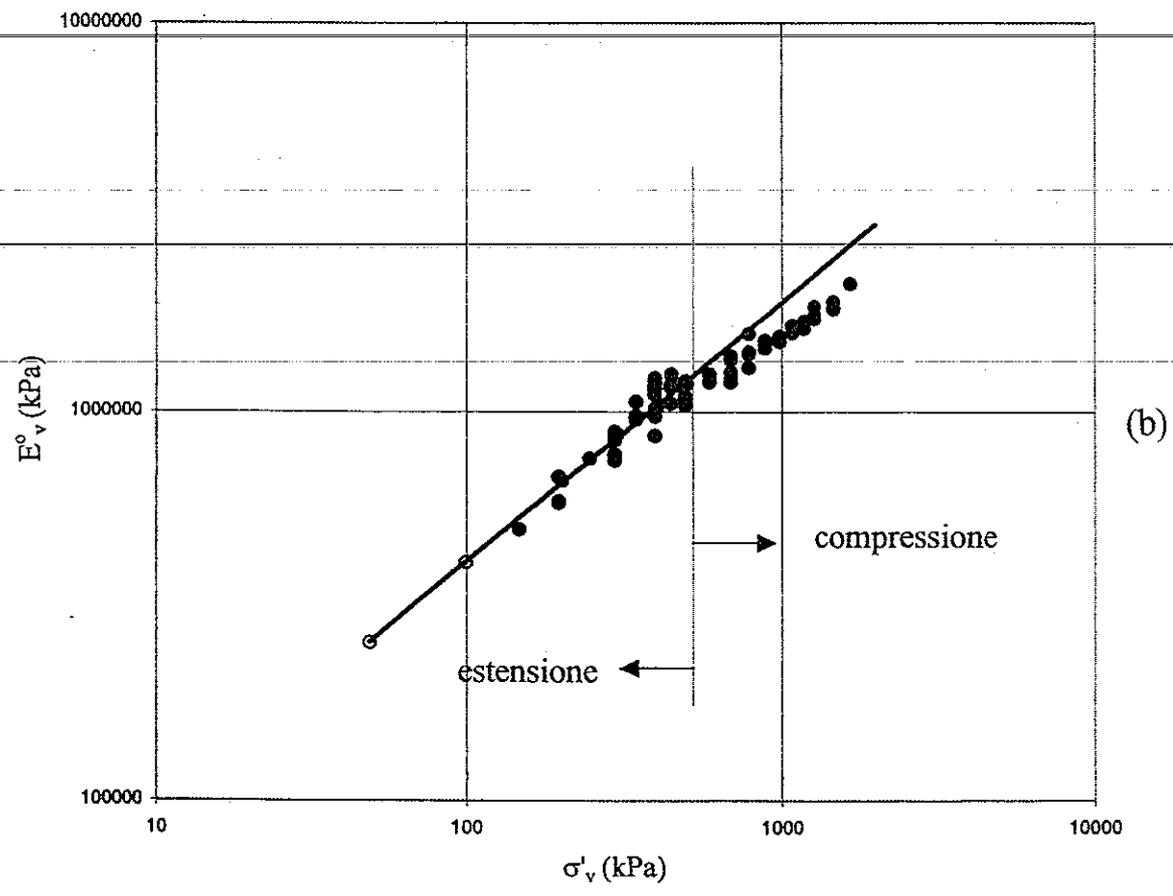
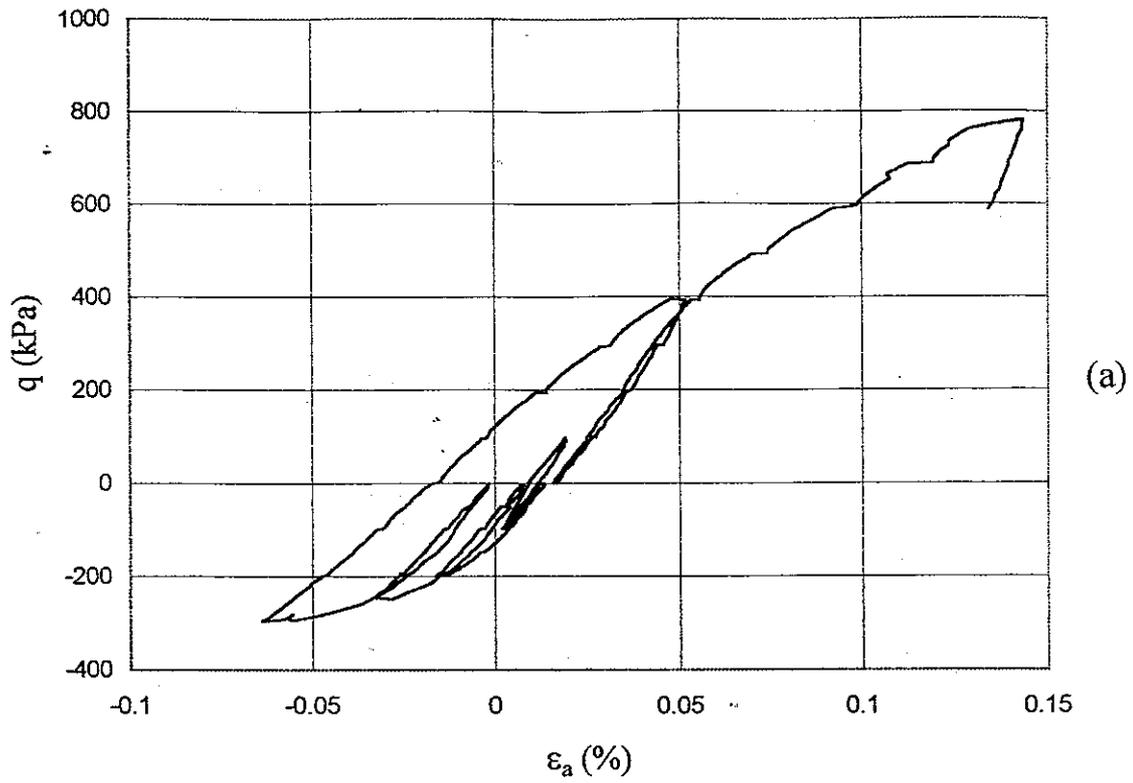


Fig.6.12 (a e b): Deformazioni assiali e moduli di rigidezza E_v^o calcolati nella prova cr19.

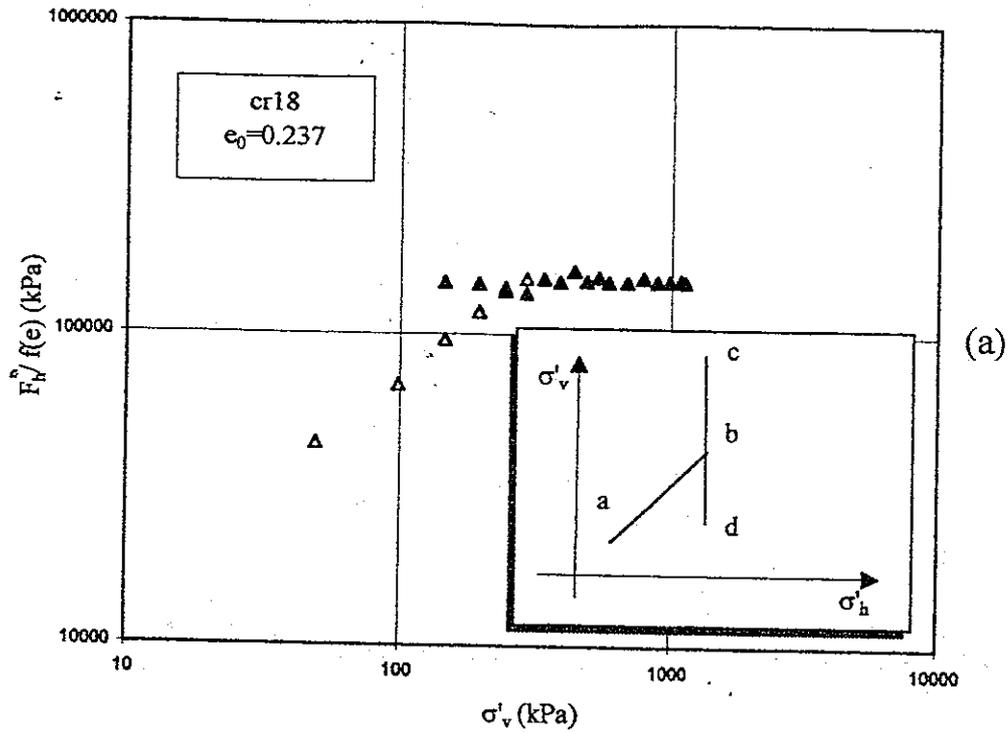


Fig.6.13.(a): Moduli di rigidezza orizzontale F_h^0 della ghiaia di Chiba (prova cr18, $e_0=0.237$, $\sigma'_{h\max}=300$ kPa).

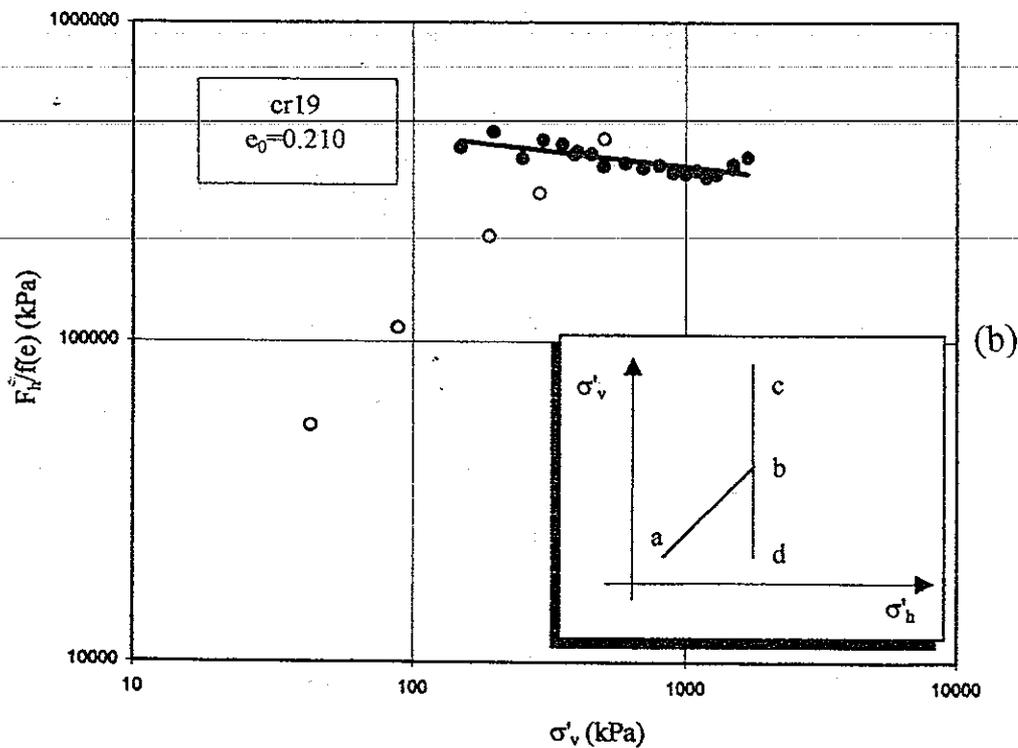


Fig.6.13.(b): Moduli di rigidezza orizzontale F_h^0 della ghiaia di Chiba (prova cr19, $e_0=0.210$, $\sigma'_{h\max}=500$ kPa).

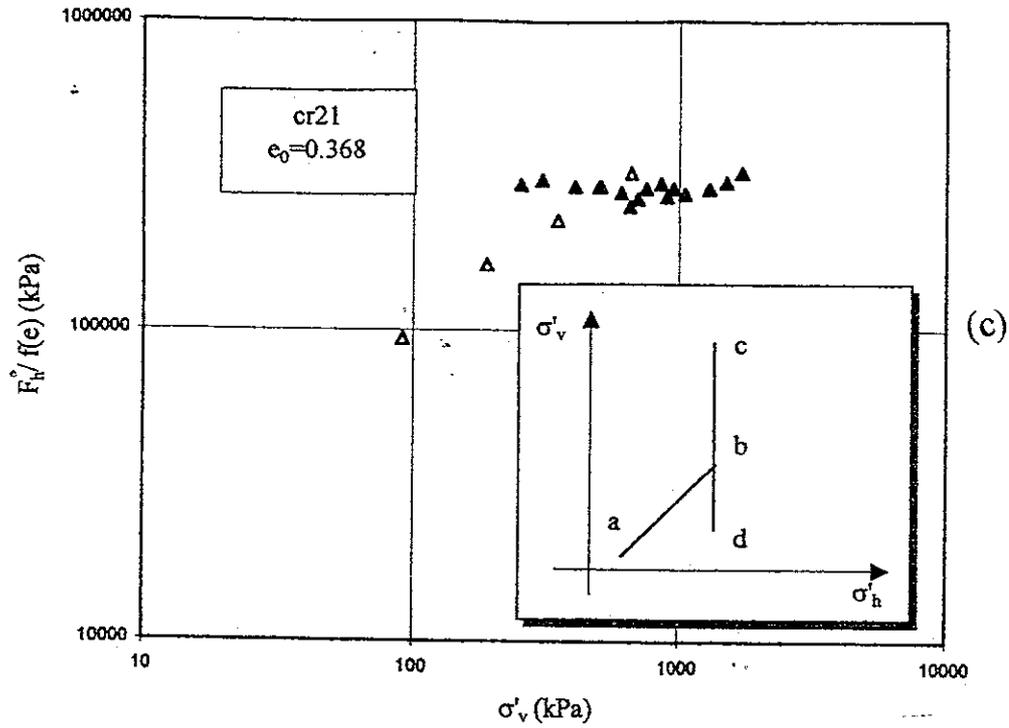


Fig.6.13.(c): Moduli di rigidezza orizzontale F_h^0 della ghiaia di Chiba (prova cr21, $e_0=0.368$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

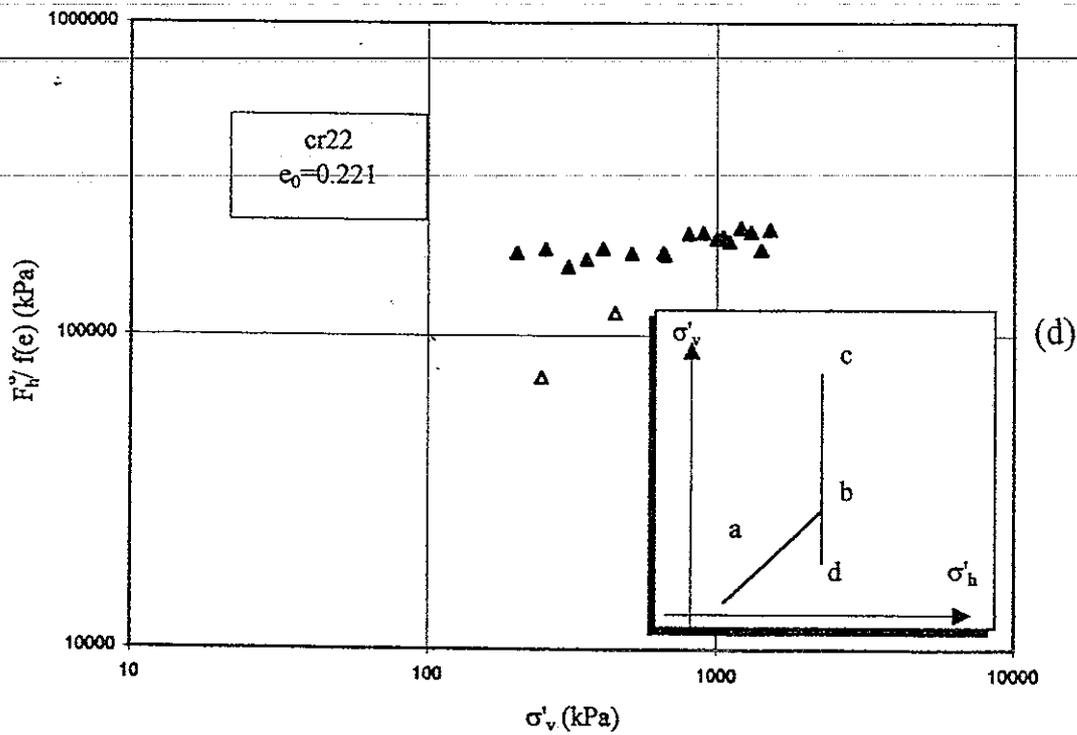


Fig.6.13.(d): Moduli di rigidezza orizzontale F_h^0 della ghiaia di Chiba (prova cr22, $e_0=0.221$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

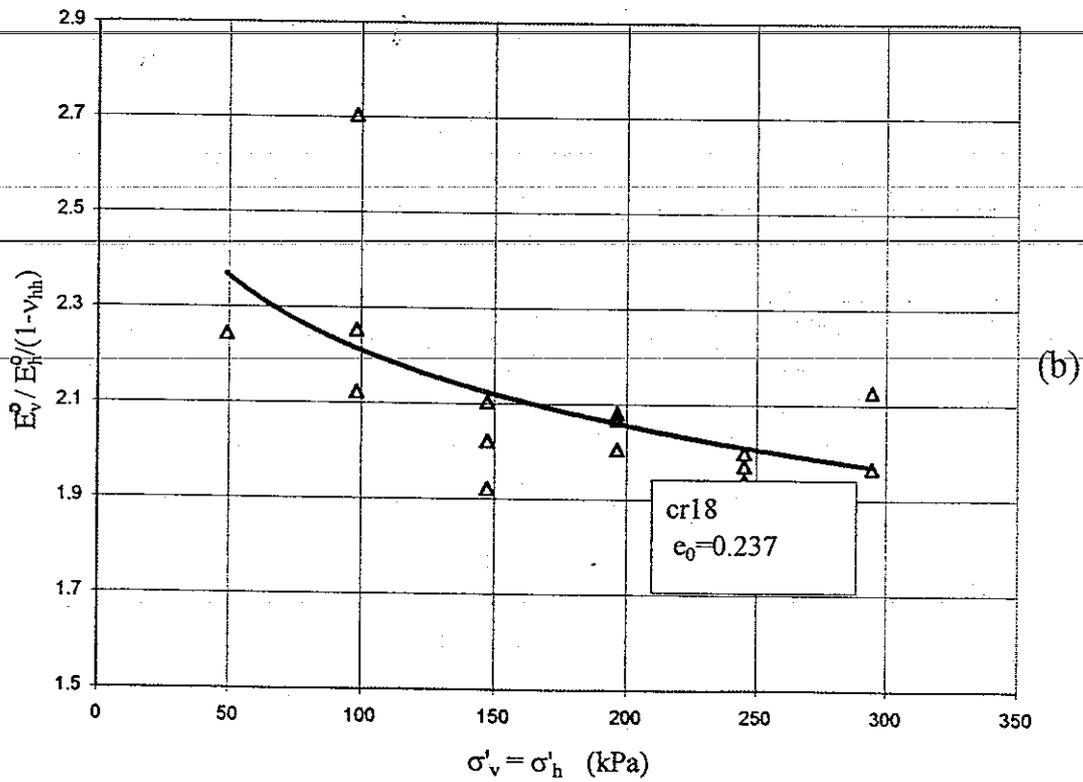
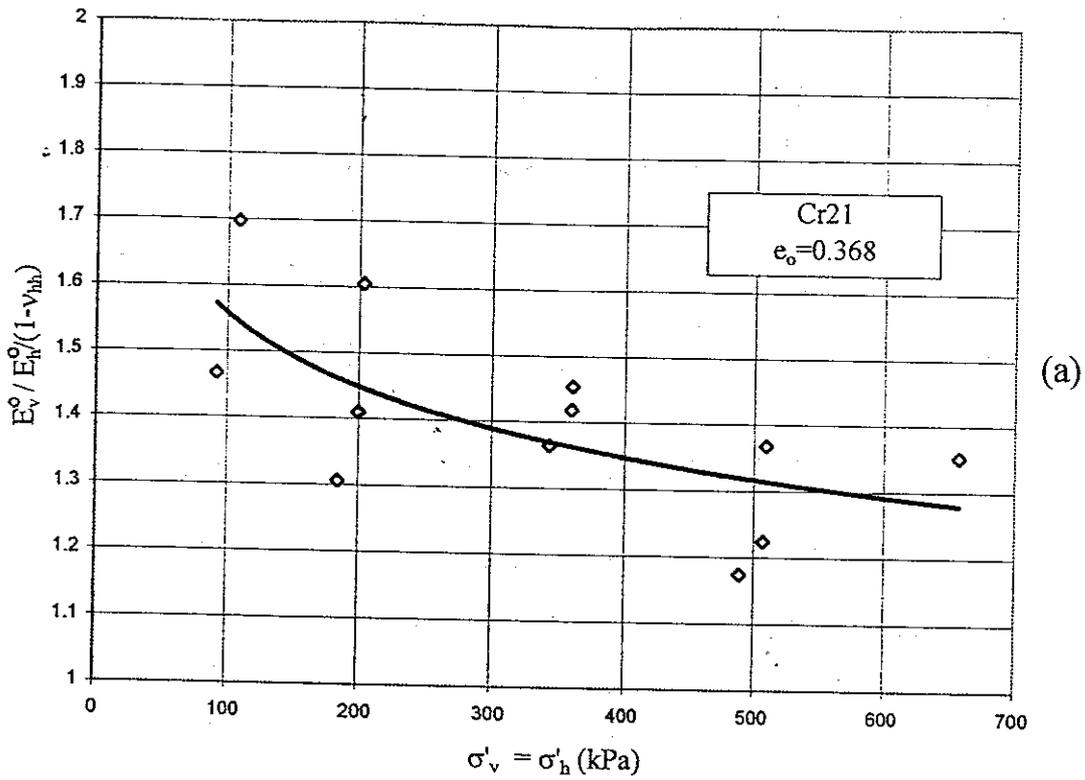
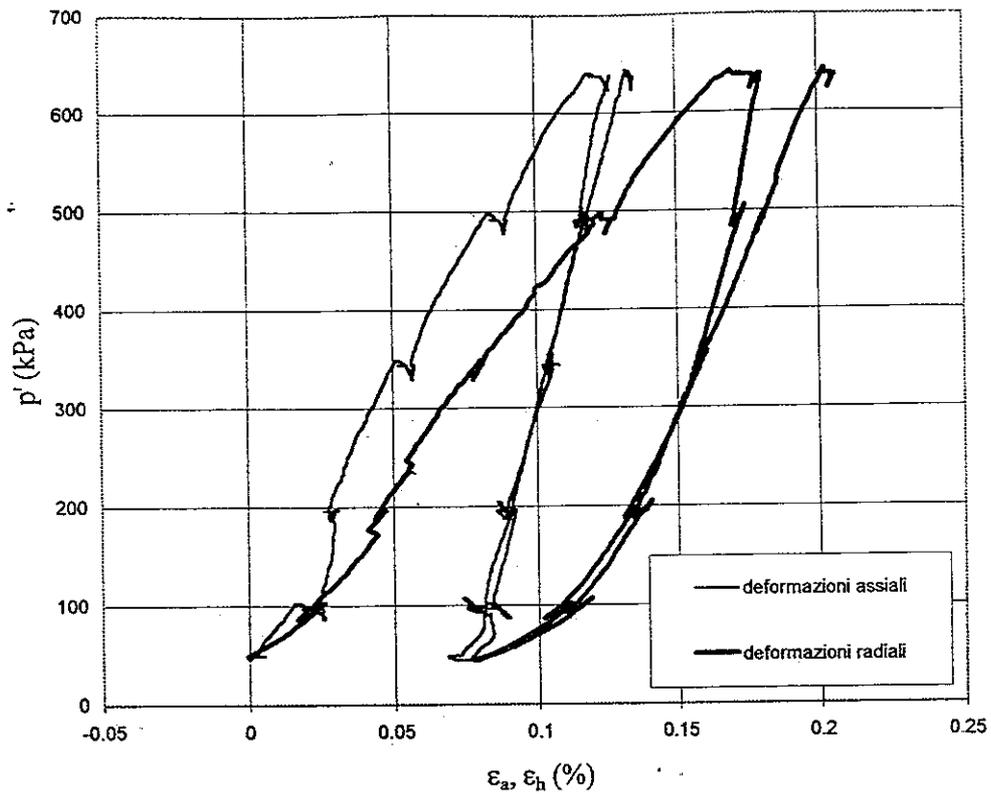
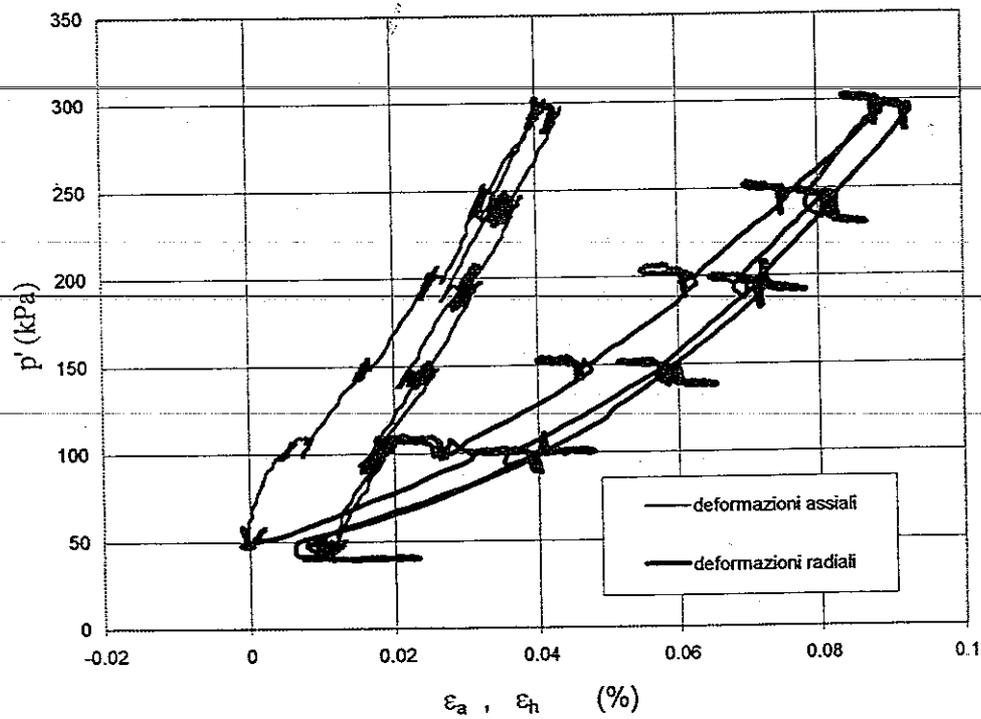


Fig.6.14 (a e b): Fattore di anisotropia al variare della tensione isotropa su due campioni a diverso grado di addensamento.



(a)



(b)

Fig.6.15 (a e b): Deformazioni assiali e radiali nella fase di compressione isotropa delle prove cr21 ($e_o=0.368$) (fig.a) e cr18 ($e_o=0.237$) (fig.b).

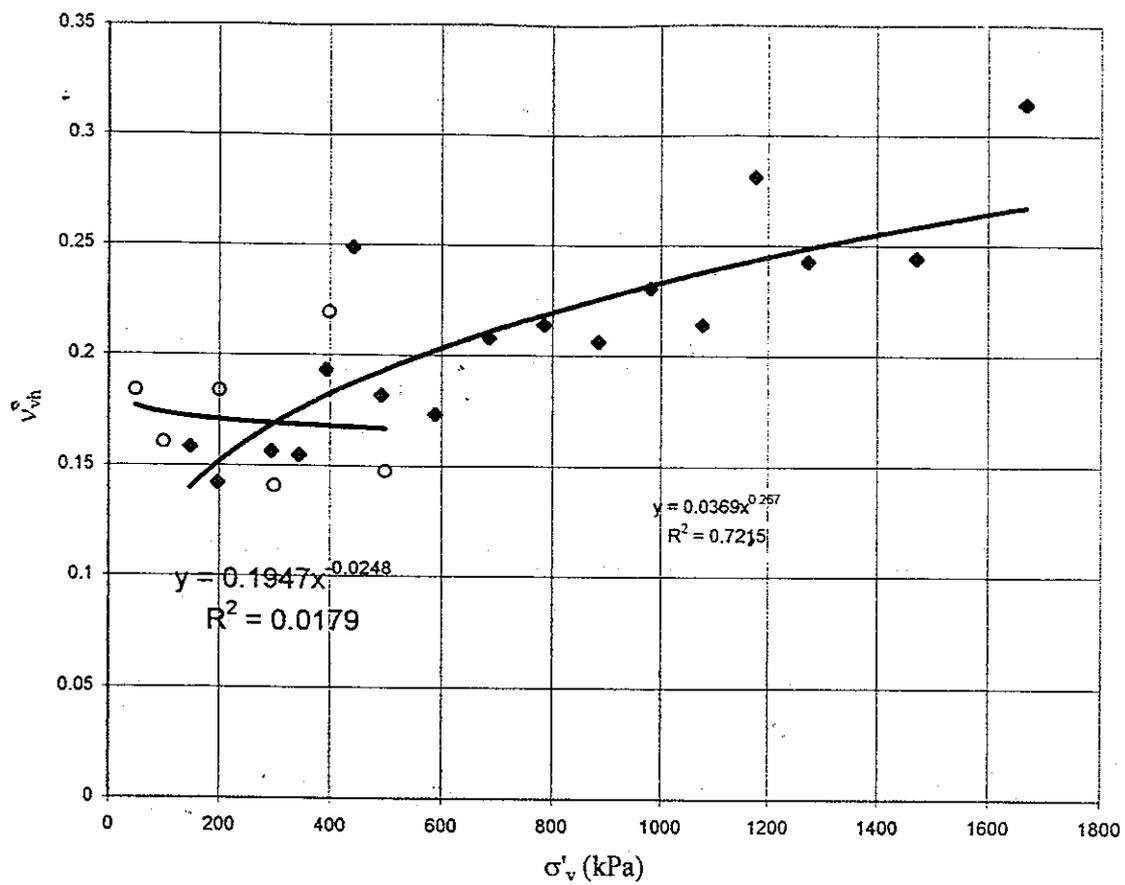


Fig.6.16: Coefficienti di Poisson v_{vh}^0 calcolati nella prova cr19.

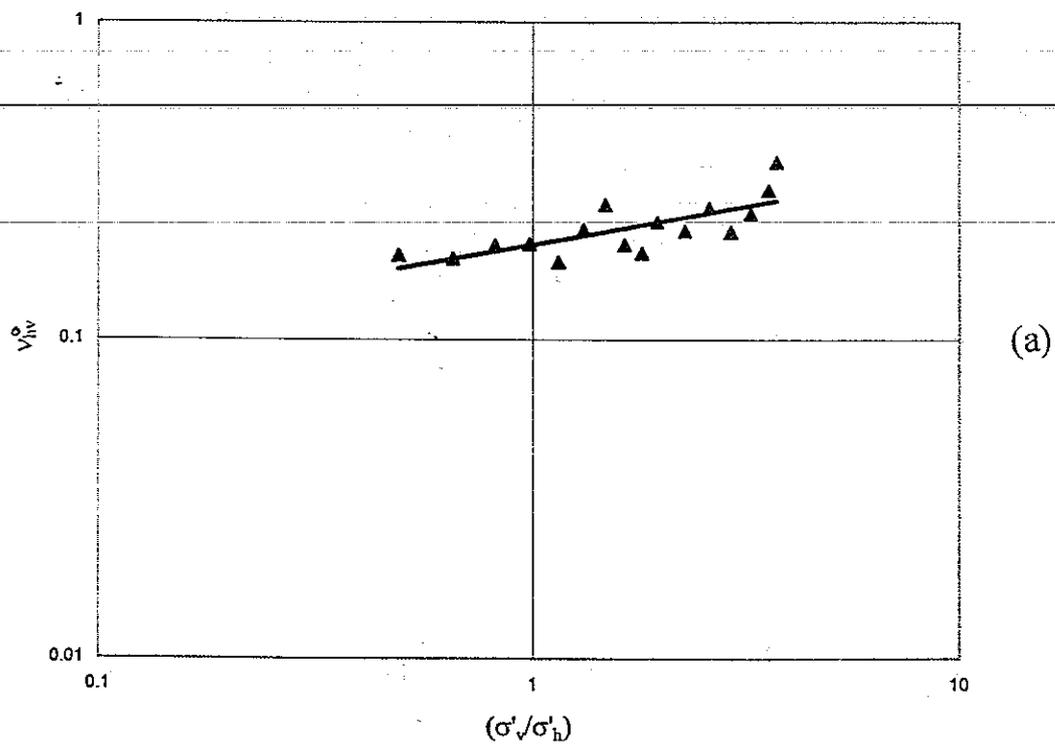


Fig.6.17.(a): Coefficienti di Poisson v_{vh}^0 della ghiaia di Chiba (prova cr12, $e_o=0.297$, $\sigma'_{h\max}=300$ kPa).

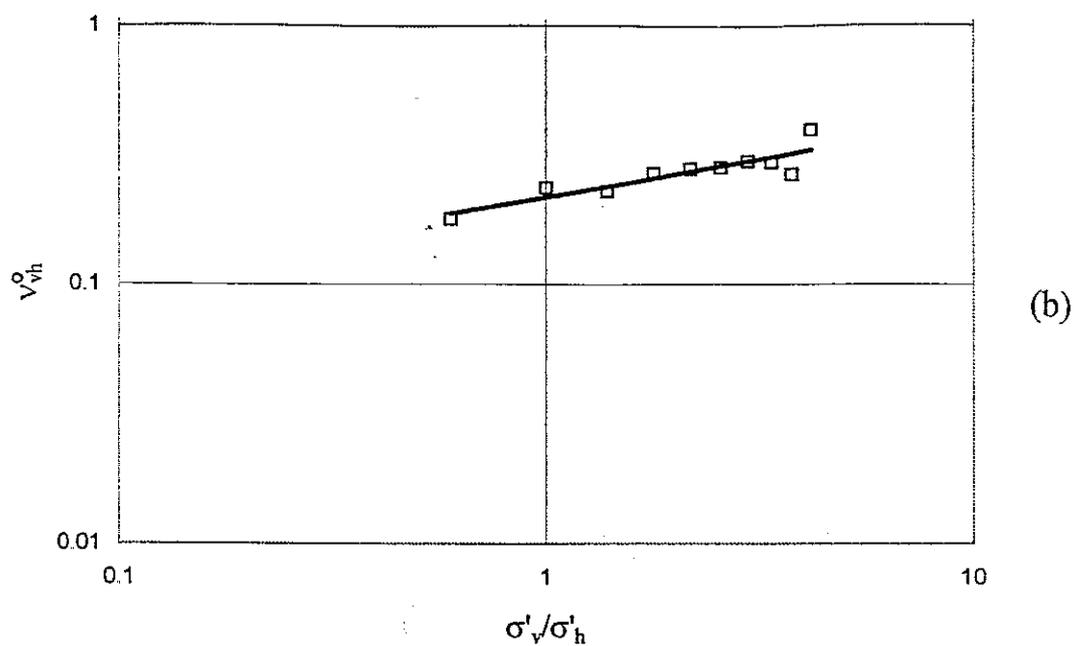


Fig.6.17.(b): Coefficienti di Poisson v_{vh}^0 della ghiaia di Chiba (prova cr13, $e_o=0.215$, $\sigma'_{h\max}=50$ kPa).

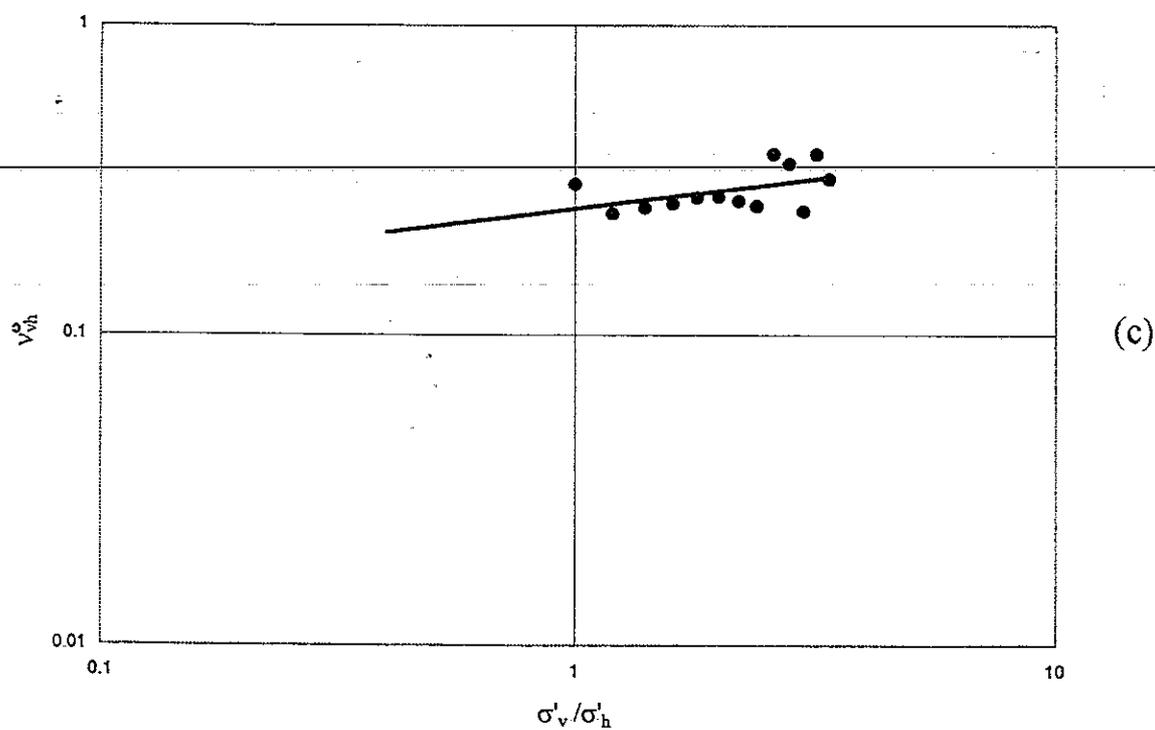


Fig.6.17.(c): Coefficienti di Poisson v_{vh}^0 della ghiaia di Chiba (prova cr14, $e_o=0.232$, $\sigma'_{h\max}=500$ kPa).

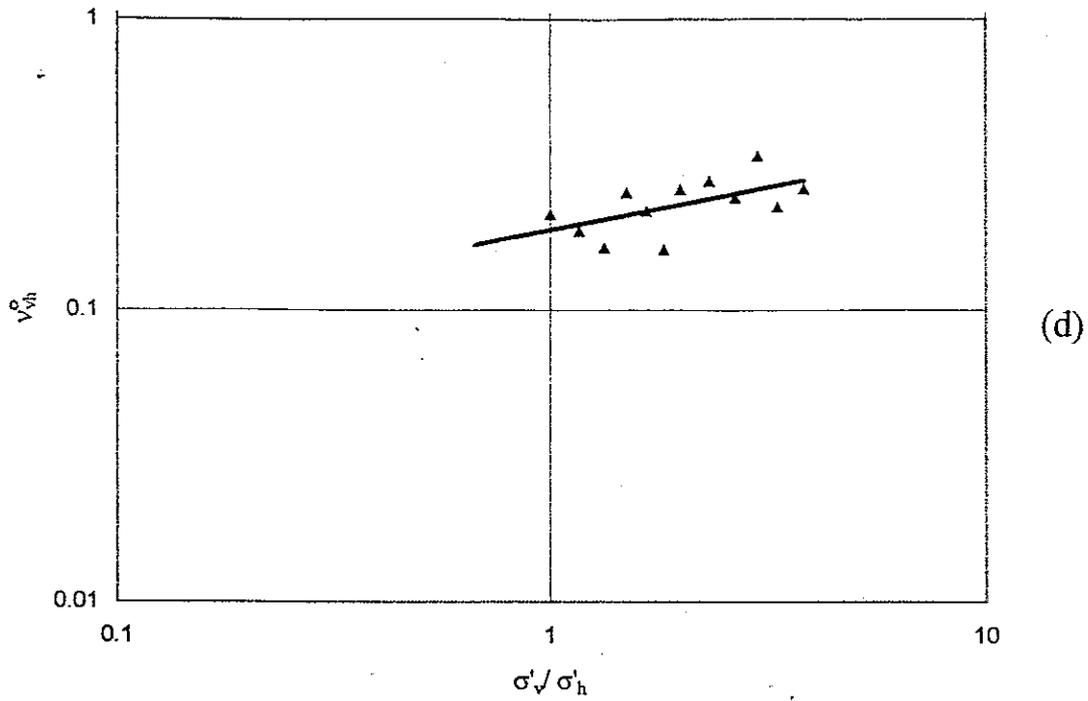


Fig.6.17.(d): Coefficienti di Poisson v_{vh}^0 della ghiaia di Chiba (prova cr15, $e_o=0.229$, $\sigma'_{h\max}=300$ kPa).

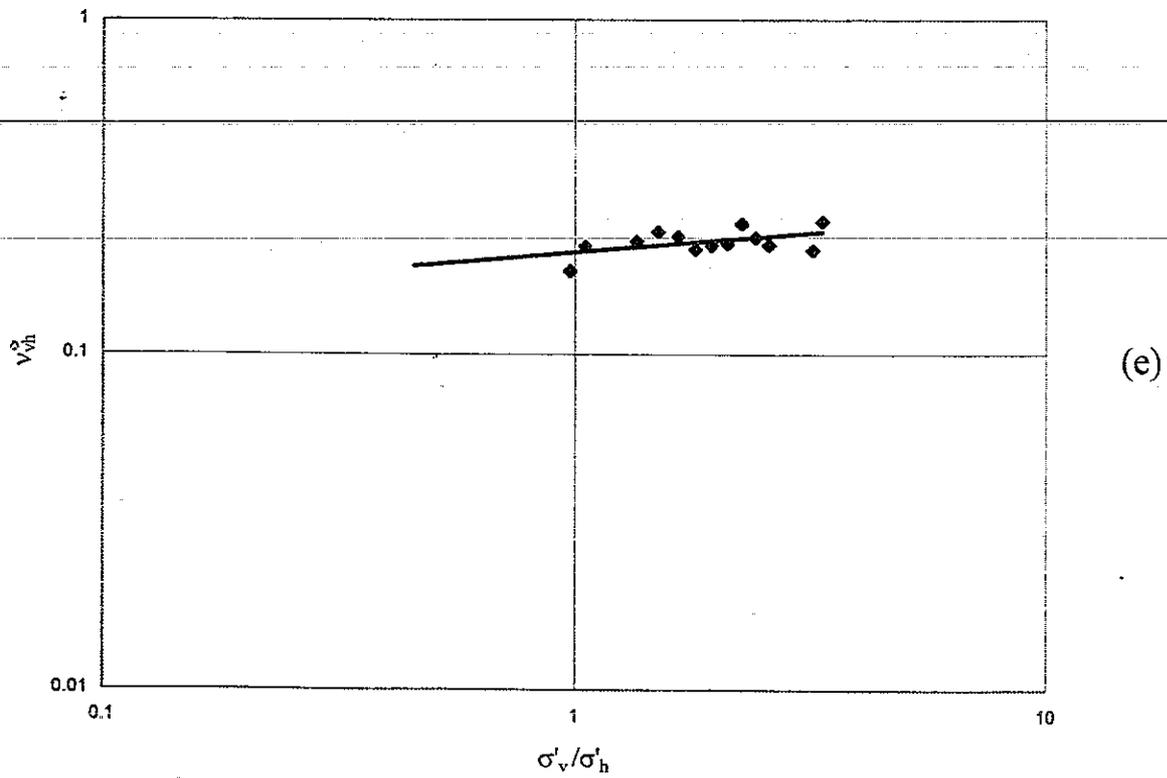


Fig.6.17.(e): Coefficienti di Poisson v_{vh}^0 della ghiaia di Chiba (prova cr16, $e_o=0.213$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

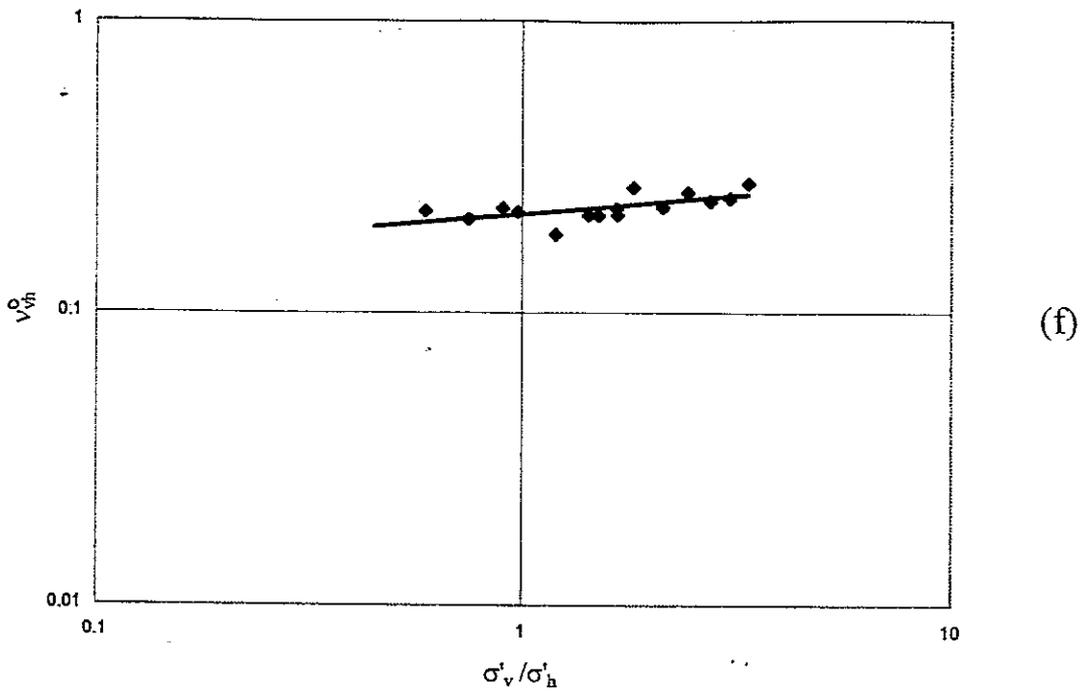


Fig.6.17.(f): Coefficienti di Poisson v_{vh}^o della ghiaia di Chiba (prova cr17, $e_o=0.345$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

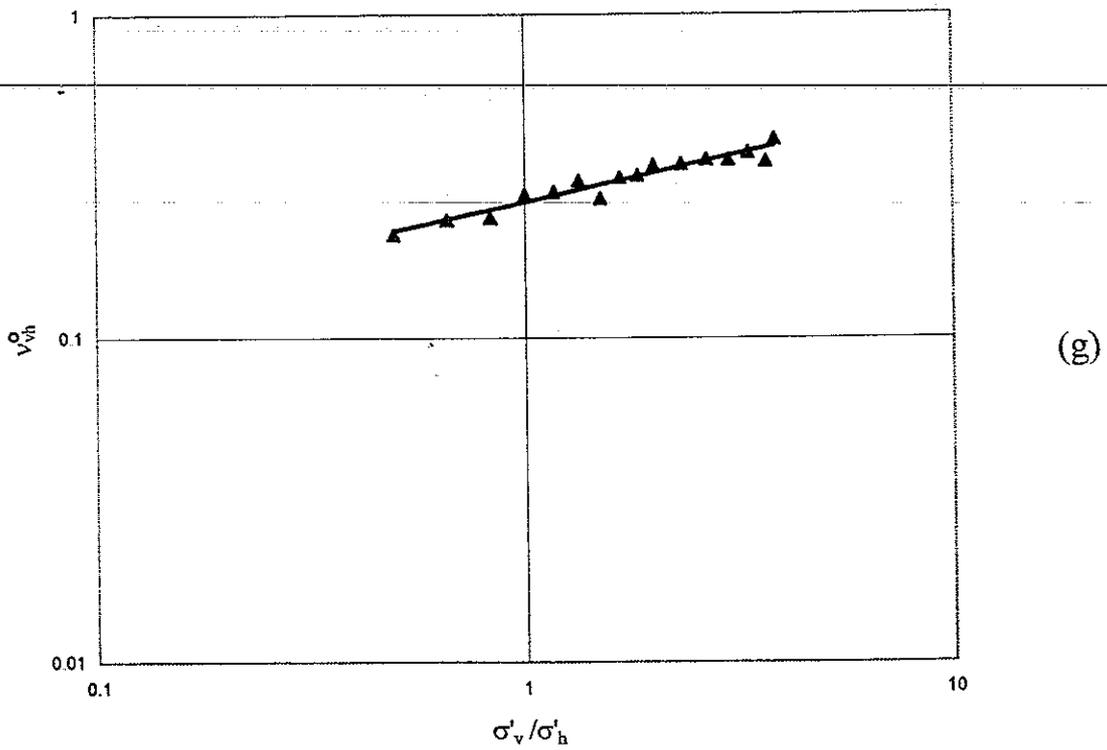


Fig.6.17.(g): Coefficienti di Poisson v_{vh}^o della ghiaia di Chiba (prova cr18, $e_o=0.237$, $\sigma'_{h\max}=300$ kPa).

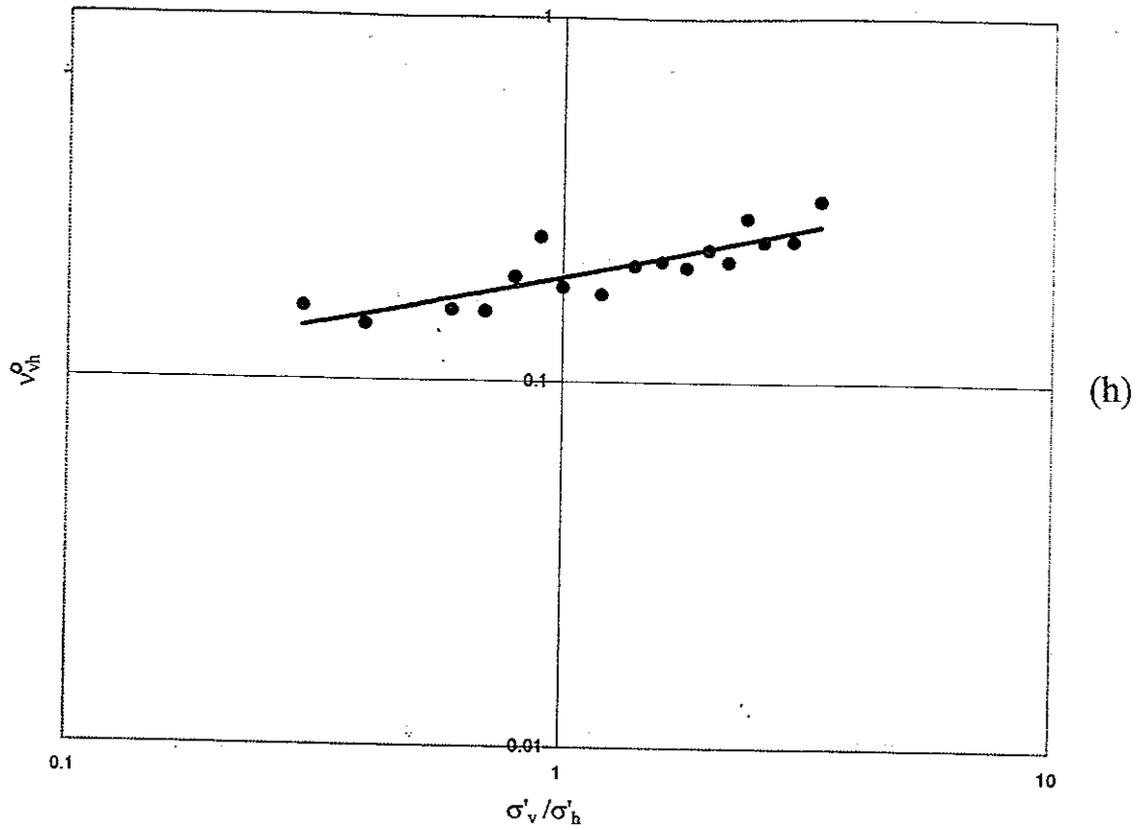


Fig.6.17.(h): Coefficienti di Poisson v_{vh}^0 della ghiaia di Chiba (prova cr19, $e_o=0.210$, $\sigma'_{h\max}=500$ kPa).

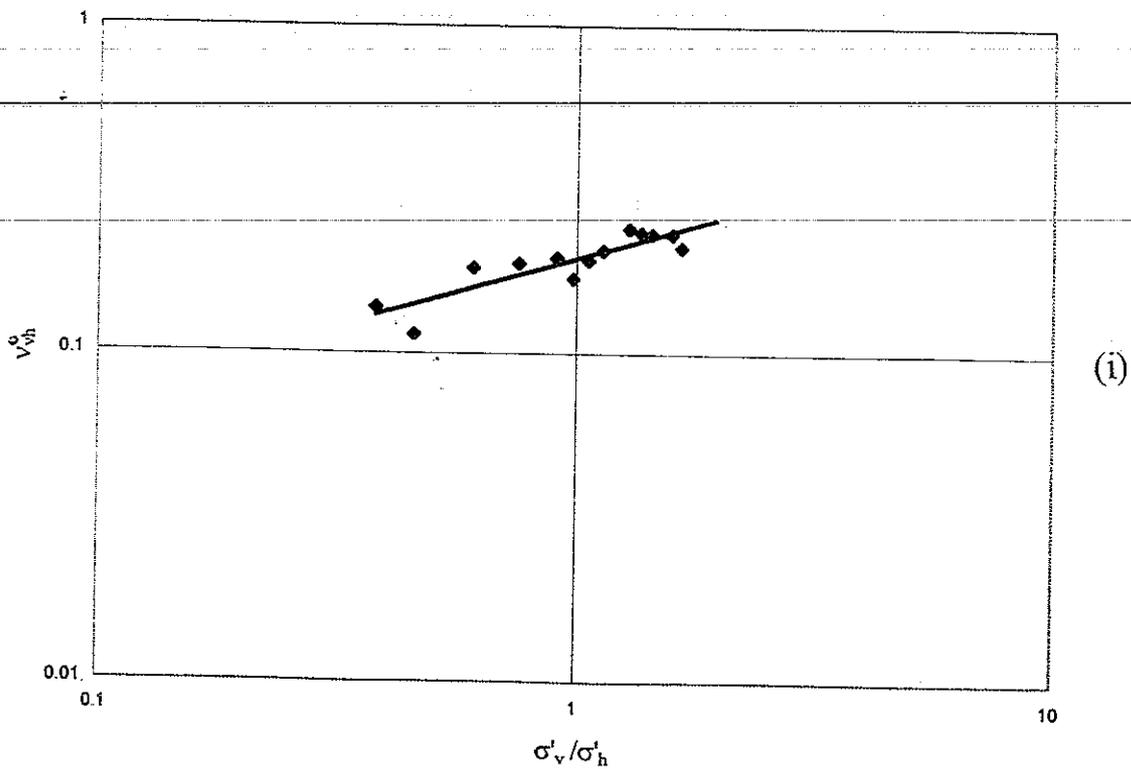


Fig.6.17.(i): Coefficienti di Poisson v_{vh}^0 della ghiaia di Chiba (prova cr20, $e_o=0.220$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

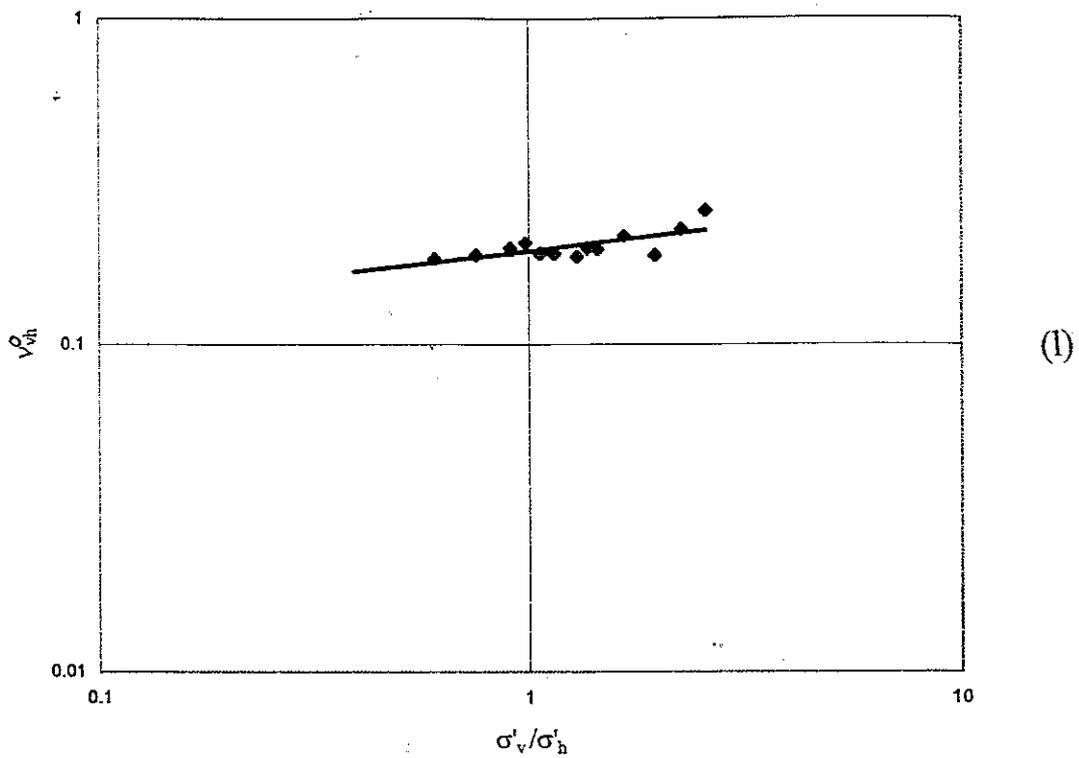


Fig.6.17.(l): Coefficienti di Poisson v_{vh}^o della ghiaia di Chiba (prova cr21, $e_o=0.368$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

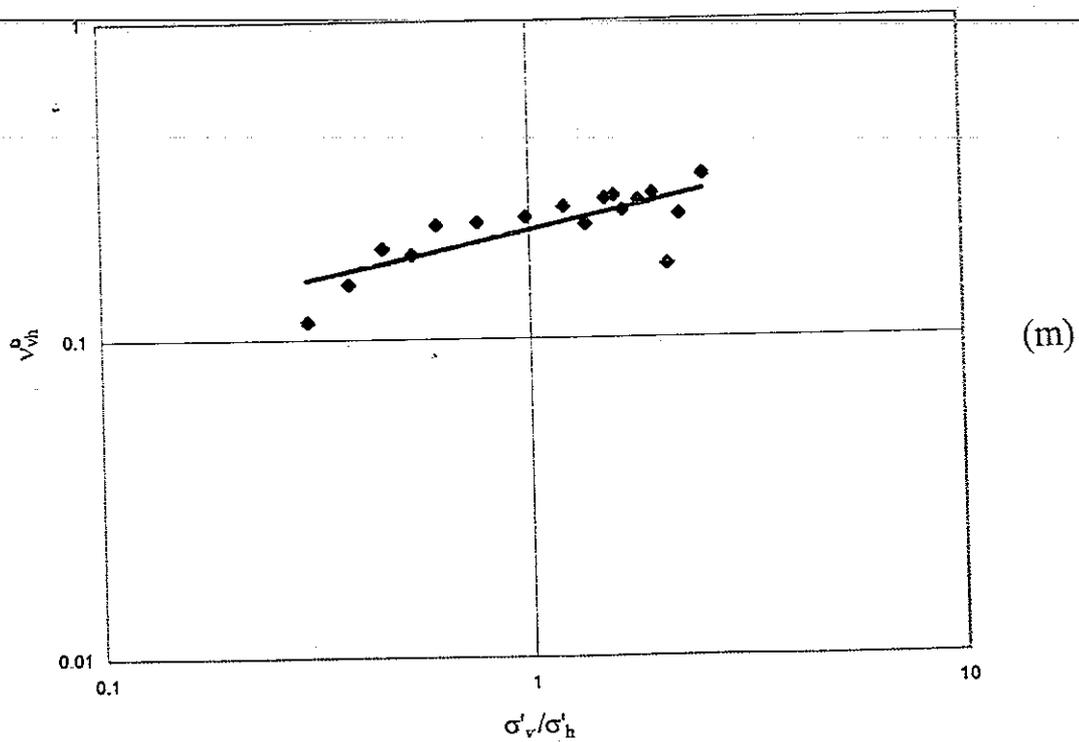


Fig.6.17.(m): Coefficienti di Poisson v_{vh}^o della ghiaia di Chiba (prova cr22, $e_o=0.368$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

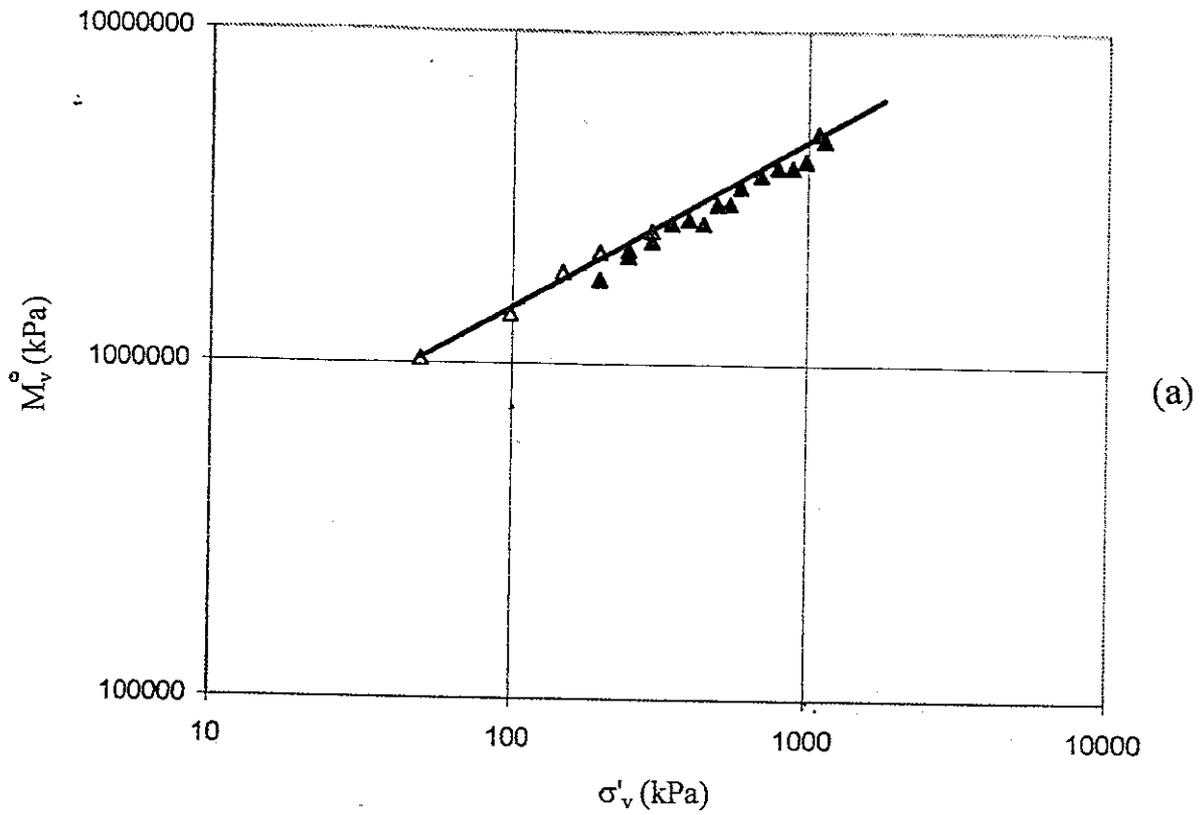


Fig.6.18.(a): Moduli di rigidezza verticale confinata M_v^o della ghiaia di Chiba (prova cr18, $e_o=0.237$, $\sigma'_{h\max}=300$ kPa).

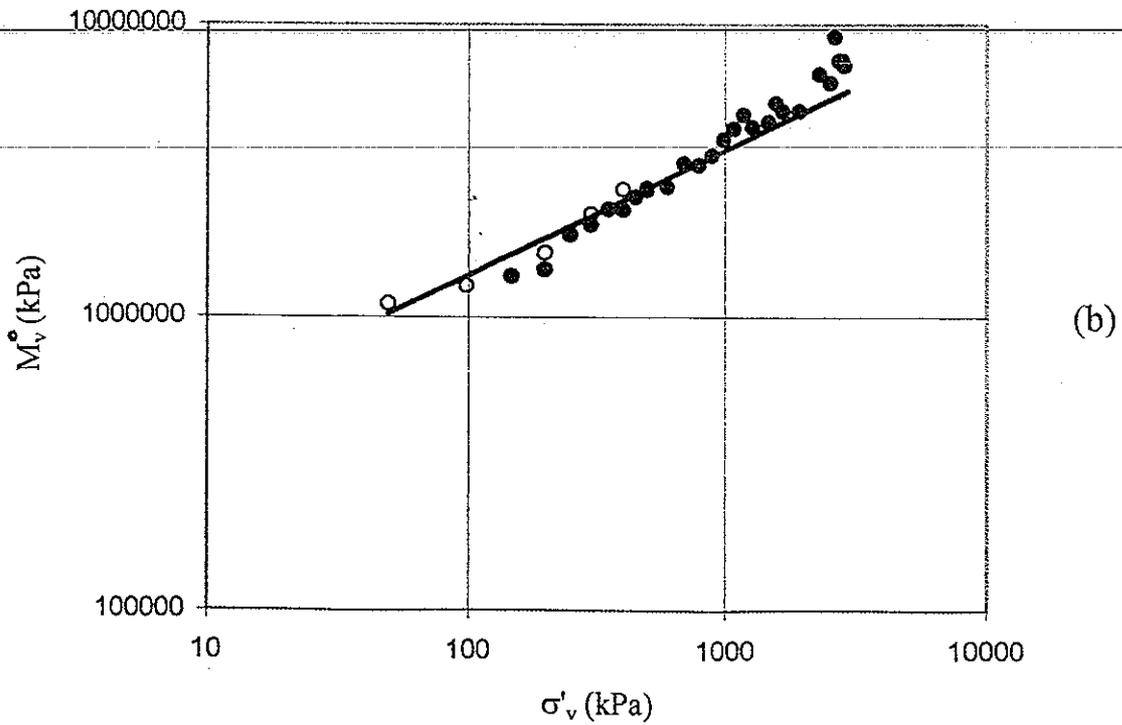
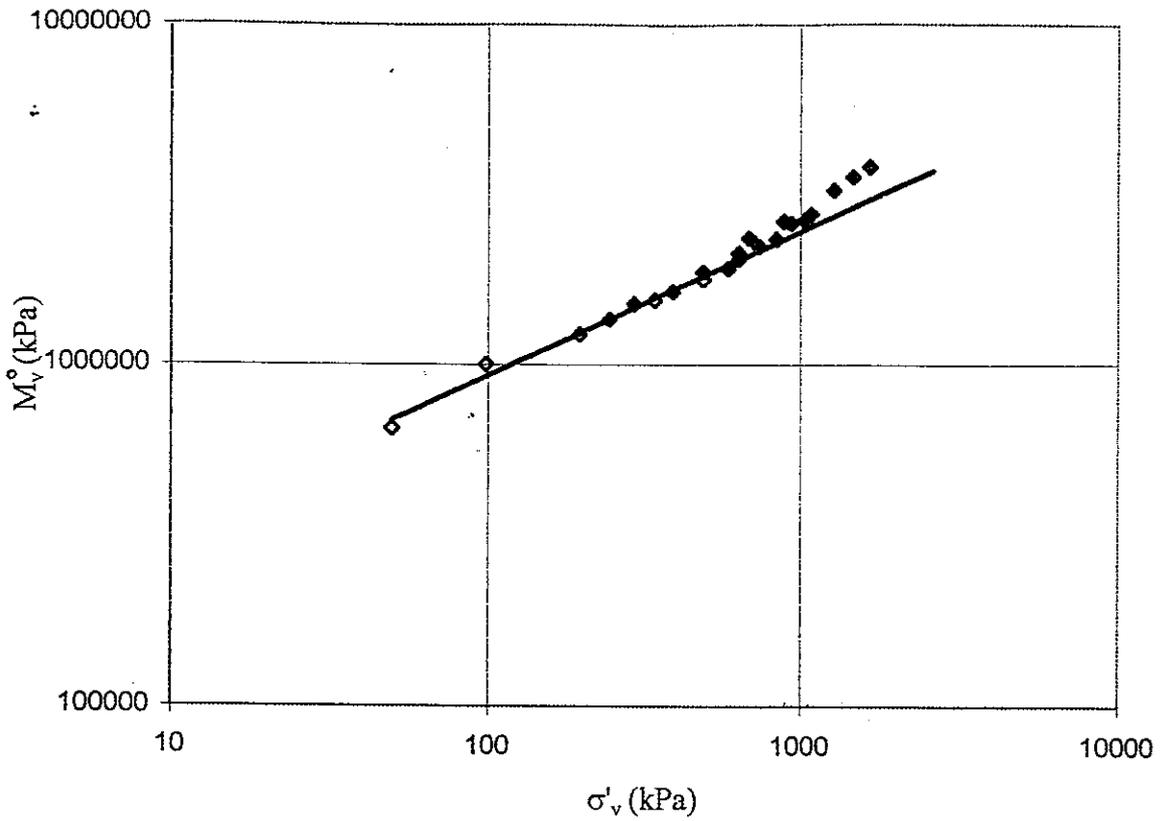
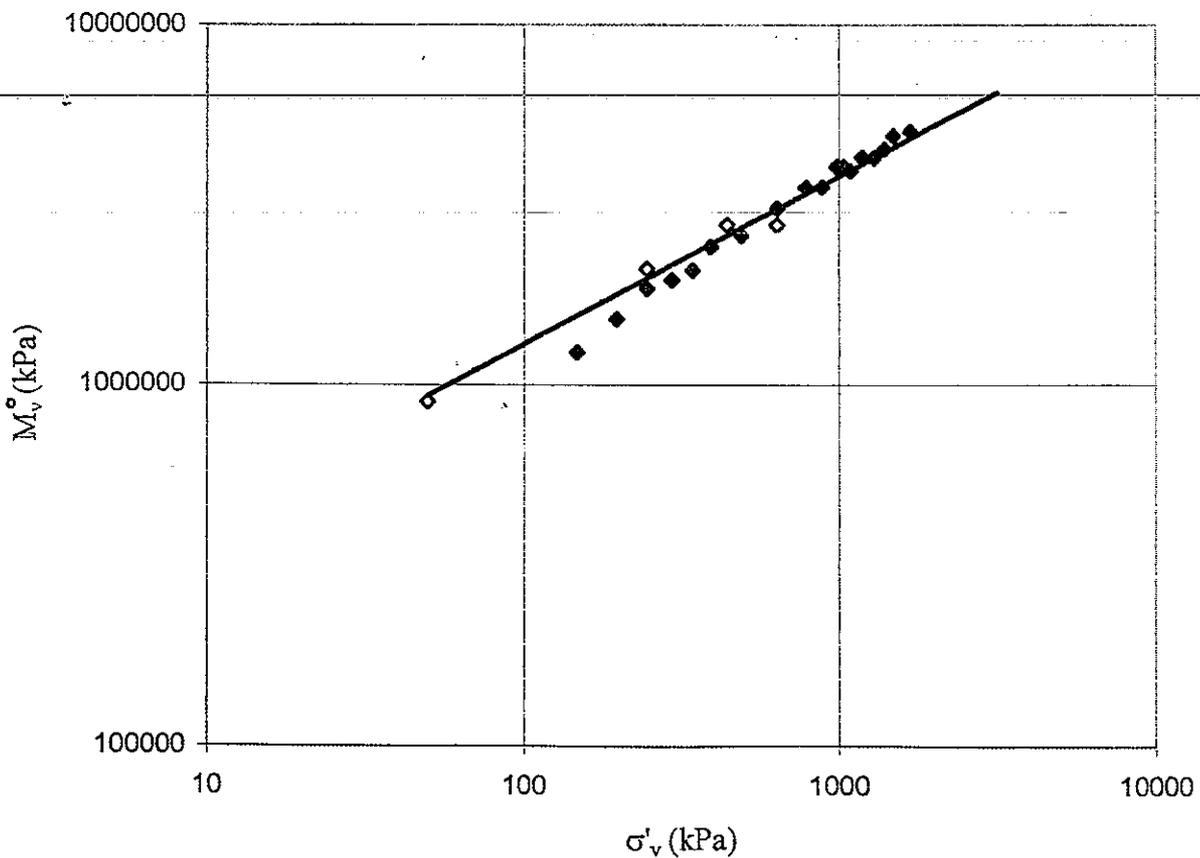


Fig.6.18.(b): Moduli di rigidezza verticale confinata M_v^o della ghiaia di Chiba (prova cr19, $e_o=0.210$, $\sigma'_{h\max}=500$ kPa).



(c)

Fig.6.18.(c): Moduli di rigidezza verticale confinata M_v^0 della ghiaia di Chiba (prova cr21, $e_o=0.368$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).



(d)

Fig.6.18.(d): Moduli di rigidezza verticale confinata M_v^0 della ghiaia di Chiba (prova cr22, $e_o=0.221$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

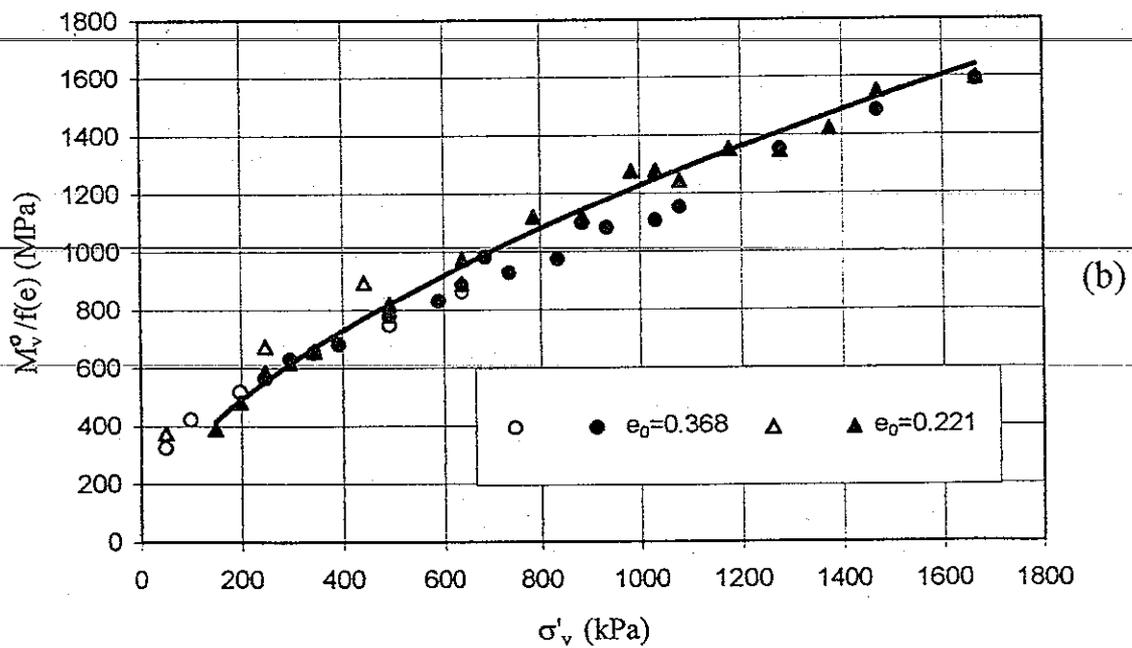
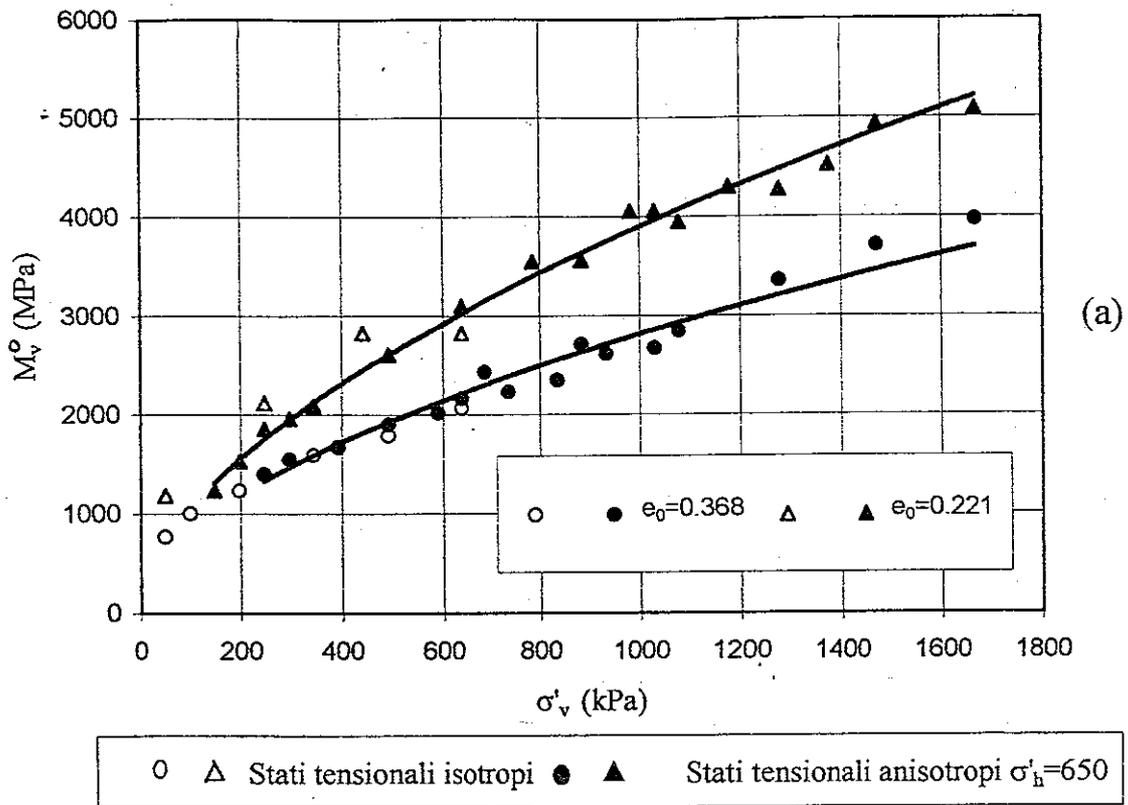


Fig.6.19: Verifica dell'applicabilità della funzione $f(e)$ di Hardin e Richart (1963) ai moduli di rigidità confinata $M_{v(d)}^0$.

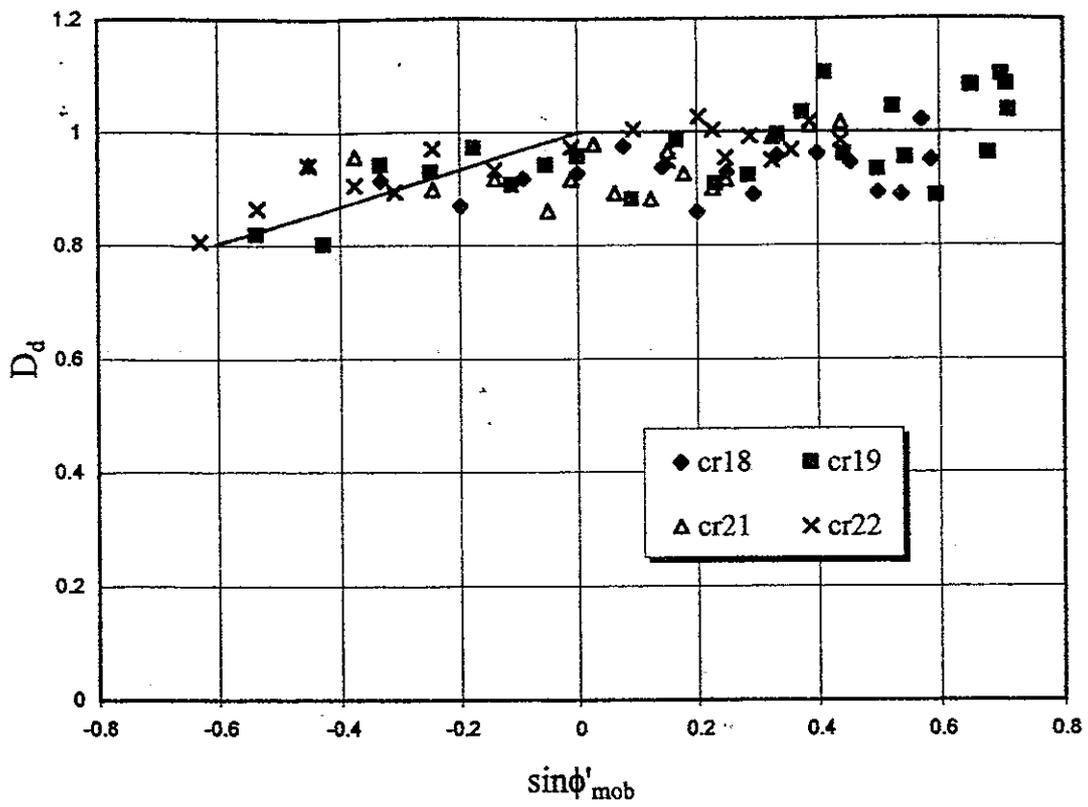


Fig.6.20: Danneggiamento dei moduli $M_{v(d)}^0$ nelle prove cr18-cr22.

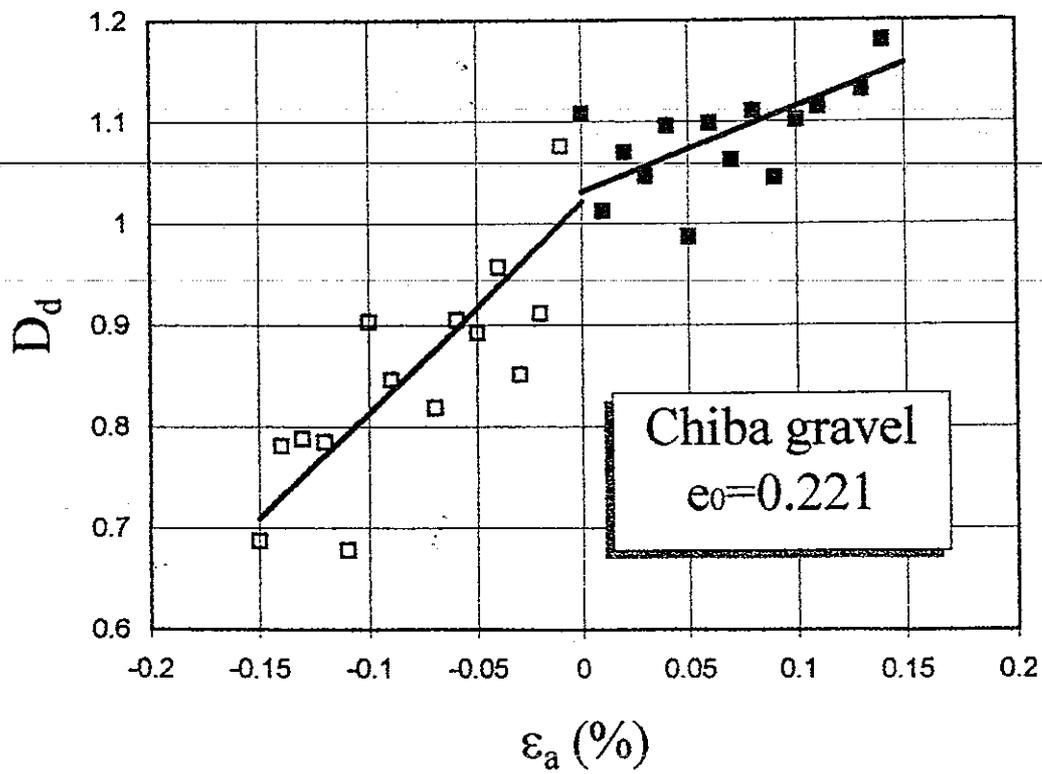


Fig.6.21: Danneggiamento dei moduli $M_{v(d)}^0$ nella prova cr22 in funzione della deformazione assiale.

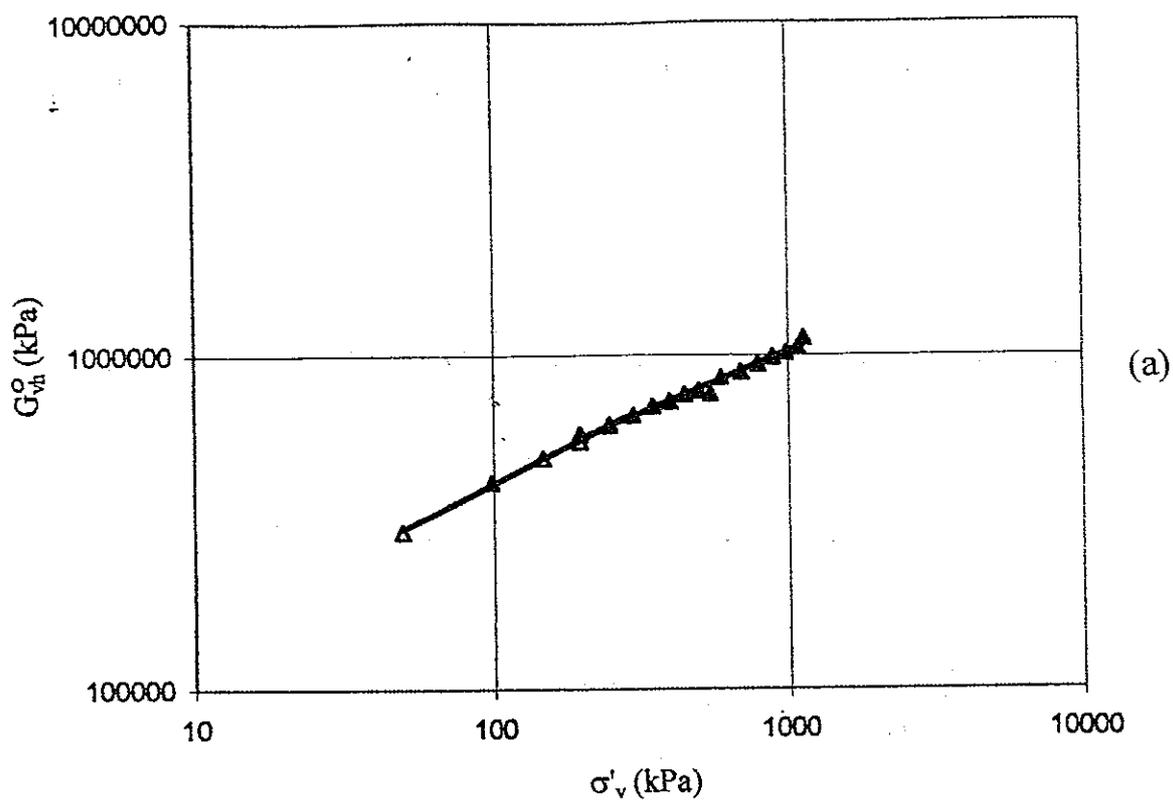


Fig.6.22.(a): Moduli di rigidezza trasversale G_{vh}^o della ghiaia di Chiba (prova cr18, $e_o=0.237$, $\sigma'_{h\max}=300$ kPa).

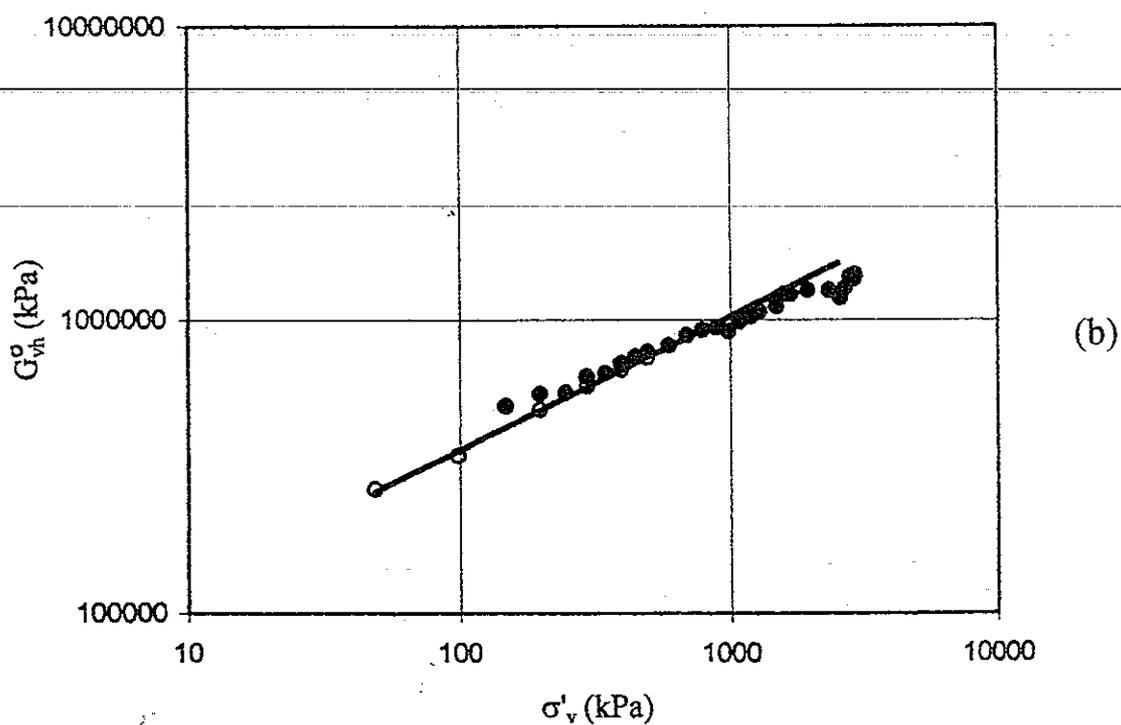


Fig.6.22.(b): Moduli di rigidezza trasversale G_{vh}^o della ghiaia di Chiba (prova cr19, $e_o=0.210$, $\sigma'_{h\max}=500$ kPa).

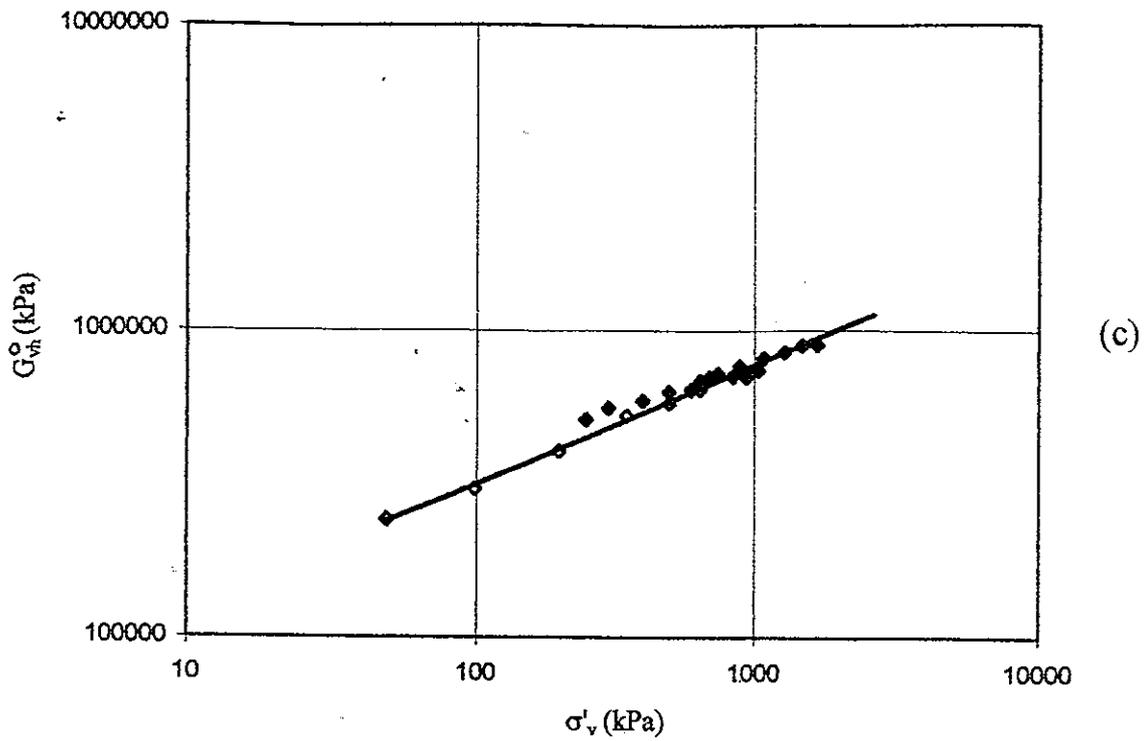


Fig.6.22.(c): Moduli di rigidezza trasversale G_{vh}^0 della ghiaia di Chiba (prova cr21, $e_o=0.368$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

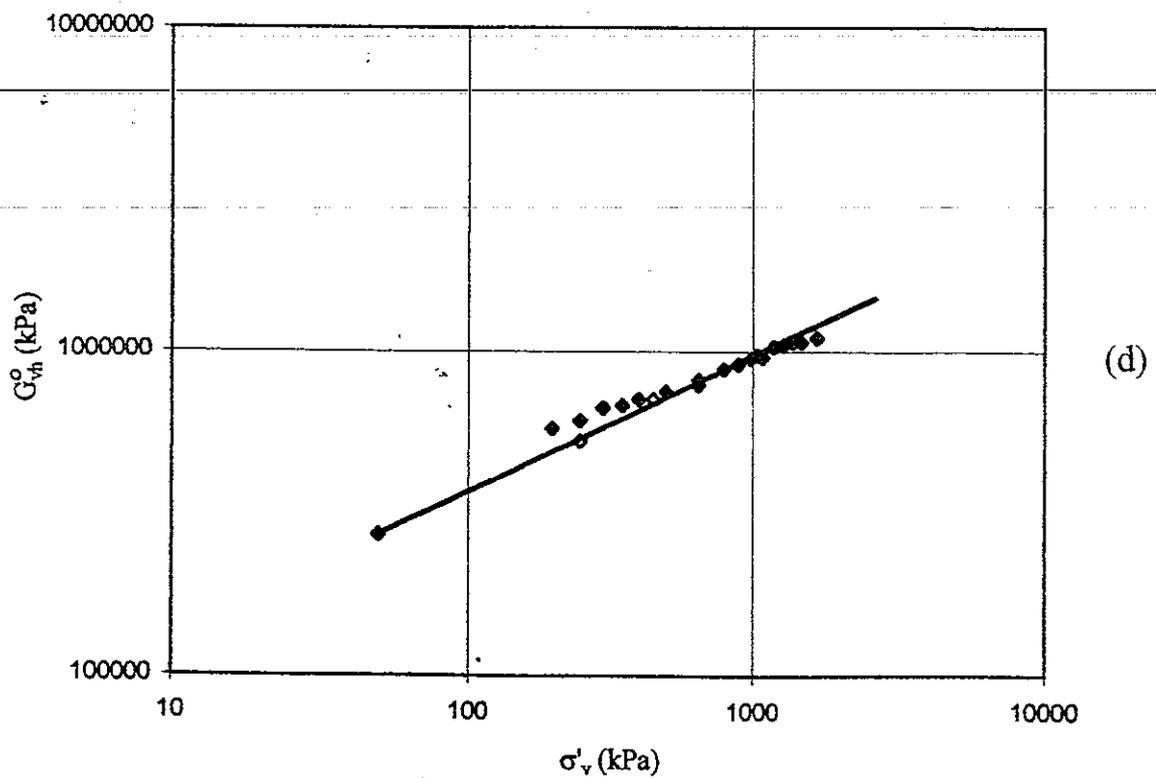


Fig.6.22.(d): Moduli di rigidezza trasversale G_{vh}^0 della ghiaia di Chiba (prova cr22, $e_o=0.221$, $\sigma'_{h\max}=650$ kPa).

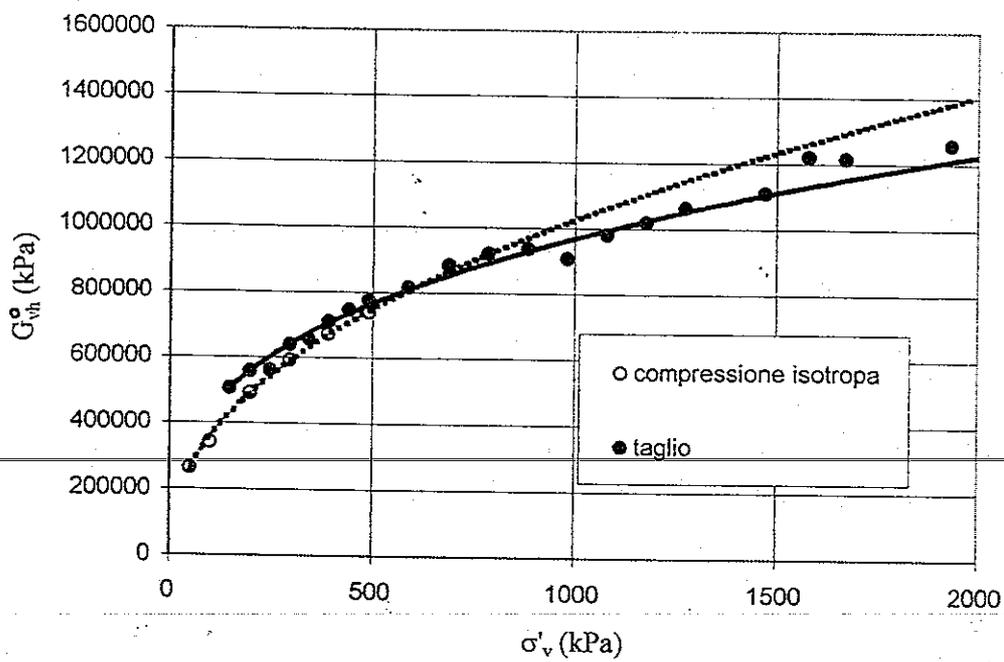


Fig.6.23: Moduli $G_{vh(d)}^0$ calcolati nella fase di compressione isotropa e di taglio della prova cr19.

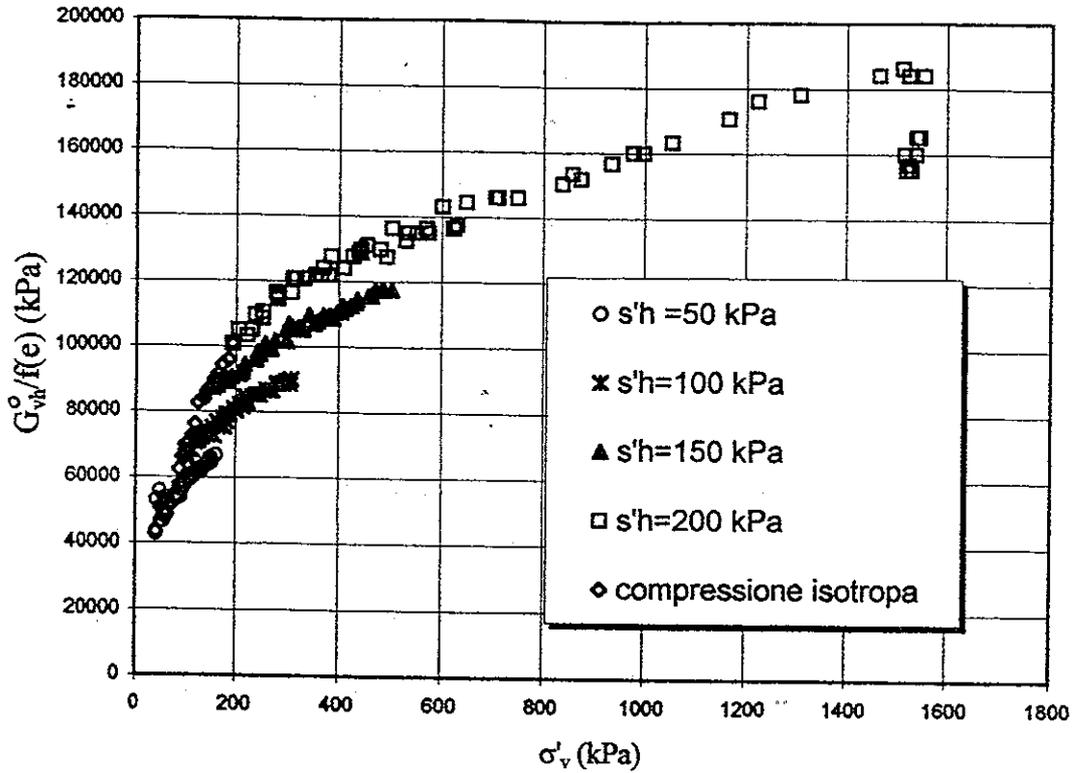


Fig.6.24: Moduli $G^0_{vh(d)}$ della ghiaia di Trento nel corso di una prova triassiale ciclica.

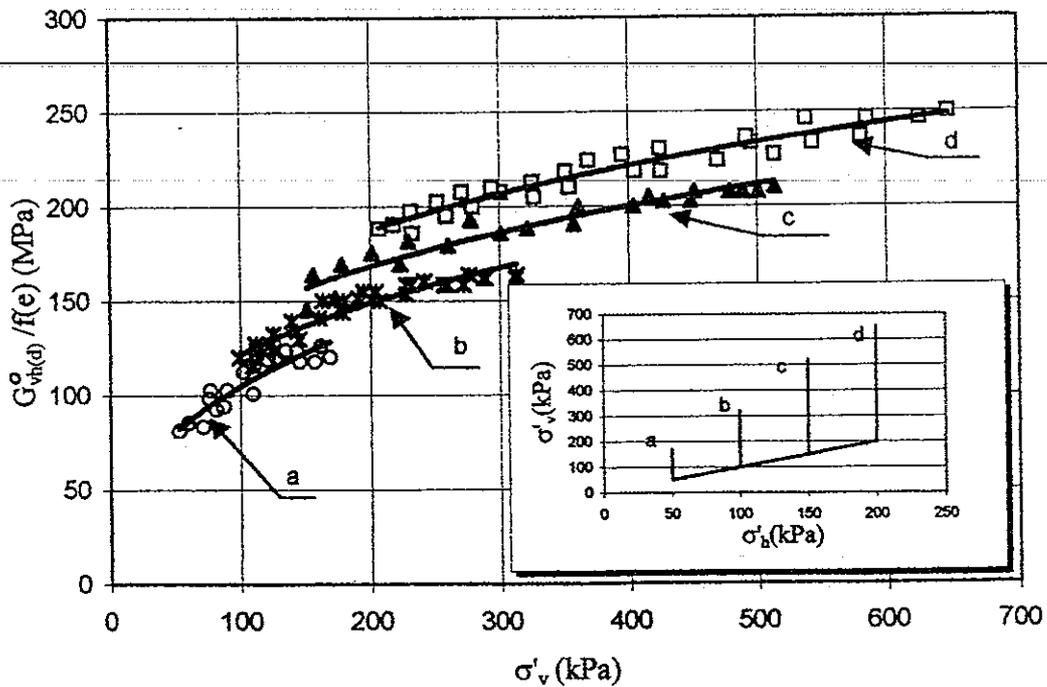


Fig.6.25: Moduli $G^0_{vh(d)}$ ricavati del rockfill Nacaome nel corso di una prova triassiale ciclica. Il riquadro mostra il percorso di sollecitazione.

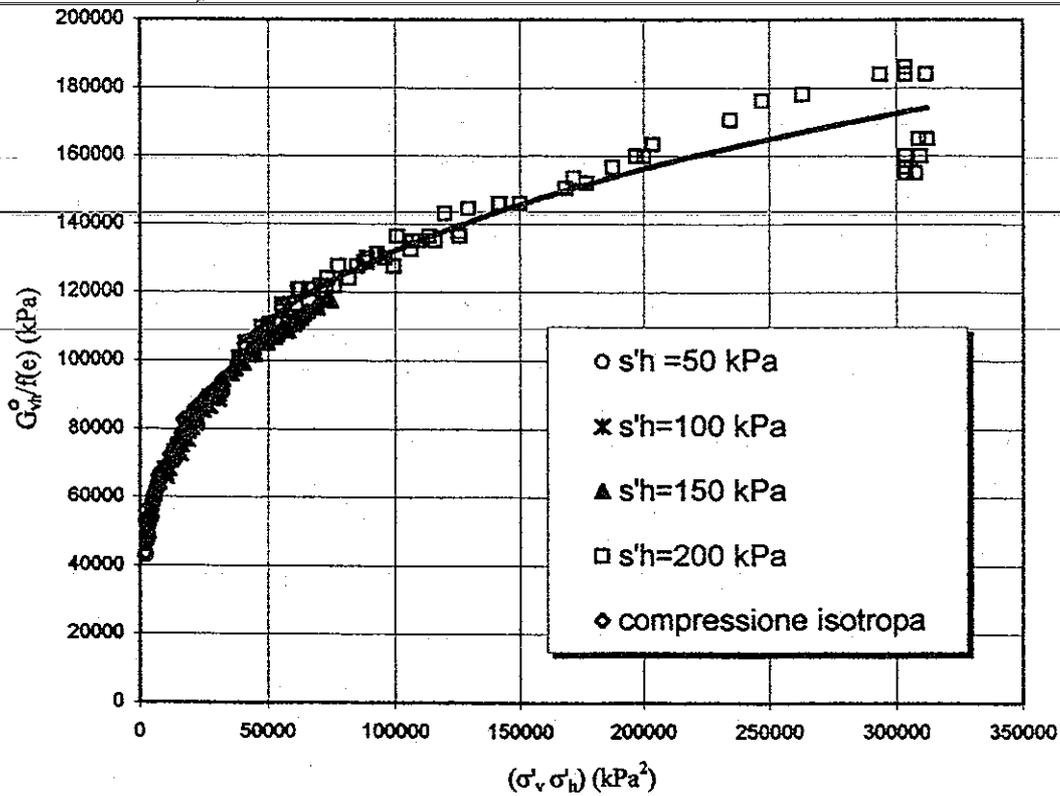
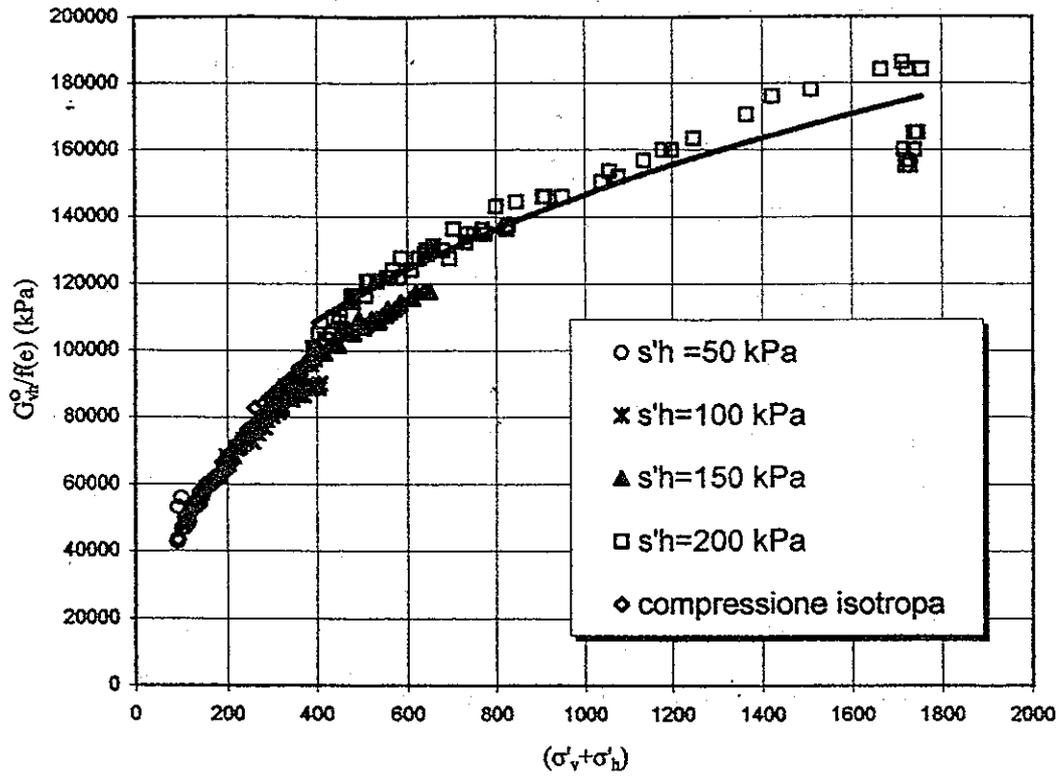


Fig.6.26: Analisi della dipendenza dei moduli $G_{vh(d)}^0$ della ghiaia di Trento dalle componenti principali di tensione.

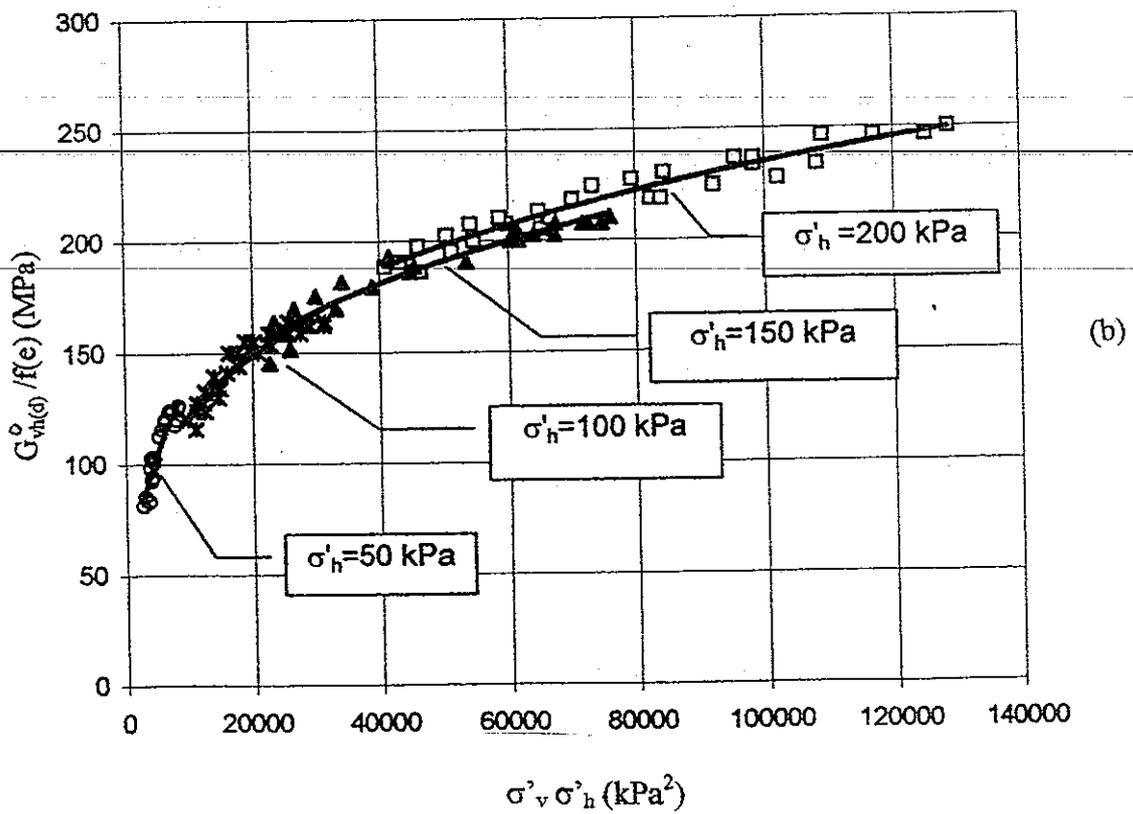
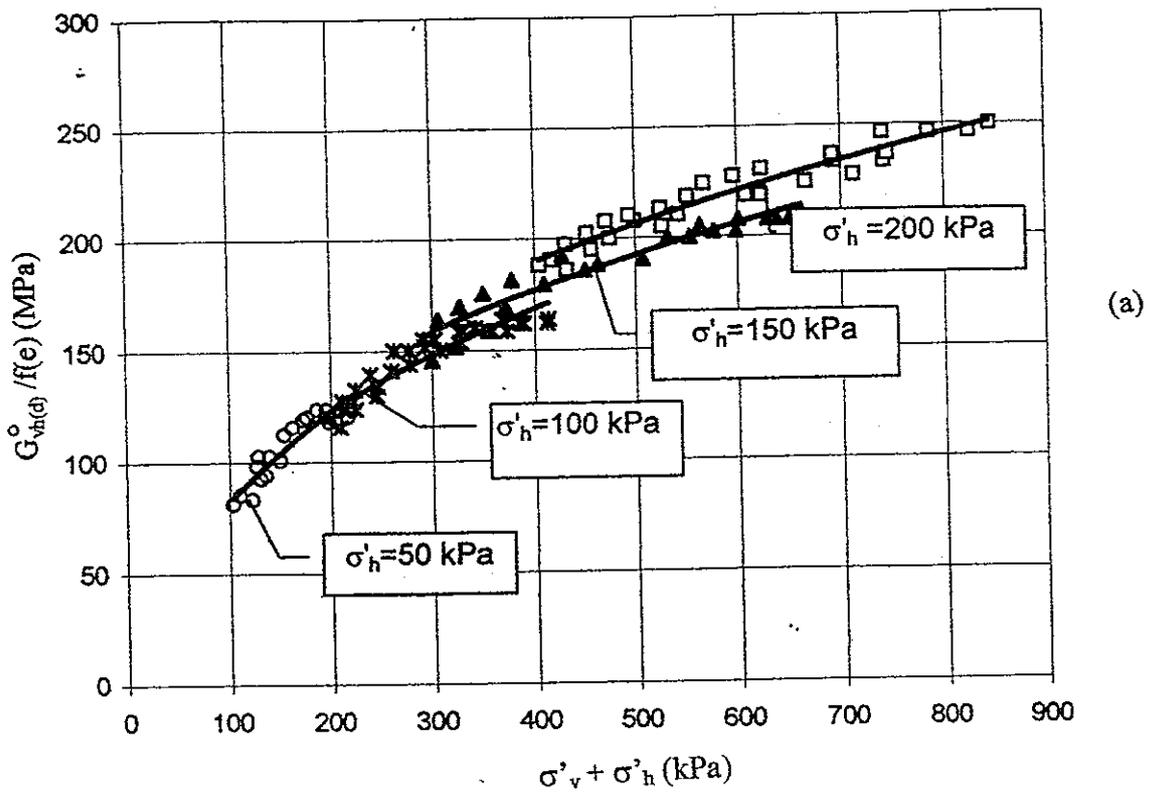


Fig.6.27: Analisi della dipendenza dei moduli $G_{vh(d)}^0$ del rockfill Nacaome dalle componenti principali di tensione.

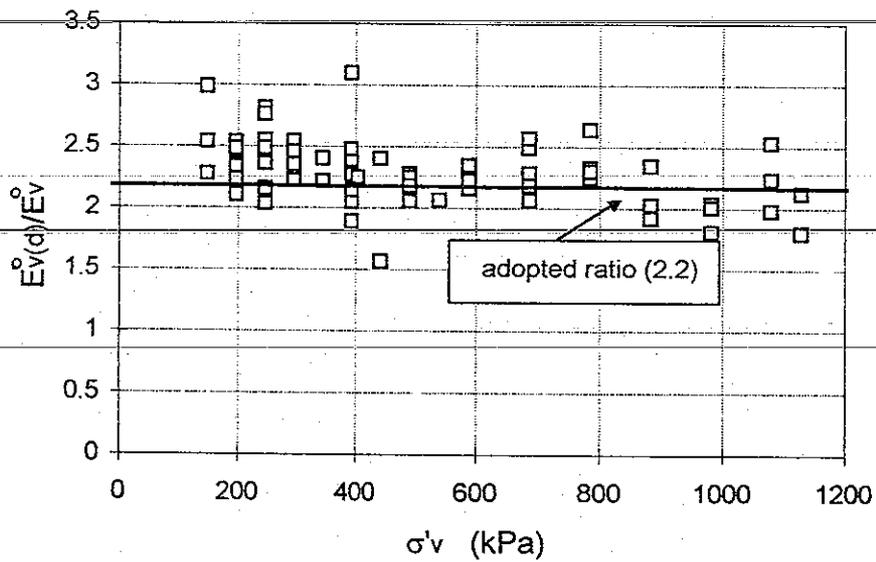
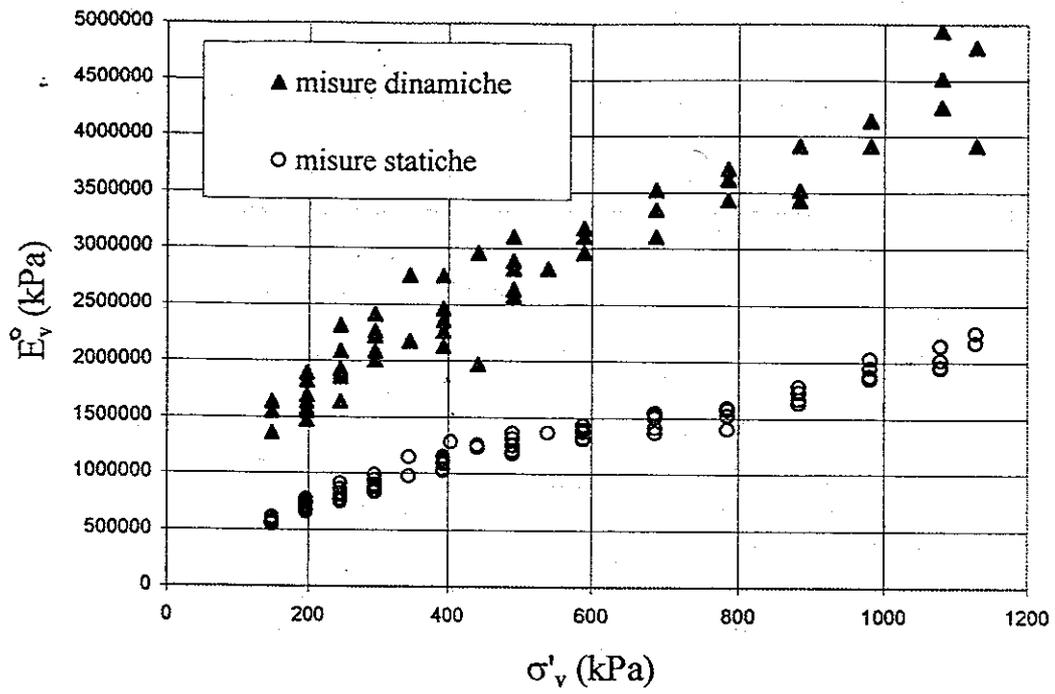


Fig.6.28: Confronto tra i valori dei moduli di rigidezza E_v^o statici e dinamici rilevati nella prova cr18.

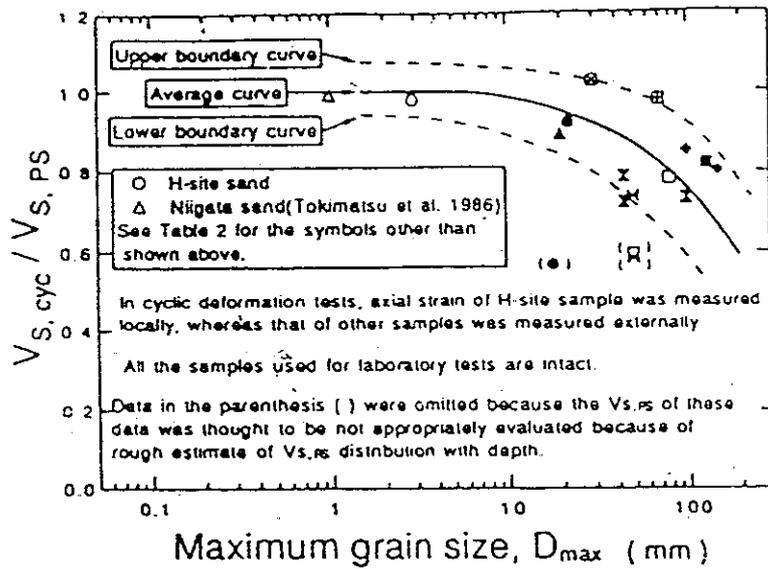
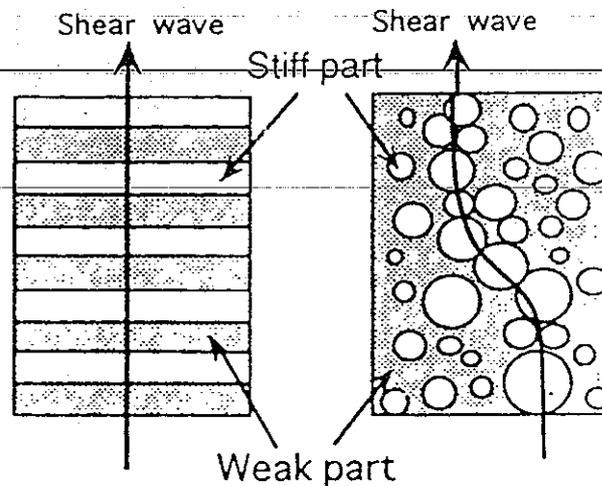


Fig.6.29: Confronto tra misure di rigidità statiche e dinamiche per terreni con grani di diversa dimensione (da Tanaka et al. 1994).



(a) One-dimensional effect (b) Two- or three-dimensional effect

Fig.6.30: Effetti dell'eterogeneità del terreno sui parametri di rigidità (da Tanaka et al. 1994).

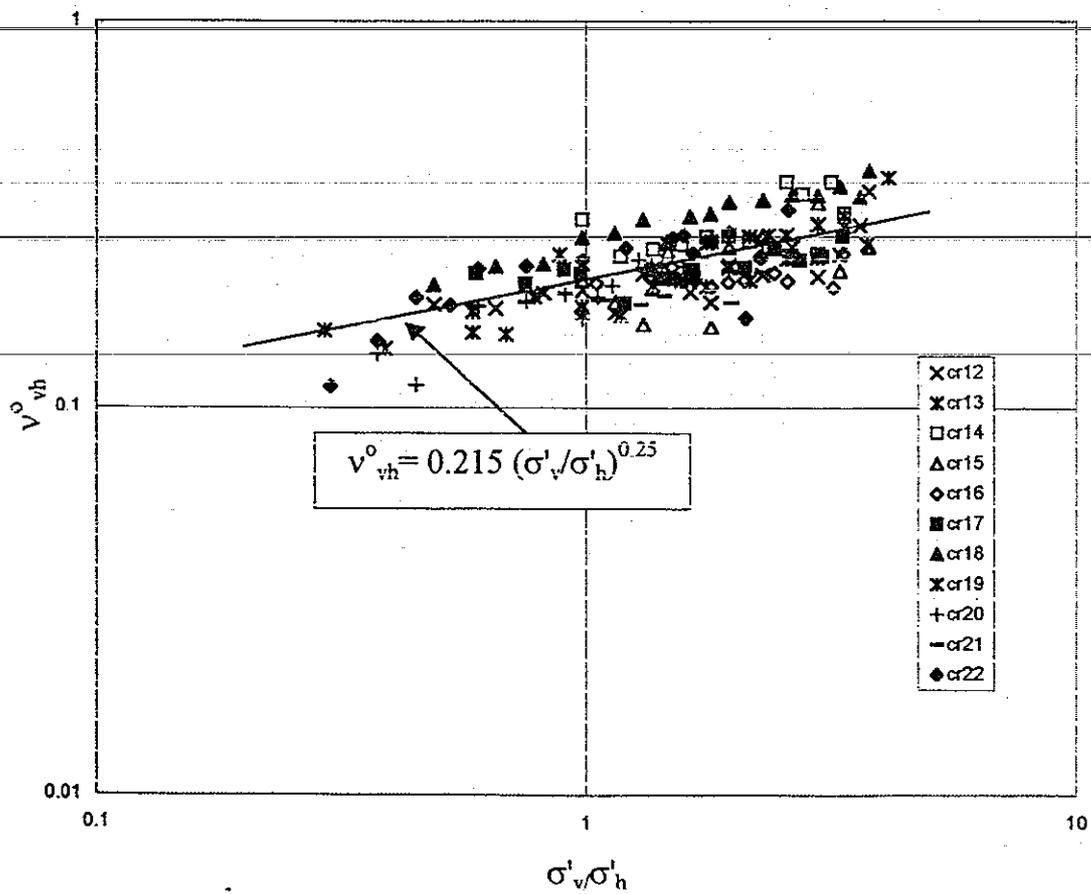
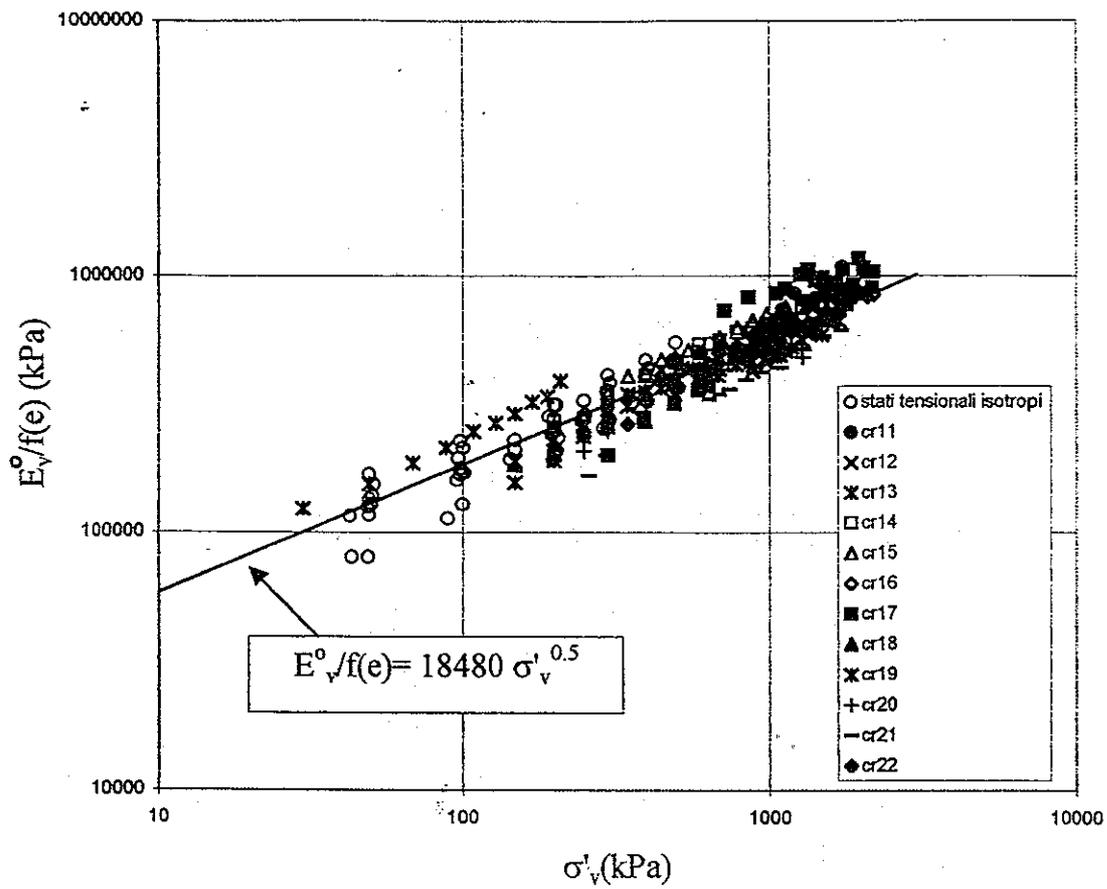


Fig.6.31: Sintesi dei parametri di rigidezza iniziale della ghiaia di Chiba.

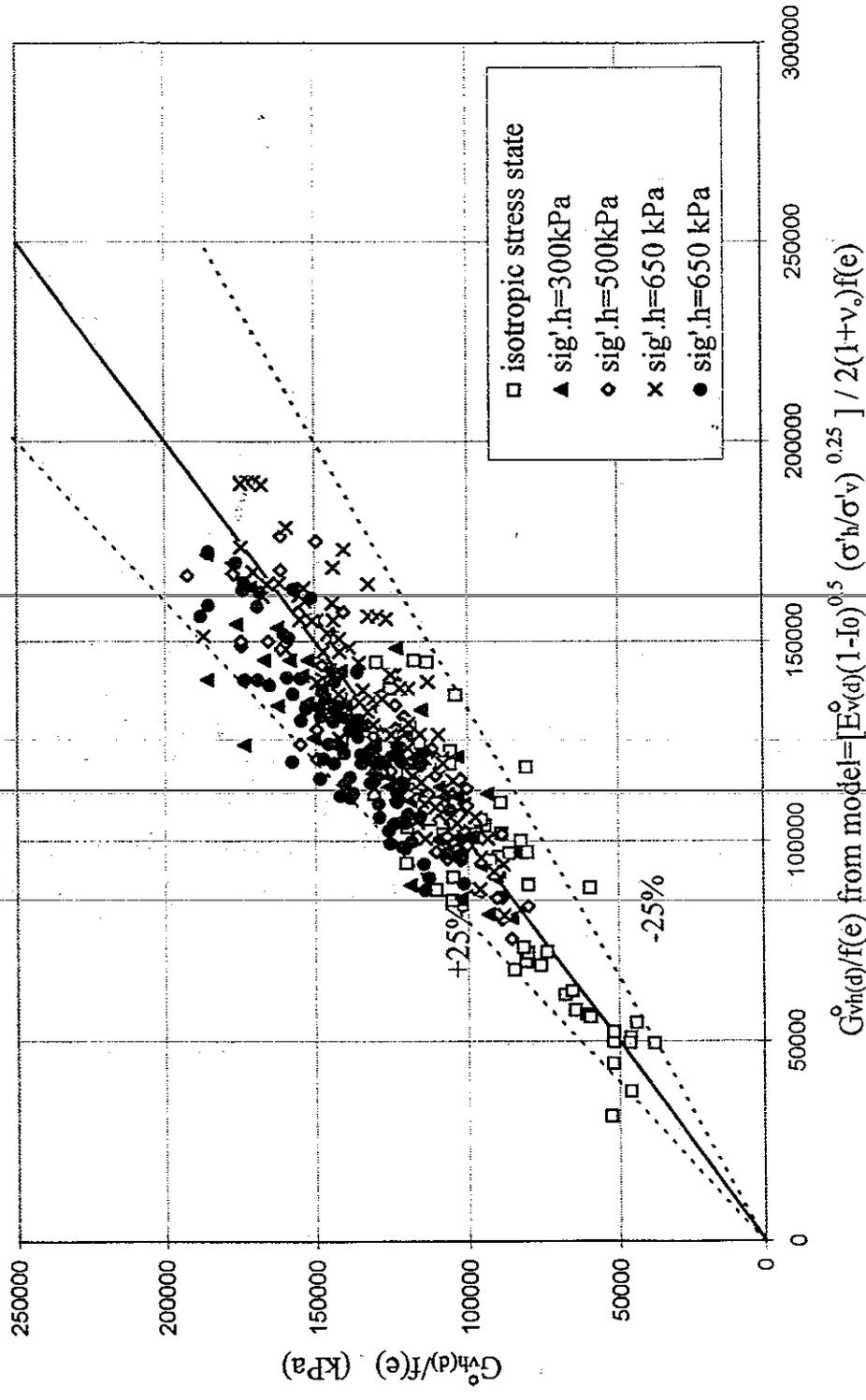


Fig.6.32: Confronto tra i valori dei moduli $G_{vh(d)}^o$ della ghiaia di Chiba ricavati da misure dinamiche e dalla relazione 6.25. $E_{v(d)}^o$ è ricavato da misure dinamiche (da Modoni et al., 1998).

7. INTERPRETAZIONE DEL COMPORTAMENTO A MEDI E GRANDI LIVELLI DI DEFORMAZIONE

7.1 Introduzione

Nei capitoli precedenti della tesi è stato dato ampio spazio allo studio delle proprietà dei terreni a piccoli livelli di deformazione. L'esame dei risultati sperimentali pubblicati in letteratura ha consentito di riconoscere diversi aspetti del comportamento dei terreni granulari e di definire alcuni legami costitutivi necessari ad estrapolare i risultati ottenuti ad una classe di situazioni più ampia. In particolare è stato descritto un modello ipo-elastico impiegato successivamente per la simulazione dei risultati sperimentali ottenuti nel presente lavoro. L'interpretazione ottenuta è senz'altro soddisfacente e tale da permettere l'impiego dei modelli oltre i limiti sperimentalmente investigati. L'analisi ha, comunque, evidenziato alcuni aspetti del comportamento dei mezzi granulari non contemplati dal modello.

La stessa impostazione logica è stata adottata per l'interpretazione del comportamento dei terreni incoerenti a medi e grandi livelli di deformazione. L'analisi della letteratura ha fornito alcuni strumenti analitici che traducono le caratteristiche principali del comportamento dei terreni in relazioni costitutive. A causa delle difficoltà tipiche della sperimentazione sui terreni a grana grossa, le indicazioni della letteratura non sono molte. Sono invece più frequenti studi condotti su terreni a granulometria più fine. Molti dei risultati mostrati nel terzo capitolo si riferiscono in particolare alle sabbie che, per tipologia di comportamento meccanico, possono essere ritenute assimilabili alle ghiaia ed al rockfill. In questo capitolo ci si avvale degli strumenti analitici introdotti nel terzo capitolo per interpretare i risultati delle prove effettuate seguendo le procedure descritte nel cap.V.

7.2 Deformazioni elastiche e plastiche

Nell'analisi del comportamento dei mezzi granulari molti ricercatori assumono come ipotesi fondamentale il fatto che, con lo snervamento progressivo, le componenti elastiche della deformazione divengano immediatamente trascurabili rispetto a quelle irreversibili.

Poiché lo sviluppo tecnologico delle apparecchiature di laboratorio ha consentito di studiare con accuratezza il comportamento a livelli di deformazione molto bassi è possibile verificare se sia accettabile o meno assumere che, durante lo snervamento, la deformazione sia esclusivamente plastica.

Nel corso della sperimentazione la misura delle proprietà di rigidità elastiche avviene in maniera discontinua. Il calcolo delle deformazioni reversibili con continuità si può effettuare utilizzando il modello matematico introdotto in precedenza (par.6.6). Le componenti verticale e orizzontale della deformazione sono infatti calcolate come:

$$\varepsilon^e_v = \int \left(\frac{d\sigma'_v}{E_v} - 2\nu_{vh} \frac{d\sigma'_h}{E_h} \right) \quad (7.1.a)$$

$$\varepsilon^e_h = \int \left(\frac{d\sigma'_h (1 - \nu_{hh})}{E_h} - \nu_{vh} \frac{d\sigma'_v}{E_v} \right) \quad (7.1.b)$$

I parametri del modello, calcolati localmente dai risultati di ogni singola prova, sono riportati nelle Tabb. 6.III e 6.VII. Questo modo di operare, preferito all'uso di una singola serie di parametri ricavata da tutte le prove, consente di eliminare dall'esame dei risultati gli effetti della variabilità campionaria tipici delle misure dei moduli di rigidità e di ricavare sia le deformazioni elastiche che quelle totali dalle misure effettuate nel corso della prova.

Nelle Fig.7.1 sono mostrati i risultati di tre prove di compressione isotropa condotte con la stessa procedura ($p' = 20$ kPa/min) su campioni di ghiaia di Chiba confezionati ad un diverso indice dei vuoti iniziale. Sono riportate le deformazioni volumetriche, totali ed elastiche, calcolate all'aumentare della tensione sferica effettiva (Figg.7.1.a,c,e). Come già detto nel capitolo precedente, il modello concettuale utilizzato prevede che in qualsiasi fase del processo deformativo sia possibile esprimere le deformazioni totali come somma di un'aliquota reversibile (che assumiamo elastica) ed una irreversibile (che assumiamo plastica). Le deformazioni plastiche possono essere calcolate quindi come differenza tra quelle totali e quelle elastiche.

$$\varepsilon^p_p = \varepsilon_p - \varepsilon^e_p \quad (7.2)$$

Nella prova sul campione più sciolto ($e_o = 0.345$) le deformazioni irreversibili, inizialmente nulle, crescono all'aumentare di p' fino a che il rapporto $\varepsilon_p / \varepsilon^e_p$ assume un valore pari a 2.5 circa. Nel successivo scarico e ricarico la curva rappresentativa delle deformazioni elastiche, calcolate con

la 7.1.a e la 7.1.b, risulta praticamente sovrapposta a quella derivante dalle misure; nel contesto del modello adottato, quindi, le deformazioni in scarico possono ritenersi completamente reversibili e la non linearità della curva tensioni-deformazioni in questa fase dipende unicamente dalla variabilità dei parametri di rigidità con lo stato tensionale.

Se poi si aumenta l'addensamento iniziale del terreno la componente elastica rappresenta nella fase di primo carico un'aliquota sempre più importante delle deformazioni. Nel caso intermedio tra quelli considerati ($e_0=0.311$) (Fig. 7.1.c e d), ad esempio, il distacco tra la curva totale e quella elastica avviene nella fase di primo carico per valori più elevati rispetto al caso precedente sia della tensione efficace (250 kPa) che della deformazione ($>0.1\%$). Per il campione più denso ($e_0=0.213$), infine, le due curve sono praticamente coincidenti fino al termine della fase di primo carico (a $p'=650\text{kPa}$): le deformazioni irreversibili si sviluppano in questo caso durante l'applicazione dei cicli di scarico e ricarica effettuati per calcolare le proprietà di rigidità quasi-elastica. Vista la piccolezza di questi cicli ($\Delta\varepsilon_a < 10^{-3}\%$) è molto difficile che esse derivino dal superamento della soglia elastica, mentre è più probabile che le deformazioni irreversibili siano conseguenza di fenomeni di natura reologica (creep). La curva relativa alle fasi di scarico e ricarica del campione di terreno più denso (fig. 7.1.e) risulta parallela a quella ottenuta nella fase di primo carico.

Una rappresentazione analoga delle curve tensione-deformazione è riportata nel piano $e-p'$ relativamente ai casi sopra citati (Fig. 7.1.b, d, f). Nei tre casi esaminati si osserva che le curve di primo carico manifestano un andamento lineare la cui pendenza cresce all'aumentare di e_0 . I dati a disposizione, insufficienti per stabilire una legge di corrispondenza, consentono tuttavia di effettuare alcune considerazioni. Il terreno, addensato ai massimi livelli fisicamente possibili per la sua distribuzione granulometrica, mostra piccolissime deformazioni irreversibili che cominciano a manifestarsi solo in prossimità del massimo valore della tensione raggiunta durante la prova; i terreni più sciolti, invece, presentano una pendenza iniziale della curva $e-p'$ simile a quella delle curve di scarico e ricarica ma le deformazioni irreversibili si sviluppano molto prima rispetto al caso precedente. In particolare esse cominciano a sorgere a valori della tensione sempre più bassi di p' man mano che aumenta e_0 . Quanto detto è certamente congruente con un'analisi fenomenologica del processo deformativo dei mezzi granulari: la componente irreversibile delle deformazioni è, infatti, associata a significativi fenomeni di scorrimento e slittamento intergranulare. Questi sono praticamente inibiti se il mezzo è estremamente addensato e possono manifestarsi solo a valori elevati delle

tensioni applicate, che consentono il riassetto locale di qualche contatto se non addirittura la rottura di alcune particelle.

Dalla sintesi di tutti i casi esaminati si può certamente concludere che la componente elastica delle deformazioni, definita in base ad una deformazione di soglia, costituisce, nella fase di compressione isotropa delle ghiaie molto addensate, un'aliquota tutt'altro che trascurabile delle deformazioni.

La Fig.7.2 mostra in forma analoga al caso precedente il risultato di una prova di compressione isotropa condotta sul rockfill Nacaome. In questo caso, le deformazioni di volume sono calcolate misurando il quantitativo di acqua che defluisce in un volumometro collegato all'interno del campione. A differenza del caso precedente, occorre dunque depurare dalle misure effettuate la variazione di volume indotta dalla penetrazione della membrana lungo la superficie laterale del provino conseguente alla variazione di σ'_h . Per quantificare quest'effetto è stata impiegata la relazione empirica introdotta da Baldi e Nova (1984):

$$\frac{V_m}{A_l} = \frac{d_g}{8} \left(\frac{\sigma'_r d_g}{Z} \right)^{1/3} \quad (7.3)$$

in cui A_l è la superficie laterale del campione, d_g è il diametro del grano di terreno assunto nella trattazione, che in questo caso coincide con il diametro d_{50} (Tab.5.1), $Z = 6 \text{ kPa}\cdot\text{m}$ è il parametro di rigidità della membrana impiegata nella prova, calcolato da Flora (1995) su membrane identiche a quelle adottate nella presente sperimentazione.

Le deformazioni elastiche del rockfill Nacaome sono state calcolate con il modello precedentemente introdotto: i parametri del terreno ν_0 , I_0 , m , n , sono stati posti identici a quelli trovati per la ghiaia di Chiba mentre il valore di E_1 è stato calcolato dai risultati delle misure dinamiche esposte nel cap.VI. Si può osservare che, anche in questo caso, la componente elastica costituisce un'aliquota non trascurabile delle deformazioni: in particolare al termine della prova il rapporto $\varepsilon^e/\varepsilon_p$ risulta di poco inferiore al 40%.

In maniera analoga a quanto fatto per la compressione isotropa, è stata analizzata l'influenza delle deformazioni elastiche nelle fasi di taglio del terreno. A questo proposito sono riportati i risultati di due prove di compressione triassiale monotonica condotte a diversi valori della tensione di confinamento su campioni aventi indice dei vuoti iniziale simile ($e_0=0.215\pm 0.229$) (Fig.7.3). Nelle figure sono riportati gli andamenti della deformazione deviatorica totale e della componente plastica all'aumentare

della tensione q . Ancora una volta, la componente plastica della deformazione è calcolata sottraendo alla deformazione totale la parte elastica ricavata con le 7.1 e 7.2:

$$\varepsilon_q^p = \varepsilon_q - \varepsilon_q^e \quad (7.4)$$

Ad una prima analisi qualitativa sembra che le due curve siano molto ravvicinate soprattutto ad elevati valori di η e che la componente elastica sia pertanto trascurabile. Una valutazione quantitativa può essere meglio effettuata analizzando i valori del rapporto tra la componente elastica e quella totale della deformazione deviatorica relativi alle stesse prove (Fig.7.4), così come suggerito da Flora e Modoni (1998). In figura è riportato anche il risultato di una prova condotta a tensione di confinamento intermedia tra le due precedenti ($\sigma'_h = 300$ kPa) su un campione avente indice dei vuoti praticamente invariato. È possibile osservare che in tutte le prove, in seguito alla definizione utilizzata per le proprietà elastiche del terreno, ε_q^e coincide con ε_q fino a che quest'ultimo assume valori inferiori alla soglia elastica ($\varepsilon_q \leq 0.001\%$); oltre questo limite, la componente plastica è diversa da zero e cresce all'aumentare della tensione deviatorica più rapidamente di quella elastica.

È interessante notare inoltre che, al crescere della deformazione distorsionale, le curve ricavate dalle tre prove a diversa σ'_h seguono leggi di decadimento diverse (Fig.7.4.a): la prova a tensione di confinamento più bassa mostra uno snervamento più rapido. Se, invece, si esprime il rapporto $\varepsilon_q^e/\varepsilon_q$ in funzione del rapporto $\eta = q/p'$ tra le tensioni, le curve assumono andamento molto simile (Fig.7.4.b): ciò vuol dire che, a parità di η , l'aliquota elastica della deformazione e quindi anche quella plastica assumono un valore poco dipendente da σ'_h .

Questo risultato, che sarà investigato con maggiore dettaglio più avanti, dimostra l'importanza del rapporto η , legato all'angolo di attrito mobilitato, sullo sviluppo delle deformazioni plastiche del terreno.

Dalle curve di Fig.7.4.b si può considerare che, trascurando la componente elastica nella fase di taglio triassiale, l'errore che si commette nella valutazione delle deformazioni deviatoriche è tanto più significativo quanto minore è il valore di η . Questo errore non è in ogni caso trascurabile fino a valori elevati del rapporto η : ad esempio per $\eta = 1$ $\varepsilon_q^e/\varepsilon_q \approx 0.3$.

Nelle successive fasi di scarico e ricarico della tensione deviatorica (Fig.7.5) la parte elastica coincide con il valore totale dell'incremento di deformazione in prossimità del punto in cui si inverte la tensione mentre, concordemente a quanto successo nel primo carico, man mano che ci si allontana da esso, l'aliquota plastica assume valori sempre maggiori. Nel

corso della prova mostrata in figura 7.5 , sia nella fase di scarico che in quella successiva di ricarico, l'aliquota di deformazione elastica non è mai inferiore al 40% circa della deformazione totale.

In conclusione, l'analisi delle diverse aliquote della deformazione calcolate nel corso delle prove triassiali consente di affermare che, in tutti i casi, le deformazioni elastiche rappresentano una parte cospicua delle deformazioni rilevate per le ghiaie molto addensate; nella fase di scarico e ricarico delle prove di compressione isotropa, la frazione elastica della deformazione volumetrica, calcolata con il modello trasversalmente isotropo esposto nei capitoli precedenti, coincide con l'intero valore della deformazione. Nella fase di taglio, invece, lo scorrimento tra i grani, responsabile delle deformazioni plastiche, si sviluppa con una velocità tanto più elevata quanto maggiore è l'attrito mobilitato: le deformazioni reversibili diventano perciò trascurabili soltanto ad elevati valori della tensione deviatorica applicata.

Sulla base di queste considerazioni l'analisi dei risultati della sperimentazione dei terreni a medi e grandi livelli di deformazione è stata svolta, laddove è possibile, depurando dalle deformazioni rilevate la loro componente elastica e riferendosi pertanto alle sole deformazioni irreversibili.

7.3 Prove di compressione triassiale monotonica

Allo scopo di studiare il comportamento a livelli di deformazione medi e grandi dei terreni a grana grossa, compresi tra la soglia elastica e la rottura sono state condotte diverse prove triassiali monotoniche sui numerosi terreni le cui caratteristiche sono elencate nel cap.V.

7.3.1 I risultati sperimentali

Le Figg.7.6 -7.7 mostrano alcuni risultati di prove triassiali monotoniche a σ'_h costante condotte su terreni diversi (vedi Tab.5.IV). La tensione verticale σ'_v è stata calcolata a metà altezza del campione ed entrambe le componenti, verticale ed orizzontale, sono state corrette per tenere conto degli effetti tensionali indotti sul provino dalla presenza della membrana, calcolati con la relazione introdotta da Fukushima e Tatsuoka (1984):

$$\Delta \sigma'_r = - \frac{4 M}{3 D} (\varepsilon_a + 2 \varepsilon_r) \quad (7.5.a)$$

$$\Delta \sigma'_a = - \frac{8 M}{3 D} (2 \varepsilon_a + \varepsilon_r) \quad (7.5.b)$$

$M (=E \times s)$ esprime la rigidezza della membrana. Il valore di E delle membrane adoperate nel laboratorio di Napoli è stato calcolato da Flora (1995) ed è pari a 1600 kPa. La membrana impiegata nelle prove condotte nel laboratorio di Tokyo ha uno spessore più piccolo di quelle usate a Napoli. Se si ipotizza lo stesso valore del modulo E si ottengono dalle eq. 7.5 valori trascurabili delle tensioni. Le prove monotoniche effettuate a Napoli sono state eseguite controllando la velocità di incremento della tensione deviatorica fino ad un prefissato valore $\eta = q/p'$ (generalmente 1,3). Da questo punto in poi fino al termine, le prove sono proseguite ad una velocità di deformazione controllata. Questo modo di operare ha consentito di definire, con un maggior numero di punti, la curva tensioni-deformazioni. Nelle prove di Tokyo, invece, dopo una prima fase condotta a velocità di carico controllata, si sono annullati i valori della tensione deviatorica e si è portato a rottura il campione controllando la velocità di deformazione. Nell'analisi dei risultati si è ritenuto che gli scarichi ed i ricarichi delle tensioni applicate sul campione, non producono effetti significativi sulla risposta del terreno. Nelle prove condotte a Napoli la velocità di applicazione della tensione q è generalmente pari a 10 kPa/min mentre quella di deformazione $\dot{\epsilon}_a$ è pari 0.06%/min; nelle prove condotte a Tokyo $q=20$ kPa/min e $\dot{\epsilon}_a=0.06\%/min$. Si osserva immediatamente dalle figure che, a differenza delle prove napoletane (Fig. 7.6), nelle prove condotte a Tokyo (Fig. 7.7) le deformazioni volumetriche si arrestano prima dell' termine della prova. Ciò è legato al fatto che esse sono calcolate da misure di spostamenti radiali ed assiali effettuate con trasduttori locali di spostamento. Questi strumenti generalmente cessano di funzionare a valori della deformazione ϵ piuttosto bassi (2% circa). Le deformazioni assiali riportate nelle figure sono state pertanto calcolate con il trasduttore esterno (LVDT), dotato di un maggiore fondo scala, allo scopo di illustrare i risultati della prova fino a grandi livelli di deformazione. Le prove giapponesi sono, pertanto, di elevata qualità in un campo di deformazioni intermedie mentre sono carenti di informazioni a grandi livelli di deformazione. Al contrario l'apparecchiatura impiegata a Napoli ha consentito di effettuare misure delle variazioni di volume fino a grandi livelli di deformazione con risultati soddisfacenti. La peggiore risoluzione degli strumenti di misura impiegati e la mancanza di strumenti per effettuare misure locali degli spostamenti rende, invece, di minore interesse i risultati ottenuti nel campo delle deformazioni piccole ed intermedie.

In Fig. 7.8 sono inoltre riportate le curve $q-\epsilon_q$ e $\epsilon_p-\epsilon_q$ di alcune prove triassiali monotoniche a tensione di confinamento costante condotte sul

rockfill Cispiri e già mostrate da Flora (1995). I risultati di queste prove sono stati riesaminati nel corso di questa tesi ed alcune elaborazioni sono presentate di seguito.

7.3.2 Resistenza ultima

Le ipotesi alla base della teoria dello stato critico, definite nel cap.III, consentono di individuare un luogo di punti in cui sono soddisfatte le condizioni 3.1. La posizione di questa curva nello spazio e - q - p' per i terreni sottoposti a prova è stata stimata con i risultati delle prove.

Dalle figure illustrate in precedenza (7.6-7.8) si osserva che in nessun caso, si è raggiunta, al termine delle prove, la condizione di stazionarietà delle variabili di stato, a causa essenzialmente di alcuni limiti delle apparecchiature utilizzate. In particolare, le misure di spostamento assiale sono effettuate da trasduttori la cui corsa, sebbene non piccola, è limitata. Non è possibile d'altro canto immaginare di spostare il trasduttore nel corso della fase finale di taglio, poiché le sue misure controllano l'andamento della prova. È noto, inoltre, che il rammollimento seguente alla resistenza di picco è caratterizzato almeno in parte dalla localizzazione delle deformazioni in bande di taglio, che riducono la validità dell'ipotesi di mezzo continuo. Il campione di terreno, in questa fase, perde la forma cilindrica originaria e presenta un rigonfiamento localizzato in una posizione generalmente compresa tra l'estremità superiore ed il centro.

A rigore, dunque, i parametri di resistenza calcolati in questa fase delle prove andrebbero valutati con teorie più appropriate, che, tuttavia, richiederebbero mezzi d'indagine diversi da quelli impiegati.

Consapevoli quindi di questo limite, vincolato all'ipotesi di mezzo continuo e di provino di forma cilindrica fino a rottura, si definiscono i parametri di resistenza ottenuti al termine delle prove come "ultimi". Essi consentono una stima di prima approssimazione della posizione dello stato stazionario la cui individuazione è necessaria per l'interpretazione dei risultati con i modelli costitutivi elasto-plastici. Si vedrà in seguito che l'angolo di attrito di stato critico del terreno può essere determinato più correttamente basandosi su ulteriori considerazioni.

Gli andamenti delle tensioni e dell'indice dei vuoti, relativamente alle prove monotoniche effettuate sul rockfill Nacaome e sul rockfill Cispiri sono mostrati nelle Figg.7.9 e 7.10. Le figure mostrano, per tutte le prove, la contrazione iniziale del terreno e la successiva fase dilatante. Per ogni curva sono stati evidenziati i valori delle variabili al termine delle prove e sono stati calcolati con delle interpolazioni i parametri della curva di stato critico nell'ipotesi che essa sia caratterizzata da relazioni del tipo di quelle

fornite dalla 3.2 e dalla 3.3. I valori delle variabili di stato relativi alle condizioni ultime per i due materiali sono sintetizzati nella Tab.7.I.

Nacaome	σ'_h	$\varepsilon_{q \text{ ult}}$	e_{ult}	q_{ult}	ϕ'_{ult}
	50	18.03	0.382	276	47.25
	100	17.96	0.334	492	45.34
	200	15.45	0.309	870	43.26
	400	15.99	0.294	1640	42.25
Cispiri					
	50	16.32	0.840	344	50.81
	100	19.25	0.738	724	51.61
	200	15.63	0.683	1161	48.07
	400	16.50	0.663	1967	45.32

Tab.7.I: Valori di alcune variabili di stato dei rockfill Cispiri e Nacaome rilevati al termine delle prove triassiali

I valori di ϕ'_{ult} , generalmente decrescenti con la tensione di confinamento, testimoniano che ai livelli deformativi raggiunti ($\varepsilon_a > 15\%$), sebbene elevati, non si raggiunge un valore della resistenza ultima comune a tutte le prove. Il risultato può essere interpretato con la teoria dello stato critico ipotizzando l'esistenza di fenomeni secondari che intervengono alterare le ipotesi di base. Ad esempio Flora (1995) ipotizza che la rottura dei grani, causata dalla forte concentrazione di tensioni ai contatti interparticellari, generi una riduzione della resistenza ultima del terreno e che, in alcuni casi, vi siano profonde alterazioni della composizione granulometrica. L'esame delle Figg.7.6 e 7.8 indica comunque che, mentre le tensioni nella fase finale delle prove variano moderatamente, le deformazioni volumetriche sono, in molti casi, lontane dalla condizione di stato stazionario espressa dalla relazione 3.1. Questo risultato si verifica maggiormente nel caso del rockfill Cispiri per il quale le curve ε_p - ε_q nella fase finale delle prove sono notevolmente inclinate. Il rockfill Nacaome invece presenta una pendenza finale della curva ε_p - ε_q più ridotta.

È presumibile pertanto che i valori di ϕ' al termine delle prove sul rockfill Cispiri siano maggiori di ϕ'_{cs} poiché il terreno è ancora in fase notevolmente dilatante. Per questo stesso motivo gli indici dei vuoti sono più bassi di quelli corrispondenti allo stato critico. Ciò determina una serie di incertezze sulla corretta determinazione della posizione della curva di stato critico nello spazio e-p'-q. Occorre tuttavia evidenziare che, con i risultati

sperimentali a disposizione, peraltro relativi a grandi livelli di deformazione, non esiste una procedura più affidabile di quella adottata.

Si può osservare dalle figure 7.9 e 7.10 che il rockfill Cispiri presenta valori ultimi dell'angolo di attrito e degli indici dei vuoti maggiori rispetto al rockfill Nacaome. Questi risultati sono dovuti probabilmente alla differente distribuzione granulometrica dei due materiali. In particolare nel rockfill Cispiri si osserva la mancanza di una cospicua frazione fine, presente invece nel rockfill Nacaome. La Tab.7.II mostra i valori dei parametri di stato critico calcolati nell'ipotesi che i valori delle variabili di stato al termine delle prove non siano molto distanti dalla condizione di stazionarietà.

Terreno	M	Γ	Λ
Nacaome	1.752	0.5865	-0.0438
Cispiri	1.931	1.3138	-0.0961

Tab.7.II: Parametri della curva di stato critico per i rockfill Nacaome e Cispiri.

I valori del parametro M sono stati calcolati effettuando la media dei valori di resistenza rilevati al termine delle prove. Per quanto detto, è probabile che il parametro stimato di resistenza M_{cs} sia lievemente maggiore di quello effettivo. Con i dati disponibili non è stato possibile esprimere nella stessa forma utilizzata per gli altri due terreni i risultati ottenuti sulla ghiaia di Chiba. L'apparecchiatura utilizzata nei laboratori di Tokyo infatti non consente di calcolare le deformazioni volumetriche fino a grandi livelli di deformazione. Nei prossimi paragrafi sono formulate alcune ipotesi che consentono di determinare i parametri della curva di stato critico anche per questo terreno.

7.3.3 Resistenza di picco

Le prove nelle Figg.7.6-7.8 mostrano, in tutti i casi, una resistenza massima ed un successivo rammollimento. Quest'ultima fase si manifesta con modalità differenti da terreno a terreno e da prova a prova. Si osserva, ad esempio, che la differenza tra resistenza massima e resistenza residua, nelle prove condotte alla stessa tensione di confinamento, è più elevata per i rockfill Nacaome e per la ghiaia di Chiba, caratterizzati da una distribuzione granulometrica più eterogenea. I coefficienti di eterogeneità

U_c sono per i due casi rispettivamente pari a 37 e 10. Il rockfill Cispiri, la cui curva granulometrica è molto più uniforme ($U_c=3$), evidenzia invece un picco meno marcato. Occorre tuttavia rilevare che, anche per i primi due terreni, questa non è una caratteristica di tutte le prove. Come ci si aspetta, infatti, la resistenza di picco, rilevata da prove su campioni di terreno con analogo indice dei vuoti iniziale, decresce all'aumentare della tensione di confinamento. La Fig.7.11 mostra le curve tensioni-deformazioni ricavate nella fase finale di taglio di due prove condotte allo stesso valore di σ'_h , su campioni di ghiaia di Chiba preparati con le stesse modalità ma a diversi valori di e_0 . Fino a valori di $q=1800$ kPa i terreni mostrano rigidità particolarmente elevate, conseguenti ai cicli di scarico e ricarico a cui i campioni sono stati sottoposti prima della rottura finale. Nella fase conclusiva le due curve divergono: il terreno maggiormente compattato mostra valori della tensione crescenti fino ad un massimo seguito da un rammollimento; viceversa, il terreno meno addensato mostra tensioni sempre crescenti: è possibile che un valore massimo di resistenza possa verificarsi per deformazioni maggiori di quelle raggiunte nel corso delle prove. Entrambe le prove hanno previsto cicli di scarico e ricarico. In particolare in quella eseguita sul materiale più denso è stata raggiunta una notevole deformazione di estensione che potrebbe aver ridotto la resistenza di picco. Se ciò fosse vero, la differenza tra le due resistenze massime sarebbe ancora più marcata di quella rilevata.

È noto, infatti, che la resistenza di picco dipende, oltre che dalle caratteristiche intrinseche del terreno, anche dalla storia tensio-deformativa precedente. Ad esempio Brauns e Kast (1991) mostrano che la resistenza di picco dipende in qualche misura dalle modalità di preparazione dei campioni. In modo concettualmente simile Flora individua un'influenza della lunghezza del percorso tensionale sul valore della resistenza di picco $\text{sen } \phi'_{\text{max}}$. In sintesi, la resistenza di picco di un terreno è il risultato di tutte le vicissitudini che il terreno ha subito prima di essere portato a rottura.

I risultati relativi ad ogni terreno si possono considerare tra loro omogenei poiché, per ciascuna serie di prove, si sono rispettate sempre le medesime procedure sia nella preparazione dei campioni sia nell'esecuzione delle prove. La Tab.7.III riassume i valori delle variabili di stato relativi ai casi mostrati nelle figure in corrispondenza del massimo valore della resistenza dei tre diversi terreni.

In generale, dall'esame della tabella 7.III si traggono alcune conclusioni di particolare interesse. Come è già stato evidenziato in precedenza, i valori dell'angolo d'attrito di picco decrescono all'aumentare delle tensioni effettive agenti. Sebbene per ciascuna serie di dati la densità iniziale dei terreni sia simile, l'indice dei vuoti, calcolato nell'istante in cui il terreno

mostra la massima resistenza, decresce con la tensione σ'_h . Le differenze dei valori di ϕ_{picco} sono interpretate come conseguenza del diverso stato tensionale e del diverso indice dei vuoti corrente del terreno.

Nacaome	σ'_h	$\epsilon_{q\text{ picco}}$	e_{picco}	Q_{picco}	ϕ_{picco}	ψ_{picco}
	50	2.08	0.318	387	52.65	-0.041
	100	2.44	0.305	544	47.01	-0.034
	200	4.44	0.298	1047	46.37	-0.012
	400	4.88	0.288	1870	44.48	0.005
Cispiri						
	50	6.39	0.743	441	54.63	-0.063
	100	12.03	0.692	793	53.02	-0.055
	200	7.82	0.655	1195	48.55	-0.044
	400	10.23	0.653	2047	46.00	0.011
Chiba						
	50	1.00	0.229	855	63.58	
	300	2.31	0.233	2000	50.31	
	500	4.78	0.257	2693	46.84	

Tab.7.III: Valori di alcune variabili di stato dei rockfill Cispiri e Nacaome e della ghiaia di Chiba rilevati in corrispondenza della resistenza massima

Questi due aspetti sono contemporaneamente riassunti nella variabile di stato $\psi = e - e_{cs}$ introdotta nel terzo capitolo (Fig.7.12). Il valore di e_{cs} , che rappresenta l'indice dei vuoti sulla curva di stato critico, in corrispondenza della tensione media effettiva agente, è stato calcolato in base ai valori dei parametri stimati nel paragrafo precedente.

I risultati ottenuti sui rockfill Nacaome e Cispiri evidenziano chiaramente che, al diminuire della variabile ψ , la resistenza massima del terreno cresce rapidamente. I dati sperimentali sono stati interpolati localmente con una legge di regressione lineare del tipo:

$$\text{sen}\phi'_{\text{max}} = \text{sen}\phi'_{cs} + k \psi \quad (7.6)$$

Potrebbe accadere che, per elevati valori assoluti di ψ , la relazione lineare 7.6 restituisca angoli di attrito inverosimili. È presumibile però che il terreno non possa essere addensato oltre certi limiti e che questa eventualità sia in pratica remota.

La valutazione dei parametri che localizzano il luogo di stato critico per la ghiaia di Chiba è effettuata nel paragrafo seguente.

7.3.4 Dilatanza

Le numerose teorie sulla dilatanza dei terreni, alcune delle quali sono esposte nel capitolo III, mostrano sempre un comportamento ideale del tipo di quello in Fig.7.13. Secondo questo schema teorico il terreno si contrae nella fase iniziale di taglio raggiungendo un volume minimo (punto A in figura), dopodiché comincia a dilatare con una velocità sempre maggiore fino a raggiungere un massimo della derivata $d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_p^q$ in corrispondenza del picco di resistenza (B). Nella fase finale della prova, mentre la tensione decresce, le variazioni di deformazione volumetrica si riducono fino ad annullarsi in corrispondenza dello stato critico (punto C). Il valore di η è identico nel punto A e nel punto C.

In particolare, il rapporto η_{mc} nel punto A rappresenta un valore caratteristico poiché segna il passaggio tra un comportamento contraente del terreno ad uno dilatante. Nelle ipotesi della teoria dello stato critico Luong (1979) suggerisce di valutare l'angolo di attrito ϕ'_{cs} nel punto A di massima contrazione, che generalmente si manifesta a valori delle deformazioni relativamente bassi, piuttosto che nel punto C che, in molti casi, è localizzato a deformazioni tanto elevate che le apparecchiature di laboratorio non sono in grado di raggiungere, e che corrisponde a condizioni di grande disomogeneità del campione.

Alcune considerazioni sulla dilatanza dei terreni possono essere ricavate riportando i risultati delle prove triassiali monotoniche sinora esaminate nel piano η -D, in cui $D=d\varepsilon_p^p/d\varepsilon_p^q$.

È interessante, come prima analisi, osservare i risultati di tre prove effettuate sulla ghiaia di Chiba condotte con diversi valori della tensione di confinamento su campioni aventi diverso indice dei vuoti iniziale. (Fig.7.14). Nella figura sono riportati i valori di D calcolati sia con gli incrementi di deformazione totale sia con le deformazioni plastiche, ottenute dalle prime eliminando le componenti elastiche. Il punto in cui la curva interseca l'asse delle η ($D=0$) è quello di massima contrazione ($\eta=\eta_{mc}$).

Ovviamente le differenze tra le curve totali e quelle plastiche decrescono all'aumentare di η . Infatti, al crescere della componente deviatorica delle tensioni, gli incrementi di deformazione elastica si riducono, mentre le deformazioni plastiche aumentano rapidamente. Per la prova a $\sigma'_h=50\text{kPa}$ la differenza tra le due curve si riduce più lentamente ed è apprezzabile

anche per elevati valori di η . Si osserva in particolare in quest'ultimo caso che la differenza tra i valori di η_{mc} , valutati con le due curve, è pari circa al 40%, a dimostrazione del fatto che, soprattutto a bassi livelli di tensione, le deformazioni elastiche incidono in misura notevole sulla valutazione delle proprietà del terreno.

Dalla Fig. 7.15 si possono trarre altre importanti indicazioni: i valori iniziali di D , ricavati per $\text{sen}\phi'_{mob}=0$, sono diversi da prova a prova e, più precisamente, crescono all'aumentare di σ'_h e di e_0 a dimostrazione del fatto che, come già mostrato da Rowe (1971), non è possibile esprimere con un'unica legge la correlazione tra dilatanza e tensioni. La contrazione iniziale è, infatti, meno sviluppata nelle prove a bassa tensione di confinamento. Dopo questa fase i campioni più addensati dilatano fino a raggiungere un massimo valore di D , immediatamente prima della condizione di picco. Il terreno più sciolto, invece, mostra incrementi di deformazione positivi e continuamente decrescenti. Nell'ultima fase le curve sembrano tendere verso un unico valore di $\text{sen}\phi'_{mob}$ (a $D=0$).

Considerazioni analoghe risultano anche dalle prove effettuate sul rockfill Nacaome e sul rockfill Cispiri (Fig. 7.16 e 7.17). In questo caso le deformazioni assiali sono lette esternamente alla cella e comprendono anche l'aliquota elastica. La densità dei campioni è simile per tutte le prove effettuate su ciascuno dei due terreni. La tendenza generale è comune ai risultati delle prove effettuate sulla ghiaia di Chiba. I valori di D all'inizio della fase di taglio sono più elevati per le prove condotte a maggiore tensione di confinamento e rimangono pressappoco costanti durante tutta la fase iniziale. In corrispondenza di valori variabili dell'angolo di attrito mobilitato è possibile individuare un gomito piuttosto accentuato dopo il quale la pendenza delle curve diviene meno marcata. Questo secondo tratto termina al raggiungimento della resistenza di picco, che avviene ancora una volta in corrispondenza della massima dilatanza. Nella fase finale di rammollimento i valori di $\text{sen}\phi'_{mob}$ sono, a parità di D , maggiori di quelli mostrati nel precedente incrudimento.

Concordemente con quanto indicato dalla letteratura le figure mostrate suggeriscono di considerare la resistenza dei terreni come somma di tre diverse componenti: resistenza allo scorrimento tra i grani, che può essere ritenuta costante nel corso della prova poiché dipende dalla composizione mineralogica del terreno (Bowden e Tabor, 1964); riassetto delle particelle, il cui contributo è tanto più elevato quanto più il comportamento del terreno è di tipo contraente (per quanto osservato sinora ciò avviene ad indici dei vuoti ed a tensioni sferiche maggiori); dilatanza.

Nel punto di massima contrazione la dilatanza è nulla e la resistenza mobilitata è il prodotto delle sole prime due componenti. Poiché l'attrito tra

i grani è una proprietà costante, le variazioni di $\text{sen}\phi'_{mc}$ consentono di stabilire l'influenza del rimaneggiamento della struttura dei grani sulla resistenza del terreno. Analogamente a quanto fatto per l'angolo di attrito di picco si esprimono per il rockfill Nacaome e per il rockfill Cispiri i valori di $\text{sen}\phi'_{mc}$ in funzione della variabile ψ (Fig.7.18) precedentemente introdotta. La relazione adoperata per interpolare i risultati è di tipo lineare:

$$\text{sen}\phi'_{mc} = \text{sen}\phi'_{cs} + T \psi \quad (7.7)$$

Nelle figure è riportata la linea di tendenza ricavata tramite la 7.7: sebbene il numero di dati disponibili non è particolarmente elevato, sembra possibile affermare che, in entrambi i casi, nella fase iniziale di taglio per i terreni maggiormente addensati l'aliquota di resistenza dovuta al rimaneggiamento del terreno è ridotta. Rowe (1971) ipotizza che nei terreni molto densi lo scorrimento tra i grani avvenga per un numero limitato di contatti orientati tutti pressappoco secondo giaciture simili, mentre, nei terreni sciolti, il numero di contatti tra i grani che sono simultaneamente soggetti a scorrimento è più elevato. In quest'ultimo caso lo scorrimento relativo tra le particelle avviene con orientamento che si discosta dalla direzione media di scorrimento in misura maggiore rispetto ai terreni più densi. All'aumentare della tensione di confinamento il meccanismo di deformazione cambia passando dalla tipologia tipica dei terreni densi a quella dei terreni sciolti.

Nelle figure 7.18, insieme ai valori di $\text{sen}\phi'_{mc}$, sono riportati anche gli angoli d'attrito di picco rilevati nel corso delle prove. Si osserva che, all'aumentare di ψ , le due curve di regressione tendono verso un unico valore di $\text{sen}\phi'$ e che quest'ultimo è molto simile al valore dell'angolo di attrito ultimo (tab.7.I), ottenuto dalla media dei singoli valori ricavati dalle diverse prove. L'elaborazione dei dati sperimentali in questa forma consente dunque di assegnare un valore piuttosto attendibile all'angolo di attrito di stato critico.

La mancanza, a grandi livelli di deformazione, della misura degli spostamenti radiali nelle prove effettuate sulla ghiaia di Chiba non ha consentito sinora di valutare per questo terreno i parametri di stato critico con la stessa procedura adoperata per i terreni sottoposti a prova nel laboratorio di Napoli. Dalla Fig.7.15 si può trarre una procedura per il calcolo delle deformazioni volumetriche nella fase finale delle prove basata sulle ipotesi di esistenza dello stato critico. In questo caso sembra ragionevole ritenere che le curve tendano tutte verso un luogo di stato critico che, nel piano considerato nella figura, è costituito dal punto di

coordinate $(0, \text{sen}\phi'_{cs})$. Assumendo una variazione lineare nel piano nel piano D - $\text{sen}\phi'$ dall'ultimo punto misurato fino al punto finale di coordinate $(0, \text{sen}\phi'_{cs})$. In tal modo si può ricavare in ogni istante un valore di D in funzione delle tensioni agenti. Poiché sono noti i valori di $\Delta\varepsilon_a$, calcolati tramite le misure esterne, è possibile ottenere semplicemente gli incrementi della deformazione radiale $\Delta\varepsilon_r$. La Fig.7.19 mostra il risultato dell'estrapolazione delle deformazioni volumetriche effettuata per quattro prove effettuate sulla ghiaia di Chiba.

Le deformazioni volumetriche finali consentono di calcolare il valore dell'indice dei vuoti al termine delle prove e di ottenere una stima, sebbene approssimativa, per determinare la posizione della curva di stato critico nel piano p' - e (Fig.7.20).

A questo punto è possibile analizzare l'influenza delle variabili di stato del terreno sulla resistenza del terreno in condizione di picco e di massima contrazione. La Fig.7.21 mostra per alcune prove la dipendenza di $\text{sen}\phi'_{\text{picco}}$ e $\text{sen}\phi'_{\text{mc}}$ dalla variabile di stato ψ . Ai risultati delle prove effettuate nel corso di questa campagna sperimentale sono state aggiunti altri dati ricavati, sempre sulla ghiaia di Chiba, con prove su campioni a diverso indice dei vuoti iniziale e con diversa tensione di confinamento, da Jiang (1996). La sintesi dei risultati relativi alla ghiaia di Chiba conferma, sebbene con una notevole dispersione, la tendenza evidenziata dagli altri due terreni.

7.3.5 Incrudimento

Nelle Fig.7.22 sono riportati i risultati di tre prove effettuate sulla ghiaia di Chiba. La strumentazione impiegata nella misura degli spostamenti e delle forze consente di ritenere questi risultati privi di errori significativi e di definire le curve con grandissima precisione anche a livelli di deformazione molto bassi. Le curve riportate nelle figure mostrano le variazioni del modulo di rigidezza tangente i cui valori, come ci si aspetta, decrescono nel corso della prova. All'inizio della prova si può ragionevolmente ritenere che il terreno abbia un comportamento di tipo elastico, e che i valori della rigidezza iniziale dipendano soltanto dalla tensione agente. All'aumentare di ε_q il modulo H_{tan} si riduce fino ad annullarsi in corrispondenza della resistenza di picco; la deformazione ε_q alla quale il terreno raggiunge questo stato cresce con le tensioni agenti.

La prova cr13 mostra un andamento diverso dalle altre. La rigidezza, infatti, dopo una riduzione iniziale, mostra una ripresa considerevole prima del decadimento finale. Questa risposta è caratteristica dei terreni molto

addensati a bassi livelli di tensione. Risposte analoghe sono state osservate da Kohata et al. (1997) su sabbia sottoposta a numerosi cicli (da 45000 a 60000) di deformazione ad elevata ampiezza di tensione. In questo caso, invece, il terreno è stato sottoposto a pochi cicli di scarico e ricarico della tensione verticale e l'ampiezza di questi cicli è stata modesta ($q \leq 180$ kPa). Percorsi tensionali simili sono stati adottati nell'esecuzione delle altre due prove ma, come mostrato dalle figure, con risultati diversi. Inoltre la forma ad S della curva tensioni-deformazioni non può essere attribuita totalmente all'incremento di rigidità elastica derivante dall'aumento delle tensioni poiché le deformazioni recuperabili costituiscono un'aliquota variabile tra il 30 ed il 40 % (Fig.7.4) non sufficiente a giustificare questo effetto.

Si può ipotizzare che, nei terreni molto addensati a bassi livelli di tensione, esistano numerose particelle in posizione molto ravvicinata ma che non sono in contatto tra loro. L'aumento delle tensioni agenti genera un numero di contatti che riduce la mobilità delle particelle causando una riduzione degli scorrimenti. Sull'elemento di volume questo effetto si manifesta, oltre che con un aumento della rigidità elastica, anche con una riduzione delle deformazioni irreversibili. In terreni più sciolti questo effetto è mascherato dalle notevoli deformazioni plastiche conseguenti agli scorrimenti tra i grani; a livelli di tensione più elevati l'aumento del numero di contatti provocato dagli incrementi di tensione è evidentemente modesto.

I risultati di numerose prove triassiali monotoniche, effettuate sulla ghiaia di Chiba, sono sintetizzati in un grafico mostrato nella Fig.7.23. L'incrudimento del terreno, valutato tramite il rapporto tra il modulo di rigidità tangente $H_{tan} = dq/d\varepsilon_q$ ed il modulo di rigidità elastica $G_e = dq/d\varepsilon_q^e = E_v/2(1+\nu_{hb})$, è stato espresso in funzione del rapporto tra il seno dell'angolo di attrito mobilizzato ed il seno dell'angolo di attrito di picco. I valori di quest'ultimo, variabili, sono stati espressi in funzione della variabile di stato ψ secondo la legge di regressione lineare trovata nel paragrafo 7.4.2 (Fig.7.21). Il modulo H_{tan} è stato valutato interpolando piccoli tratti di curva sperimentale con polinomi di sesto grado in modo da ottenere coefficienti di correlazione sempre superiori a 0.99, e derivando la funzione ottenuta. Siccome non è stata imposta l'uguaglianza della tangente dei punti di passaggio tra le diverse interpolazioni, l'operazione di derivazione mostra in questi punti una discontinuità. La rigidità elastica è stata ricavata con il modello ipoelastico ad isotropia trasversale, introdotto e verificato nei capitoli precedenti i cui parametri sono stati in questo caso valutati interpolando i moduli di rigidità verticale ed orizzontale ed i coefficienti di Poisson equivalenti di ogni singola prova. L'uso dei moduli di rigidità tangente ricavati da incrementi infinitesimi di tensione e deformazione rende le relazioni ottenute indipendenti dall'origine

considerata nella misura degli spostamenti. Poiché il rapporto tra i due moduli di rigidezza H_{\tan} e G_e esprime in ogni istante il rapporto tra l'incremento di deformazione deviatorica elastica e l'incremento di deformazione deviatorica totale, il diagramma di Fig.7.22 esprime per ogni valore della resistenza mobilitata, l'influenza della componente reversibile delle deformazioni. Tutte le curve meno una ricadono in una fascia piuttosto ristretta ed è possibile stabilire una legge di corrispondenza tra il livello di tensione corrente ed il modulo di incrudimento del terreno. La relazione proposta per interpolare i risultati sperimentali è la seguente:

$$\frac{d\varepsilon_q^e}{d\varepsilon_q} = \frac{H_{\tan}}{3G_e} = \frac{\left[1 - \left(\frac{\sin \varphi'_{mob}}{\sin \varphi'_{max}} \right)^r \right]}{\left(1 + \frac{\sin \varphi'_{mob}}{\sin \varphi'_{max}} \right)^s} \quad (7.8)$$

I coefficienti r e s della relazione, ricavati per successive approssimazioni, sono risultati pari rispettivamente a 0.26 e -0.3. Per i motivi considerati in precedenza la curva relativa alla prova cr13 ($\sigma'_h=50$ kPa, $e_o=0.215$) segue un andamento leggermente diverso dalle altre poiché mostra una ripresa del modulo di rigidezza tangente prima della caduta finale.

La prova cr17 ($\sigma'_h=650$ kPa, $e_o=0.345$), effettuata su un campione meno addensato rispetto agli altri, e ad una tensione laterale elevata mostra valori del rapporto H_{\tan}/G_e più bassi di quelli manifestati nel corso delle altre prove. Occorre evidenziare che, a differenza delle prove precedenti, la cr17 non manifesta una resistenza di picco ed un rammollimento successivo (Fig.7.11). In questo caso la variabile di stato ψ assume valori positivi poiché il punto caratteristico nel piano $e-p'$, collocato inizialmente al disotto della curva di stato critico, si porta molto presto al di sopra di questa nel corso della prova. Il valore di $\sin \varphi'_{max}$ considerato nella relazione 7.8, che rappresenta il valore limite della resistenza mobilitata, è funzione delle condizioni del terreno, espresse dalla variabile ψ tramite la relazione 7.6. È probabile che per terreni inizialmente più sciolti dello stato critico la resistenza limite sia inferiore a quella derivante dalla relazione lineare 7.6 e che si debba assumere una diversa legge di variazione di $\sin \varphi'_{max}$ da ψ . L'esiguo numero di prove eseguite su terreni meno densi dello stato critico non consente, tuttavia, di formulare in questa sede

un'ipotesi alternativa, valida in questo campo, da verificare con risultati sperimentali.

Allo scopo di ampliare l'analisi svolta per terreni densi ad un insieme di prove più significativo si è verificata la relazione proposta con un'altra prova condotta da Flora e Jiang (1994) sullo stesso materiale in condizioni diverse. In particolare la prova è stata effettuata a bassi valori di σ'_h (50 kPa) su un campione avente indice dei vuoti iniziale maggiore di quelli sinora analizzati ($e_o=0.410$) (Fig.7.24). I risultati sembrano confermare la validità della relazione proposta.

La relazione 7.8 consente di esprimere in ogni istante il modulo di rigidezza tangente in funzione delle variabili di stato del terreno. In particolare il modulo $H_{tan} = dq/d\epsilon_q$ è espresso come prodotto del modulo di rigidezza elastica G_e per un fattore decrescente all'aumentare dell'aliquota di resistenza mobilitata. A parità di $\text{sen}\phi'_{mob}/\text{sen}\phi'_{max}$ la rigidezza del terreno risulta più grande per tensioni medie più elevate poiché è maggiore G_e . In base alla formulazione adottata, la rigidezza del terreno cresce dunque con l'addensamento iniziale e con la tensione sferica agente, mentre diminuisce all'aumentare dell'angolo di attrito mobilitato. In particolare, H_{tan} coincide con il modulo di rigidezza elastica $3G_e$, all'inizio della fase di taglio e si annulla al raggiungimento della resistenza di picco.

Le figure 7.23 e 7.24 consentono di stabilire un'importante caratteristica dei terreni più densi dello stato critico. Infatti H_{tan}/G_e costituisce un fattore di incrudimento le cui variazioni sono determinate da cambiamenti dello stato tensionale. In particolare le figure mostrano che questo fattore dipende unicamente dal rapporto $\text{sen}\phi'_{mob}/\text{sen}\phi'_{max}$, indipendentemente dai valori correnti della tensione p' e dell'indice dei vuoti. È possibile determinare una serie di superfici costituite dai punti ad uguale valore di H_{tan}/G_e . In tutti i punti di una generica superficie, il terreno presenta un valore comune di $\text{sen}\phi'_{mob}/\text{sen}\phi'_{max}$.

Se si è considerato l'angolo d'attrito massimo, variabile unicamente con ψ , le superfici sono determinate da una relazione del tipo $\text{sen}\phi' = f(\psi)$, che, in base alle ipotesi assunte, è di tipo lineare.

La Fig.7.25 mostra l'evoluzione di queste superfici per la ghiaia di Chiba sottoposta ad una prova di taglio triassiale. Le curve riportate in figura rappresentano le intersezioni delle superfici determinate nel piano $e-p'-q$ con il piano di equazione $e=0.2$. All'aumentare della tensione deviatorica applicata sul terreno la superficie $H_{tan}/G_e = \text{cost}$ si espande continuamente cambiando forma. In figura sono riportate anche le superfici di snervamento ricavate dalla relazione $\eta + k \ln p' = \text{cost}$ con $k=0,1$ introdotta da Pooroshasb (1971). Si può osservare che gli andamenti delle due serie di

curve risultano molto simili. La curvatura delle superfici ricavate dalla relazione $H_{\tan}/G_e = \text{cost}$ è, tuttavia, meno accentuata all'inizio della fase di taglio e più sviluppata in corrispondenza del picco. La curva relativa a $H_{\tan}/G_e = 0$ rappresenta la condizione di picco della ghiaia di Chiba per un valore costante dell'indice dei vuoti. Come ci si aspetta, a parità di indice dei vuoti, l'angolo di attrito di picco decresce con la tensione efficace sferica.

È opportuno evidenziare che, per determinare correttamente le superfici di snervamento di un terreno, occorre effettuare prove con percorsi tensionali diversi e più articolati (ad es. Tatsuoka e Ishihara 1973) e che le prove esaminate in questa campagna di prove sono state eseguite tutte a tensione orizzontale costante. Per verificare dunque se le superfici mostrate possano essere considerate delle reali superfici di snervamento occorrerebbe ad esempio confrontare i risultati ottenuti dalle prove effettuate in questa tesi con altre in cui il terreno è sottoposto a percorsi di carico differenti.

7.3.6 Simulazione dei risultati sperimentali

I risultati delle prove monotoniche effettuate sui campioni più addensati di ghiaia di Chiba sono stati simulati adoperando le relazioni costitutive esposte in precedenza. L'incrudimento è espresso dalla relazione 7.8; la legge di flusso adoperata è la seguente (Nova, 1982):

$$D = d\varepsilon_p^p / d\varepsilon_q^p = (M_{mc} - \eta) / N \quad (7.9)$$

in cui $M_{mc} = 6 \sin \phi'_{mc} / (3 - \sin \phi'_{mc})$ esprime il valore del rapporto tra la tensione deviatorica e la tensione sferica efficace nel punto di massima contrazione del terreno. L'angolo di attrito ϕ'_{mc} , definito nel paragrafo 7.3.4, è funzione, tramite la relazione 7.7, del valore della variabile di stato ψ calcolata in ogni istante. La resistenza massima, che compare nella relazione 7.8, è anch'essa dipendente dalla variabile di stato ψ in base alla relazione 7.6. Il modulo di rigidezza elastica G_e è calcolato con il modello ipoelastico a 5 parametri introdotto ed analizzato nei capitoli precedenti.

Nella tabella 7.IV è riportato un riepilogo dei parametri del terreno impiegati per la simulazione e ricavati con le procedure descritte in precedenza.

Le Fig. 7.26 (a, b, c, d) mostrano un confronto tra le curve sperimentali ($\varepsilon_q - \sin \phi'_{mob}$ e $\varepsilon_q - \varepsilon_p$) e le curve ricavate dalla simulazione per quattro prove eseguite a diversa tensione di confinamento (da 50 a 650 kPa) su campioni

di terreno aventi indice dei vuoti iniziale simile. Le curve ε_q - $\text{sen}\phi'_{\text{mob}}$ ricavate dalle prove di laboratorio mostrano in alcuni punti un cambiamento di pendenza improvviso causato di alcuni cicli di scarico e ricarico della tensione deviatorica applicati a partire da quel punto. Questi cicli, che non sono mostrati in queste figure per maggiore chiarezza, sono analizzati nel paragrafo seguente. L'effetto degli scarichi e ricarichi successivi sul terreno consiste in un aumento della rigidezza localizzato immediatamente dopo la ripresa del carico e in una variazione positiva della deformazione volumetrica.

Sen ϕ'_{cs}		Γ		Λ	
0.656		1.5202		-0.1738	
E_1	v_o	I_o	m	N	
18490	0.17	0.5	0,25	0.5	
K	T	N	r	S	
-0.8242	0.6283	0.8	0.25	-0.3	

Tab7.IV: Parametri della ghiaia di Chiba necessari per la simulazione dei risultati sperimentali ricavati con le relazioni precedentemente introdotte.

In generale si osserva che la formulazione proposta riproduce con risultati soddisfacenti la curva tensioni-deformazioni. La dilatanza del terreno è riprodotta con successo in alcuni casi (prove cr13 e cr15) mentre è sottostimata in altri (cr14). Dall'esame generale dei risultati si rileva comunque che gli effetti della tensione di confinamento, che nelle prove considerate passa da 50 a 650 kPa, sono adeguatamente modellati.

Le Figg.7.26 (e, f) mostrano i risultati di altre due prove condotte su campioni preparati con lo stesso terreno ma ad un indice dei vuoti diverso dai precedenti. I risultati della simulazione sono, anche in questo caso, soddisfacenti per quanto riguarda le curve ε_q - $\text{sen}\phi'_{\text{mob}}$ mentre la dilatanza è leggermente sottostimata in entrambi i casi.

In generale, dunque, le relazioni costitutive introdotte nei paragrafi precedenti, ricavate dall'osservazione diretta del comportamento meccanico delle ghiaie tramite prove di laboratorio molto accurate, sono in grado di cogliere gli aspetti essenziali del comportamento meccanico della ghiaia di Chiba; esse riescono a modellare con successo sia gli effetti della diversa tensione di confinamento sia del diverso grado di addensamento iniziale del terreno.

Si osservi che, nell'analisi dei risultati a medi e grandi livelli di deformazione, non si è tenuto conto dell'anisotropia delle proprietà del terreno. Tuttavia, nella formulazione della legge di incrudimento, compare il modulo di rigidezza elastica G_e che, viceversa, è ricavato da una formulazione anisotropa. Sarebbe interessante valutare se la formulazione, proposta per simulare i risultati delle prove triassiali convenzionali, è in grado di simulare gli effetti dell'anisotropia intrinseca e indotta dalle tensioni con i risultati di prove condotte con percorsi di sollecitazione agenti lungo direzioni diverse.

7.6 Prove di compressione ciclica

Il comportamento dei terreni a grana grossa sottoposti a sollecitazioni cicliche è studiato analizzando i risultati di alcune prove triassiali effettuate sulla ghiaia di Chiba. Nelle Figg.7.27 sono riportati i diagrammi relativi ad una serie di prove di compressione triassiale costituite da percorsi di sollecitazione articolati. Le figure 7.27.(a, b e c) mostrano i risultati di tre prove condotte a diversa tensione di confinamento su campioni con indice dei vuoti simile. Le inversioni del percorso di sollecitazione avvengono nelle tre prove a valori simili di $\text{sen}\phi'_{\text{mob}}$. Nelle figure 7.27.c e 7.27.d sono riportate i risultati di due prove eseguite con la stessa tensione di confinamento, seguendo un percorso tensionale identico, su campioni costipati a valori dell'indice dei vuoti molto diversi. L'ultima figura (7.27.e) mostra invece una prova con un percorso ciclico più articolato che genera nel terreno successive deformazioni di estensione e compressione.

La scala adoperata per raffigurare le tensioni e le deformazioni nelle Figg.7.27 è diversa per ogni diagramma, per facilitarne l'interpretazione. Le prove condotte sui campioni di terreno più addensato evidenziano andamenti simili, indipendentemente dalla tensione laterale σ'_h : l'energia dissipata nei cicli di isteresi aumenta al crescere dell'ampiezza del ciclo; le deformazioni deviatoriche residue al termine dei cicli sono trascurabili e i diagrammi q - ε_q si ripetono in maniera identica per successive applicazioni di cicli di carico di uguale ampiezza; gli accumuli di deformazione volumetrica al termine di ogni ciclo sono diversi da zero e crescono all'aumentare dell'ampiezza del ciclo, risultando in generale dello stesso ordine di grandezza delle deformazioni volumetriche lette dall'inizio della prova. L'ampiezza delle deformazioni dei cicli compresi tra valori simili di $\text{sen}\phi'_{\text{mob}}$ nelle diverse prove cresce con la tensione di confinamento applicata, al pari delle deformazioni prodotte nelle fasi di carico vergine. La prova eseguita sul terreno meno addensato (Fig.7.27 d) produce

deformazioni volumetriche e deviatoriche maggiori di circa un ordine di grandezza rispetto a quella condotta sul terreno più denso. Gli accumuli di deformazione volumetrica crescono nella stessa misura. La ripetizione di cicli di scarico e ricarico, con ampiezza di carico costante, genera sul terreno meno denso una progressiva riduzione dell'ampiezza del ciclo d'isteresi, causata probabilmente dall'accumulo di deformazioni volumetriche del terreno. I valori di $\Delta \varepsilon_p$ risultano infatti più piccoli al termine di ogni ciclo. La prova effettuata con percorsi alternati di compressione ed estensione (Fig.7.27.e) rivela una progressiva riduzione della pendenza della curva di ricarico al diminuire della tensione raggiunta nella fase di scarico immediatamente precedente. Le deformazioni deviatoriche residue prodotte da cicli identici sono nulle mentre gli incrementi di ε_p accumulati sono costanti all'aumentare del numero di cicli.

La relazione tra resistenza mobilitata e dilatanza dei terreni sottoposti a condizioni di carico cicliche è stata analizzata costruendo per alcune delle prove mostrate in precedenza il diagramma $\text{sen} \phi'_{\text{mob}} - D_{\text{plas}}$ (Figg.7.28). Quest'ultima variabile è stata ricavata eliminando dalle deformazioni deviatoriche e volumetriche totali la loro parte reversibile, calcolata con il modello ipo-elastico esposto nel capitolo II e con i parametri E_1 e ν_0 ricavati singolarmente per ogni ramo di scarico e ricarico. In questo modo si è tenuto conto degli effetti della destrutturazione del materiale sulle proprietà di rigidità a piccoli livelli di deformazione. Le deformazioni plastiche ε_q^p e ε_p^p calcolate in tre diverse prove sono riportate nelle figure 7.28.b, d, f. Per alcuni rami in scarico le variazioni di deformazione volumetrica sono molto piccole e, pertanto, i corrispondenti diagrammi $\text{sen} \phi'_{\text{mob}} - D_{\text{plas}}$ sono privi di significato. I risultati relativi ai rami di scarico e ricarico di maggiore ampiezza mettono in evidenza alcuni aspetti del comportamento dei terreni a grana grossa. Le pendenze delle curve relative alle fasi di primo carico è più ridotta rispetto agli scarichi e ricarichi successivi. Questi ultimi in particolare mostrano un andamento verticale nelle fasi iniziali che cambia rapidamente quando si raggiunge la massima tensione applicata al terreno nelle fasi precedenti.

Pradhan (1990), attribuisce la differente pendenza delle curve η -D, nelle fasi di primo carico e nei ricarichi successivi, allo sviluppo di deformazioni volumetriche plastiche generate nella fase di primo carico dall'aumento di p' . I risultati mostrati nelle Figg. 7.1 evidenziano invece che le deformazioni volumetriche prodotte sui terreni molto densi, cui si riferiscono le Figg.7.28 .a, b, sono trascurabili.

I tratti di curva relativi a ciascun ramo di scarico e di ricarico in cui la tensione q cambia segno si presentano continui. Ciò testimonia che la deformazione dei terreni nella fase di scarico e di ricarico avviene, sia per

valori positivi sia per valori negativi di q , con gli stessi meccanismi. I rami di scarico o di ricarico che avvengono ripetutamente tra gli stessi valori delle tensioni danno luogo a curve $\text{sen}\phi'_{\text{mob}}-D_{\text{plas}}$ simili.

Si osserva inoltre che la relazione tra la resistenza mobilitata e la dilatanza dei terreni in campo ciclico è differente tra la fase di compressione ($d\varepsilon_q^p > 0$) e la fase di estensione ($d\varepsilon_q^p < 0$). In particolare il valore di D_{plas} cambia improvvisamente a seguito dell'inversione di carico passando ad un valore assoluto più elevato. I valori assoluti di $\text{sen}\phi'_{\text{mob}}$ nei punti di dilatanza nulla ($D_{\text{plas}}=0$) sono simili nella fase di estensione e di compressione. In particolare sono maggiori nella prova cr17 rispetto alla prova cr16, condotta alla stessa tensione di confinamento su un campione di terreno più addensato e più grandi nella prova cr16 rispetto alla prova cr14, condotta ad una tensione σ'_h più bassa su un terreno avente indice dei vuoti iniziale simile.

Per il materiale meno denso (prova cr17), infine, si rileva un fenomeno già osservato da Pradhan (1990). Al crescere del numero di cicli le curve $\text{sen}\phi'_{\text{mob}}-D_{\text{plas}}$ tendono e spostarsi verso il centro riducendo a parità di dilatanza l'angolo di attrito mobilitato. Lo stesso fenomeno si verifica in maniera meno evidente nella prova cr16 e non si manifesta affatto nella prova cr14.

La simulazione del comportamento dei terreni a grana grossa in campo ciclico è stata condotta combinando alcune espressioni ricavate dalla letteratura. Tra tutte le possibili formulazioni si sono scelte quelle in grado di rispettare le principali osservazioni emerse dall'esame dei risultati sperimentali e riportate di seguito :

- a) Nel punto d'incontro della curva di primo carico con i rami di scarico, e dei rami di ricarico con la curva di primo carico, la rigidità del terreno subisce una sensibile variazione, localizzata in un intervallo di tensioni piuttosto ristretto. Quest'osservazione suggerisce l'opportunità di definire leggi differenti per simulare ogni tratto e di introdurre delle discontinuità sia in corrispondenza dei valori di tensione in cui il percorso di sollecitazione ha subito delle precedenti inversioni sia in corrispondenza del massimo valore raggiunto in precedenza dalla tensione. L'algoritmo introdotto da Bardet (1995), già esposto nel terzo capitolo, introduce un modulo scalato δ , funzione della tensione agente e della precedente storia tensionale (Fig.7.29). Detta τ la generica componente tensionale, nella fase di primo carico δ varia tra 1 a 0 secondo la legge:

$$\delta = 1 - \tau / \tau_{\max} \quad (7.10)$$

dove τ_{\max} è la massima tensione τ disponibile nelle condizioni correnti del terreno. Nelle successive fasi di scarico e ricarico comprese tra due successivi punti di inversione (ad es. C e D) il modulo δ è scalato improvvisamente ad 1 nel punto C e varia linearmente assumendo in D ($\equiv B$) il valore mostrato in C prima dell'inversione. Proseguendo con gli incrementi della tensione oltre il punto D, δ assume istantaneamente il valore corrispondente alla curva di primo carico.

- b) La pendenza dei rami di scarico e ricarico nelle figure 7.27, più elevata rispetto alle curve di primo carico, richiede la formulazione di opportuni legami tra le tensioni e le deformazioni. Nell'ambito di questa tesi la ricerca della legge più idonea è stata effettuata confrontando numerose relazioni con i risultati sperimentali, nell'ipotesi che sia possibile mettere in relazione le deformazioni evidenziate nelle fasi di scarico e ricarico e quelle nella fase di primo carico. La relazione scelta è ispirata ai criteri di Masing definiti nel III capitolo e lega le tensioni e le deformazioni nelle fasi di scarico e ricarico a quelle nella fase di primo carico come segue:

$$\varepsilon^p_q = f\left(\frac{\text{sen } \varphi'_{mob}}{\text{sen } \varphi'_{\max}}\right) \quad (7.11.a)$$

$$(\varepsilon^p_q - \varepsilon^p_{q_{r.p.}}) = f\left(\frac{\text{sen } \varphi'_{mob} - \text{sen } \varphi'_{mob_{r.p.}}}{\text{sen } \varphi'_{\max_{com\ p}} + \text{sen } \varphi'_{\max_{ext}}}\right) \quad (7.11.b)$$

La relazione 7.11.a si riferisce alla condizione di primo carico, la 7.11.b ai successivi scarichi e ricarichi. $\varepsilon^p_{q_{r.p.}}$ e $\text{sen } \varphi'_{mob_{r.p.}}$ sono rispettivamente la deformazione deviatorica plastica ed il seno dell'angolo di attrito mobilitato nei punti di inversione del carico precedenti le fasi considerate. I valori di $\text{sen } \varphi'_{\max_{com\ p}}$ e $\text{sen } \varphi'_{\max_{ext}}$ sono calcolati in funzione della variabile ψ con la relazione 7.7 definita per la condizione di carico monotona. Le deformazioni volumetriche necessarie per il calcolo dell'indice dei vuoti sono prese in questa fase direttamente dai risultati sperimentali.

La relazione tra le tensioni e le deformazioni (7.11), relativamente alla fase di primo carico, è ricavata dalla simulazione delle prove monotoniche effettuata precedentemente.

Nella Fig.7.30 sono riportati, a titolo d'esempio, i risultati relativi alla prova cr14 con le variabili di tensione e deformazione modificate secondo la 7.11. La figura mostra la similitudine di tutte le curve relative agli scarichi ed ai ricarichi. In particolare questi ultimi ripercorrono la legge di primo carico espressa dalla curva vergine.

La condizione 7.11, introdotta nell'algoritmo di Bardet precedentemente definito, consente di costruire graficamente nella simulazione i rami di scarico e ricarico a partire dalla legge di primo carico con le modalità mostrate in Fig.7.31.

- c) Nella parte iniziale di ogni ramo della curva, dopo le inversioni del percorso di tensioni, gli incrementi di deformazione sono totalmente reversibili. Nella relazione 7.11 si è tenuto conto di quest'evidenza sperimentale esprimendo le deformazioni deviatoriche tramite la loro componente plastica, cui si aggiunge la componente reversibile ricavata dal modello ipo-elastico introdotto precedentemente per ottenere le deformazioni totali. Con questa scelta le deformazioni nella fase iniziale degli scarichi e dei ricarichi sono nella simulazione reversibili poiché, in base alla legge di incrudimento definita per le prove monotoniche, le deformazioni plastiche iniziali sono nulle.
-

Il confronto tra la simulazione con l'algoritmo proposto ed i risultati sperimentali delle prove cr14, cr15, cr16, cr22 è mostrato nelle Figg.7.32. In generale, i risultati del confronto sono soddisfacenti sia nella fase di primo carico che nella fase di scarico e ricarico ciclico.

Si osserva che in quest'ultima fase la simulazione produce cicli d'isteresi lievemente più ristretti con una minore dissipazione di energia da parte del materiale.

La struttura formale dell'algoritmo è inoltre tale da non prevedere deformazioni distorsionali residue al termine dei cicli. Questo aspetto, confermato dalla maggior parte dei risultati sperimentali, è contraddetto soltanto nella prova cr16. Eventuali effetti di danneggiamento dei parametri di rigidità dei terreni, provocati dalla destrutturazione del terreno in seguito all'applicazioni di cicli di scarico e ricarico, emersi nel corso di questa tesi possono essere introdotti in modo semplice all'interno dell'algoritmo sia come variazioni dei parametri di rigidità elastica che della resistenza massima disponibile.

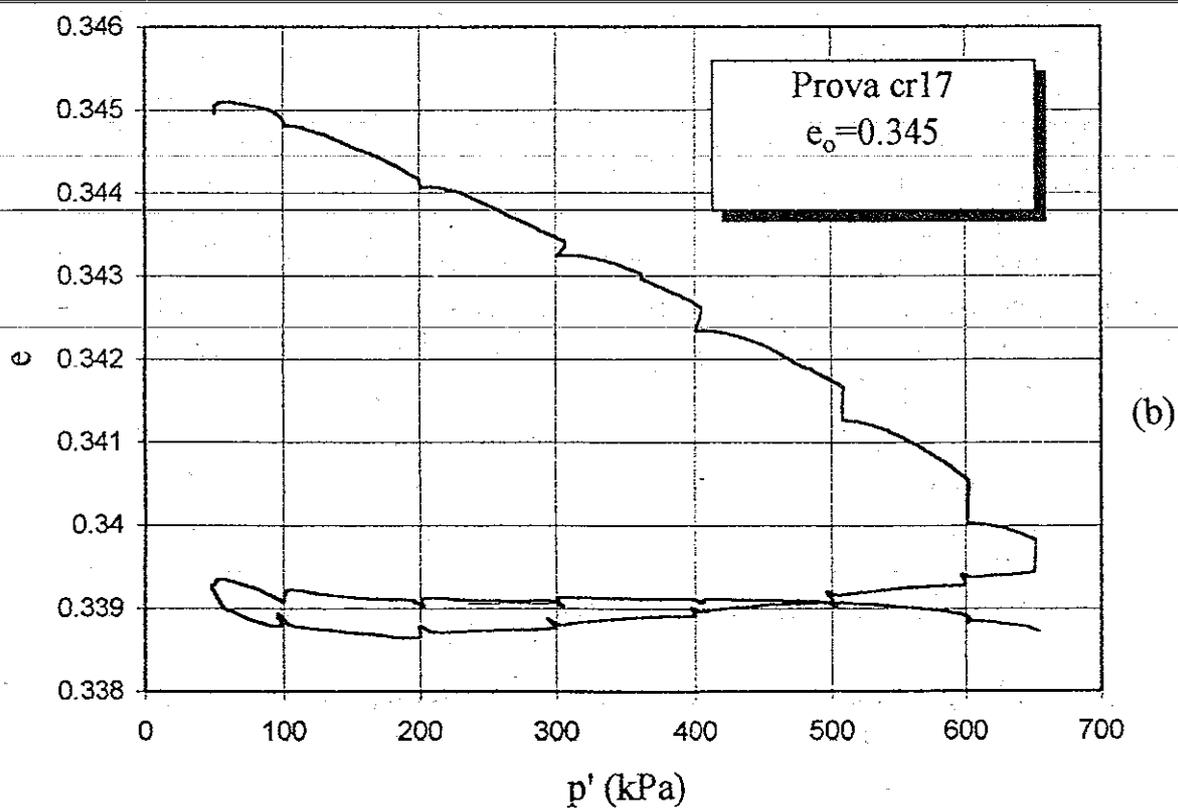
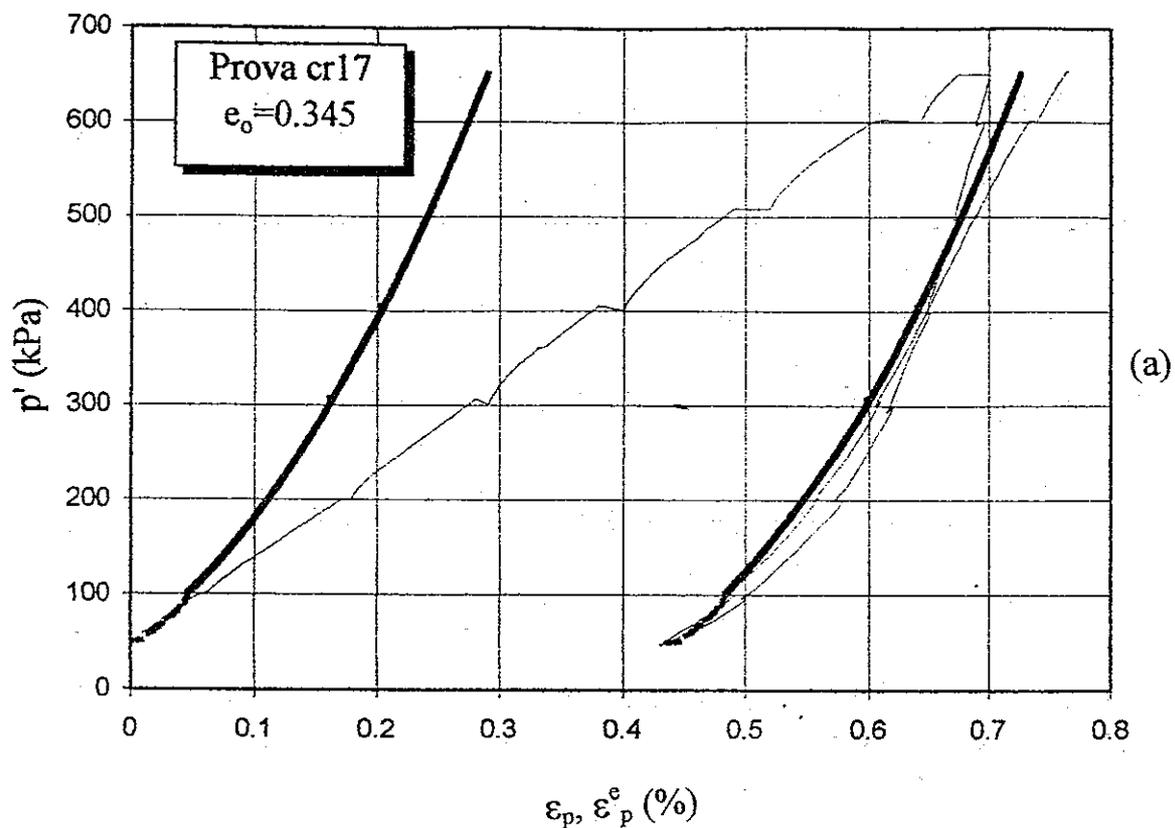


Fig.7.1 (a e b): Deformazioni volumetriche, totali e quasi elastiche, (fig.a) ed indice dei vuoti (fig.b) calcolati nel corso di una prova di compressione isotropa su un campione di ghiaia di Chiba.

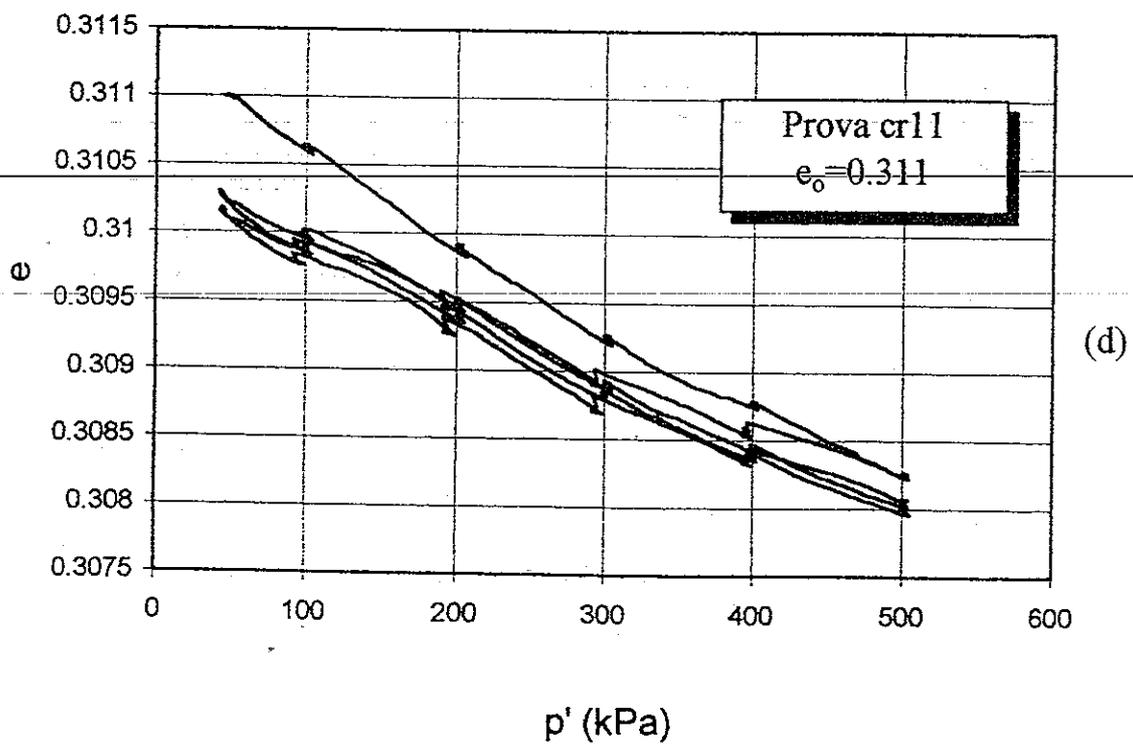
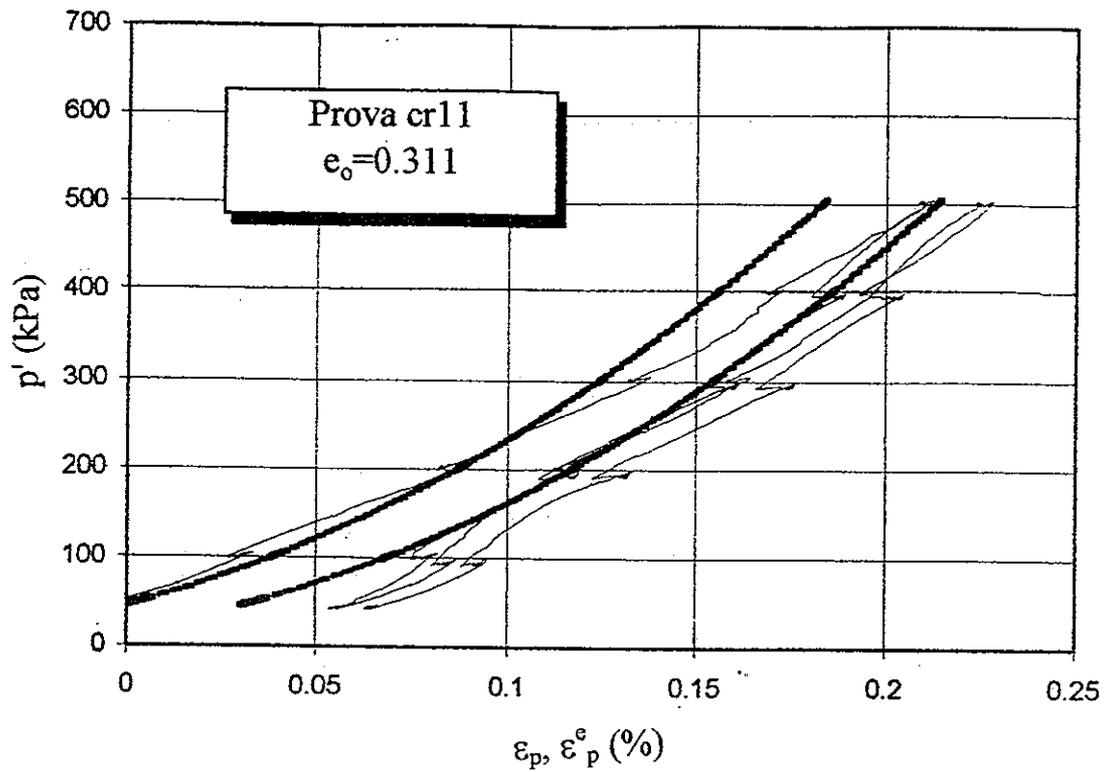


Fig.7.1 (c e d): Deformazioni volumetriche, totali e quasi elastiche, (fig.c) ed indice dei vuoti (fig.d) calcolati nel corso di una prova di compressione isotropa su un campione di ghiaia di Chiba.

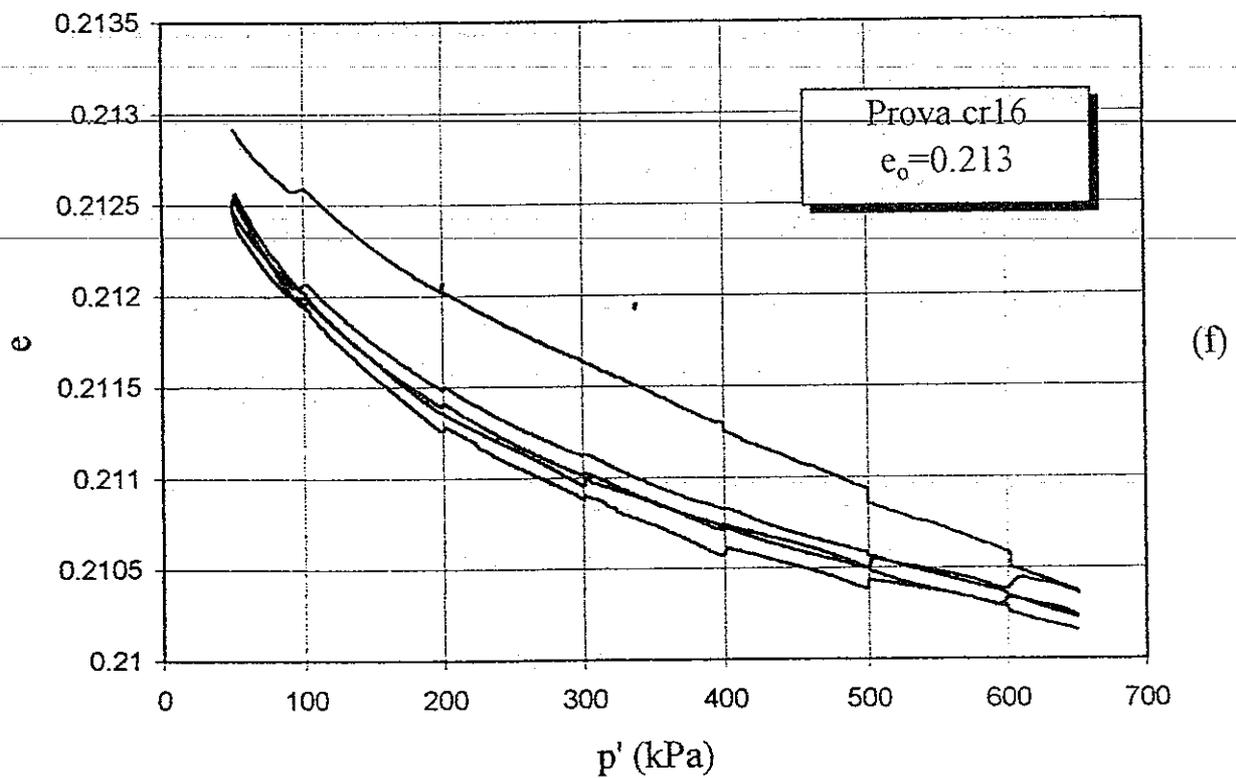
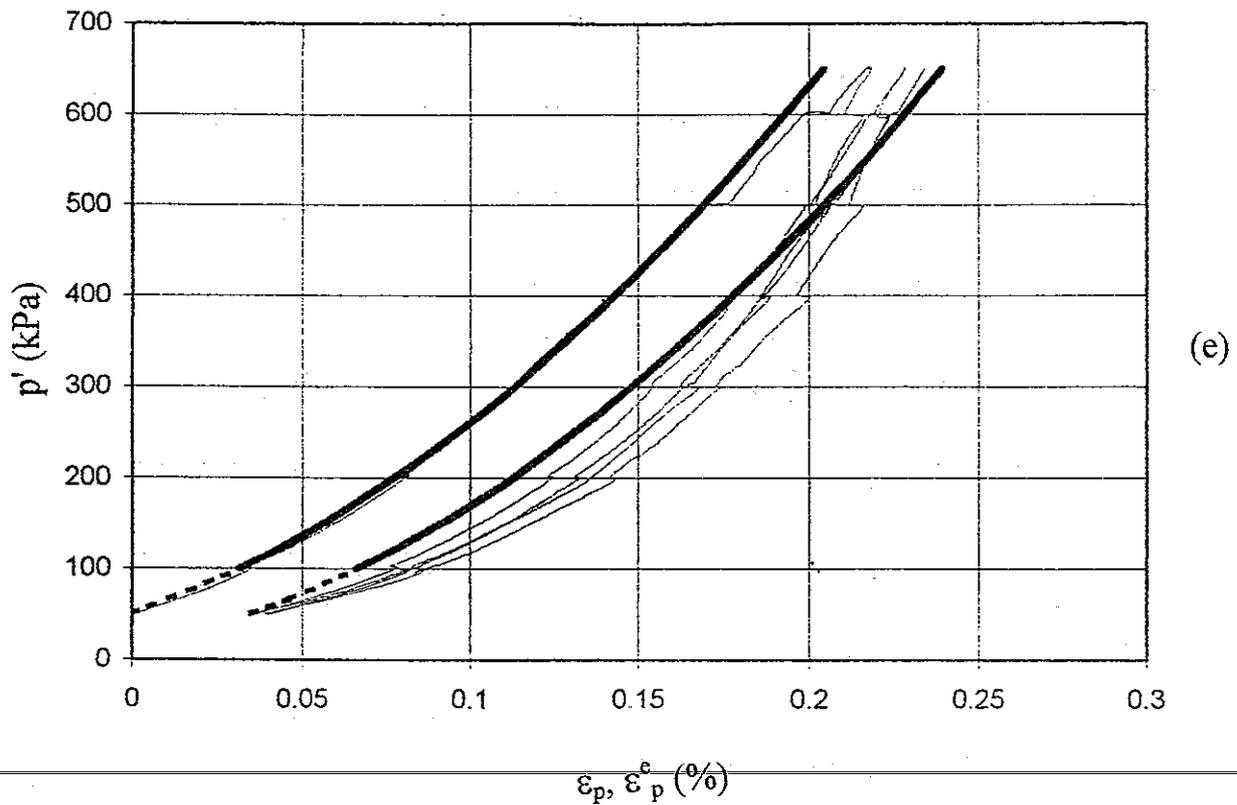


Fig.7.1 (e e f): Deformazioni volumetriche, totali e quasi elastiche, (fig.e) ed indice dei vuoti (fig.f) calcolati nel corso di una prova di compressione isotropa su un campione di ghiaia di Chiba.

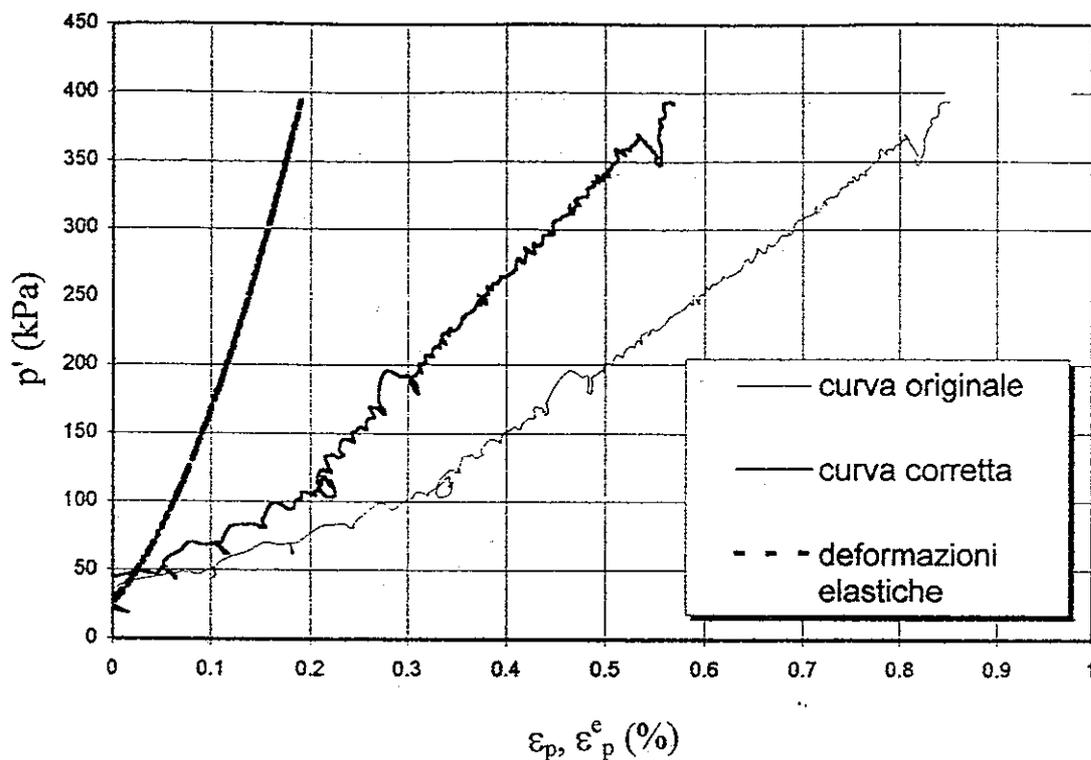


Fig.7.2: Deformazioni volumetriche, totali ed elastiche, calcolate in una prova isotropa sul rockfill Nacame.

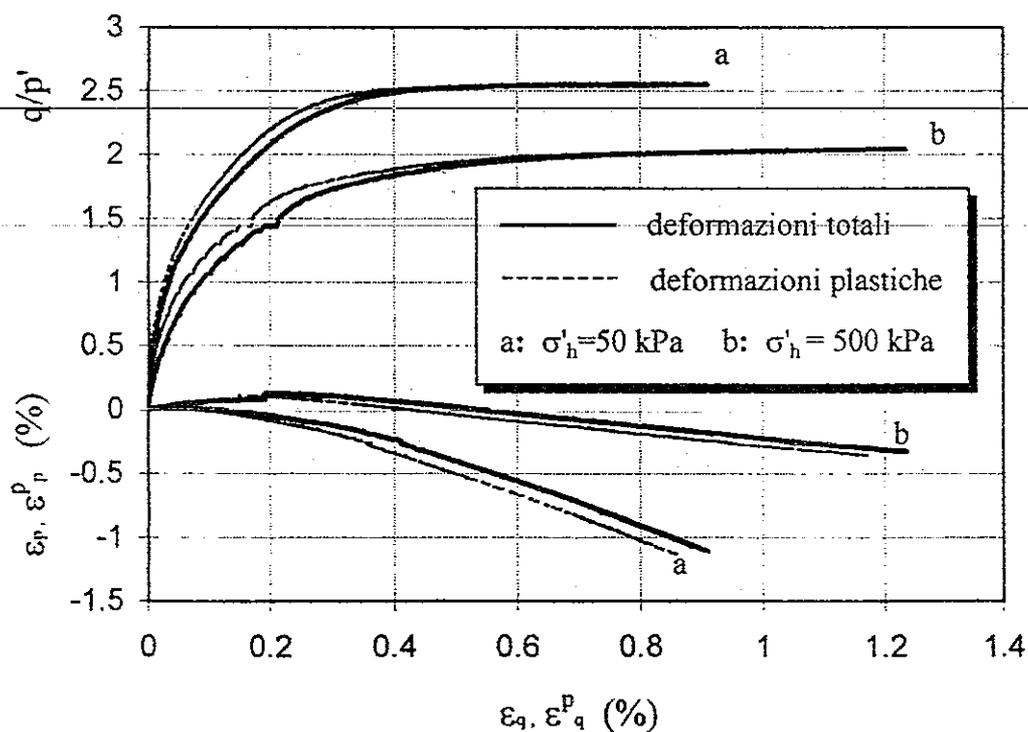


Fig.7.3: Deformazioni totali e plastiche calcolate in due prove triassiali a diversa tensione di confinamento su campioni di ghiaia di Chiba aventi indice dei vuoti iniziale simile.

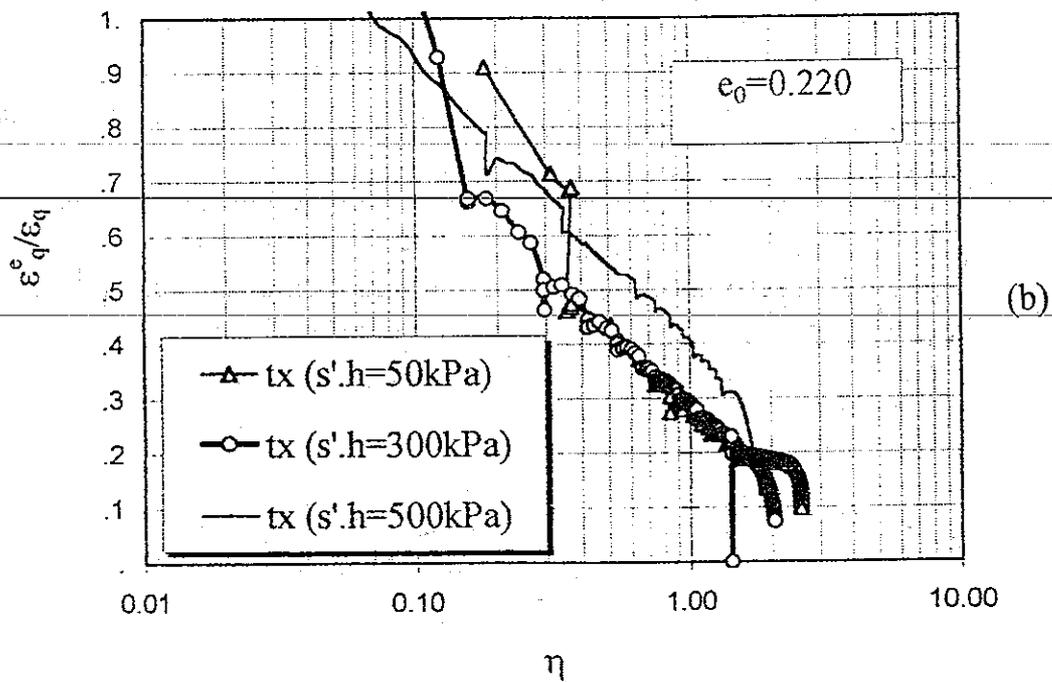
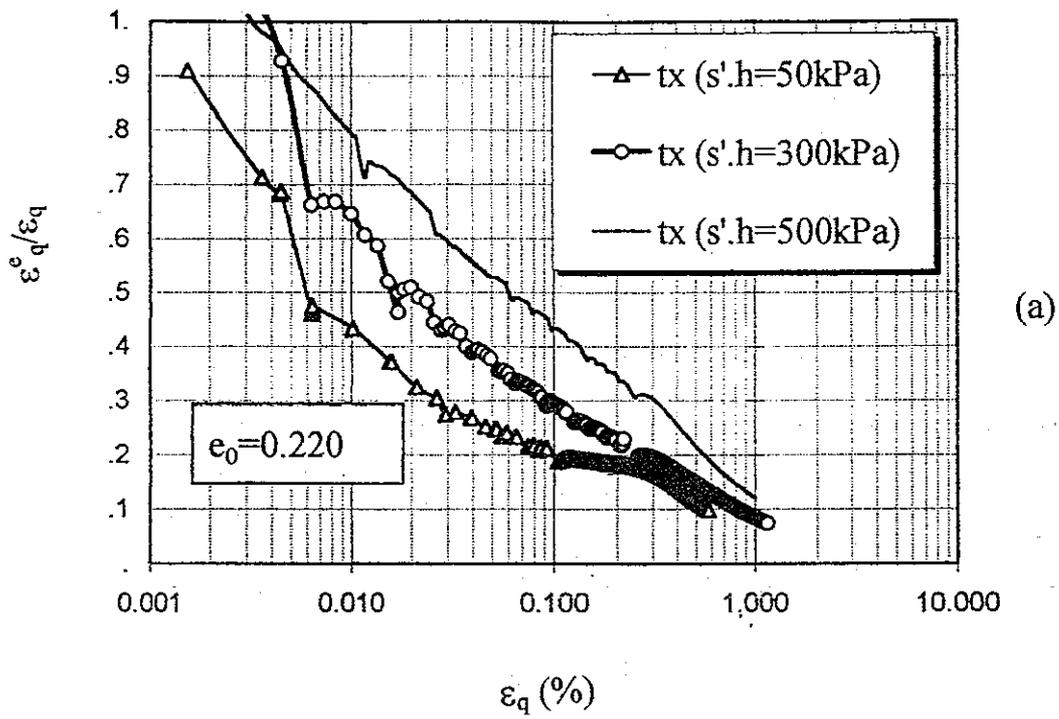


Fig.7.4 (a e b): Rapporto tra deformazioni deviatoriche elastiche e totali calcolate in tre prove triassiali sulla ghiaia di Chiba a diversa σ'_h .

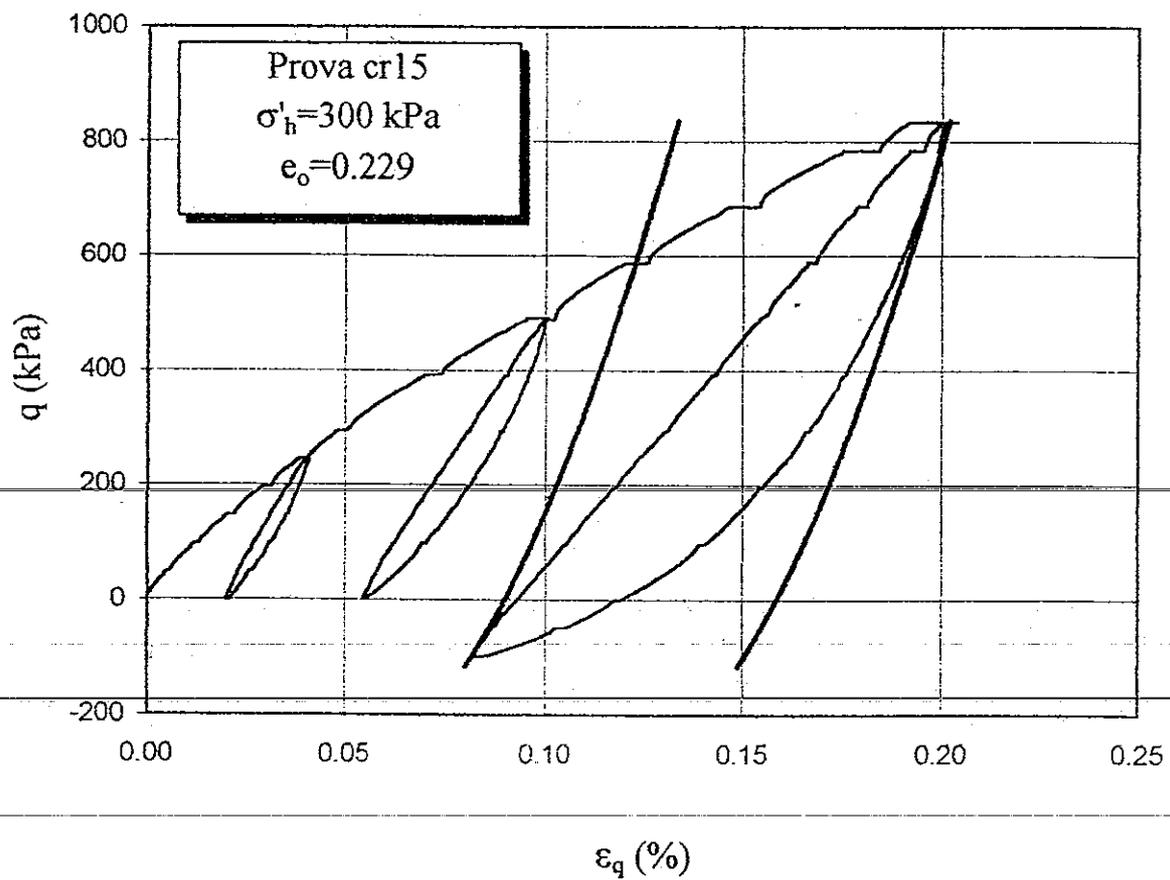


Fig.7.5: Confronto tra gli incrementi di deformazione elastica e totale in una prova triassiale ciclica sulla ghiaia di Chiba.

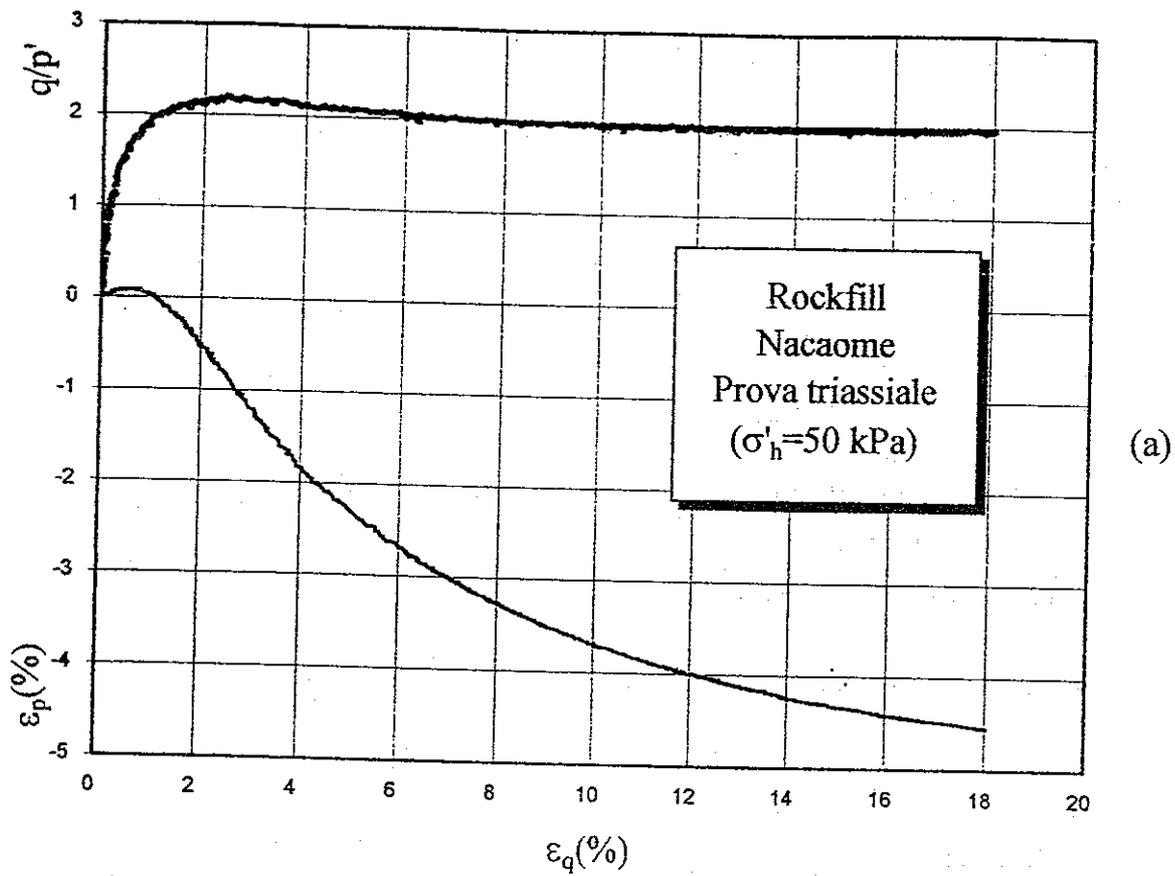


Fig.7.6 (a): Risultati di una prova triassiale sul rockfill Nacaome.

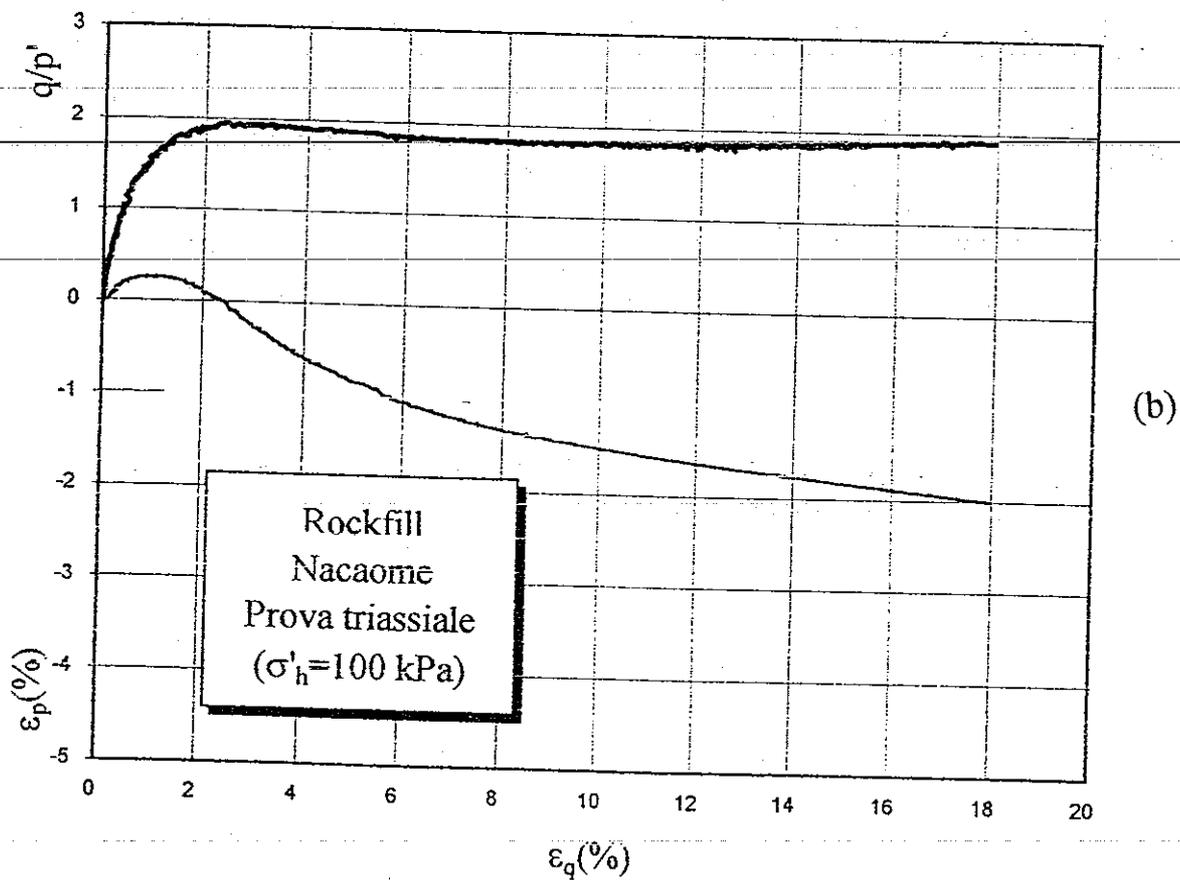


Fig.7.6 (b): Risultati di una prova triassiale sul rockfill Nacaome.

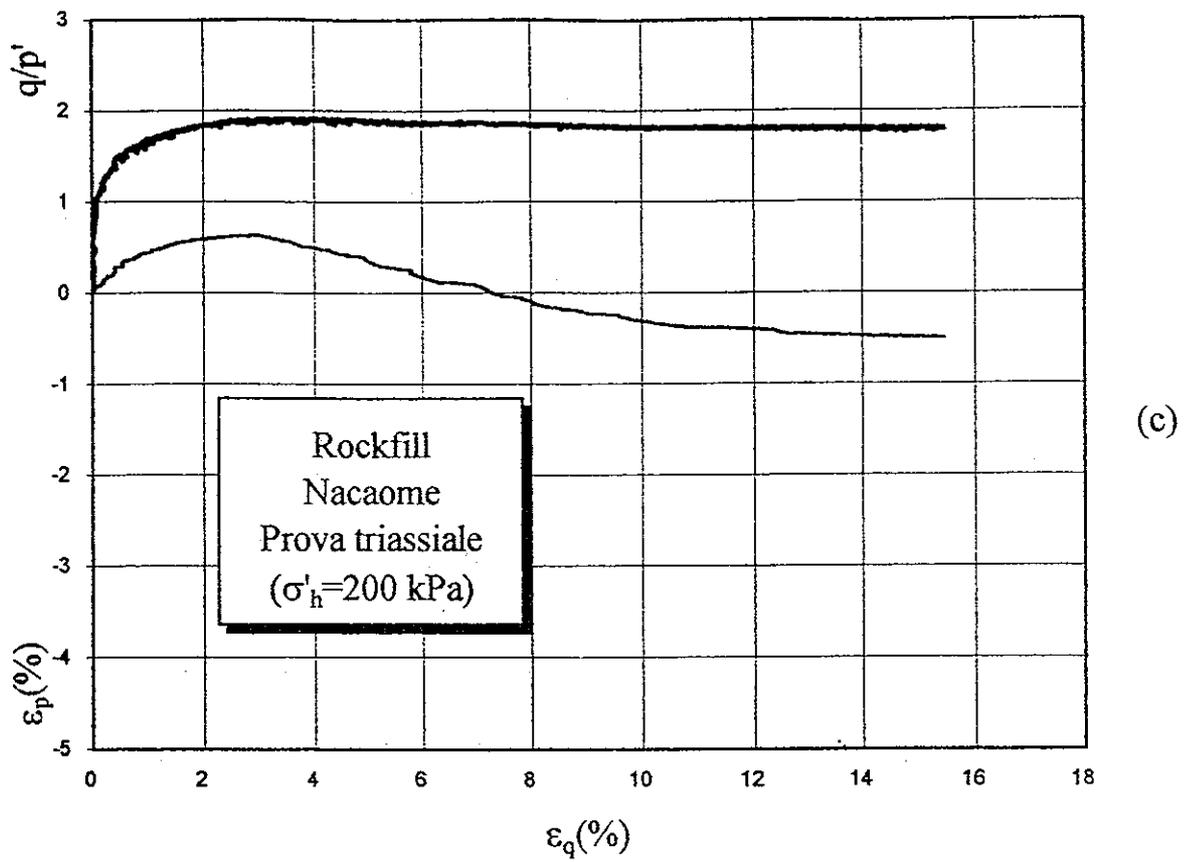


Fig.7.6 (c): Risultati di una prova triassiale sul rockfill Nacaome.

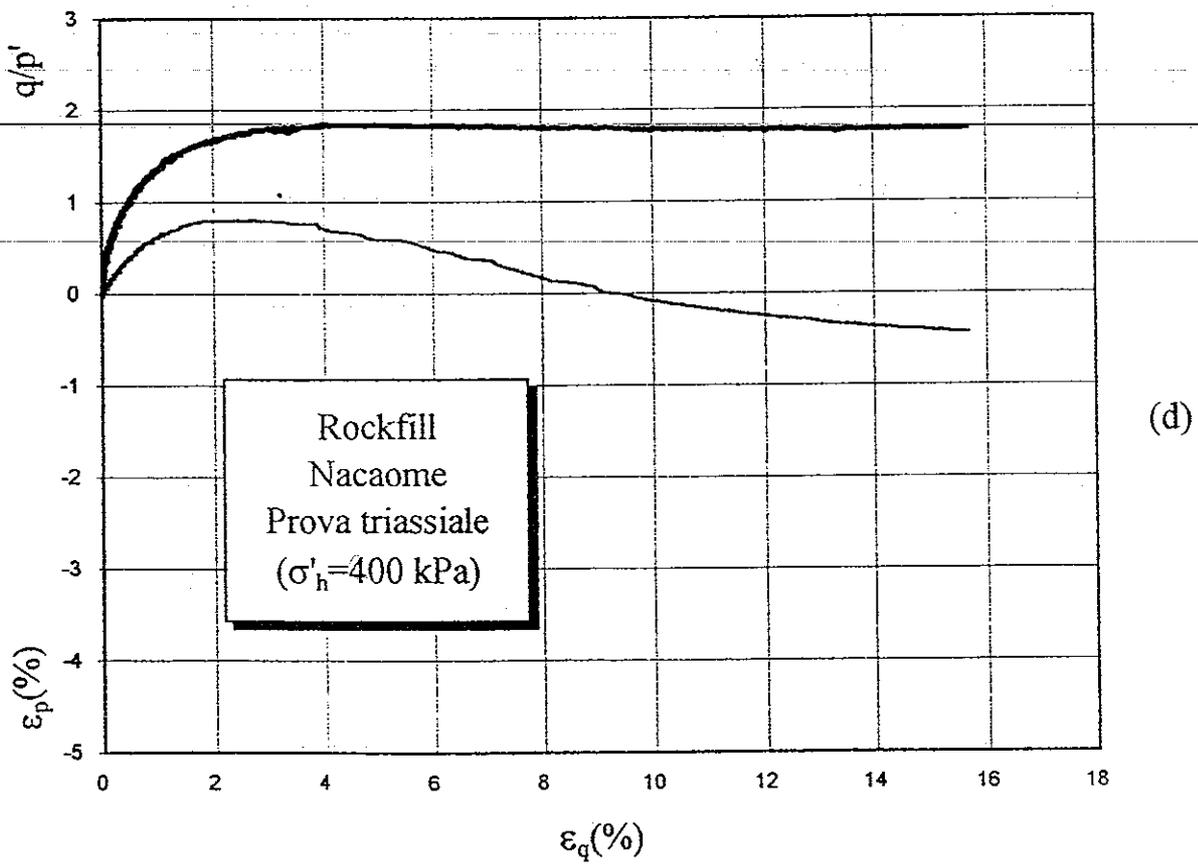


Fig.7.6 (d): Risultati di una prova triassiale sul rockfill Nacaome.

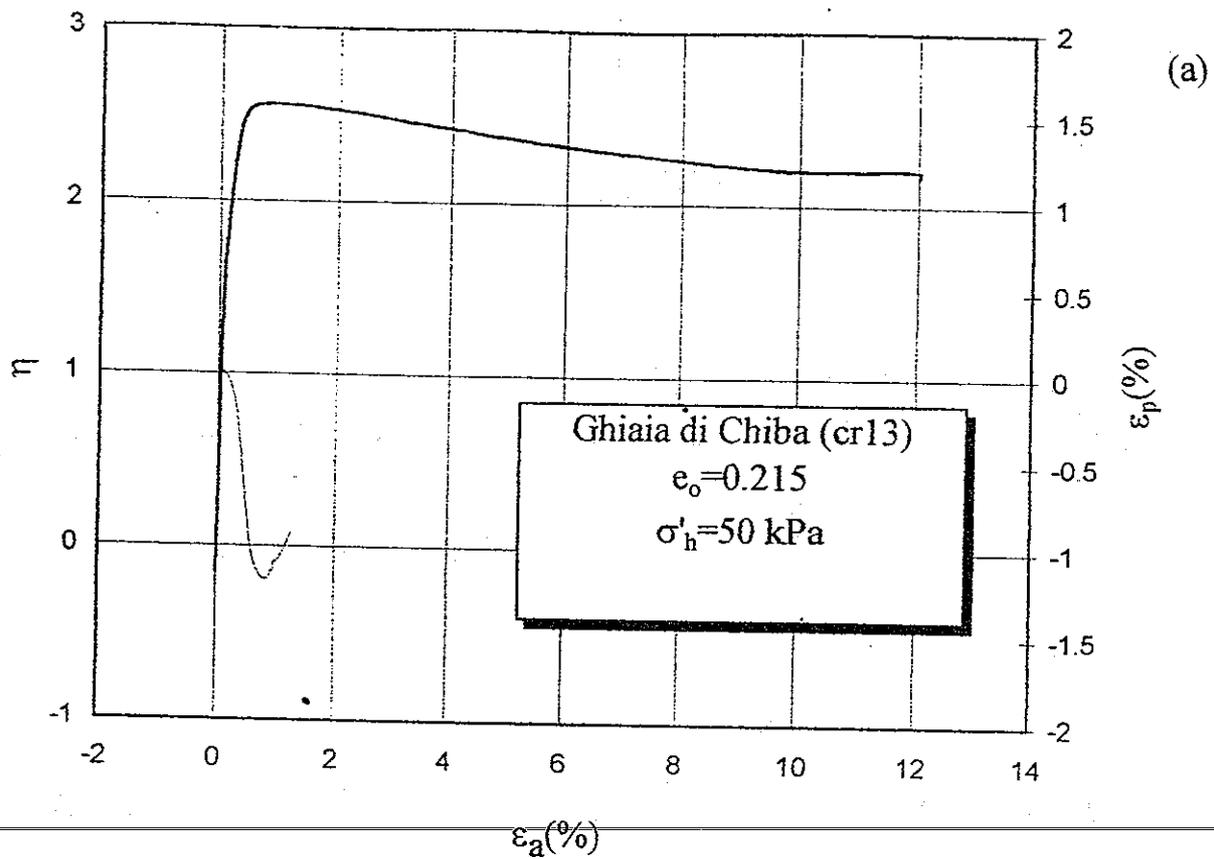


Fig.7.7 (a): Risultati di una prova triassiale sulla ghiaia di Chiba.

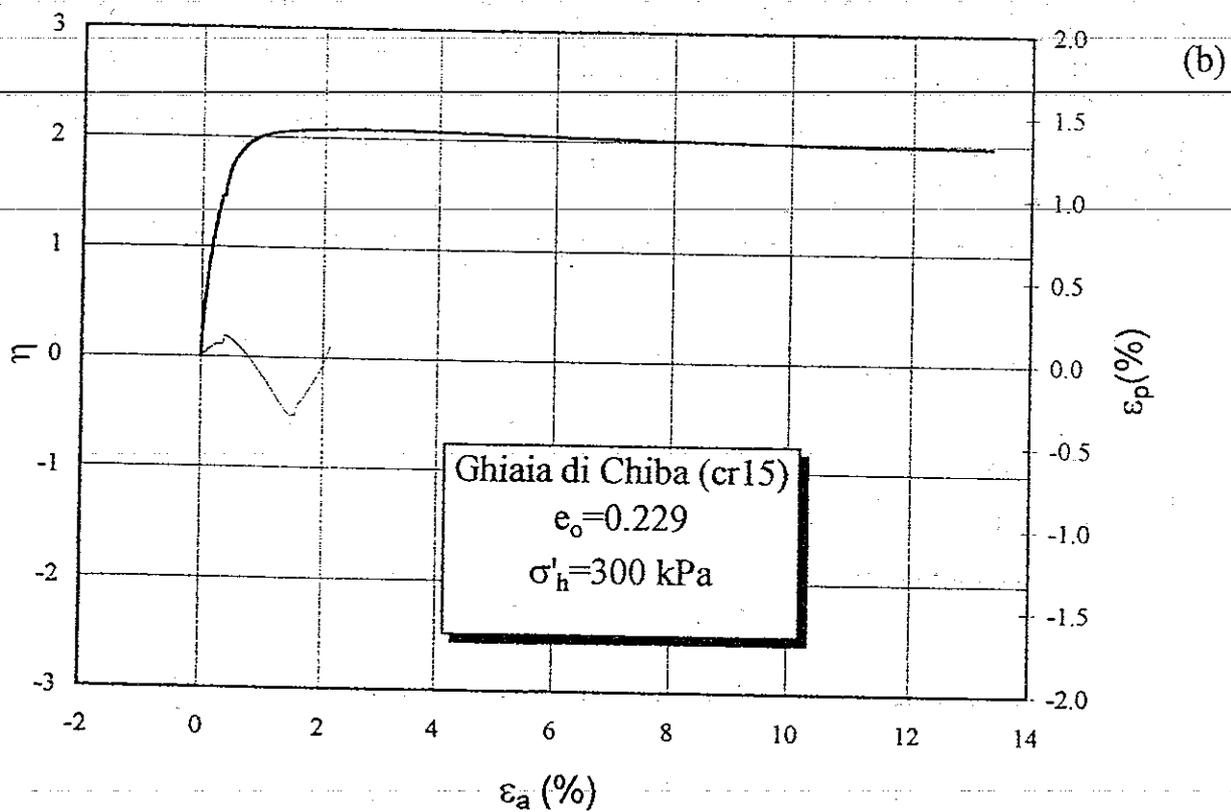
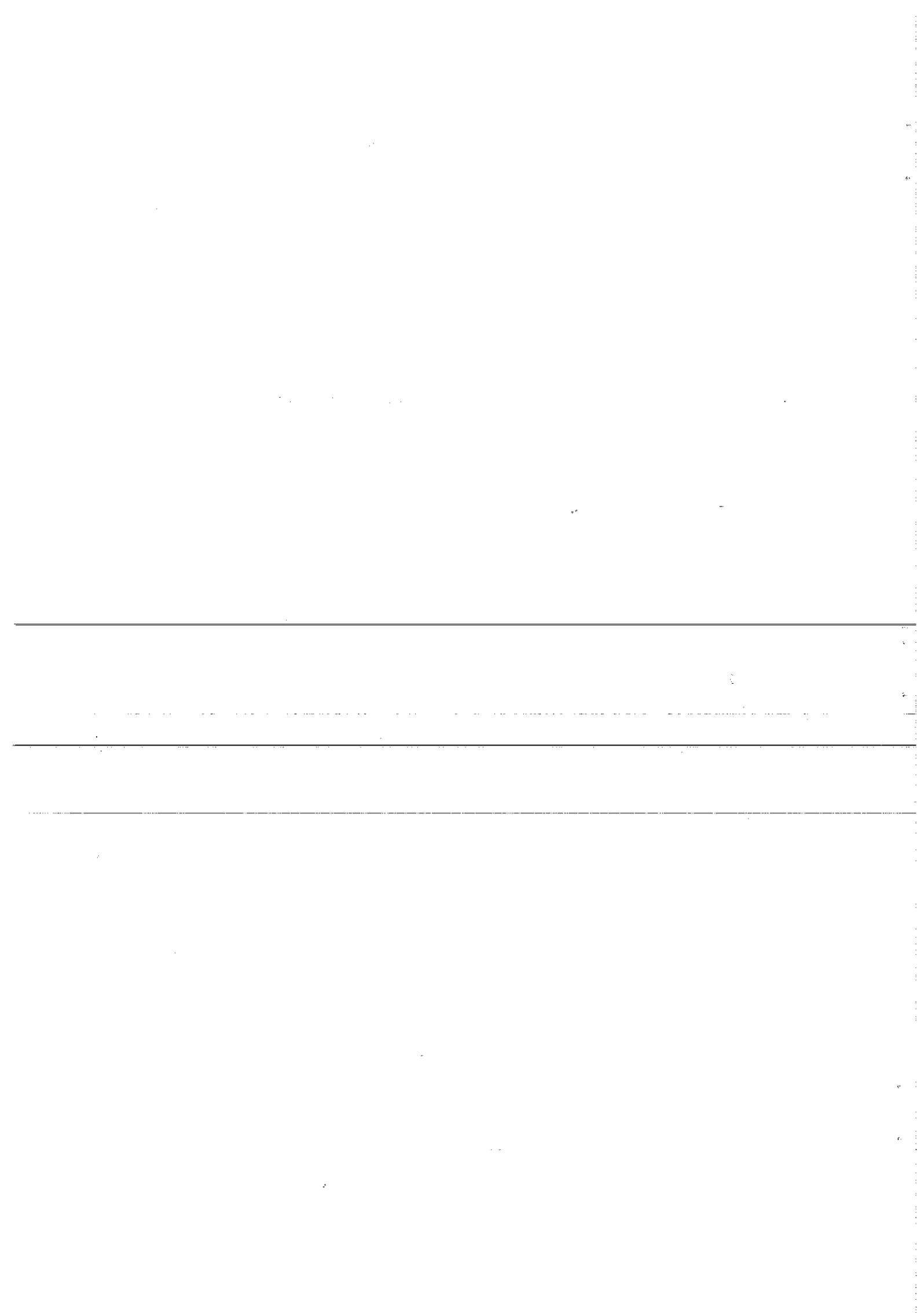


Fig.7.7 (b): Risultati di una prova triassiale sulla ghiaia di Chiba.



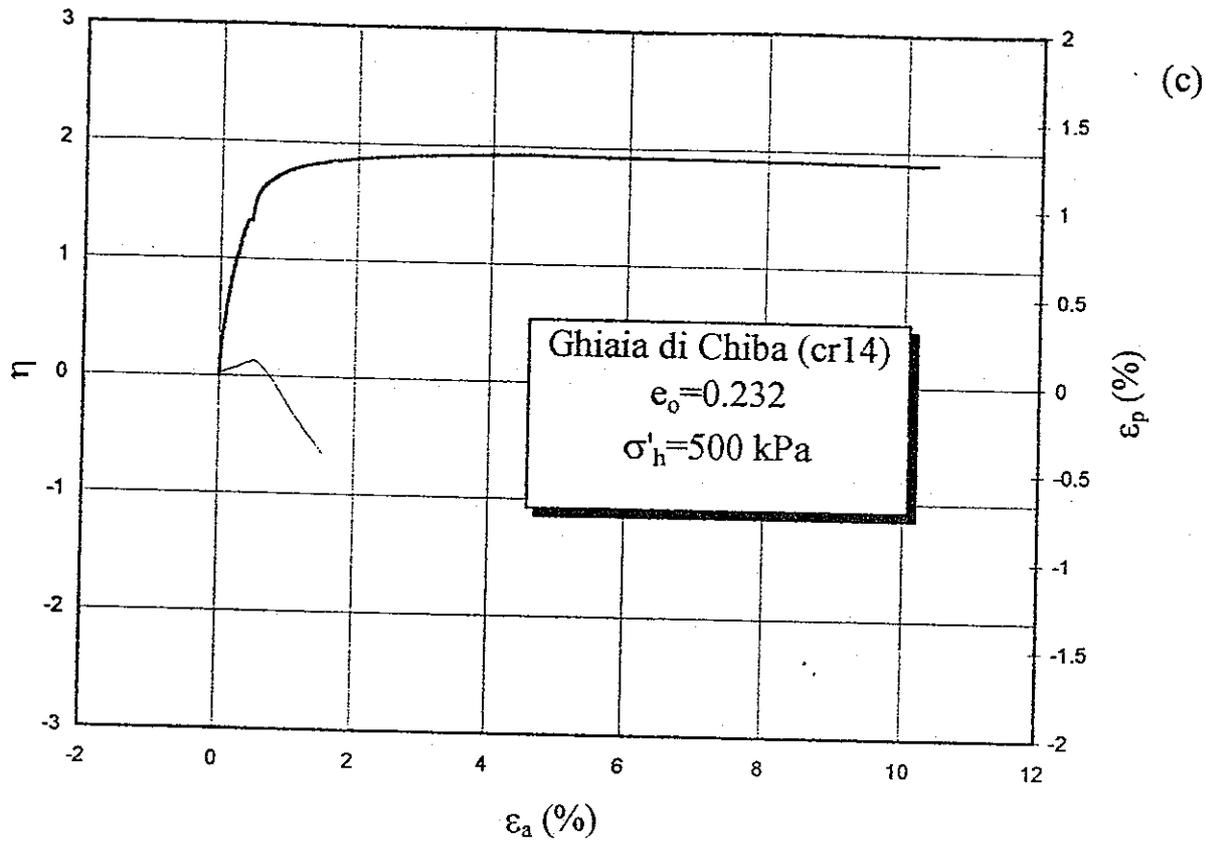


Fig.7.7 (c): Risultati di una prova triassiale sulla ghiaia di Chiba.

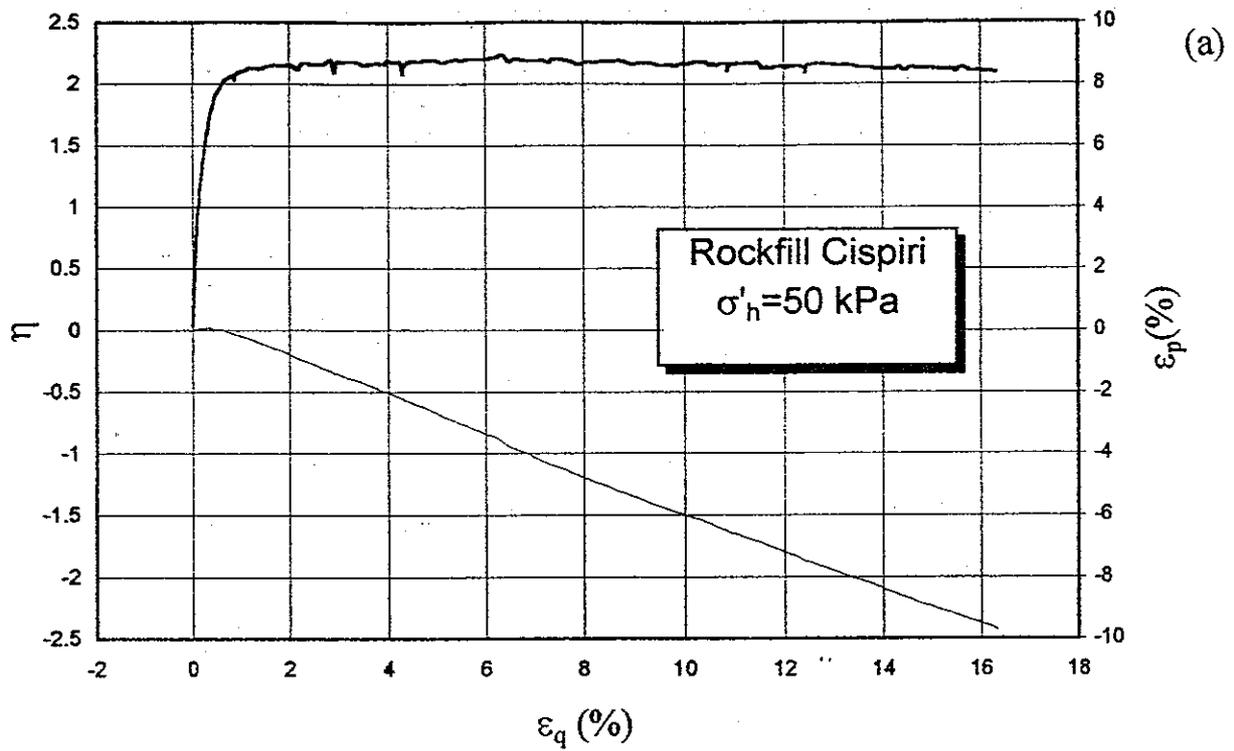


Fig.7.8 (a): Risultati di una prova triassiale sul rockfill Cispiri.

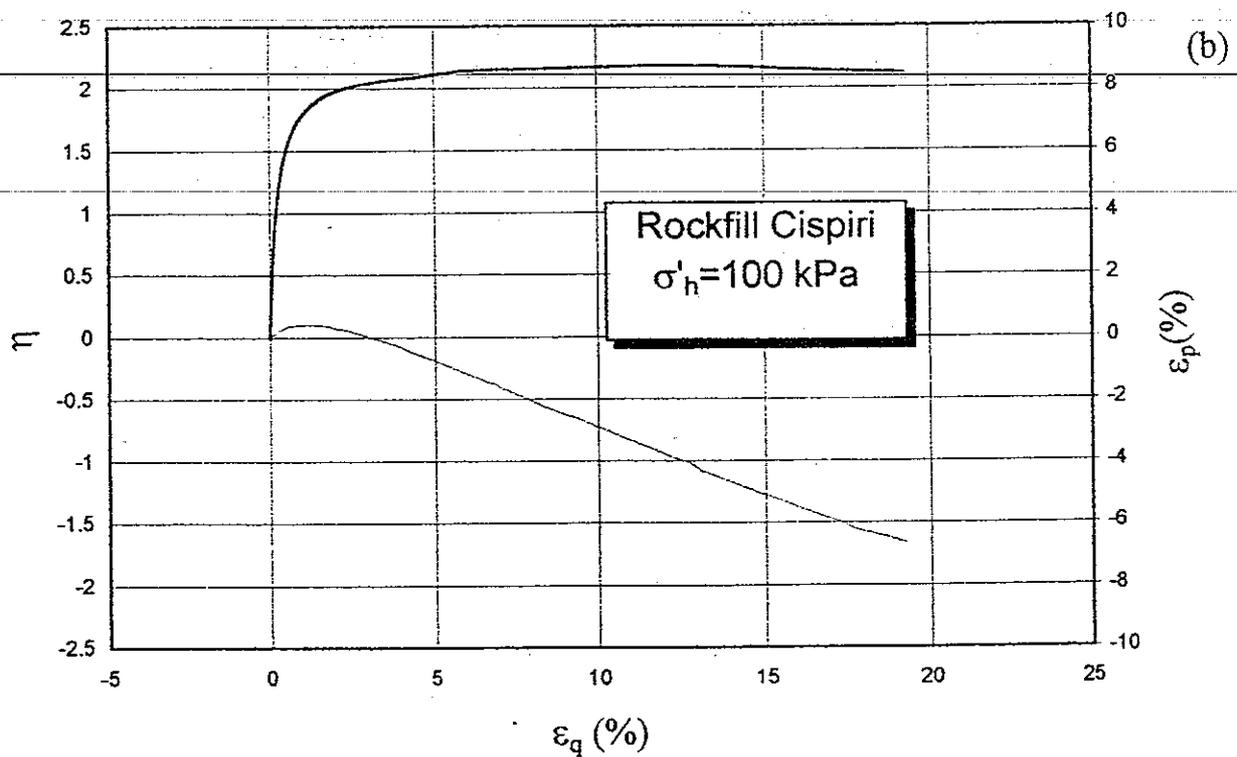


Fig.7.8 (b): Risultati di una prova triassiale sul rockfill Cispiri.

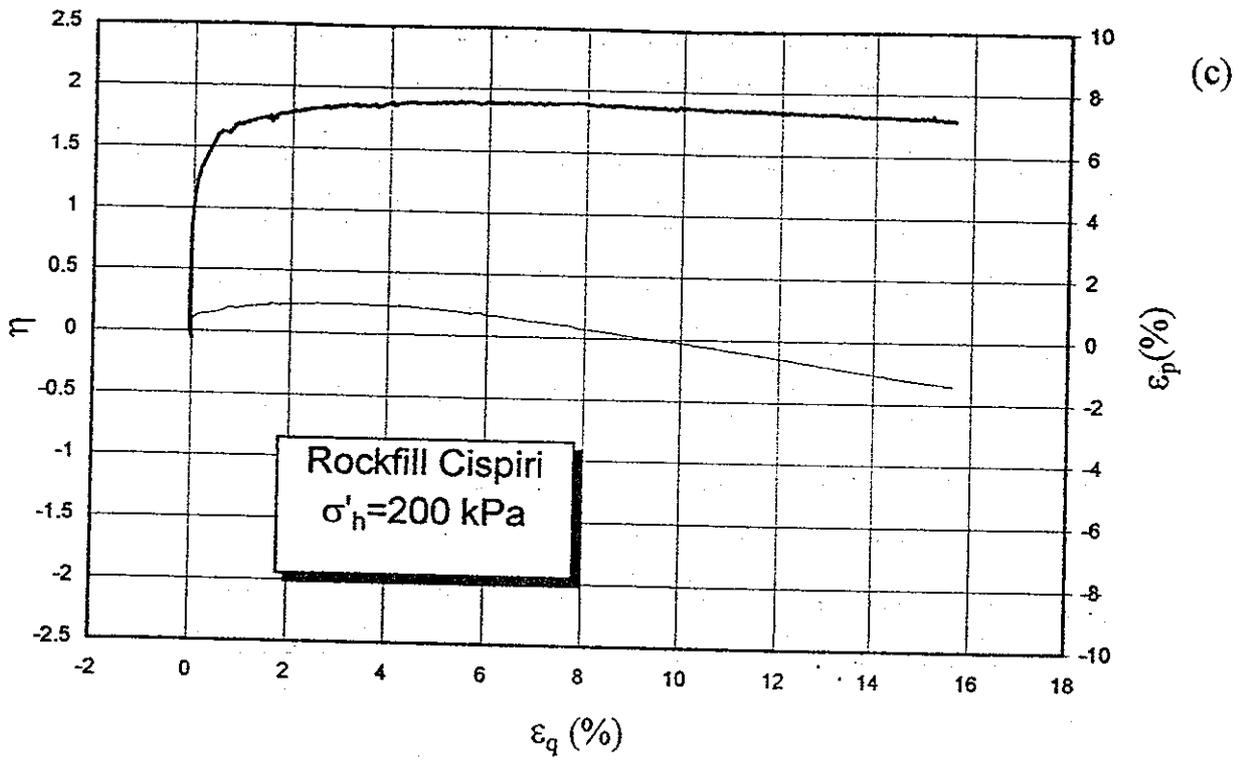


Fig.7.8 (c): Risultati di una prova triassiale sul rockfill Cispiri.

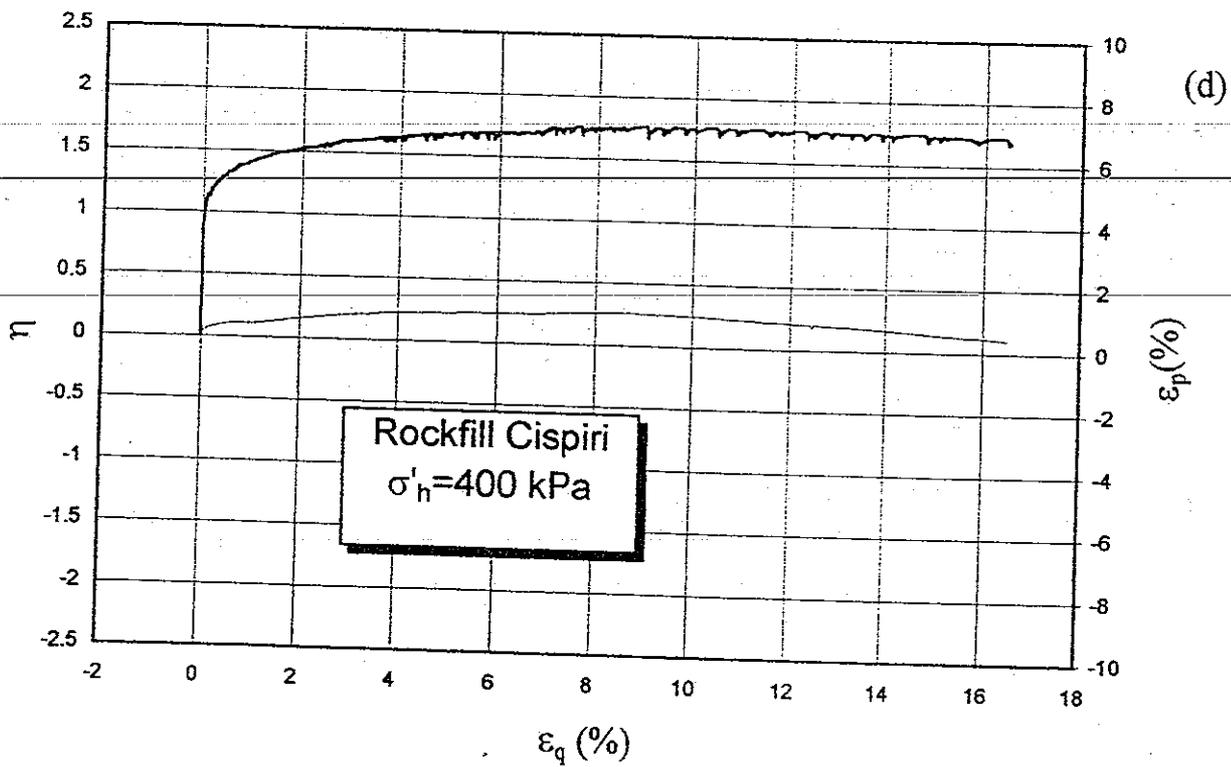


Fig.7.8 (d): Risultati di una prova triassiale sul rockfill Cispiri.

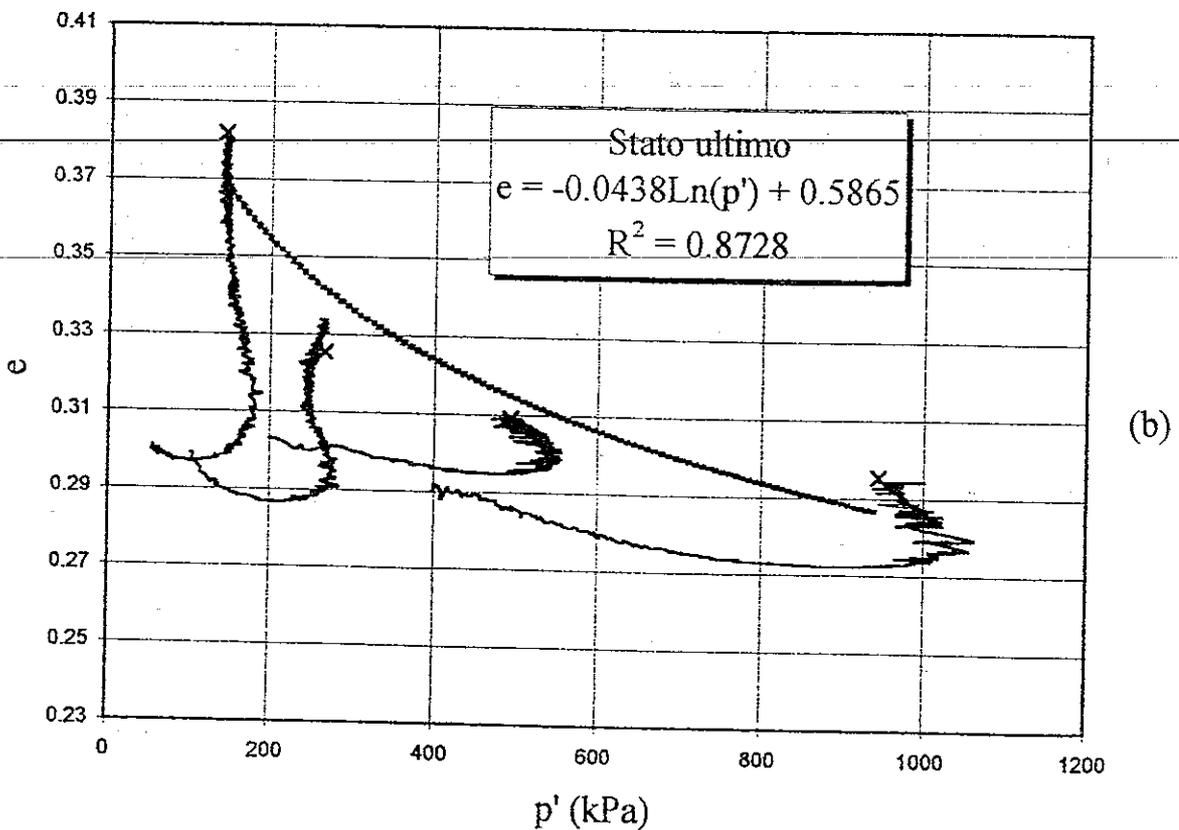
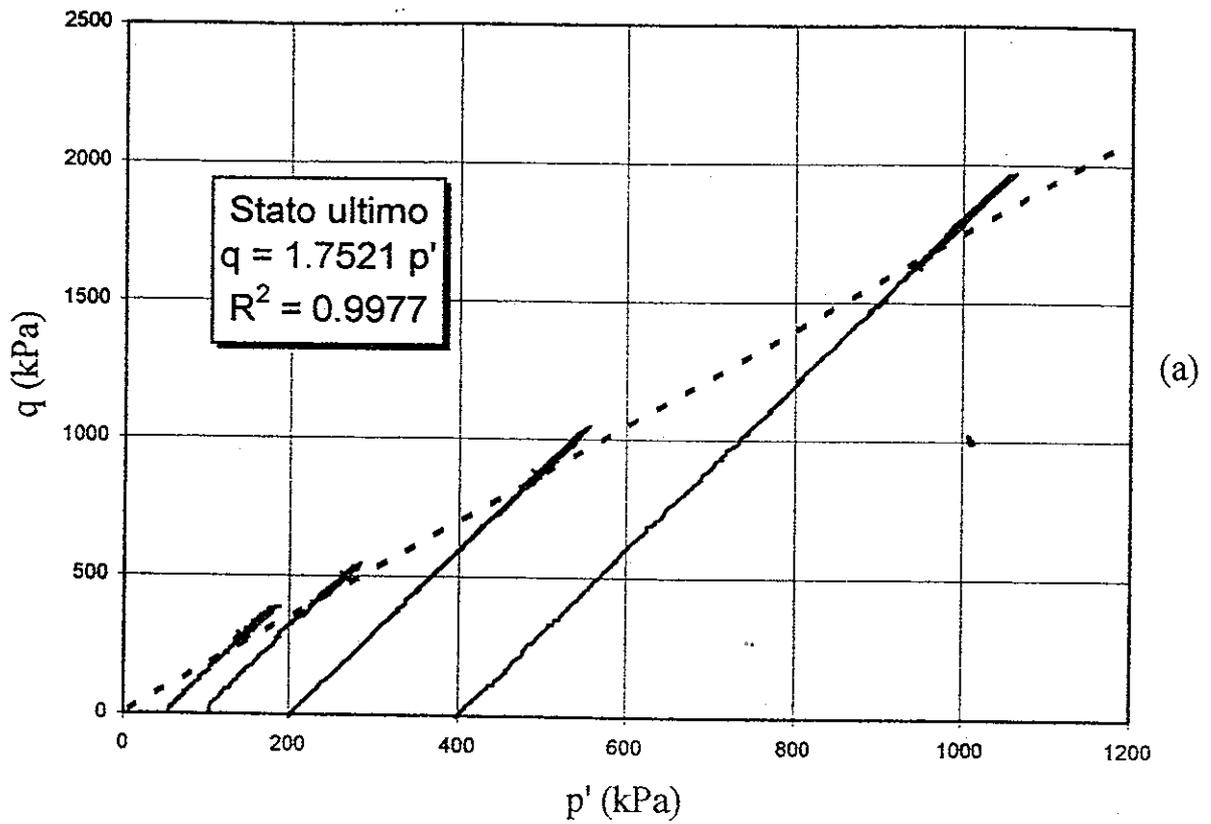
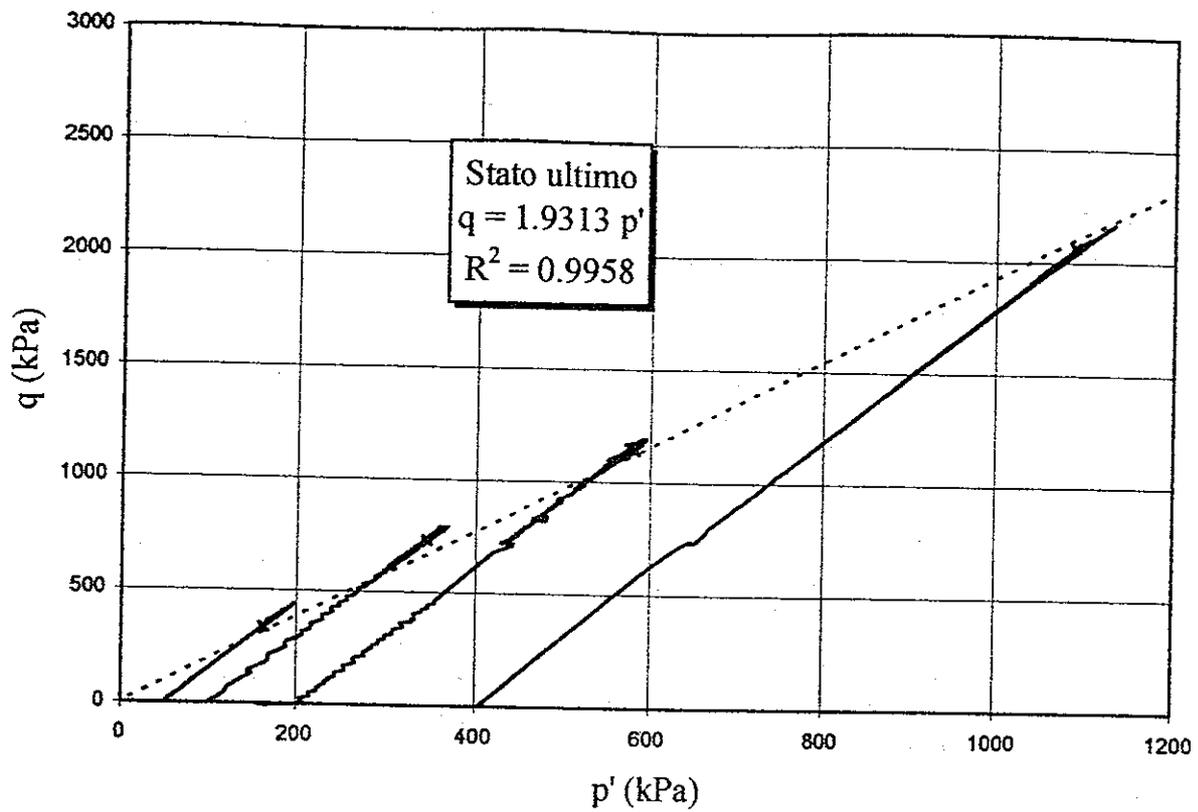
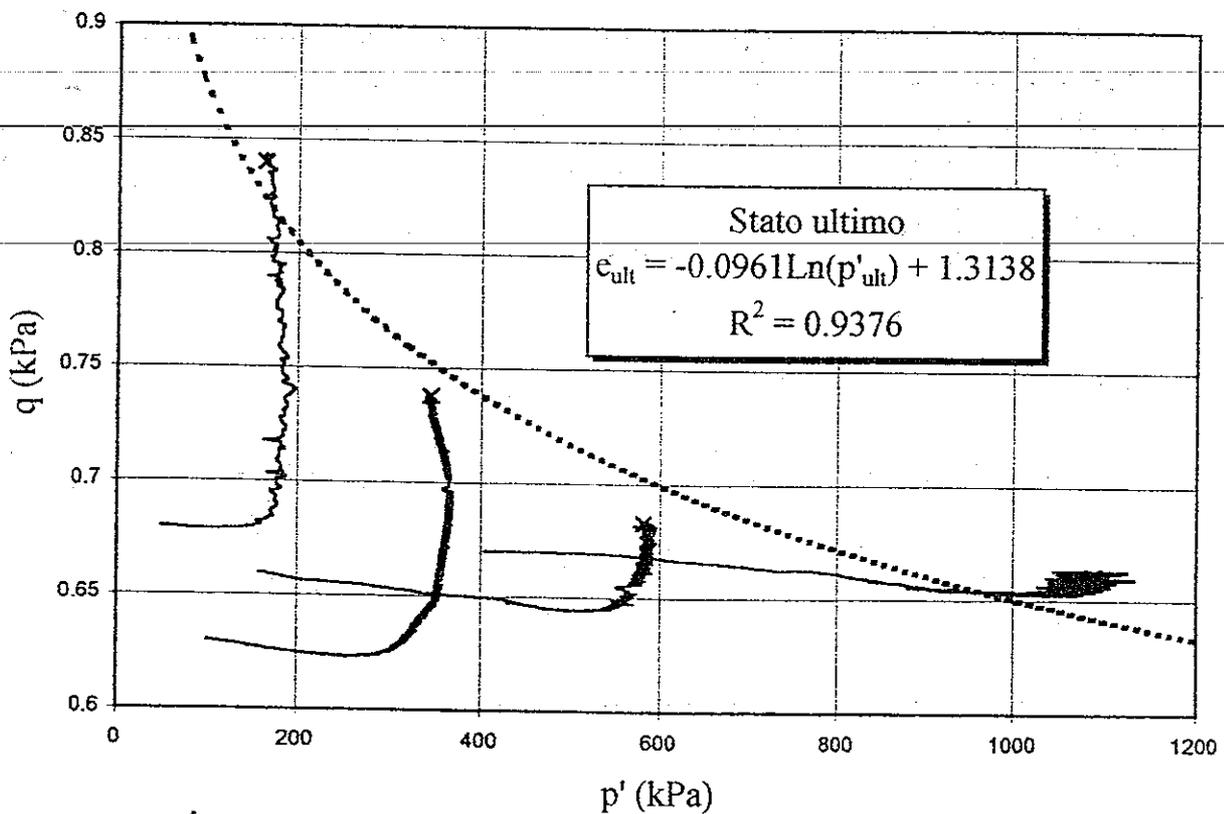


Fig.7.9 (a e b): Posizione del luogo di stato critico del rockfill Nacaome stimata dai valori dell'indice dei vuoti e delle tensioni al termine delle prove triassiali.



(a)



(b)

Fig.7.10 (a e b): Posizione del luogo di stato critico del rockfill Cispiri stimata dai valori dell'indice dei vuoti e delle tensioni al termine delle prove triassiali.

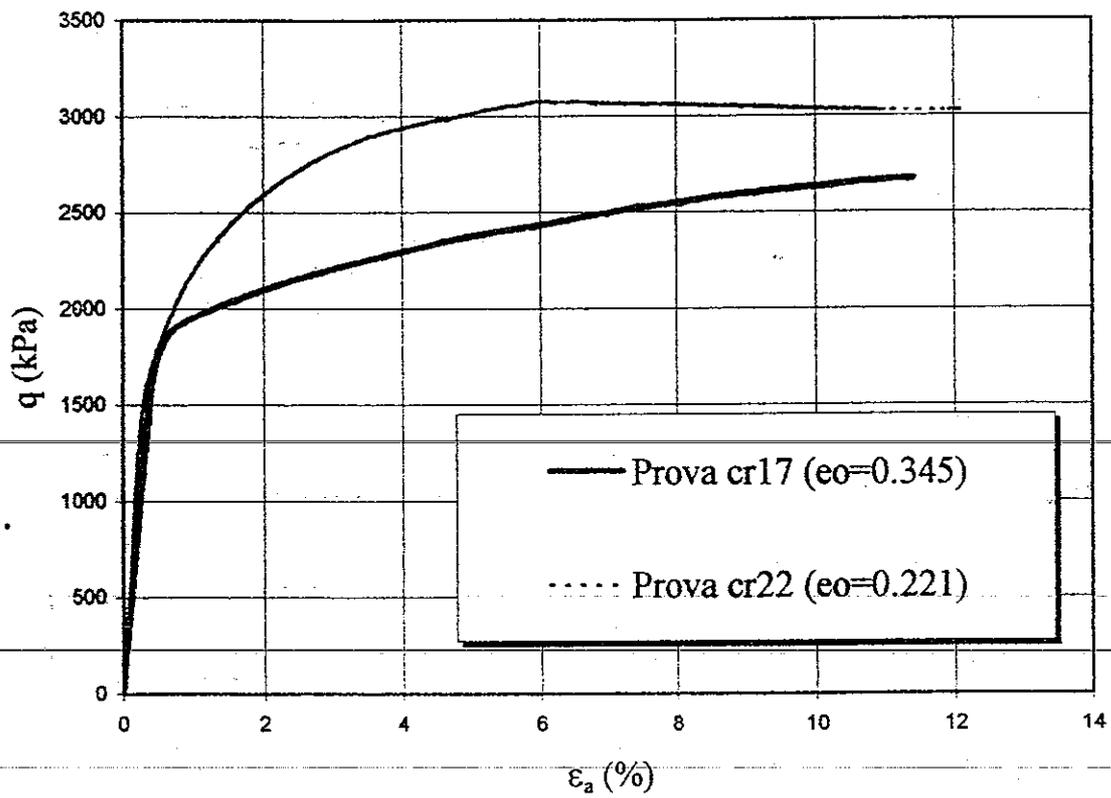


Fig.7.11: Confronto tra i risultati di due prove triassiali condotte a $\sigma'_h=650\text{kPa}$ su campioni di ghiaia di Chiba aventi diverso indice dei vuoti iniziale.

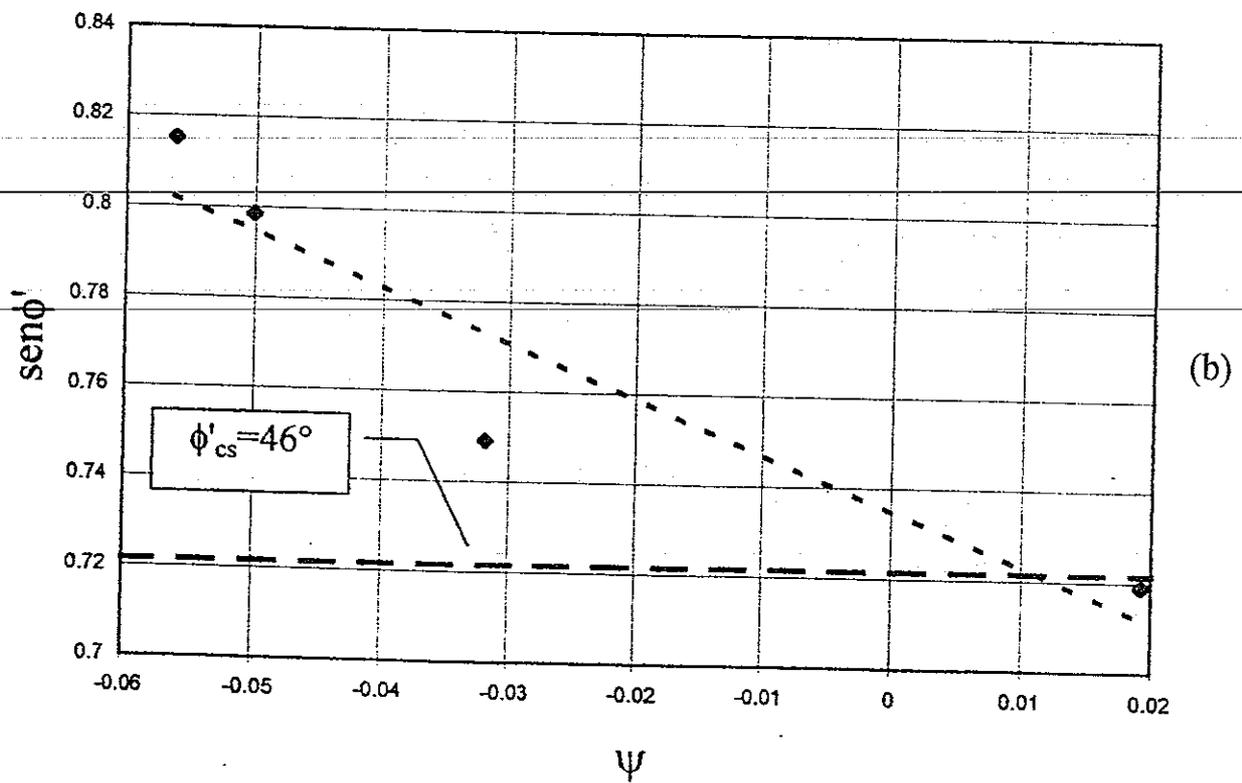
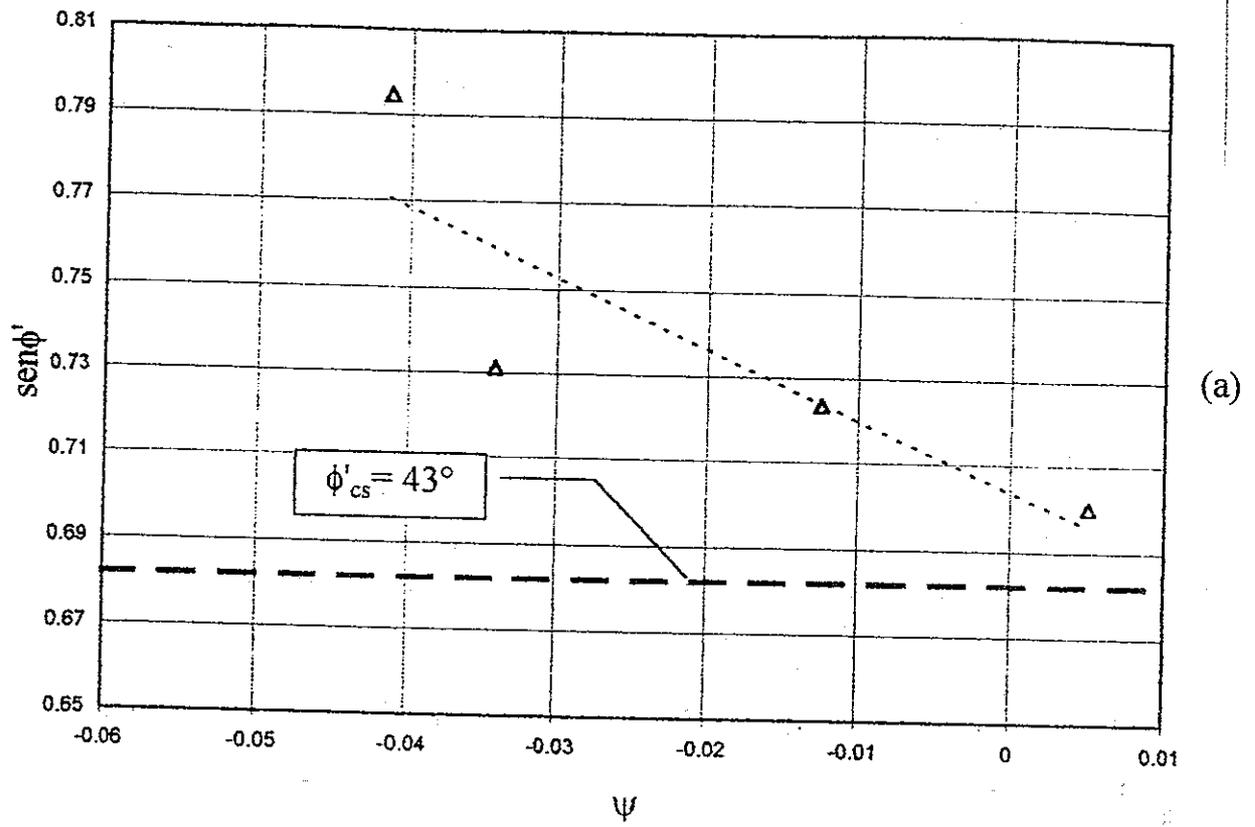


Fig.7.12 (a e b): Resistenza di picco del rockfill Nacaome (fig.a) e Cispiri (fig.b).

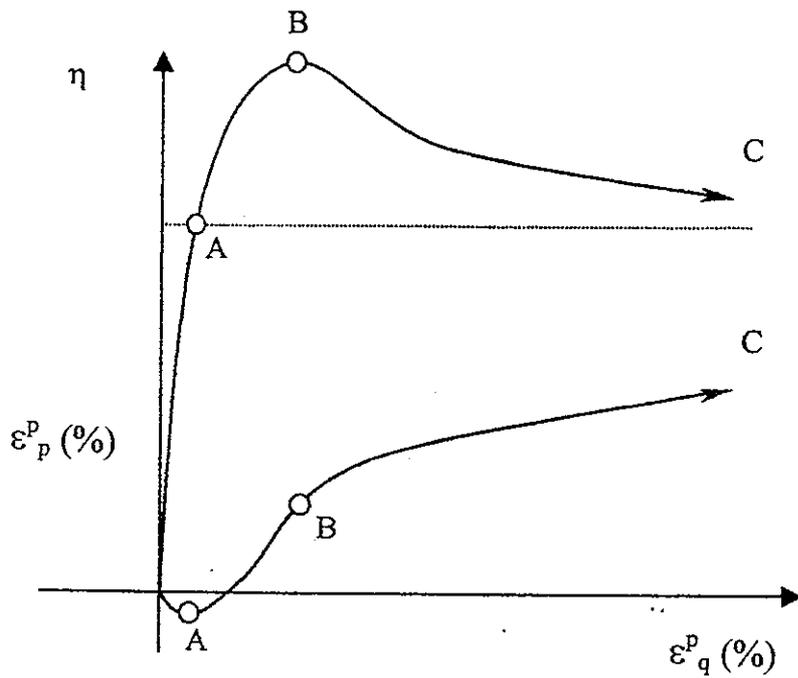


Fig.7.13: Tipico esempio di risposta di un materiale granulare denso secondo i più comuni modelli tensioni-dilatanza.

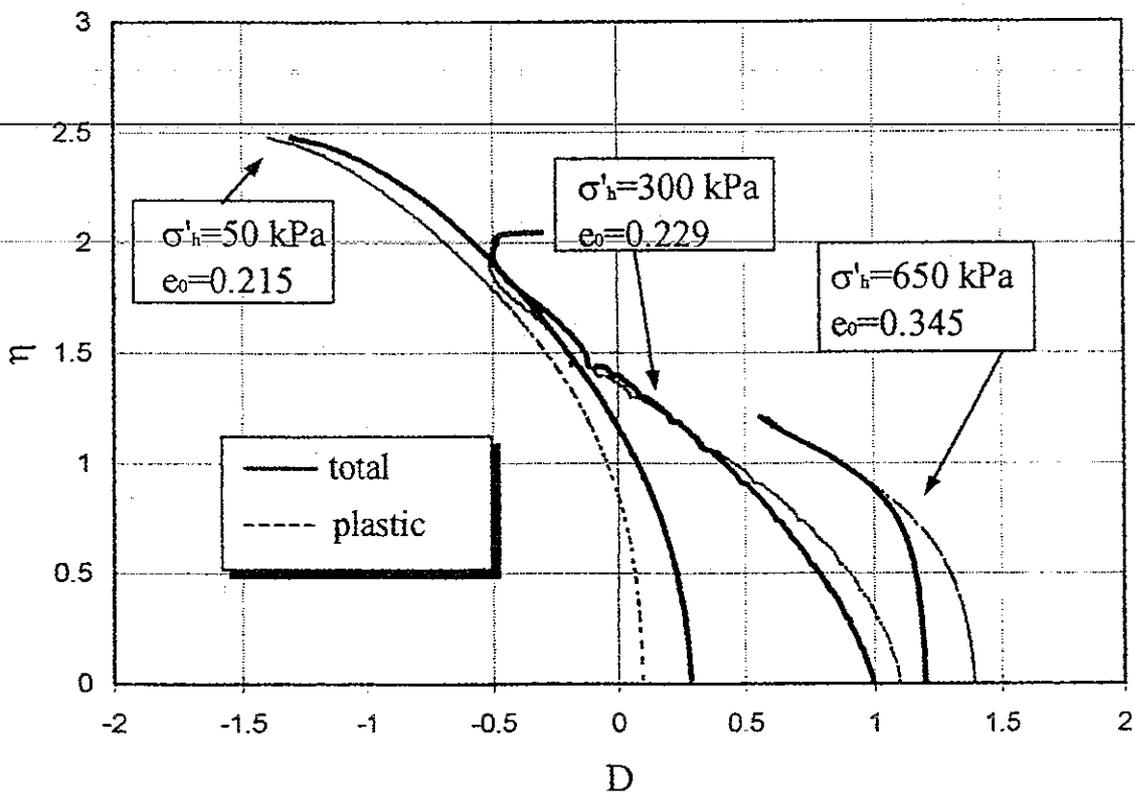


Fig.7.14: Curva tensioni-dilatanza della ghiaia di Chiba rappresentata con le deformazioni totali e plastiche.

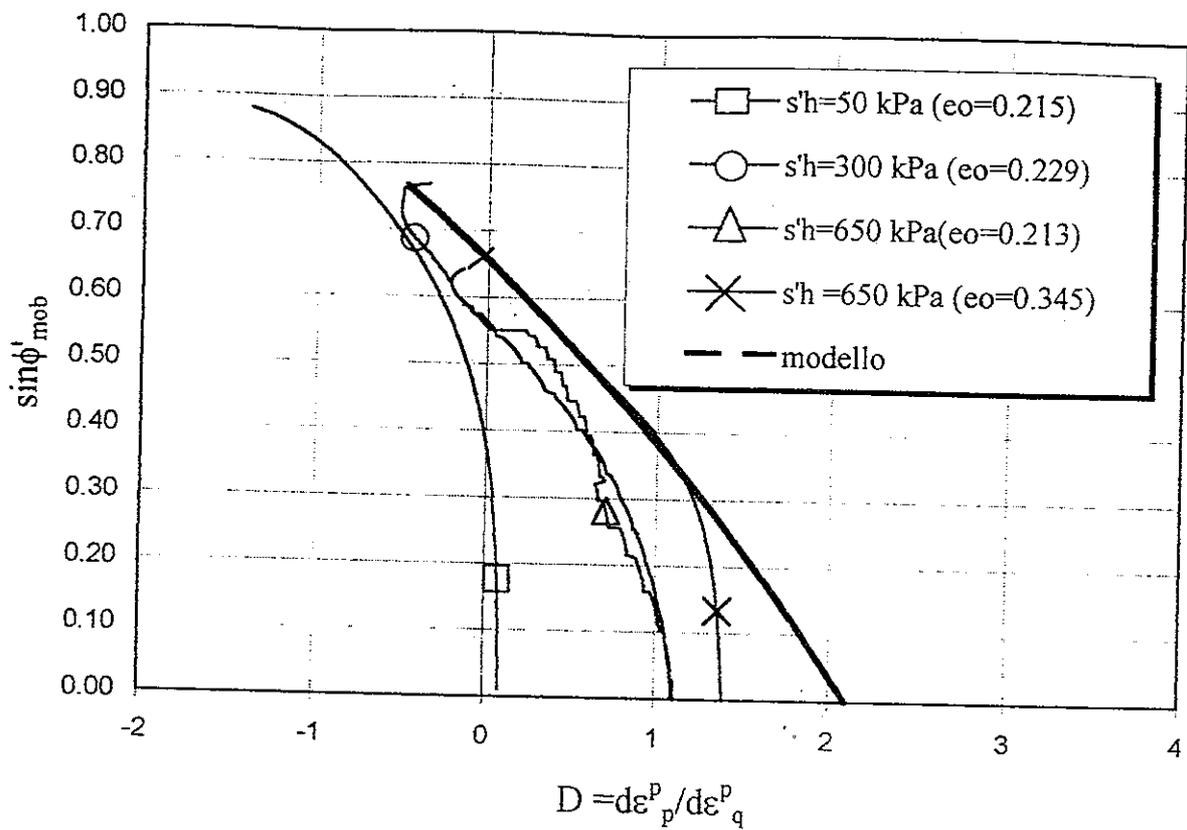


Fig.7.15: Relazione tra angolo d'attrito mobilitato e dilatanza della ghiaia di Chiba rilevata nel corso di prove triassiali effettuate a diversi valori di σ'_h su campioni a differente densità iniziale.

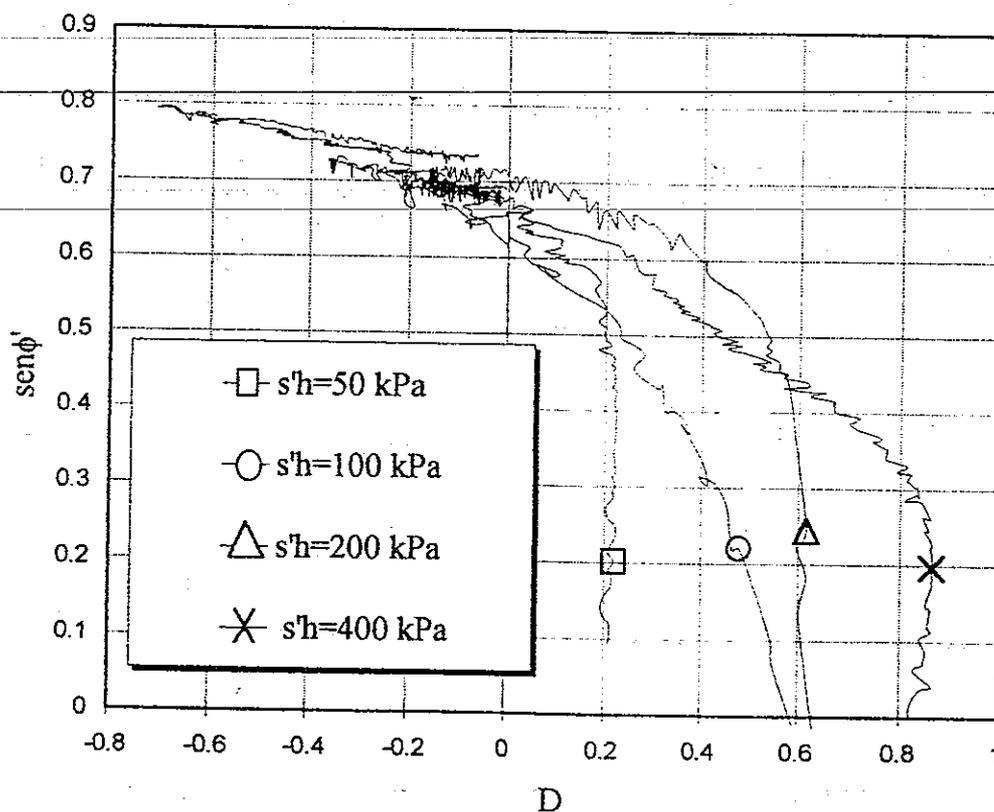


Fig.7.16: Relazione tra angolo d'attrito mobilitato e dilatanza del rockfill Nacome rilevata nel corso di prove triassiali effettuate a diversi valori di σ'_h .

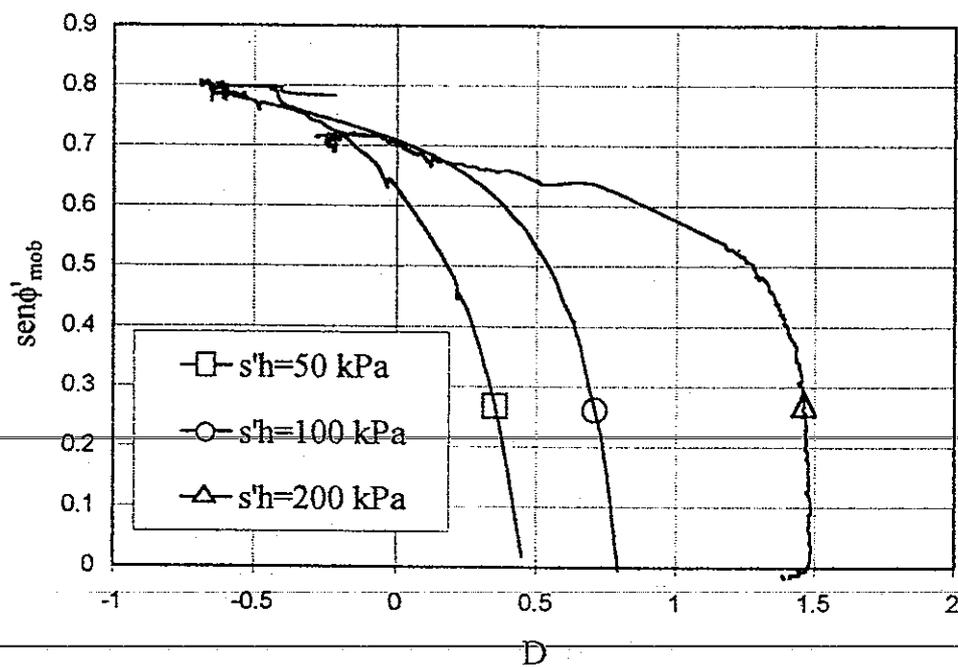


Fig.7.17: Relazione tra angolo d'attrito mobilitato e dilatanza del rockfill Cispiri rilevata nel corso di prove triassiali effettuate a diversi valori di σ'_h .

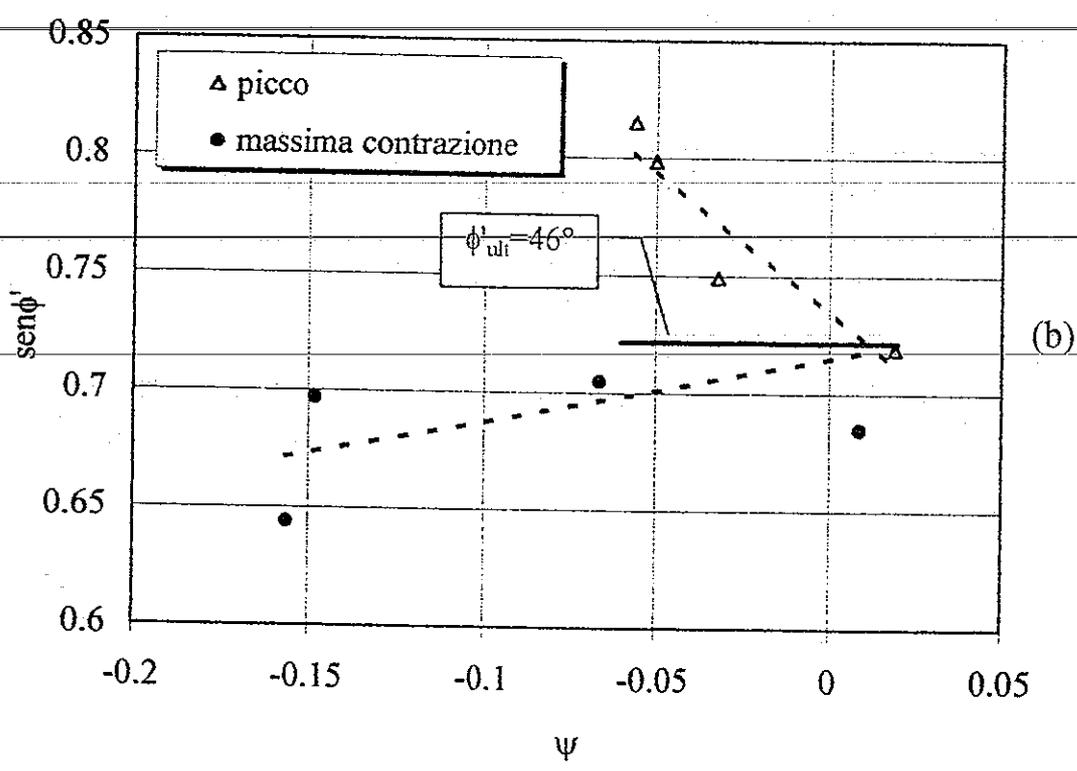
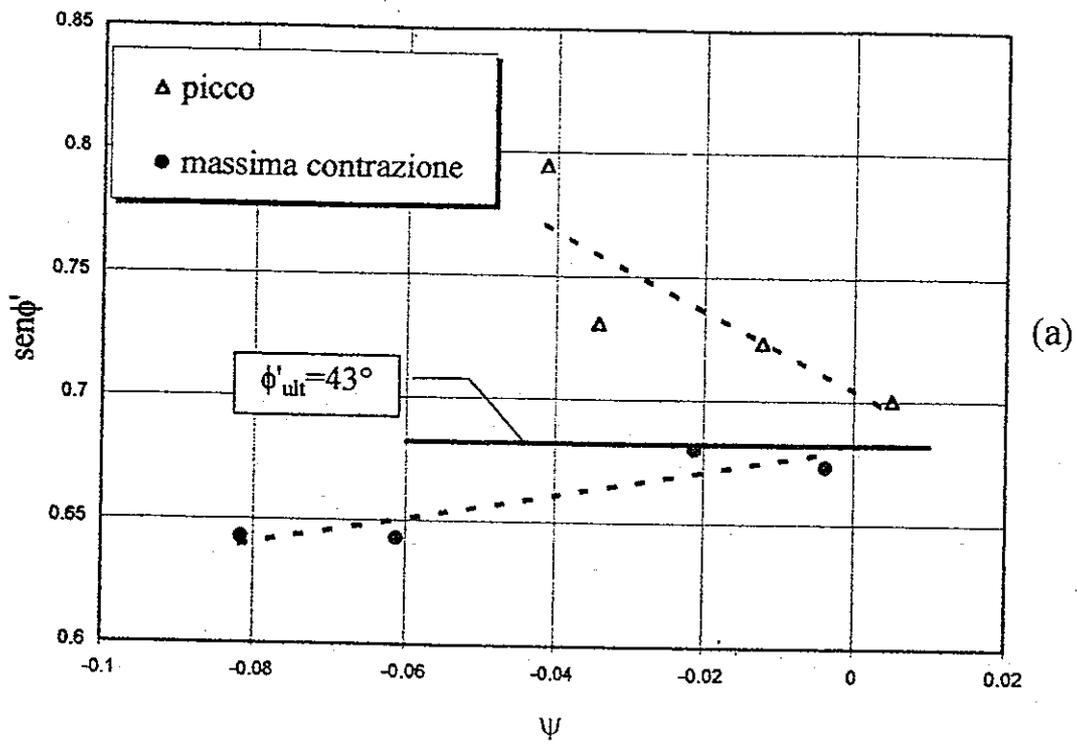


Fig.7.18 (a e b): Angoli di attrito di picco e di massima contrazione del rockfill Nacaome (fig.a) e del rockfill Cispiri (fig.b)

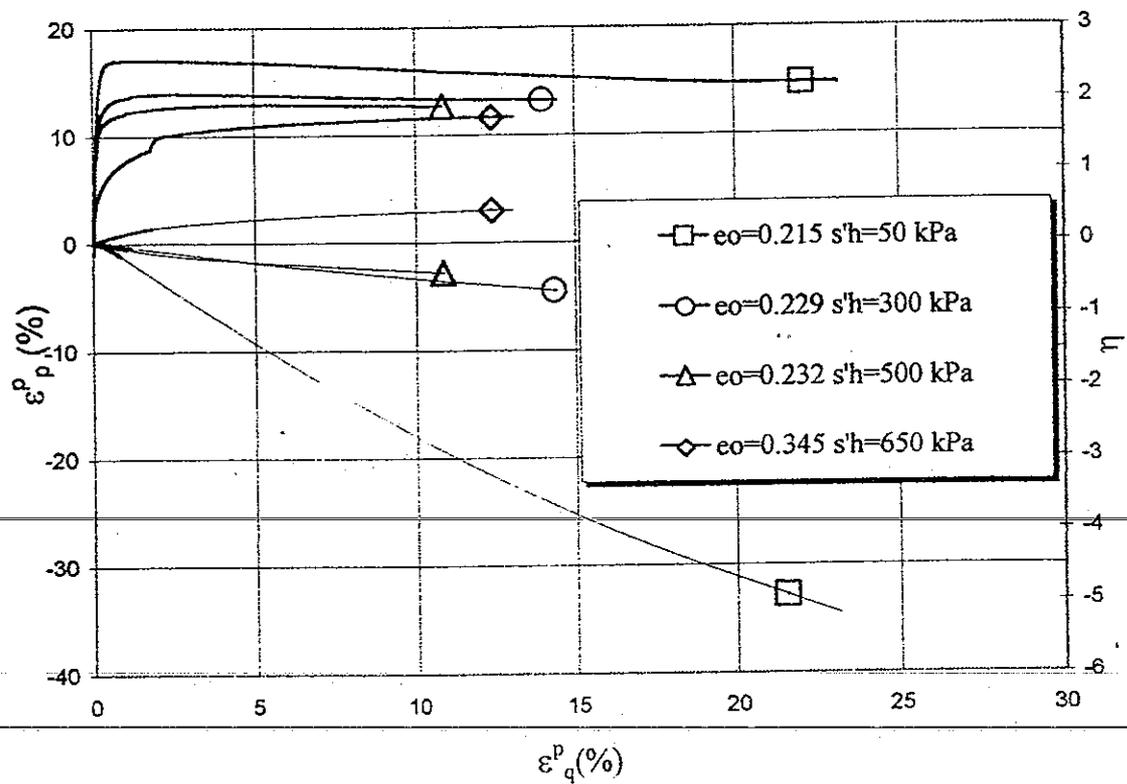


Fig.7.19: Estrapolazione delle deformazioni volumetriche di alcune prove triassiali della ghiaia di Chiba con la procedura descritta nel paragrafo 7.3.4.

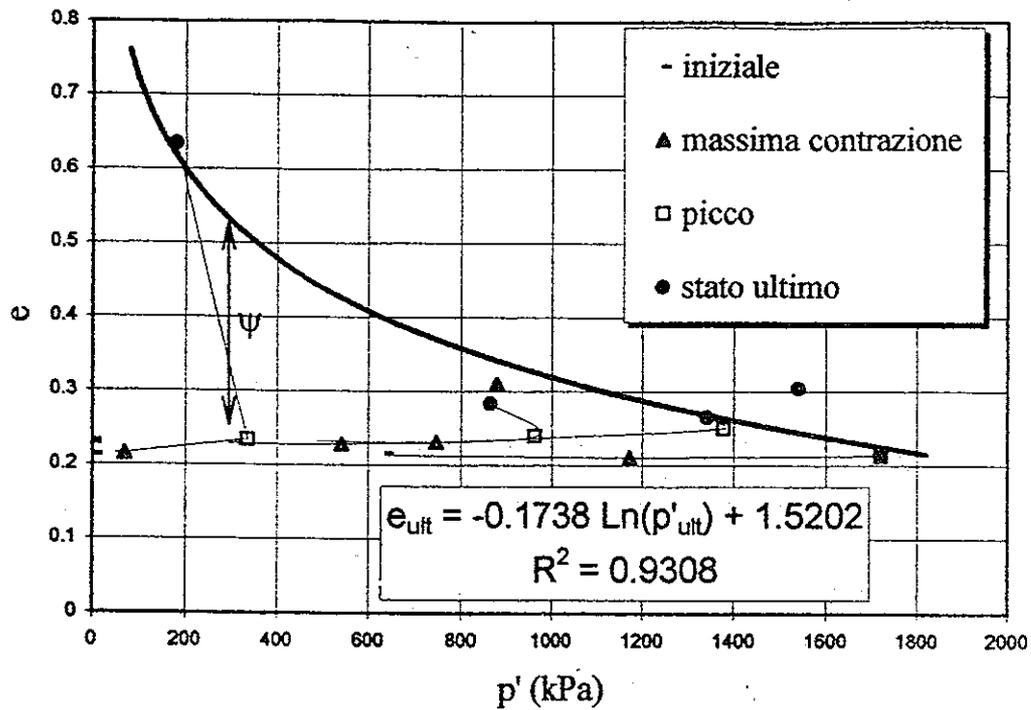


Fig.7.20: Percorsi nel piano $e-p'$ di alcune prove effettuate sulla ghiaia di Chiba e stima della posizione della curva di stato critico.

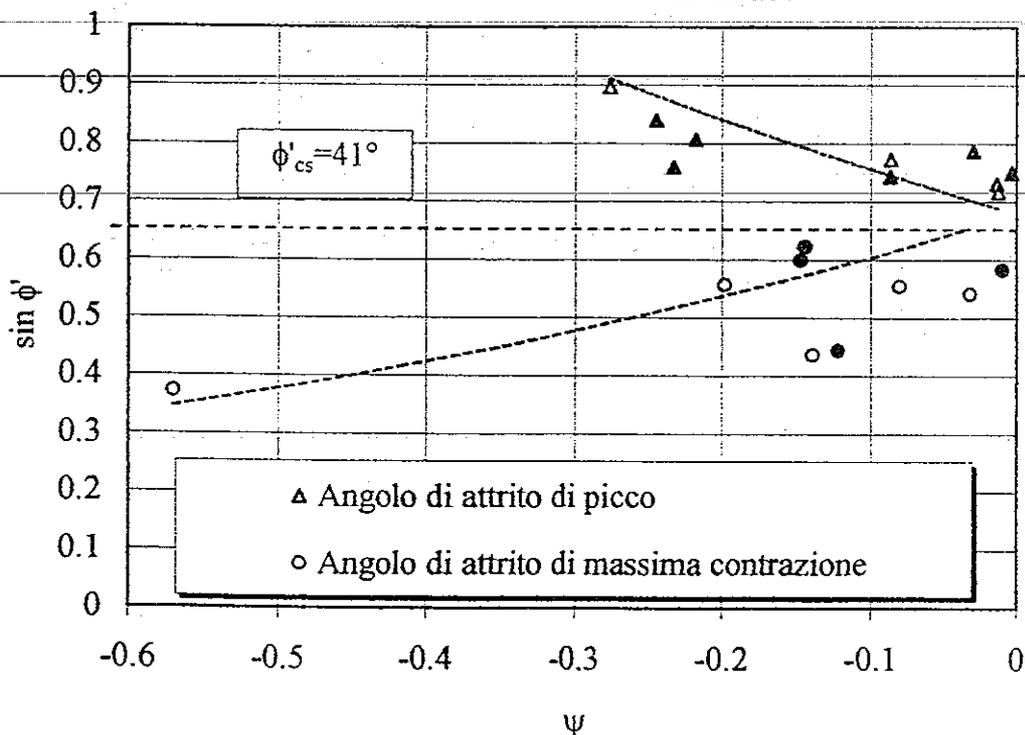


Fig.7.21: Angoli di attrito di picco e di massima contrazione della ghiaia di Chiba. I simboli pieni rappresentano i risultati di prove effettuate sullo stesso terreno da Jiang (1996).

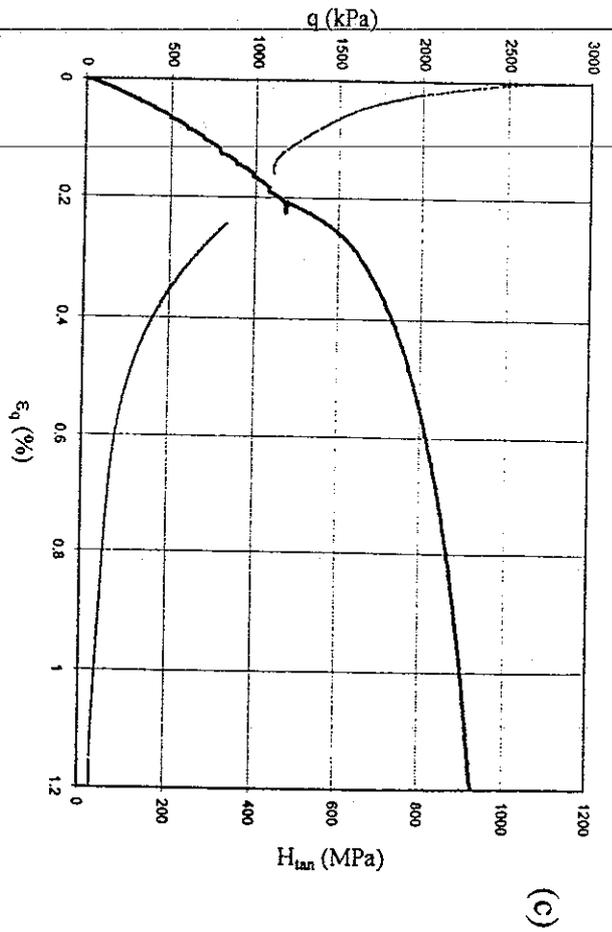
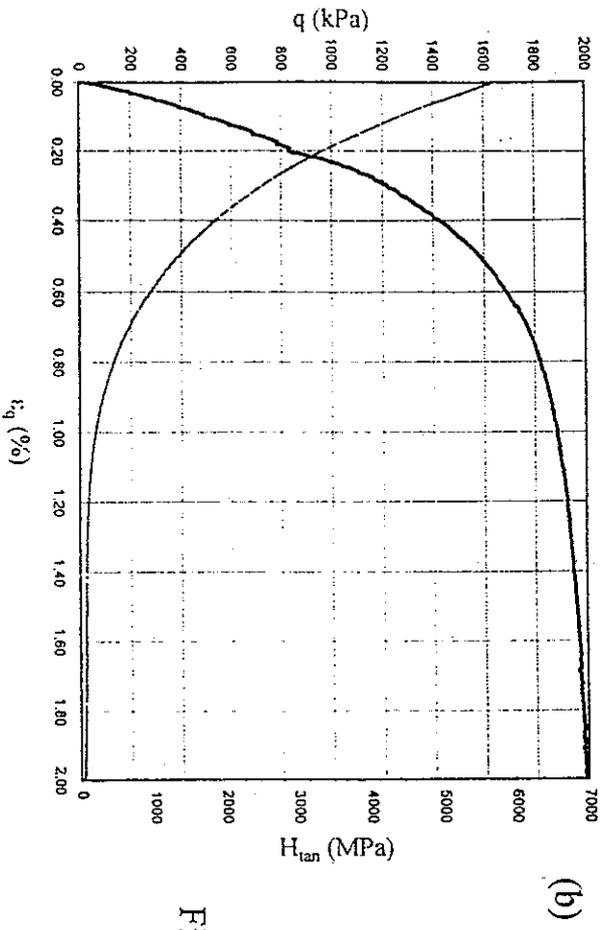
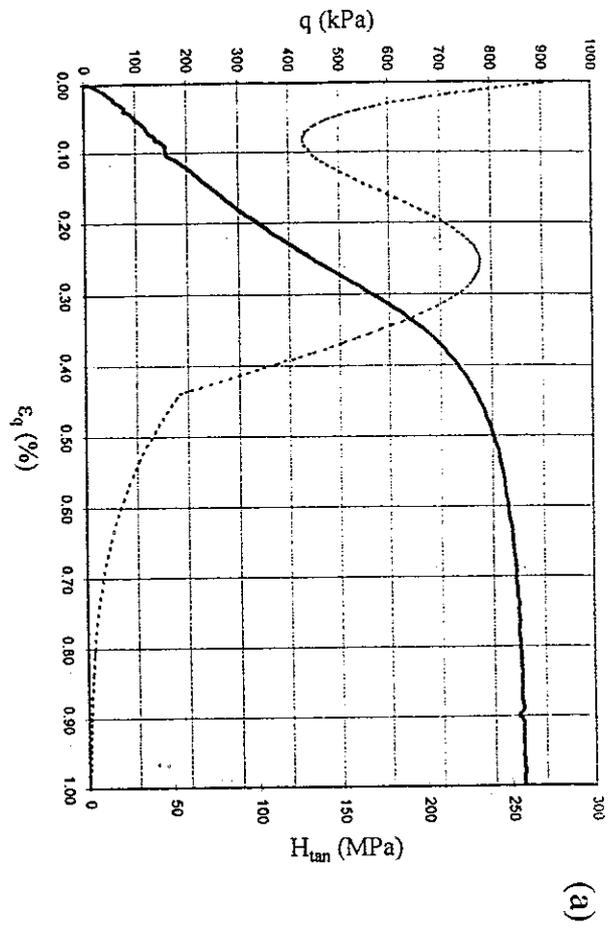


Fig. 7.22: Curve q - ϵ_q e modulo di rigidzza tangente di tre prove effettuate sulla ghiaia di Chiba: $e_0=0.215$, $\sigma'_h=50$ kPa (fig.a); $e_0=0.232$, $\sigma'_h=300$ kPa (fig.b) $e_0=0.229$, $\sigma'_h=500$ kPa (fig.c).

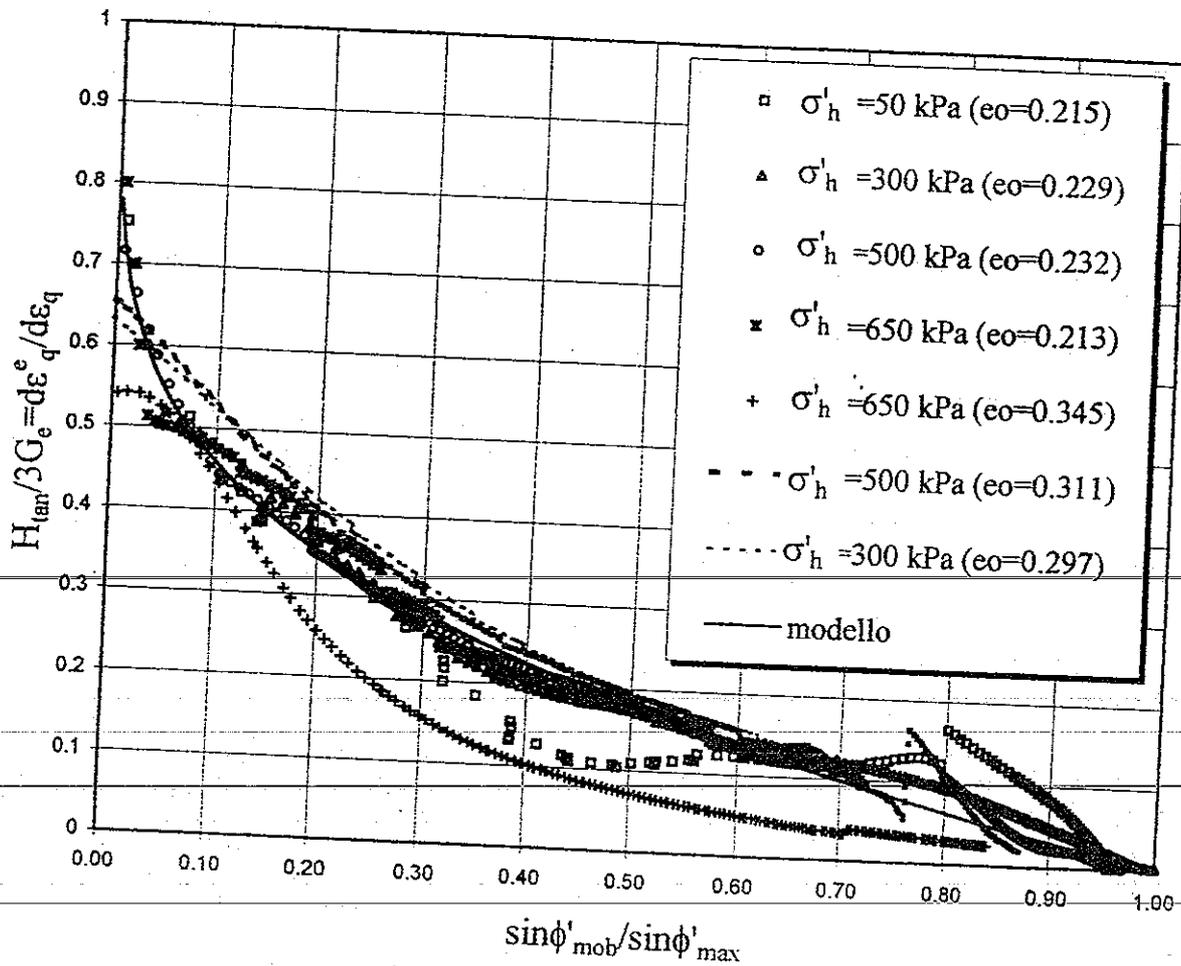


Fig.7.23: Variazioni del rapporto H_{tan}/G_e con la resistenza mobilitata.

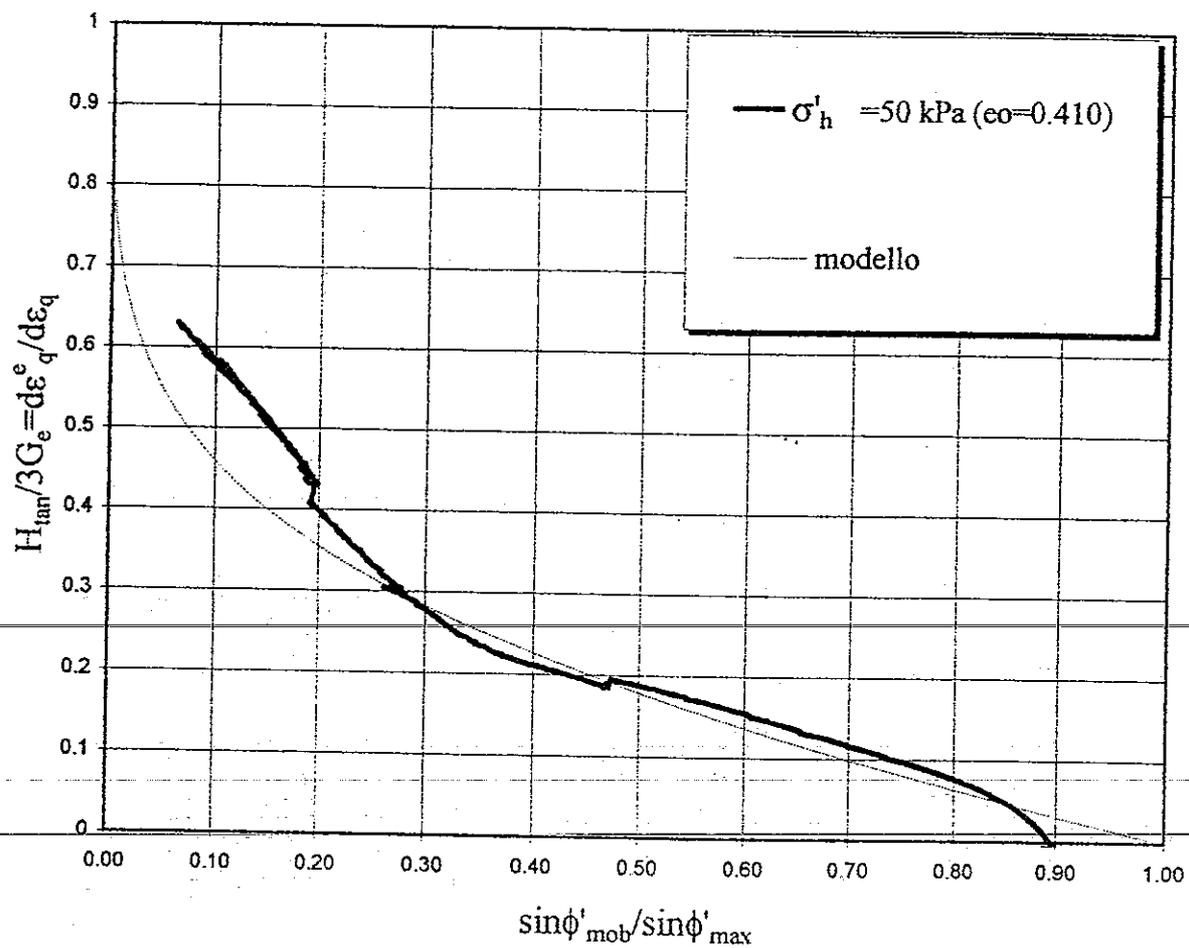


Fig.7.24 Confronto tra i risultati di una prova effettuata da Flora e Jiang (1993) su un campione di terreno più sciolto con la curva teorica, ricavata dalla figura precedente.

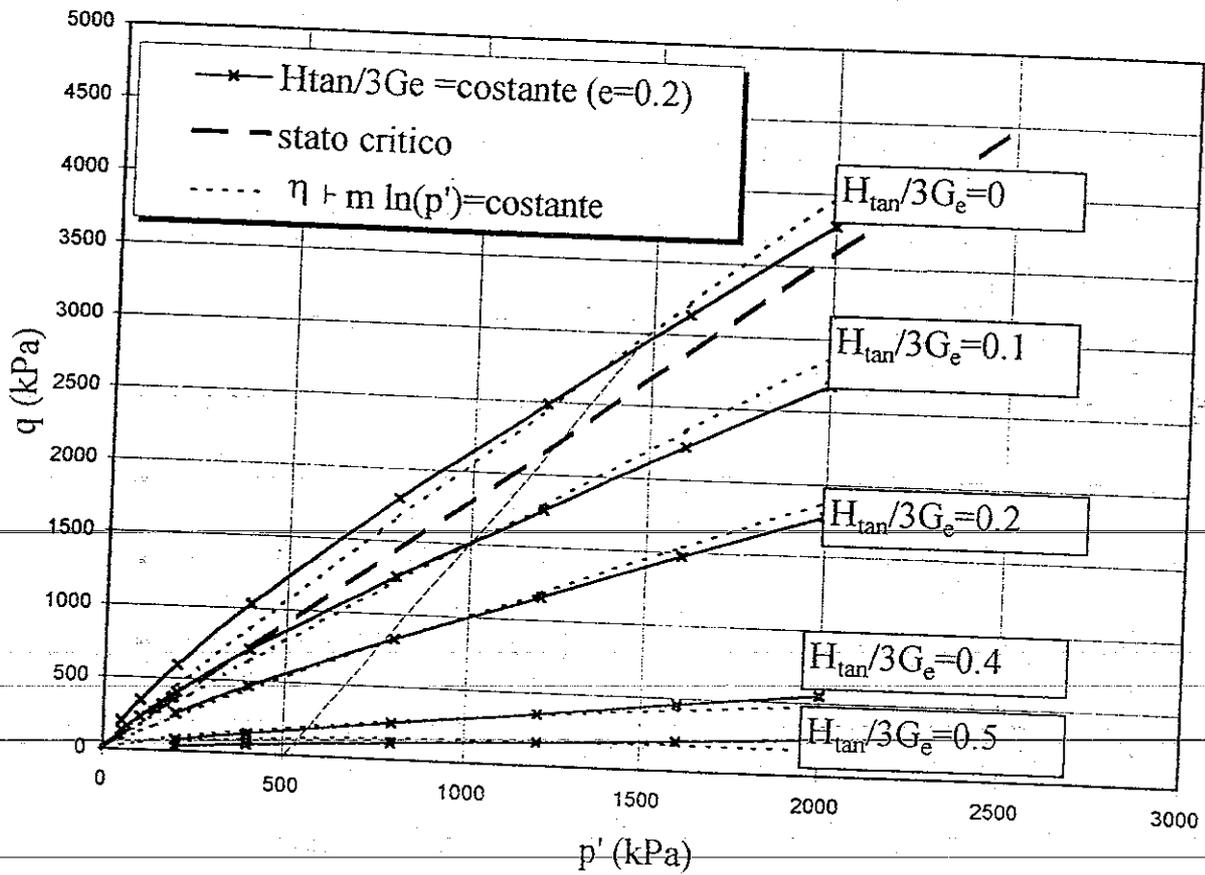


Fig.7.25: Curve ad uguale H_{tan}/G_e per la ghiaia di Chiba. Per confronto sono riportate le curve ricavate dalla funzione di snervamento espressa dalla relazione (3.15) con $m=0.1$.

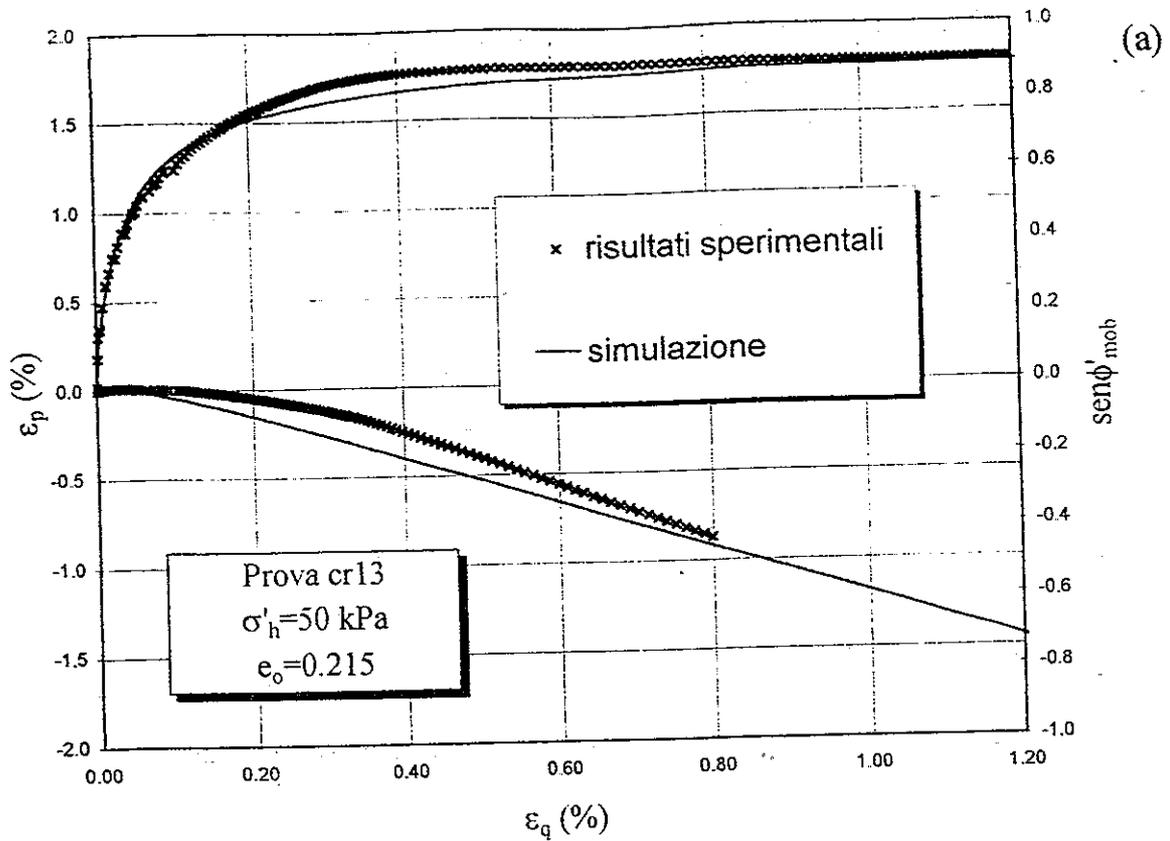


Fig.7.26 (a): Simulazione dei risultati sperimentali di una prova triassiale condotta sulla ghiaia di Chiba a σ'_h costante con il modello introdotto nel paragrafo 7.3.6.

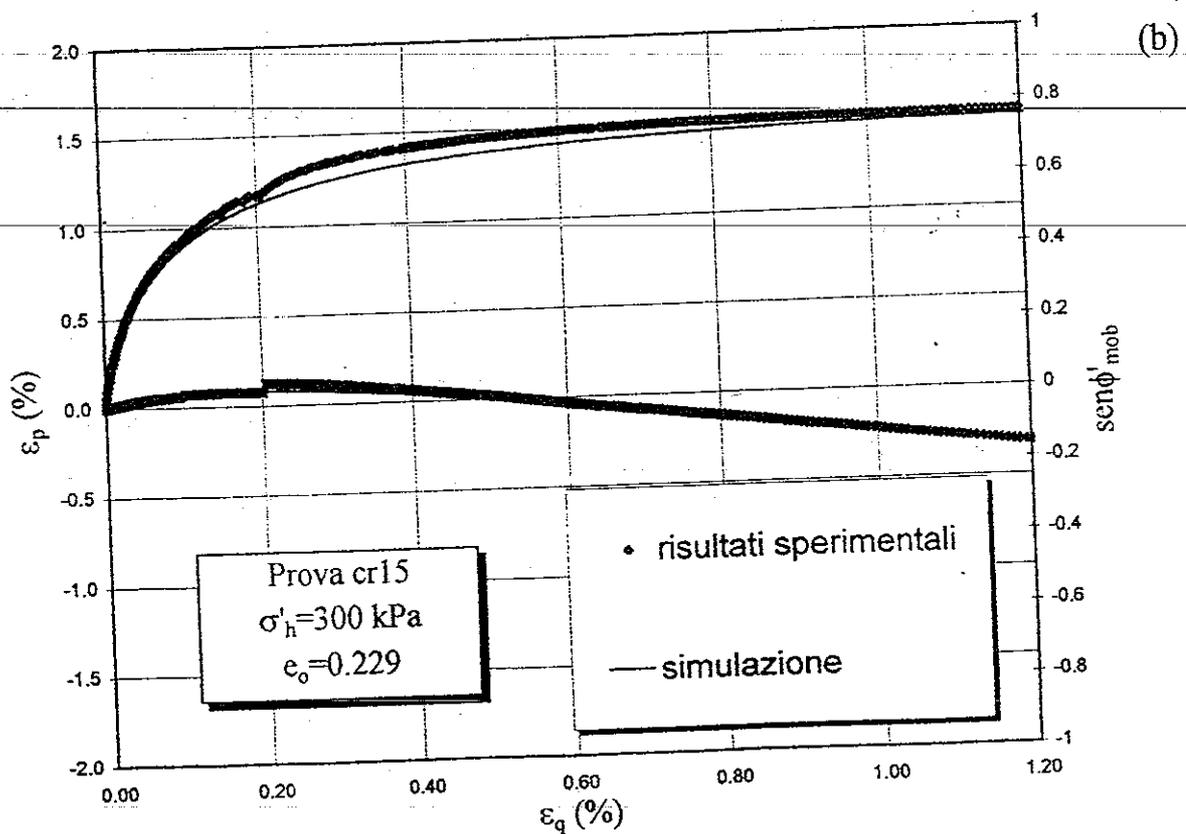


Fig.7.26 (b): Simulazione dei risultati sperimentali di una prova triassiale condotta sulla ghiaia di Chiba a σ'_h costante con il modello introdotto nel paragrafo 7.3.6.

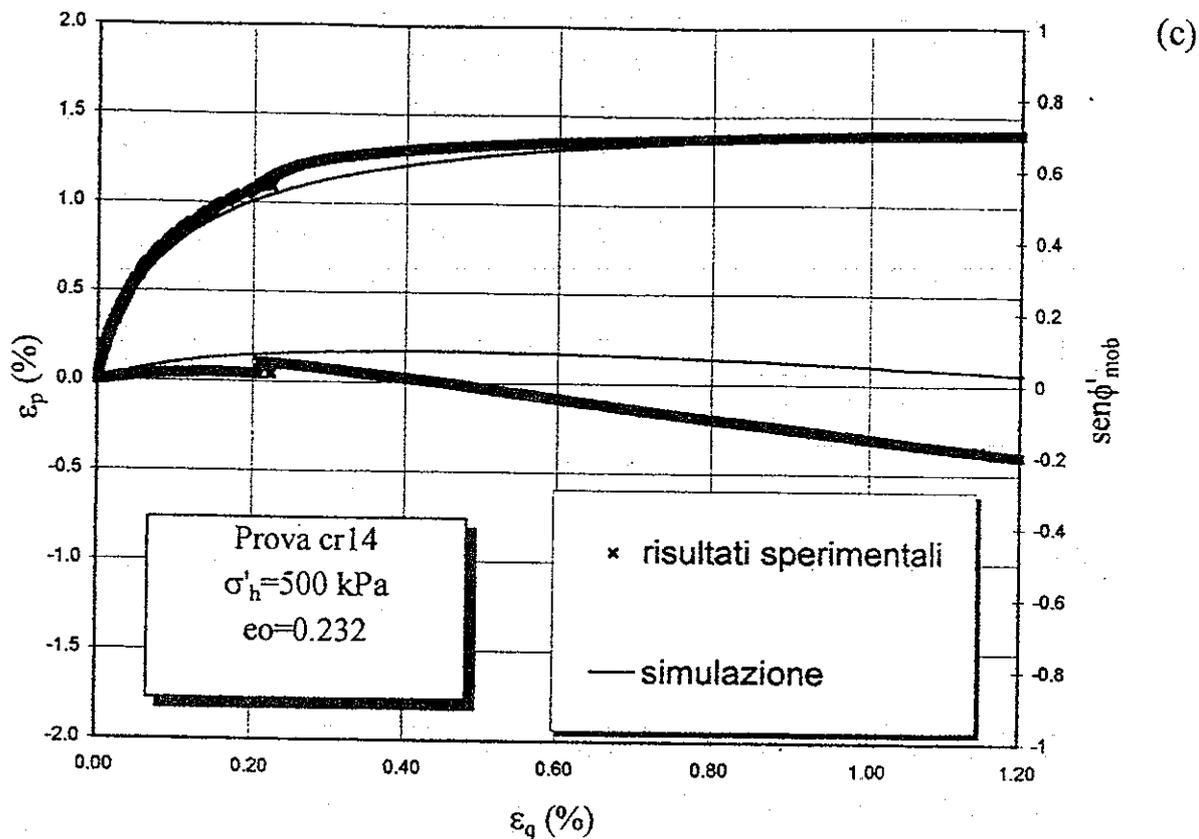


Fig.7.26 (c): Simulazione dei risultati sperimentali di una prova triassiale condotta sulla ghiaia di Chiba a σ'_h costante con il modello introdotto nel paragrafo 7.3.6.

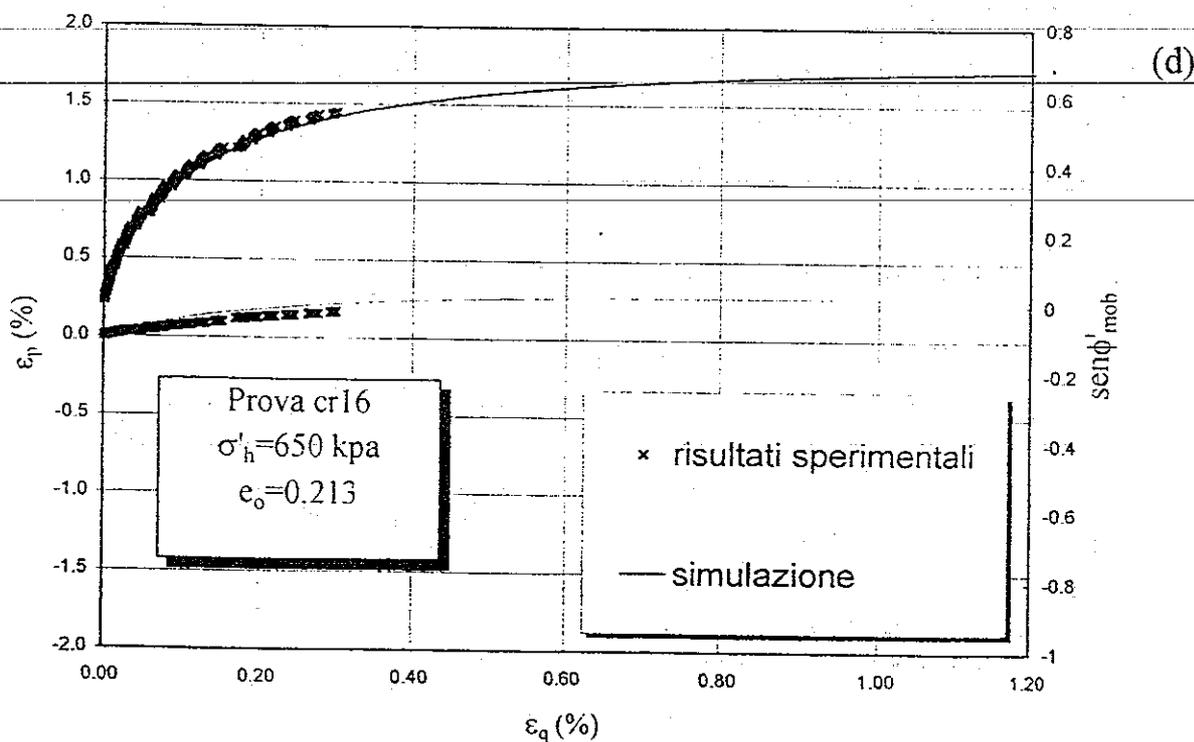


Fig.7.26 (d): Simulazione dei risultati sperimentali di una prova triassiale condotta sulla ghiaia di Chiba a σ'_h costante con il modello introdotto nel paragrafo 7.3.6.

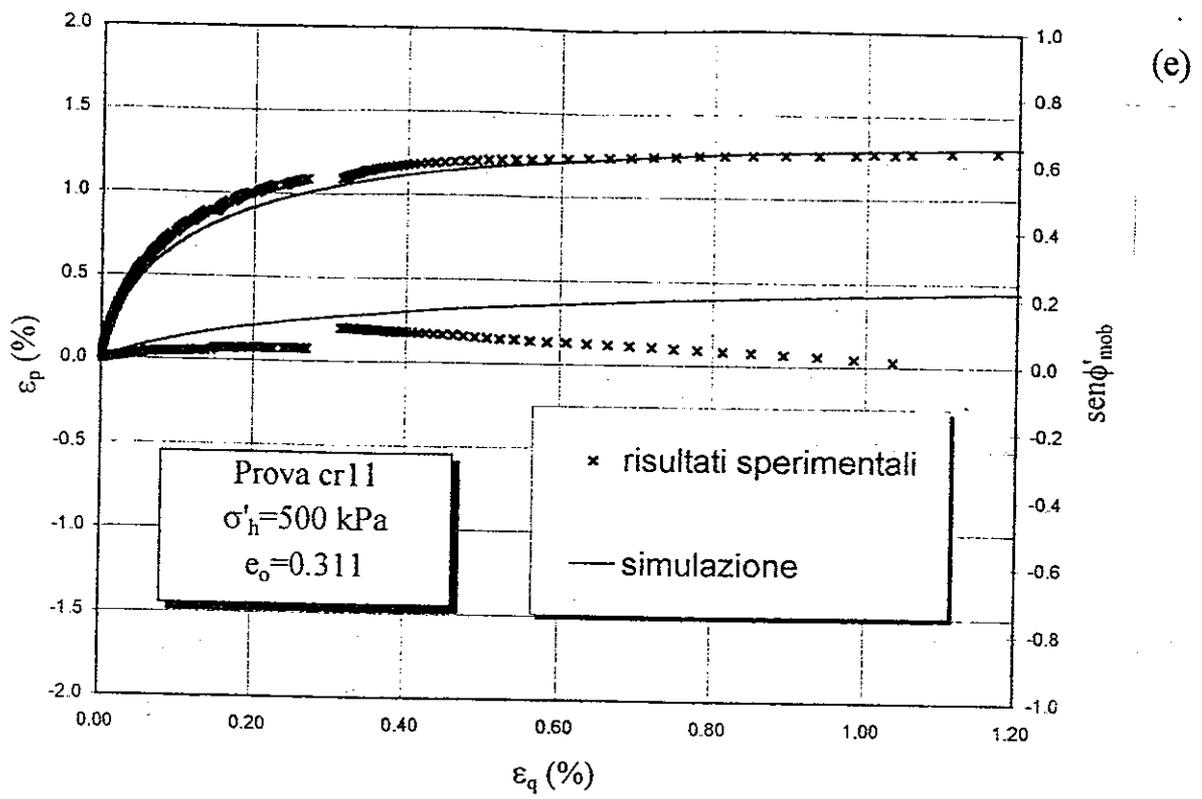


Fig.7.26 (e): Simulazione dei risultati sperimentali di una prova triassiale condotta sulla ghiaia di Chiba a σ'_h costante con il modello introdotto nel paragrafo 7.3.6.

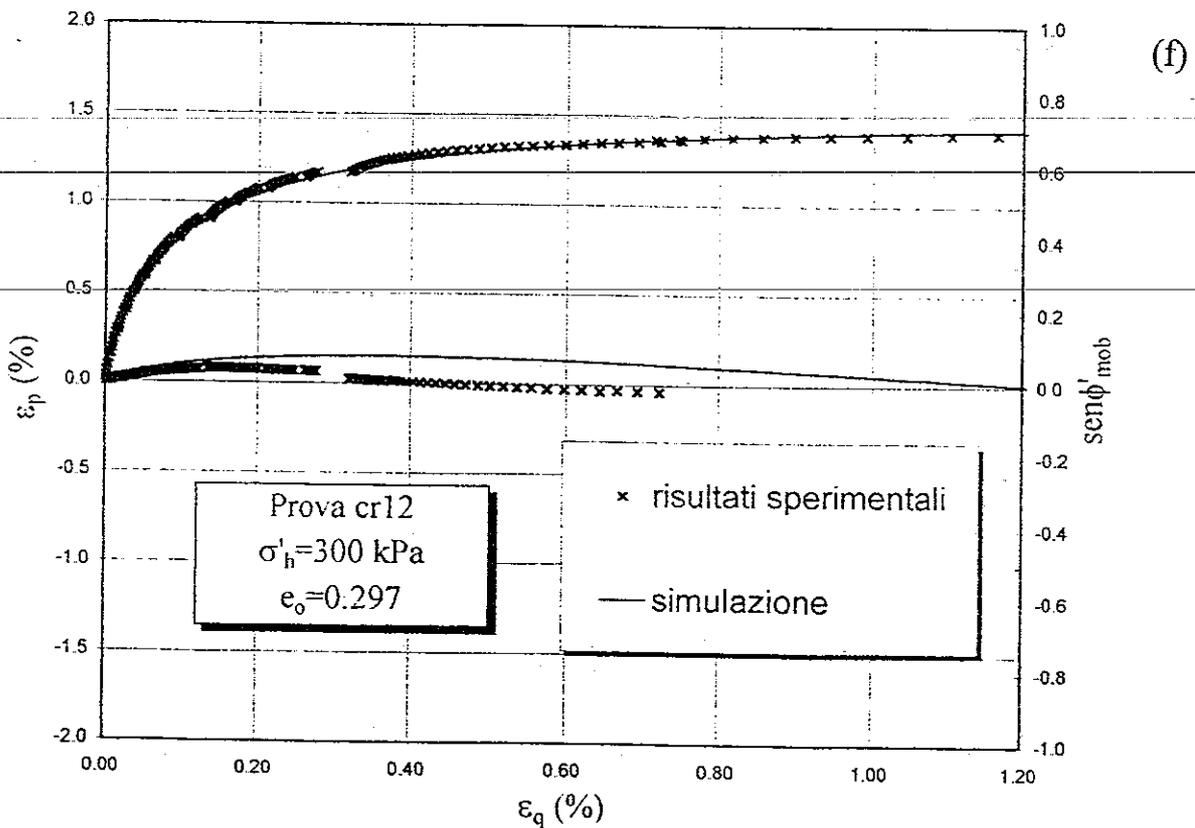


Fig.7.26 (f): Simulazione dei risultati sperimentali di una prova triassiale condotta sulla ghiaia di Chiba a σ'_h costante con il modello introdotto nel paragrafo 7.3.6.

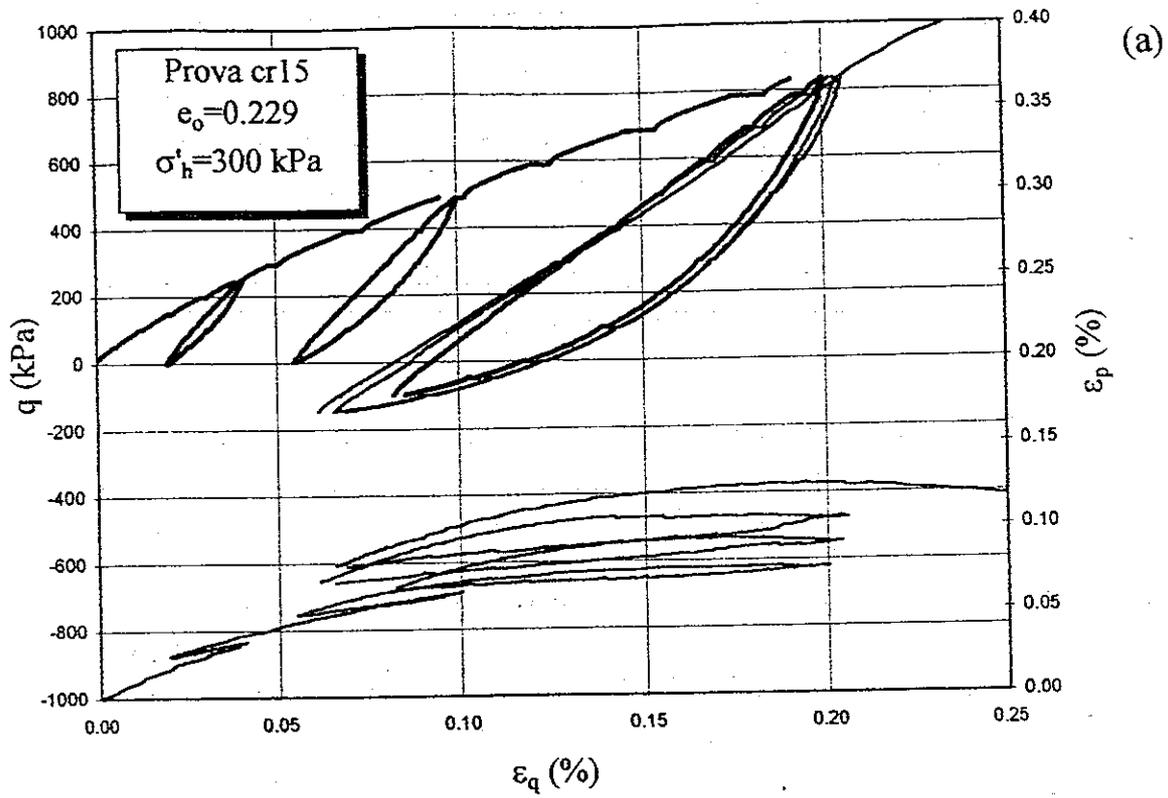


Fig.7.27 (a): Risultati sperimentali di una prova triassiale ciclica effettuata sulla ghiaia di Chiba.

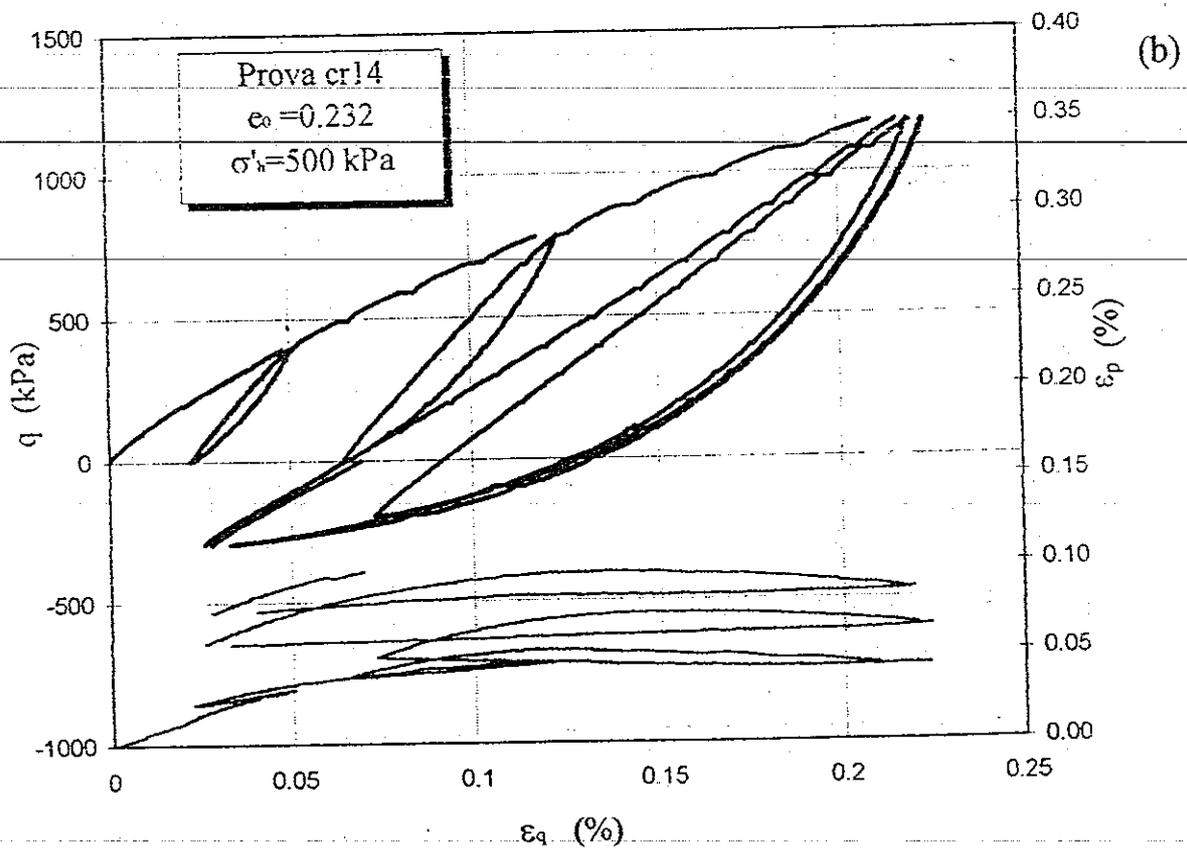


Fig.7.27 (b): Risultati sperimentali di una prova triassiale ciclica effettuata sulla ghiaia di Chiba.

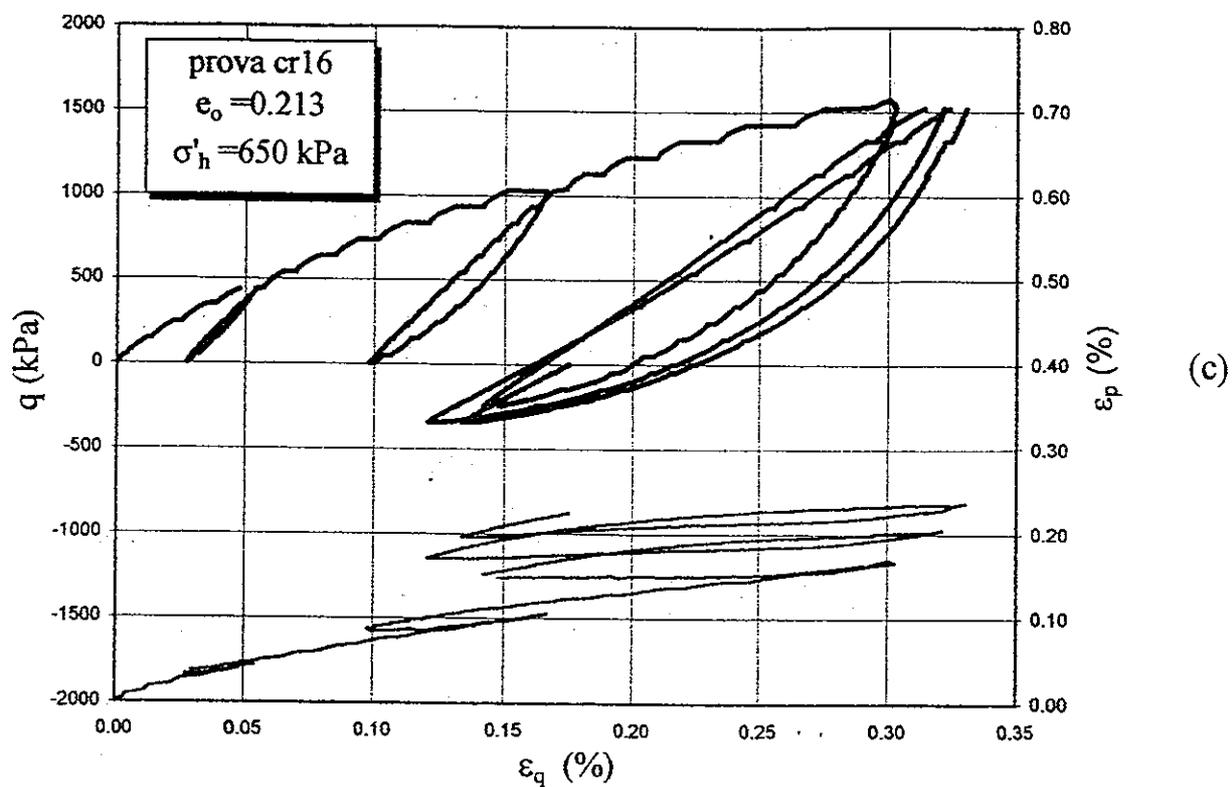


Fig.7.27 (c): Risultati sperimentali di una prova triassiale ciclica effettuata sulla ghiaia di Chiba.

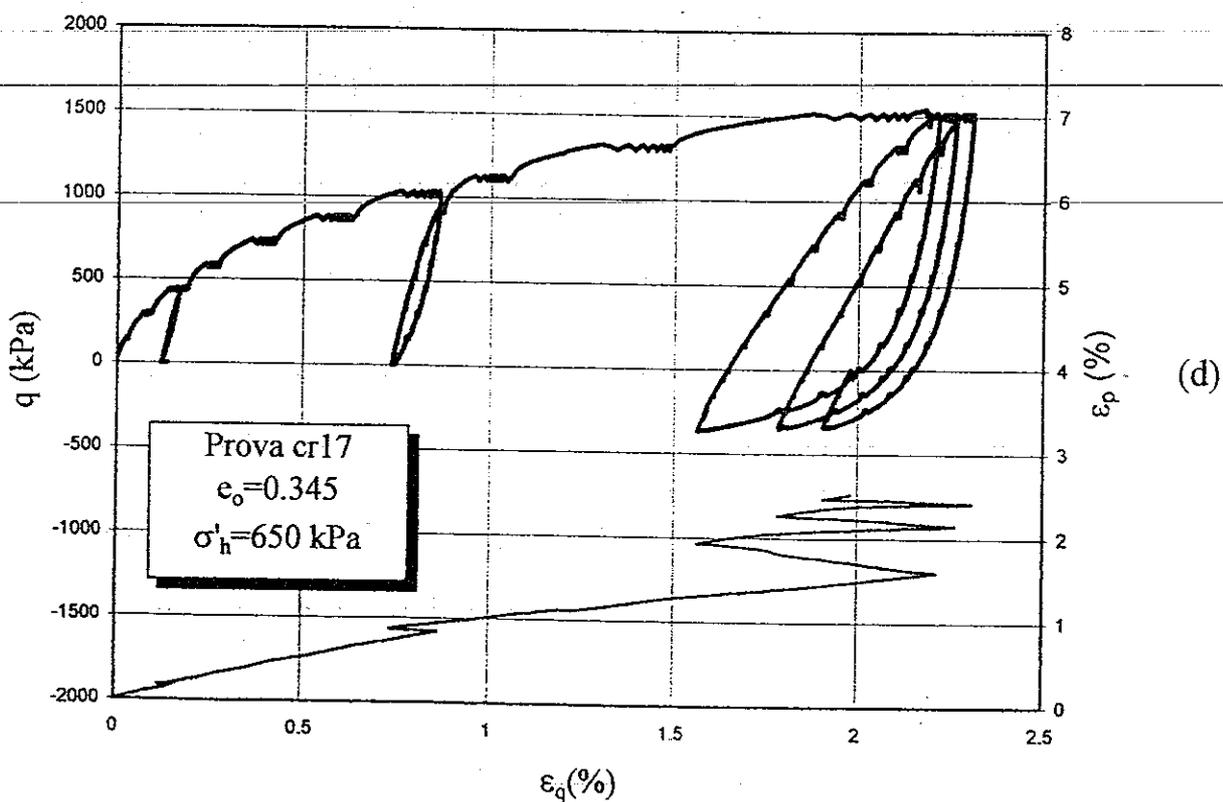


Fig.7.27 (d): Risultati sperimentali di una prova triassiale ciclica effettuata sulla ghiaia di Chiba.

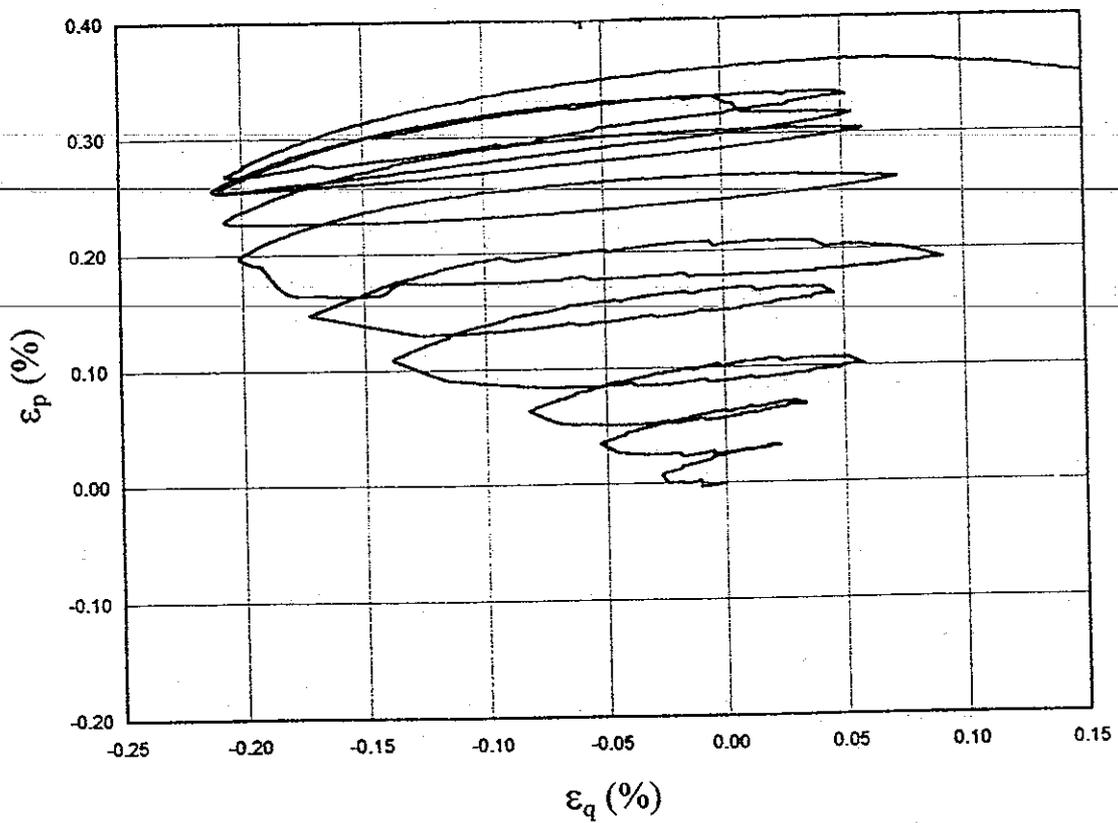
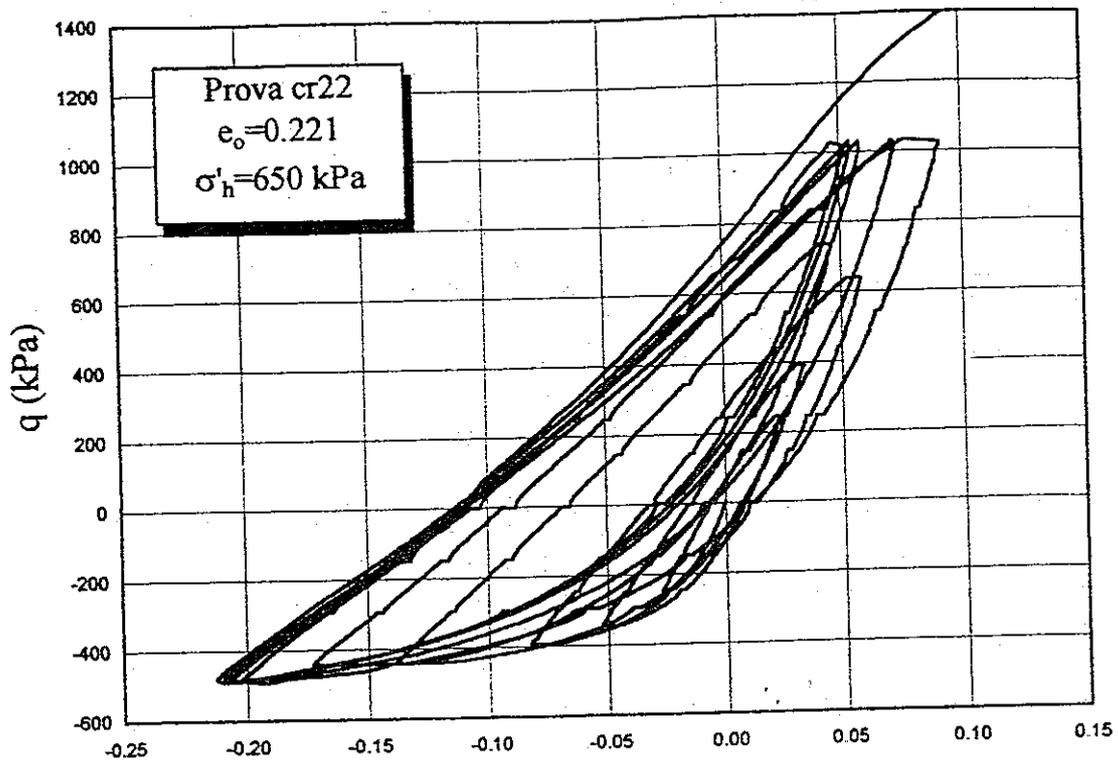


Fig.7.27 (e-f): Risultati sperimentali di una prova triassiale ciclica effettuata sulla ghiaia di Chiba.

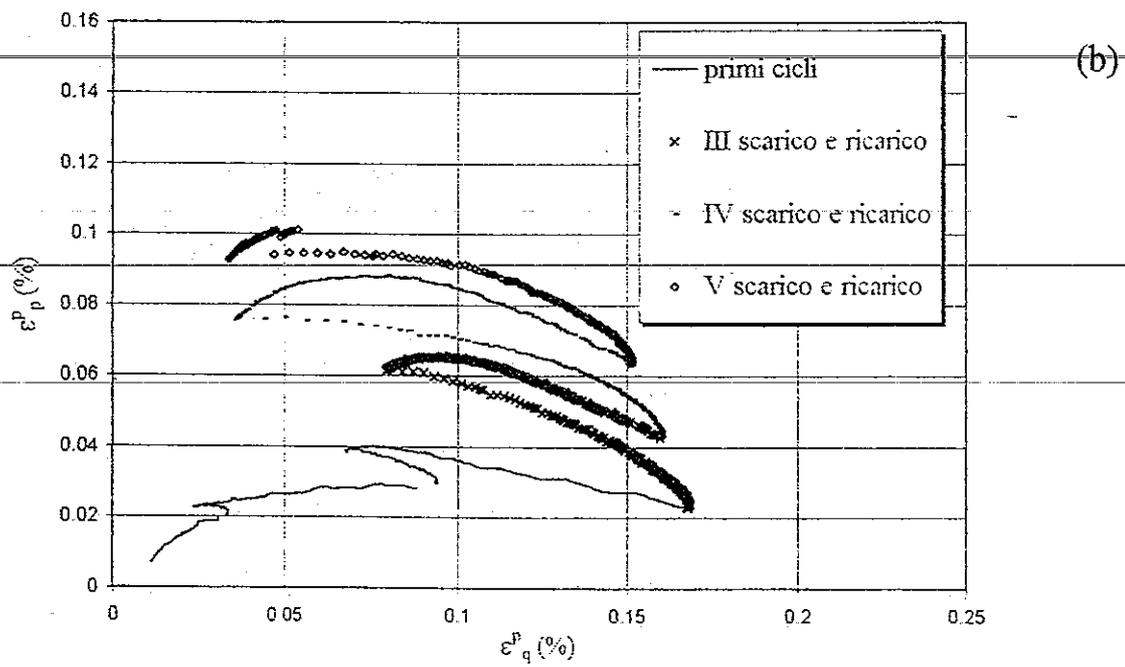
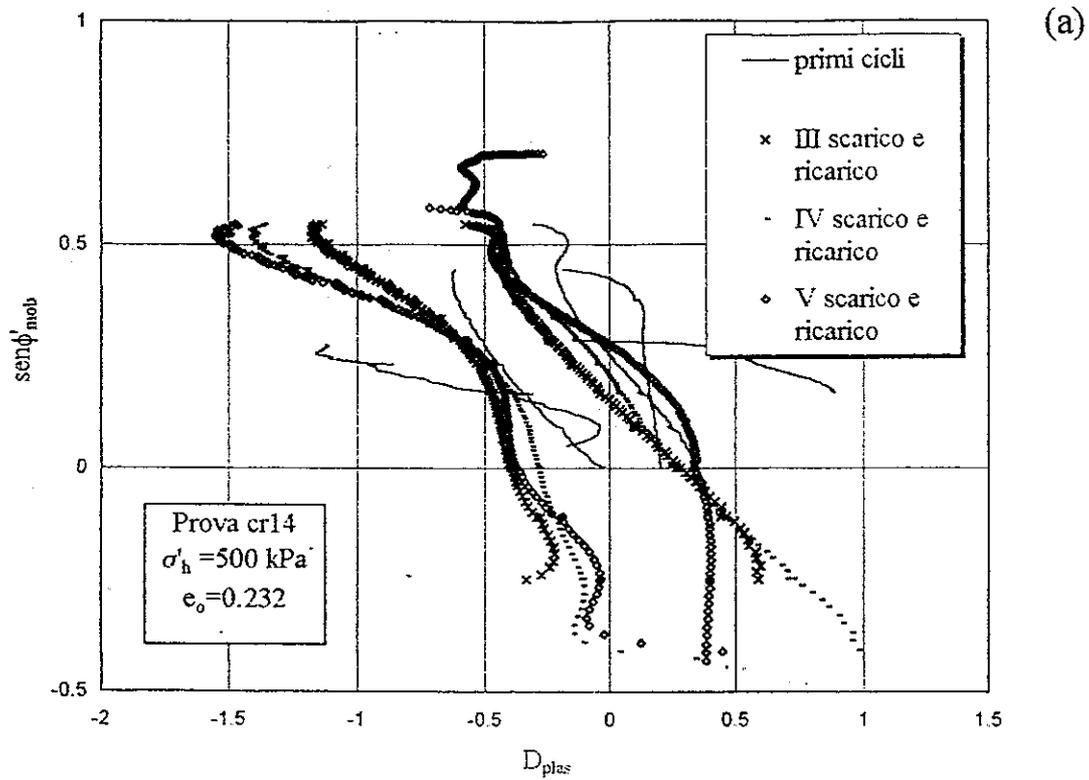
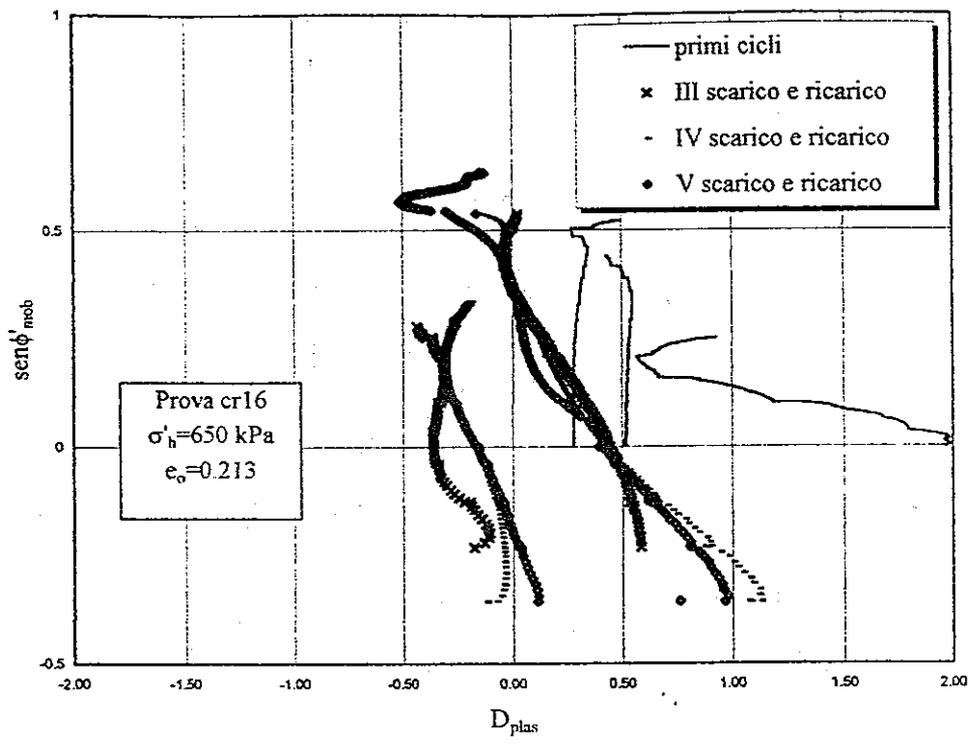
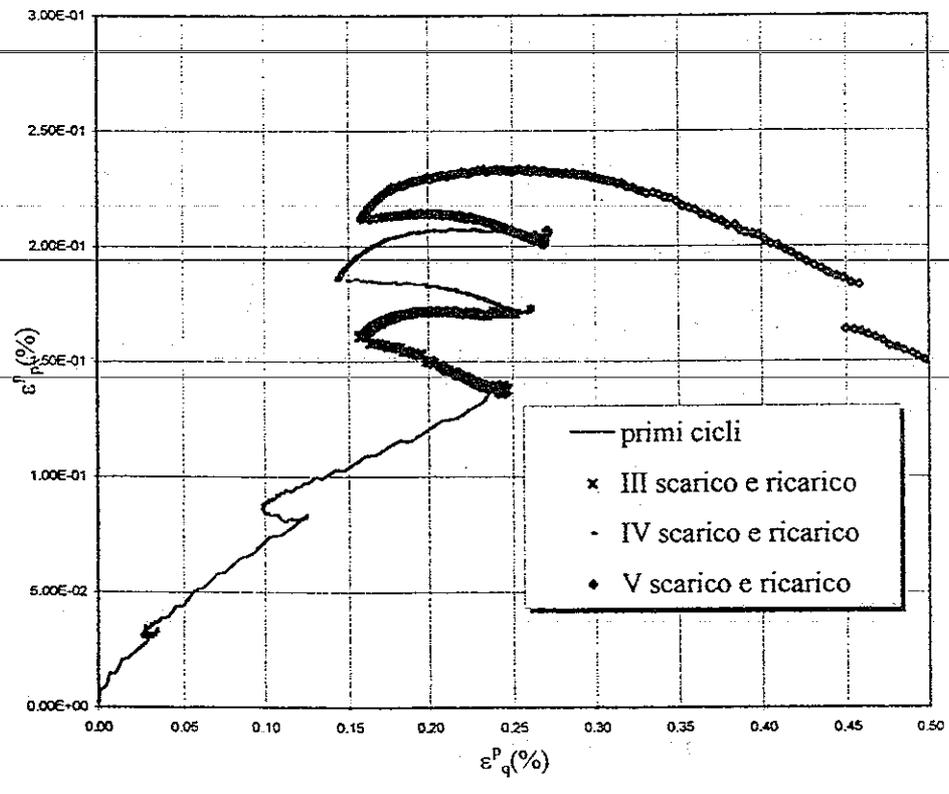


Fig.7.28 (a-b): Relazione tra resistenza mobilitata e dilatanza (fig.a) e tra deformazioni volumetriche e distorsionali plastiche (fig.b) rilevate in una prova triassiale ciclica sulla ghiaia di Chiba.



(c)



(d)

Fig.7.28 (c-d): Relazione tra resistenza mobilitata e dilatanza (fig.a) e tra deformazioni volumetriche e distorsionali plastiche (fig.b) rilevate in una prova triassiale ciclica sulla ghiaia di Chiba.

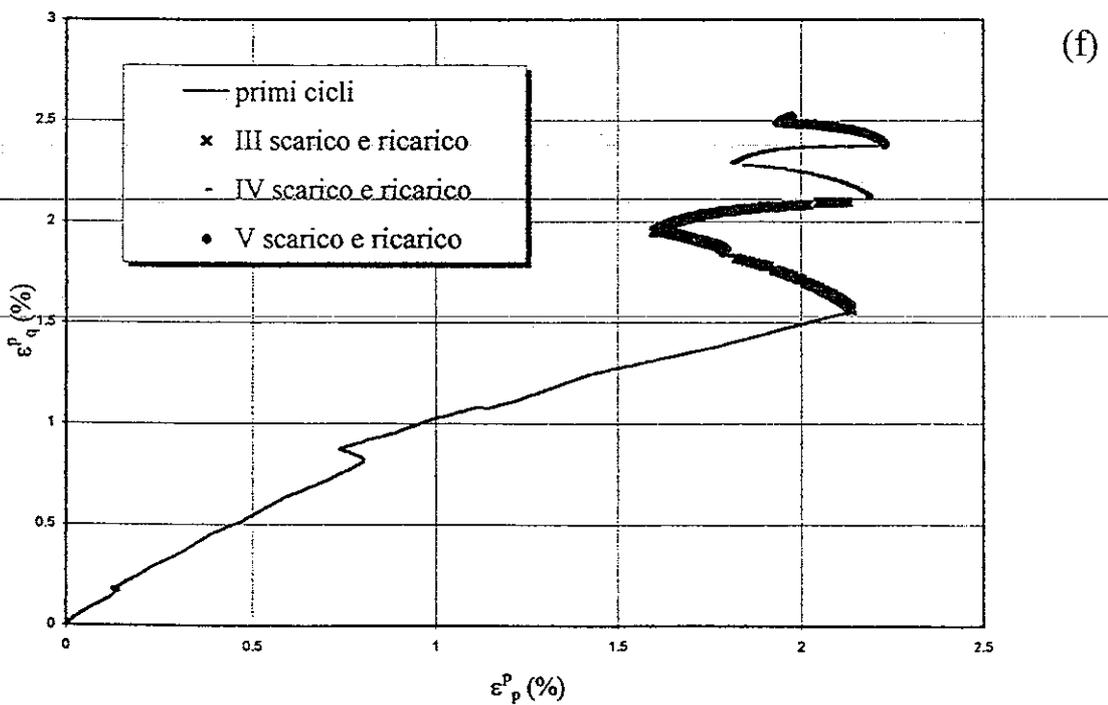
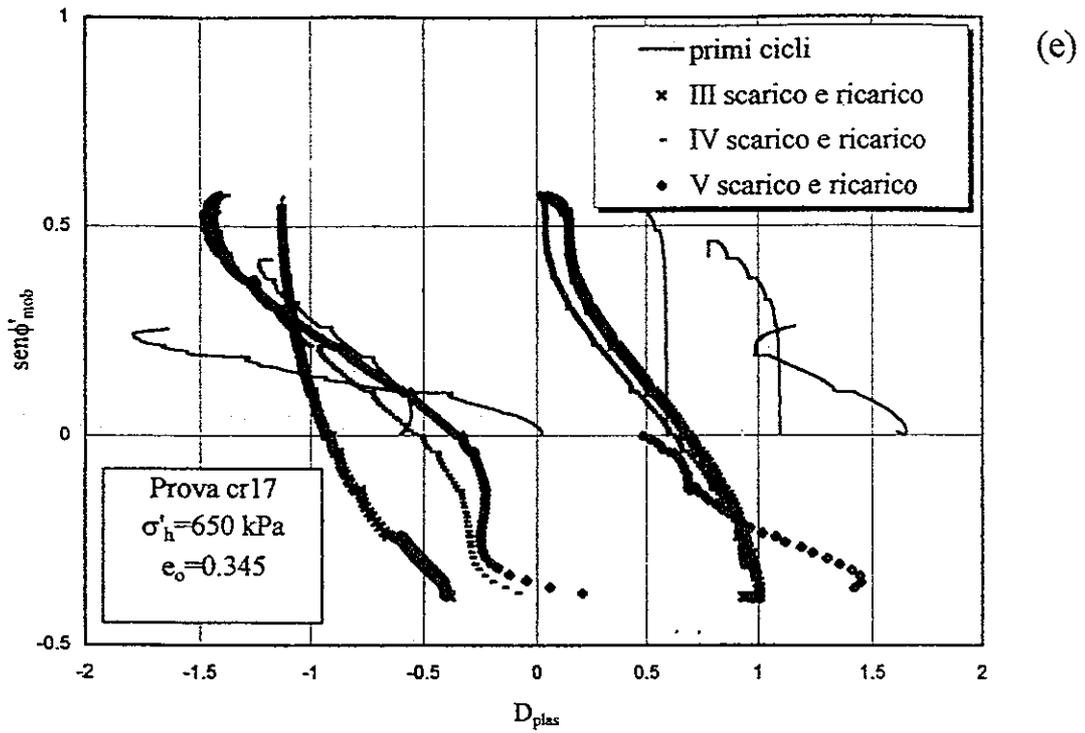


Fig.7.28 (e-f): Relazione tra resistenza mobilitata e dilatanza (fig.a) e tra deformazioni volumetriche e distorsionali plastiche (fig.b) rilevate in una prova triassiale ciclica sulla ghiaia di Chiba.

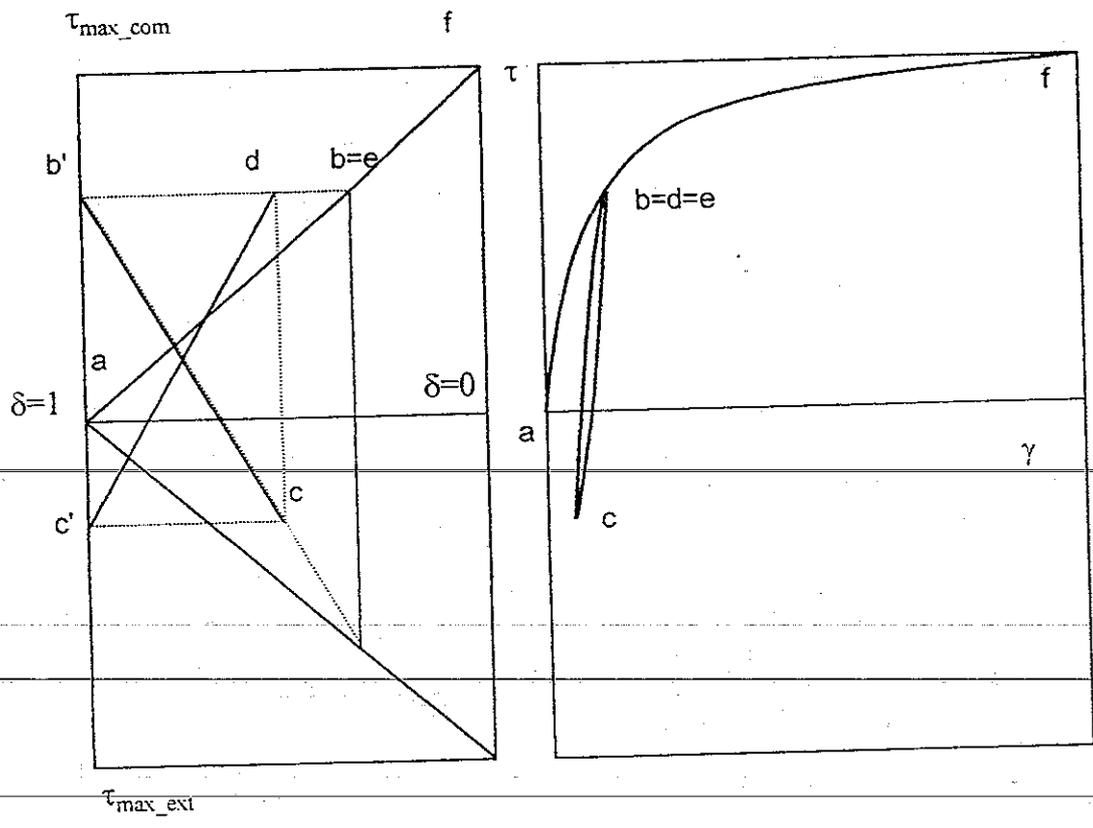


Fig.7.29: Algoritmo di Bardet per la simulazione dei risultati delle prove triassiali cicliche.

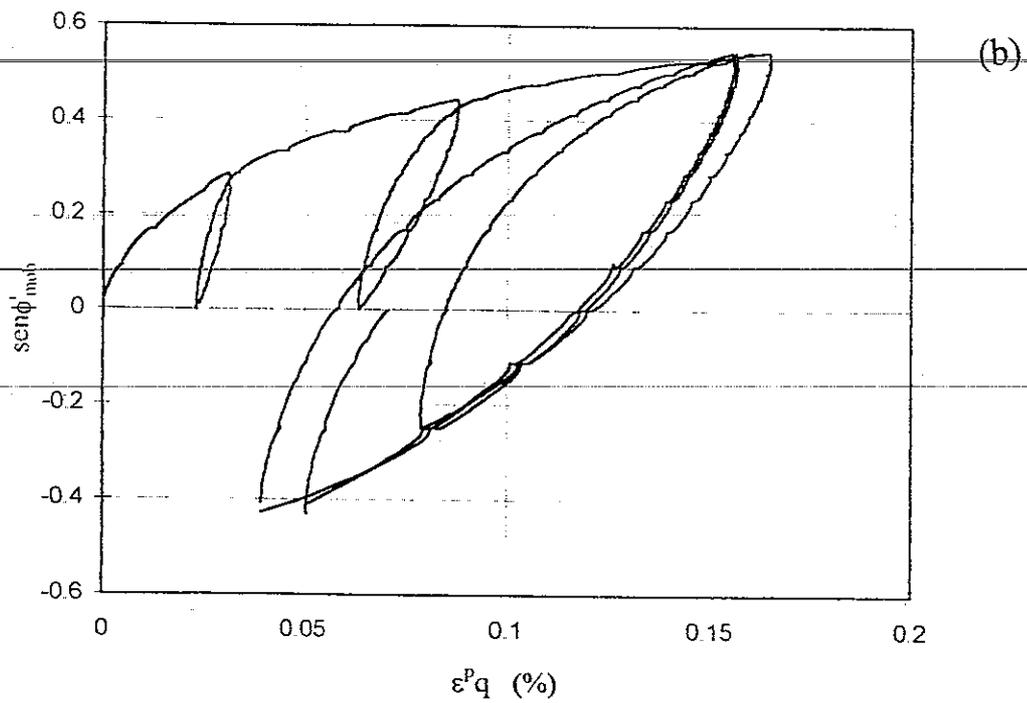
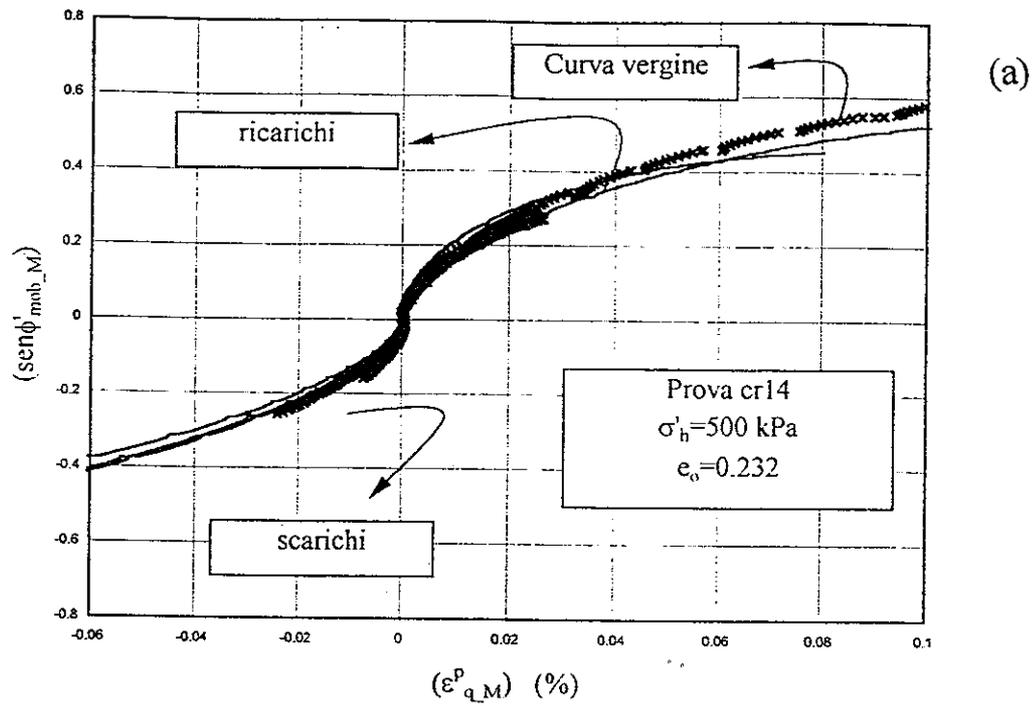
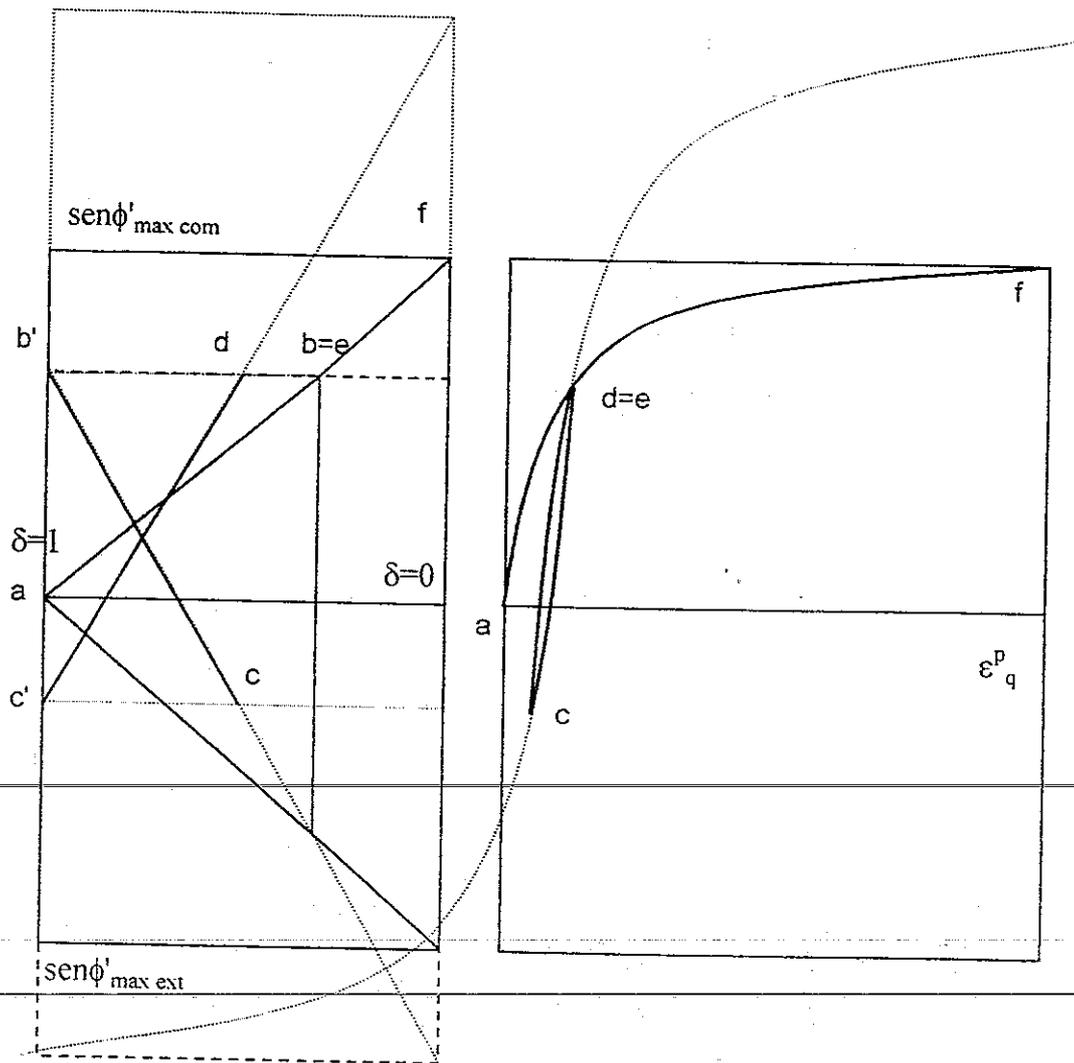


Fig.7.30: Curva tensioni-deformazioni dei rami di scarico e ricarico della prova cr14. Le variabili di tensione e deformazione in fig.a sono modificate secondo la relazioni 7.11 (a e b).



$$\varepsilon^p_q = f(\text{sen}\phi'_{\text{mob}}/\text{sen}\phi'_{\text{max}}) \quad (\text{primo carico})$$

$$\varepsilon^p_q - \varepsilon^p_{q_{r,p}} = f[(\text{sen}\phi'_{\text{mob}} - \text{sen}\phi'_{r,p}) / ((\text{sen}\phi'_{\text{max,com}} + \text{sen}\phi'_{\text{max,ext}}))] \quad (\text{scarichi e ricarichi})$$

Fig.7.31: Algoritmo definito per la simulazione dei risultati delle prove triassiali cicliche effettuate sulla ghiaia di Chiba.

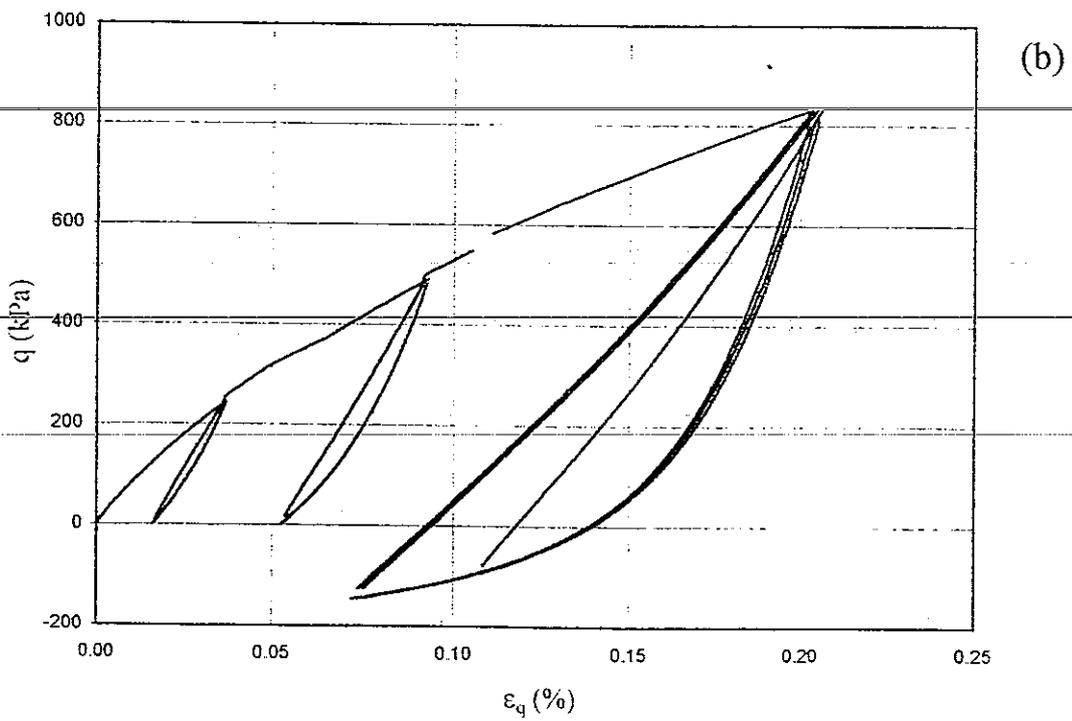
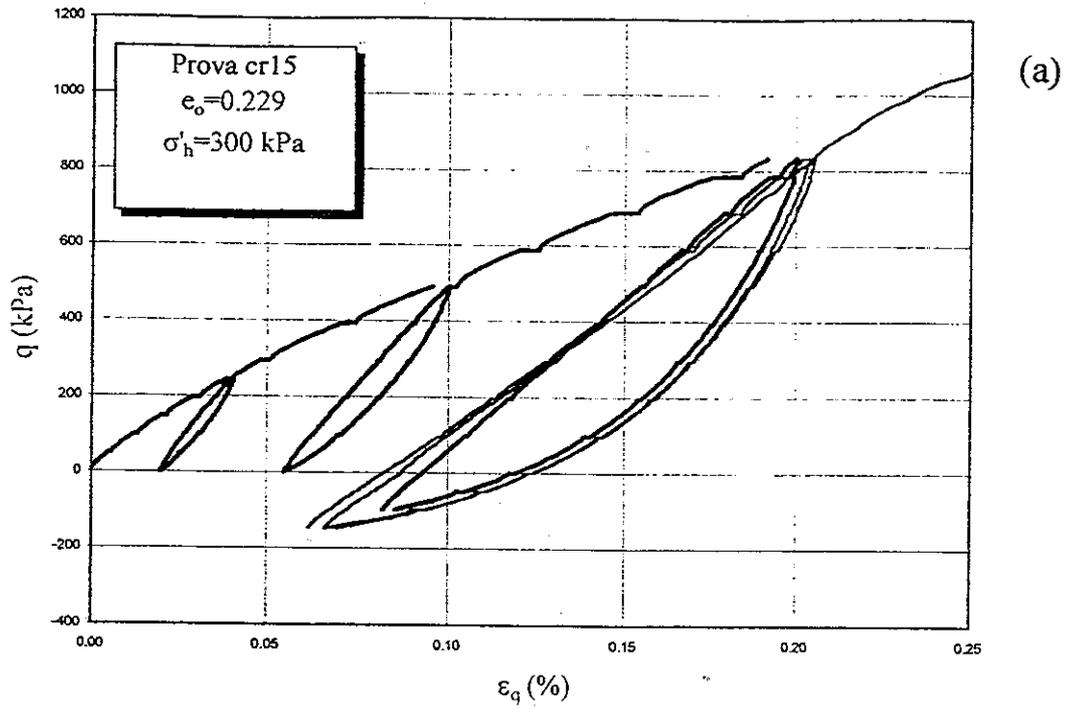


Fig.7.32 (a-b): Simulazione dei risultati di alcune prove di compressione ciclica eseguite sulla ghiaia di Chiba con l'algoritmo definito in Fig. 7.31.

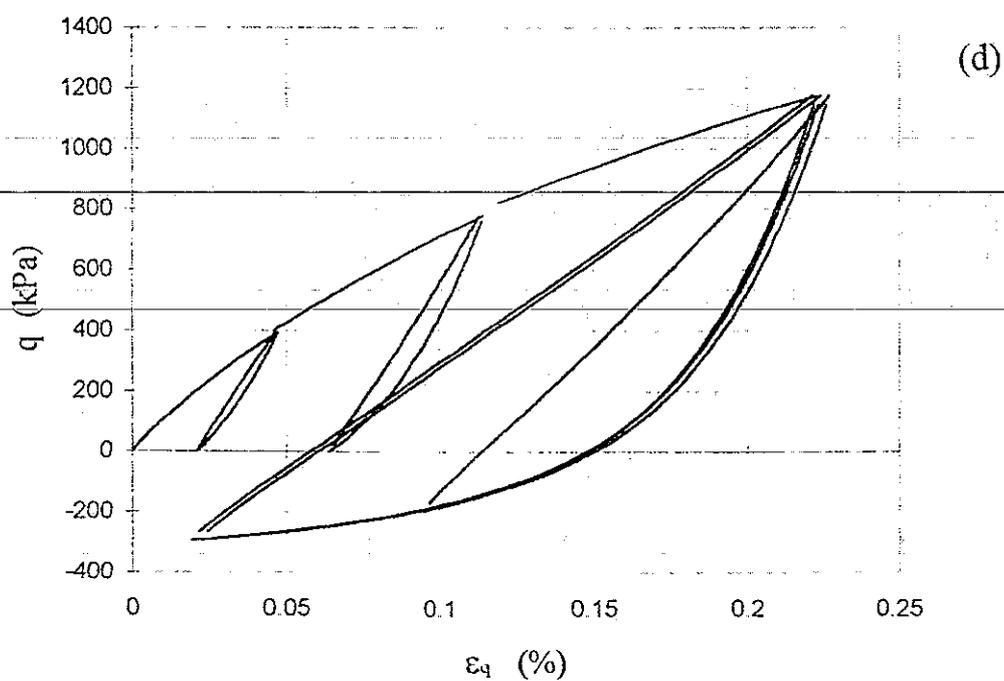
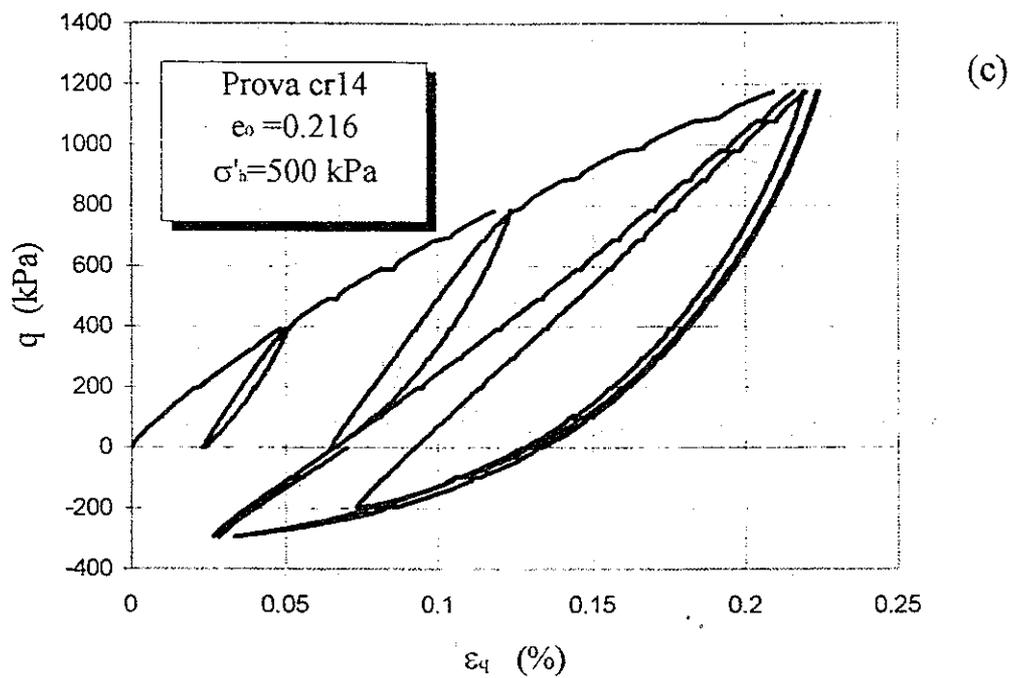


Fig.7.32 (c-d): Simulazione dei risultati di alcune prove di compressione ciclica eseguite sulla ghiaia di Chiba con l'algoritmo definito in Fig. 7.31.

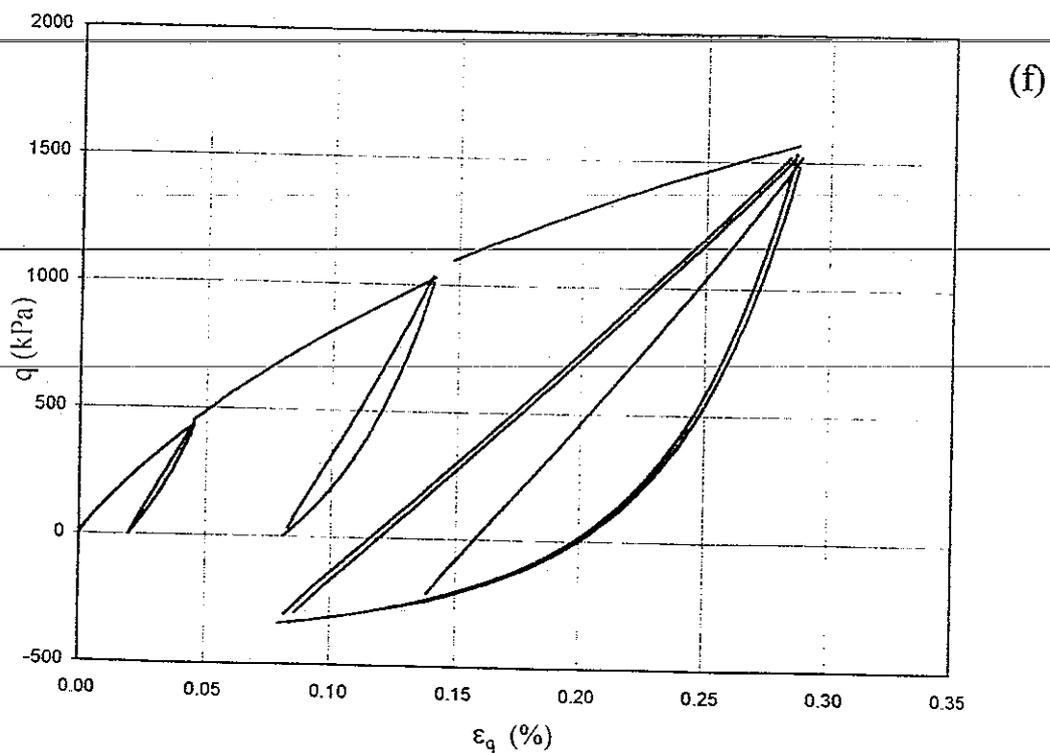
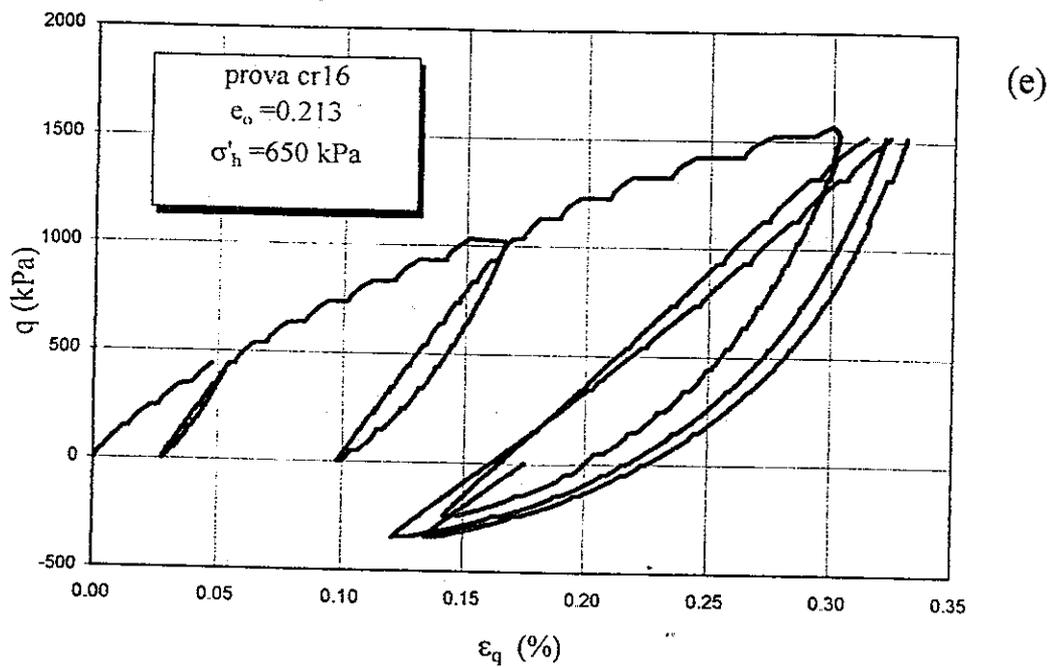
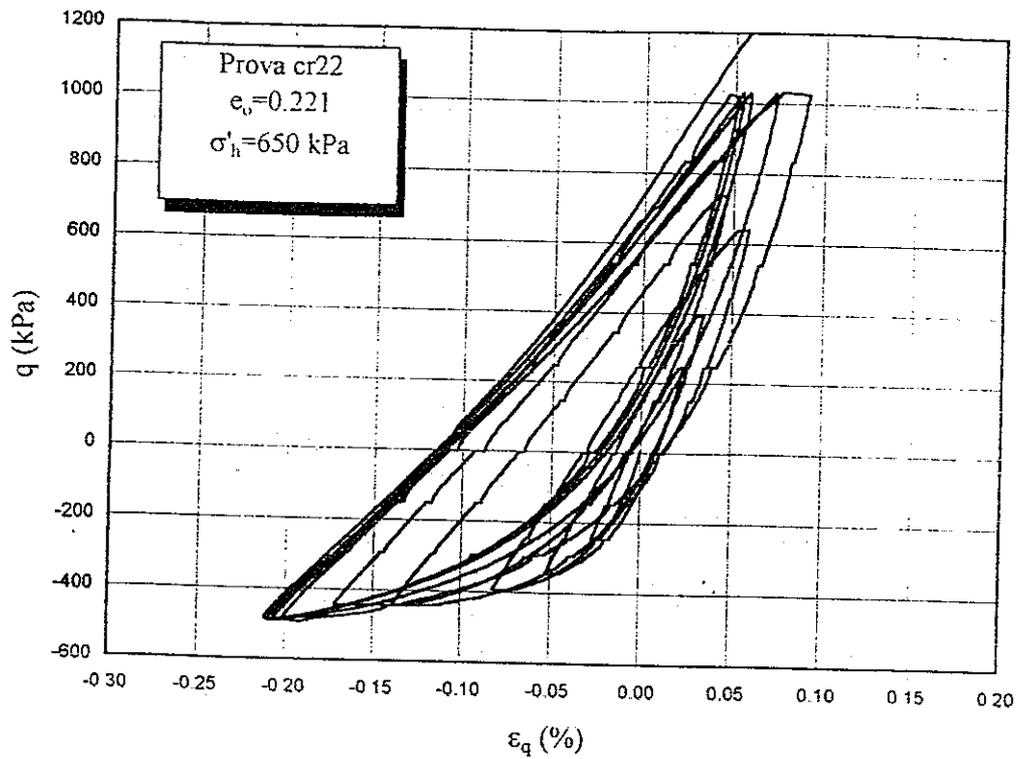
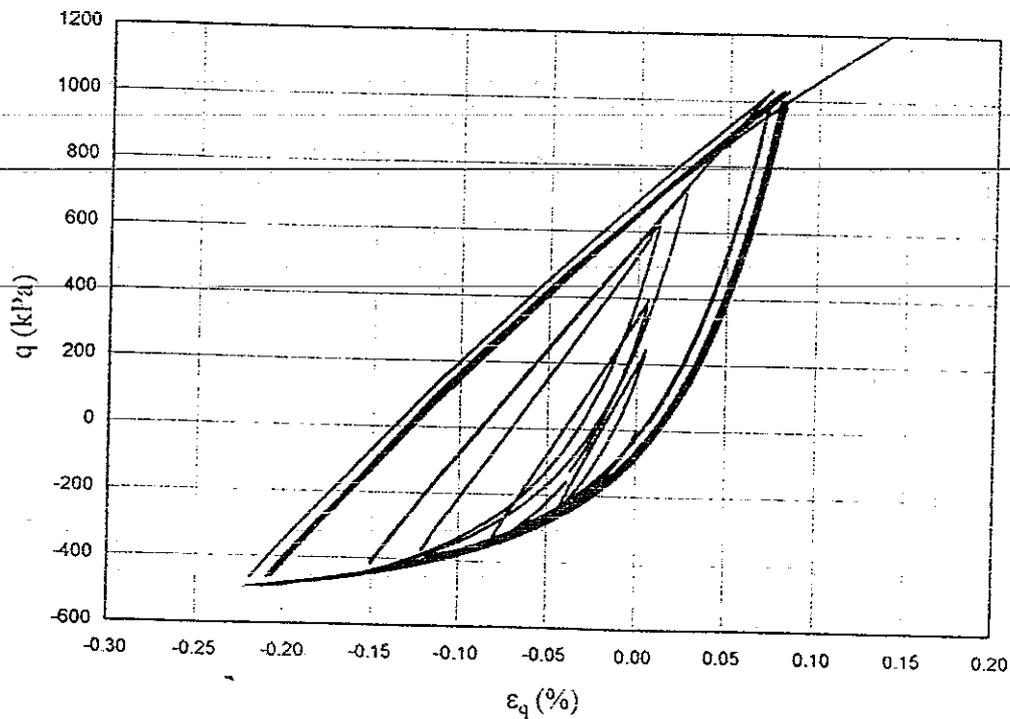


Fig.7.32 (e-f): Simulazione dei risultati di alcune prove di compressione ciclica eseguite sulla ghiaia di Chiba con l'algorithm definito in Fig. 7.31.

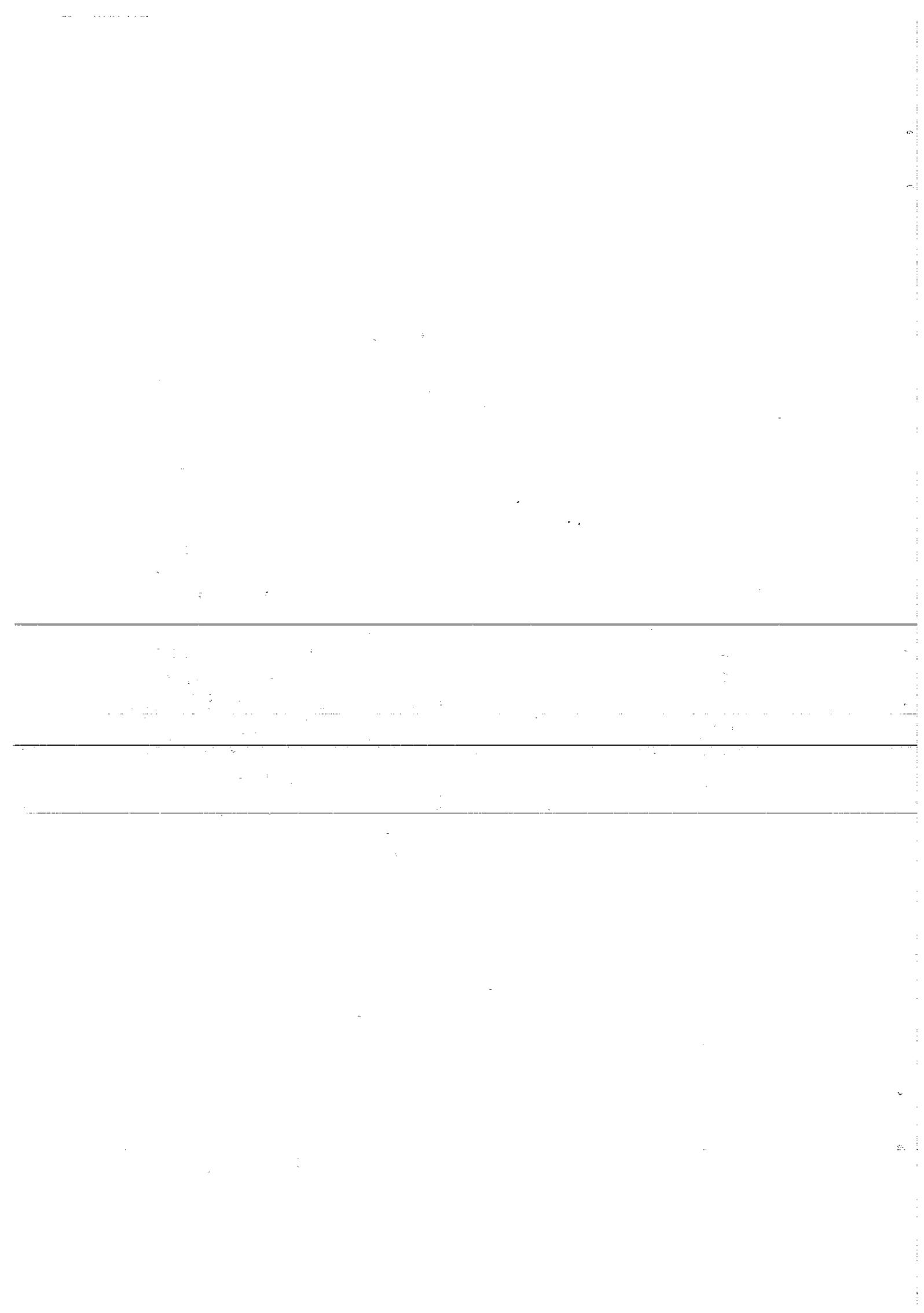


(g)



(h)

Fig.7.32 (g-h): Simulazione dei risultati di alcune prove di compressione ciclica eseguite sulla ghiaia di Chiba con l'algoritmo definito in Fig. 7.31.



8. CONCLUSIONI

8.1 Sintesi dei risultati ottenuti

La tesi, che riassume il percorso di ricerca seguito nei tre anni di dottorato, riporta i risultati di uno studio sul comportamento meccanico dei terreni a grana grossa. A partire da un'indagine sperimentale, sono state svolte analisi con lo scopo di approfondire gli aspetti più importanti del comportamento di questi terreni. La dimensione delle particelle, maggiore rispetto agli altri terreni sciolti, ha reso necessaria l'adozione di apparecchiature di laboratorio di grandi dimensioni e di una serie di tecniche sviluppate *ad hoc* per la gestione delle prove.

Lo scopo ultimo della ricerca è quello di analizzare ed interpretare i fenomeni più importanti emersi dalla sperimentazione e di inquadrarli in un contesto teorico, possibilmente unitario, utile a simulare il comportamento dei terreni nella previsione di situazioni reali.

Al fine di inquadrare in maniera più consapevole gli obiettivi della ricerca sono state esaminate, nella prima parte del lavoro, alcune applicazioni dei terreni a grana grossa nell'ingegneria civile. Le *case histories* illustrate riguardano sia le opere di fondazione impostate sulle ghiaie, la cui configurazione, preesistente, è dettata da processi geologici, sia le opere realizzate con materiali sciolti, perlopiù rockfill, costipati artificialmente. In entrambi i casi è emersa la particolare capacità dei terreni a grana grossa di resistere a grandi sollecitazioni con cedimenti molto contenuti e, di conseguenza, necessità di indagare il comportamento dei terreni a partire da livelli di deformazione molto bassi.

Nella seconda parte della tesi sono stati esposti i fondamenti teorici riguardanti l'elemento di volume, formulati nell'ipotesi di considerare il terreno come un mezzo continuo a comportamento elasto-plastico. In quest'ambito sono stati esposti i principali risultati sperimentali riportati dalla letteratura relativa ai terreni incoerenti ed alcune formulazioni analitiche adottate per la modellazione dei fenomeni.

La sperimentazione è consistita in una serie di prove triassiali effettuate su tre diversi terreni con due apparecchiature di grandi dimensioni presenti nei laboratori di Napoli e Tokyo.

Nell'analizzare il comportamento del terreno a piccoli livelli di

deformazione si è evidenziata l'opportunità di assumere l'esistenza, nello spazio delle tensioni, di un dominio al cui interno la risposta dei terreni è di tipo lineare e le deformazioni sono totalmente reversibili. La definizione di questo dominio, i cui limiti sono determinati da una deformazione di soglia, è stata discussa con l'ausilio di alcuni risultati sperimentali, mostrando l'importanza della tecnica adoperata per la misura degli spostamenti. All'interno del dominio il terreno è stato assimilato ad un mezzo a comportamento elastico lineare ed è stata valutata la dipendenza dei parametri di rigidità dalle variabili di stato scelte per rappresentare le condizioni del terreno.

Per studiare il comportamento dei terreni a piccoli livelli di deformazione sono state impiegate due diverse strumentazioni. In un caso le proprietà del terreno sono state ricavate calcolando gli incrementi di tensione e deformazione con misure molto accurate delle forze e degli spostamenti, rilevate da trasduttori molto sensibili. In un altro caso i parametri di rigidità derivano dalla misura della velocità di propagazione di onde meccaniche all'interno del mezzo granulare. A questo scopo è stata concepita e realizzata nel presente lavoro un'apparecchiatura in grado di generare onde meccaniche longitudinali e trasversali. Essa consente di rilevare l'istante in cui le onde partono dalla sorgente e quello in cui arrivano ad un ricevitore e di calcolare, nota la distanza tra i due punti, la velocità di propagazione.

Siccome, in alcuni casi, sono state ottenute con le due tecniche stime differenti degli stessi parametri di rigidità, è stato possibile confrontare direttamente i risultati ottenuti con la strumentazione dinamica e quelli ricavati dalla più tradizionale apparecchiatura statica: la dipendenza dei moduli di rigidità dalla densità, dallo stato tensionale e dalla storia di carico è identica nei due casi; i valori dei moduli di rigidità longitudinale calcolati con la tecnica dinamica sono risultati all'incirca il doppio di quelli ricavati con l'apparecchiatura statica. Poiché la rigidità della ghiaia è indipendente dalla velocità di deformazione, la differenza tra i due valori è stata attribuita al diverso livello di deformazione generata nel terreno dalle due prove ed all'influenza dell'eterogeneità del campione derivante dalla composizione granulometrica del terreno e dal costipamento.

Con i moduli di rigidità longitudinale e con i coefficienti di Poisson ricavati sperimentalmente è stata confermata la validità di alcune ipotesi di base di un modello ipo-elastico a cinque parametri indipendenti, introdotto da Tatsuoka e Kohata (1995), ed è stata calcolata parzialmente la matrice di rigidità del terreno. Per calcolare le deformazioni generate da incrementi di tensione non contenuti nel piano triassiale è necessario, tuttavia,

conoscere gli altri elementi della matrice, ed in particolare il modulo di rigidezza trasversale. Questo è stato possibile grazie all'impiego dell'apparecchiatura dinamica, che ha permesso di conoscere la velocità di propagazione delle onde trasversali, di calcolare il modulo di rigidezza G_{vh} , e di porlo in relazione con i moduli di rigidezza longitudinale.

Il modello di Tatsuoka e Kohata (1995) esprime le differenze tra i moduli di rigidezza nelle diverse direzioni come risultato di un'anisotropia intrinseca ed una indotta dalle tensioni. Le misure a piccoli livelli di deformazione hanno messo in evidenza, oltre a questi due aspetti, anche una dipendenza dei moduli di rigidezza dalle deformazioni irreversibili del terreno. In particolare si è osservato che, indipendentemente dalla tecnica sperimentale utilizzata, i moduli di rigidezza, calcolati nella direzione verticale, si riducono se il terreno è sottoposto a deformazioni assiali di estensione.

La schematizzazione dei terreni come mezzi a comportamento elastoplastico e l'introduzione di un modello per il calcolo delle deformazioni elastiche consente di basare le analisi al di fuori del dominio elastico sulle sole componenti plastiche della deformazione. L'interpretazione dei risultati delle prove triassiali è stata affrontata nelle ipotesi della teoria dello stato critico. La curva di stato critico nel piano $e-p'$ consente di definire una variabile di stato del terreno ($\psi = e - e_{cs}$) alla quale è legato il comportamento, contraente o dilatante, del terreno. In accordo con alcune teorie, ricavate dall'analisi della letteratura, infatti, i risultati sperimentali hanno mostrato che i valori dell'angolo di attrito in condizioni di picco crescono al diminuire di ψ mentre gli angoli di attrito nel punto di massima contrazione aumentano con ψ . Al fine di ricavare una legge di incrudimento per i terreni in esame si è fatto uso della variabile ψ : in particolare è stata una relazione che lega il rapporto tra gli incrementi di deformazione deviatorica elastica e gli incrementi di deformazione deviatorica totale al rapporto tra i valori correnti del seno dell'angolo di attrito mobilitato e del seno dell'angolo di attrito di picco. La relazione, che esprime l'incrudimento deviatorico, è stata utilizzata con successo per simulare il comportamento in tutte le prove effettuate sulla ghiaia di Chiba, tranne una, in cui il terreno ha manifestato comportamento contraente ed assenza di una resistenza di picco.

L'ultima parte del lavoro è dedicata allo studio del comportamento dei terreni sottoposti a sollecitazioni cicliche. Nel corso delle prove, infatti, sono stati effettuati cicli di carico di grande ampiezza, in taluni casi con leggi di carico articolate. Per interpretare questi risultati si è utilizzato l'algoritmo di Bardet (1995), descritto nel capitolo dedicato all'analisi della letteratura, che introduce una procedura relativamente semplice per simulare la dipendenza della risposta dei terreni dalla storia tensionale. Poiché, al termine dei

diversi cicli di scarico e ricarico, le deformazioni deviatoriche residue sono risultate modeste, si è deciso di adottare una legge di incrudimento basata sui criteri di Masing, anziché quella proposta da Bardet. In base a questa legge, la curva che esprime, nei cicli di scarico e ricarico, il legame tra le tensioni e le deformazioni deviatoriche è ricavata dalla curva di primo carico traslando l'origine nel punto di inversione del carico e scalando le ordinate con un fattore di proporzionalità. Il confronto dei risultati sperimentali con il modello così impostato ha dato esito soddisfacente nei casi esaminati, evidenziando una lieve sottostima del fattore di smorzamento del terreno nella simulazione.

8.2 Sviluppi futuri della ricerca

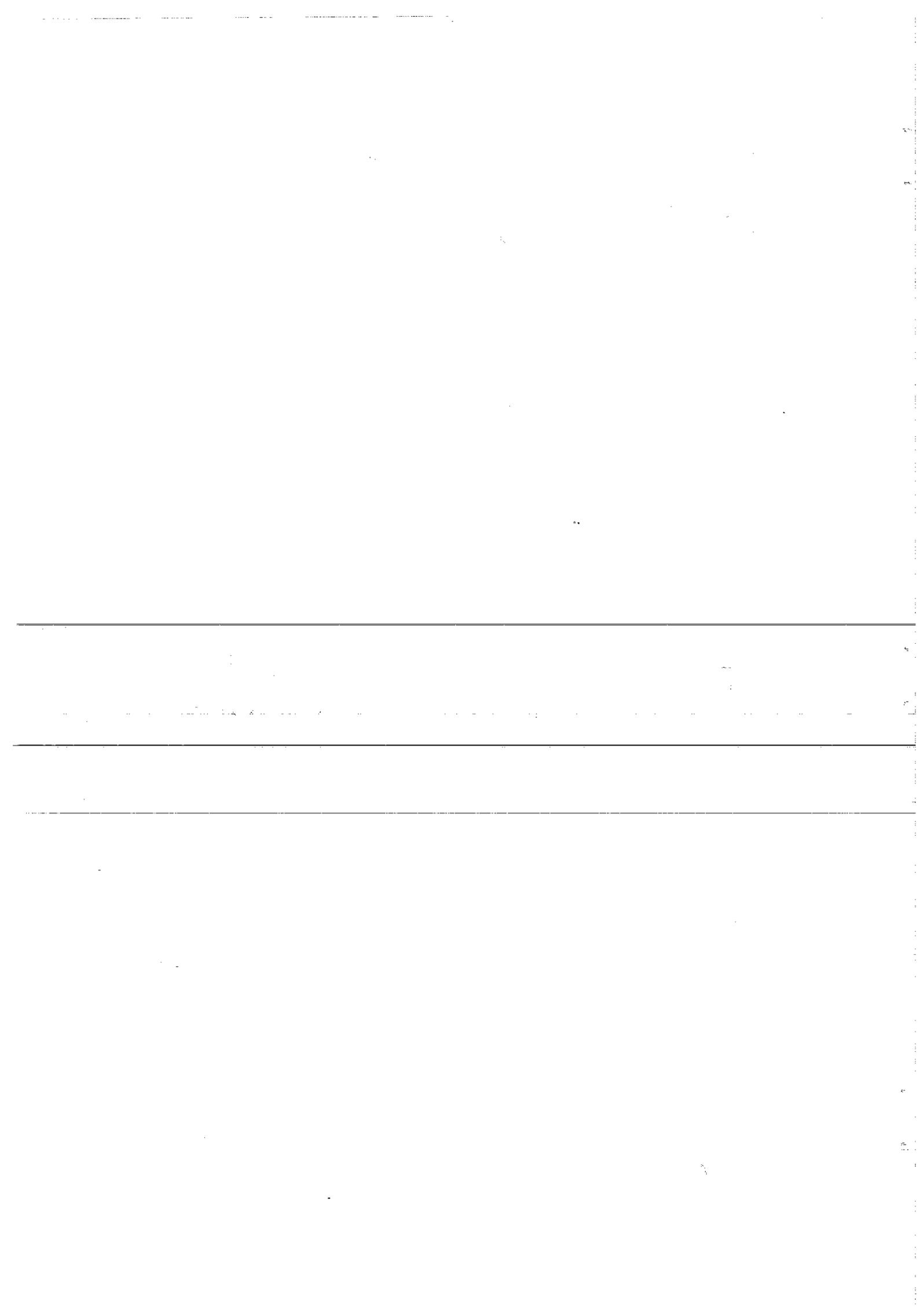
Uno dei principali scopi della ricerca effettuata è stato quello di produrre risultati sperimentali di buona qualità sui terreni a grana grossa, nella consapevolezza del fatto che la loro mancanza nella letteratura è dettata dalla notevole complessità richiesta nella gestione delle prove di laboratorio. La verifica dei risultati esposti in questa tesi con analisi complementari è uno sviluppo della ricerca sicuramente auspicabile.

Lo studio svolto ha affrontato il problema della caratterizzazione del comportamento meccanico dei terreni a grana grossa cercando di inquadrare le proprietà in un contesto unitario, non limitandosi ad analizzare nel dettaglio soltanto alcuni aspetti. In alcuni casi i risultati sono stati in numero sufficiente per permettere affidabili analisi quantitative. In altri essi sono stati appena sufficienti a riconoscere in via qualitativa gli aspetti osservati. Ulteriori progressi delle tecniche sperimentali consentirebbero di comprendere le differenze rilevate tra i valori delle rigidità a bassi livelli di deformazione calcolati in laboratorio con i trasduttori di forze e spostamento e quelli ricavati con le indagini dinamiche, su cui si basano spesso le indagini in sito.

Dal punto di vista sperimentale sarebbe infine interessante confrontare risultati di prove, monotoniche e cicliche, i cui percorsi di sollecitazione fossero orientati in maniera generica nello spazio delle tensioni, per verificare le relazioni proposte nell'interpretazione dell'incrudimento e della dilatanza dei terreni e per quantificare gli effetti dell'anisotropia a medi e grandi livelli di deformazione.

Al di là di tutti questi aspetti, che riguardano la "rifinitura" di un modello concettuale, il passo in avanti per dare senso alla ricerca effettuata a Napoli negli ultimi anni sui materiali a grana grossa è la formulazione, anche

semplificata, di un modello costitutivo e la sua utilizzazione in un codice di calcolo per l'analisi di casi in vera grandezza. Solo allora infatti i risultati sperimentali e le analisi effettuate assumeranno il giusto valore e, forse, una qualche utilità ingegneristica.



Bibliografia

- Almeida, M.S.S., Britto, A.M., Parry, R.H.G., 1986, Numerical modelling of a centrifuged embankment on soft clay, *Canadian Geotechnical Journal*, vol.23, pp.103-114
- Baldi, G., Nova, R., 1984, Membrane penetration effects in triaxial testing, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.110, No.3, pp.403-420.
- Bardet, J.P., 1995, Scaled memory model for cyclic behavior of soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, vol.121, No.11, pp.766-775.
- Been, K., Jefferies, M.G., 1985, Discussion on a state parameter for sands, *Geotechnique* 35, No.2, pp.99-112.
- Bellotti, R., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D. O'Neill, D., 1996, Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand, *Geotechnique*, 46, No.1, pp.115-131.
-
- Benigni, C. Bosco, M. G., Mongiovi, L., 1998, Construction and performance of a geosynthetic reinforced full-scale wall: a tentative prediction, *Proc. III Workshop on Prediction and performance in Geotechnical Engineering*, Napoli.
-
- Bolton, M.D., 1986, The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique* 36, No.1, pp.65-78.
-
- Bowden, F.P, Tabor, D., 1964, *The friction and lubrication of solids*, Part II, Oxford University Press, London.
- Brauns, J., Kast, K., 1991, Laboratory testing and quality control of rockfill. German practice. *Advances in Rockfill Structures*, NATO ASI series E, Maranha das Neves eds., vol.200, pp.195-219.
- Brignoli, E., Gotti, M., 1992, Misure di velocità delle onde di taglio in laboratorio con l'impiego di trasduttori piezoelettrici, *Rivista Italiana di Geotecnica*, no.1, pp.5-16.
- Burland, J.,B., 1989, Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: "Small is beautiful"- the stiffness of soils at small strains, *Canadian Geotechnical Journal*, pp.499-516.

Cuccovillo, T., Coop, M.R., 1997, The measurements of local axial strains using LVDT, *Geotechnique*, 47, No.1, pp.167-171.

Dafalias, Y.F., 1983, Report needs in experimental soil engineering, Report on the Workshop at Virginia Polytechnic Institute, Blacksburg.

Fam, M., and Santamarina, J.C., (1997), A study of consolidation using mechanical and electromagnetic waves, *Geotechnique* 47, No.2, 203-219.

Fioravante, V., Fretti, C., Froio, F., Jamiolkowski, M., Lo Presti, D., Pedroni, S., 1997, Anisotropy of elastic stiffness in Kenya sand, *Geotechnique*, 47, 3.

Flora, A., 1995, Caratterizzazione geotecnica e modellazione dei materiali a grana grossa, Tesi di Dottorato, Università degli Studi di Napoli.

Flora, A., Jiang, G.L., Kohata, Y., Tatsuoka, F., Small strain behaviour of a gravel along some triaxial stress paths, *IS Hokkaido '94*, 2, pp.279-285.

Flora, A., Modoni, G., 1997, Upgrading equipment and procedures for stress path triaxial testing of coarse grained materials. *Geotechnical Testing journal*, ASTM, vol.20, No.4, pp.459-469.

Flora, A., Modoni, G., Viggiani, C., 1997, Ottimizzazione del controllo di una cella triassiale di grandi dimensioni, *Atti della Riunione Annuale del Gruppo di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica*, Roma.

Flora, A., Modoni, G., 1998, Complex testing and simple analysis of coarse grained materials, *Workshop on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering*, Napoli, April '98, pp.151-216.

Flora, A., Silvestri, F., 1993, Prime interpretazioni di alcune prove triassiali non monotoniche su un terreno a grana grossa, *Atti della Riunione Annuale del Gruppo di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica*, Roma.

Fortunato, E., Veiga Pinto, A., 1998, Structural behaviour of soil-rockfill mixtures embankments, *Atti del II Int. Symp. on Hard Soils and Soft Rocks*, Napoli.

Fragaszy, R.J., Su, W., Siddiqi, F.H., 1990, Effects of oversize particles on the density of clean granular soils, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.13, No.2, pp.106-114.

Franklin, G.F., Powell, J.D., Emami-Naeini, A., 1986, *Feedback control of dynamic systems*, Addison Wesley Publishing Company.

Fukushima, S., Tatsuoka, F., 1984, Strength and deformation characteristics of saturated sands at extremely low pressure, *Soils and Foundations*, vol.24, No.4, pp.30-48.

Gajo, A. 1996, The effects of inertial coupling in the interpretation of dynamic soil tests. *Geotechnique*, 46, No.2, 245-257.

Goddard, J.D., 1990, Nonlinear elasticity and pressure-dependent wave speeds in granular media. *Proc. Royal Society, London*, 430, 105-131.

Goto S., 1986, Strength and deformation characteristics of granular materials in triaxial tests. *Tesi di dottorato, IIS, Università di Tokyo (in giapponese)*.

Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.S., Sato, Y., 1991, A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, pp.169-180.

Graham, J., Houlsby, G.T., 1983, Anisotropy elasticity of a natural clay, *Geotechnique*, 33, No.2, pp.165-180.

Hardin, B.O., 1978, The nature of stress-strain behavior of soil, *Proc. of the Geotechnical Division Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, ASCE, Pasadena, 1, pp.3-90.

Hardin, B.O., Richart, F.E. 1963, Elastic wave velocities in granular soils. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, Vol. 89, No.1, pp.33-65.

Hoque, E., Tatsuoka, F., 1998, Anisotropy in the elastic deformation of granular materials, *Soils and Foundations* 38-1, pp.163-179.

Hoque E., Tatsuoka, F., Sato, T., 1996, Measuring anisotropic elastic properties of sand using a large triaxial specimen. *Geotechnical Testing journal*, ASTM, vol.19, pp.411-420.

Hryciw, R.D.; Thomann, G.T., 1993, Stress history-based model for G^e of cohesionless soils, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 119, No. 7, 1073-1093.

Ishihara, K., Tatsuoka, F., Yasuda, S., 1975, Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses, *Soils and Foundations*, 15, pp.25-44.

Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Takagi, Y., 1979, Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading, *Soils and Foundations*, 18, no. 1, pp. 39-56.

Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Lo Presti, D., Pallara, O., 1995, Stiffness of Toyoura sand at small and intermediate strain, *Proc. 13th ICSMFE, New Delhi*, 2, pp. 817-836.

Jardine, R. J., 1992, Some observations on the kinematic nature of soil stiffness, *Soils and Foundations*, Vol.32, No. 2, pp.111-124.

Jefferies, M.G., 1993, Nor-sand: a simple critical state model for sand, *Geotechnique* 43, No.1, pp.91-103

Jiang, G.L., 1996, Tesi di dottorato, Università di Tokyo, in giapponese.

Jiang, G.L., Tatsuoka, F., Flora, A., Koseki, J., 1997, Inherent and stress-induced anisotropy in very small strain stiffness of a sandy gravel, *Geotechnique*, 47, 3, pp.509-522.

Jovicic, V., Coop, M., 1997, Stiffness of coarse grained soils at small strains, *Geotechnique*, 47, No.3, pp.545-561.

Kohata, T., Tatsuoka, F., Wang, L., Jiang, G.L., Hoque, E., Kodaka, T., 1997, Modelling of non-linear deformation properties of stiff geomaterials, *Geotechnique*, 47, 3, pp.563-580.

Ladd, R.S., 1978, Preparing test specimen using undercompaction, *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 1, pp.16-23.

Lade, P.V., Prabcki, M.J., 1995, Softening and preshearing effects in sand, *Soils and Foundations*, Vol.35, No. 4, pp. 93-104.

Lade, P., Liu, C.T., 1997, Experimental study of drained creep behaviour of sand, *Journal of Engineering mechanics*, ASCE, 124-8, pp. 912-920.

Lawrence, F.V., 1963, Propagation of ultrasonic waves through sand. Report R63-08 Boston: Massachusetts Institute of Technology.

Lee, S.H., Stokoe II, K.H., 1986, Investigation of low amplitude shear wave velocity in anisotropic material, Report GR 86-6, University of Texas, Austin.

Lee, D.M., 1992, The angles of friction of granular fills, Tesi di Ph.D., Università di Cambridge (Inghilterra), pp.220.

Lo Presti, D.C.F., 1995, General Report: Measurement of shear deformation of geomaterials in the laboratory, Proceeding of the first International Symposium on the Pre-failure deformation of geomaterials, Sapporo (Japan), pp.1067-1088, Rotterdam Balkema.

Lo Presti, D., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A., 1996, Rate and creep effect on the stiffness of soils, *Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behaviour*, ASCE Geotech.Special Publication, 61, pp.166-180.

Lo Presti, D., Jamiolkowski, M., Pallara, O., Cavallaro, A., Pedroni, S., 1997, Shear modulus and damping of soils, *Geotechnique* 47, 3, pp.603-617.

Luong, M.P., 1979, Les phenomenon cycliques dans les sables . Journee de Rheologie: cycles dans les sols – rupture- instabilites. Vaulx-en-Velin: Ecole Nationale de Travaux Public de l'Etat, Publication.

Luong, M.P., 1980, Stress-strain aspects of cohesionless soils under cyclic and transient loading. Int. Symp. on soils under cyclic and transient loading, Swansea.

Mancuso, C., Silvestri, F., Vinale, F., 1992, Evaluation of dam core material with the use of field and laboratory tests, I Int. Symp. on Hard Soils and Soft Rocks, Athens, Greece.

Mancuso, C., Simonelli, A., Vinale, F., 1989, Misure di velocità delle onde di taglio nella Piana del Fucino, Atti del Convegno del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli studi di Ingegneria Geotecnica.

Mancuso, C., Vinale, F. (1988). Propagazione delle onde sismiche: teoria e misura in sito. Atti del Convegno del Gruppo Nazionale di Coordinamento per gli Studi di Ingegneria Geotecnica, Monselice, pp.115-138. Rome: Consiglio Nazionale delle Ricerche.

Manzari, M.T., Dafalias, Y.F., 1997, A critical state two-surface plasticity model for sands, *Geotechnique* 47, No.2, pp.255-272.

Masing, G., 1926, Eigenspannungen und verfestigung beim messing, Proc. 2nd International Congress of Applied Mechanincs, Zurich (Switzerland).

Modoni, G., Flora, A., Mancuso, C., Viggiani, C., Tatsuoka, F., 1998, Evaluation of gravel stiffness by pulse wave trasmission tests, sottoposto a *Geortechical Testing Journal*, ASTM, per pubblicazione.

Mroz, Z., Norris, V.A., Zienkiewicz, O.C., 1978, An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading. *Int. Jour.Num.Anal. Meth. Geomech.*, 2, pp.203-221.

Newson, T.A., Davies, M.C.R., 1986, A rotational hardening constitutive model for anisotropically consolidated clay, *Soils and Foundations*, vol.36, No.3, pp.13-20.

Nishio, S., Tamaoki, K., 1990, "Stress dependency of shear wave velocities in diluvial gravel samples during triaxial compression tests", *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, Dec.1990, pp.42-52.

Nova, R., 1977, On the hardening of soils, *Arch. Mech.*, St., 29, 3, pp.445-458.

Nova, R., 1982, A constitutive model for soil under monotonic and cyclic loading, *Soil Mechanics-transient and cyclic loads* (eds. G.N. Pande and O.C. Zienkiewicz) pp. 343-373. Chicester: Wiley.

Oda, M., Nemat Nasser, S., Konishi, J., 1985, Stress induced anisotropy in granular masses, *Soils and Foundations*, vol.25, No.3, pp.85-97.

Pagano, L., 1996, Analisi del comportamento statico di dighe in terra zionate, Tesi di dottorato, Università di Napoli "Federico II".

Park, C.S.; Tatsuoka, F., 1994, Anisotropic strength and deformation in plane strain compression, Proc. 13th ICSMFE, New Delhi, 1, pp. 1-6.

Penman, A.D.M., 1971, Rockfill, B.R.S., Current paper 15/71.

Poorooshasb, H.B., 1971, Deformation of sand in triaxial compression, Proc. 4th Asian Regional Conf. Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.1, pp.63-66.

Pradhan, B.S., 1990, The behavior of sand subjected to monotonic and cyclic loadings, Tesi di Dottorato, Università di Tokyo (Giappone).

Pyke, R., 1979, Nonlinear soil models for irregular loadings, Proc. ASCE, Journal of the Engineering Division, vol. 105, No.GT6.

Roesler, S.K. (1979). Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.105, No.GT5, July, pp.871-880.

Roscoe, K.H., Burland, J.B., 1968, On the generalised stress-strain behaviour of wet clay. Symposium on Engineering Plasticity. Cambridge, UK, pp.535-609.

Rothemburg, L., Bathurst, R.J., 1989, Analytical study of induced anisotropy in idealized granular materials, Geotechnique, 39, No.4, pp.601-614.

Rowe, P.W., 1962, The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact., Proc. Royal Soc. London, Series A, vol.269, pp.500-527.

Rowe, P.W., 1971, Theoretical meaning and observed values of deformations parametr for soils, Roscoe Memorial Symposium, pp.143-194.

Sanches-Salinerio, I., Roesset, J.M., Stokoe K.H., 1986, Analytical studies of body wave propagation and attenuation, Report Gr 86-15, University of Texas, Austin.

Santamarina, J.C., Cascante, G., 1996, Stress anisotropy and wave propagation: a micromechanical view, Can. Geotech., 33, pp.770-782.

Schmertmann, J.H. (1978). Effect of shear stress on dynamic bulk modulus of sand. U.S. Army waterways Experiment Station, Technical Report, S-78-16.

Schofield, A.N., Wroth, C.P., 1968, Critical State Soil Mechanics, Mc Graw-Hill, London, UK.

Shirley, D.J. and Anderson, A.L. (1975), Acoustical and engineering properties of sediments, Applied Research Laboratories, the University of Texas, Austin, Report n.ARL-TR-75-58.

Siddiqi, M.S.A., 1994, FEM simulations of deformation and failure of stiff geomaterials based on element test results, Tesi di dottorato, University of Tokyo, Japan.

Stallebrass, S.E., 1991, Modeling small strains for the analysis in geotechnical engineering, Ground engineering, 23, pp.26-29.

Stokoe, K.H. II, Lee, N.K.J., 1991, Characterization of Soil in Calibration Chambers with Seismic Waves, Proceedings First International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, New York, pp.363-376.

Stokoe, K.H. II, Hwang, S.K., Lee, J.N.K., 1995, Effect of various on the stiffness and damping of soils at small strains, IS Hokkaido '94, 2, 785-816.

Suddhiprakarn, C., 1984, Wave propagation in heterogeneous media, Geotechnical Engineering Report GR84-6, University of Texas at Austin.

Tanaka, Y., Kokusho, T., Okamoto T., Kudo, K., 1995, Evaluation of initial shear modulus of gravelly soil by laboratory test and PS-logging, Pre Failure Deformation of Geomaterials, Shibuya, Mitachi and Miura (eds), 1994 Balkema, Rotterdam, ISBN 90 54 10 399 X, pp 47-53.

Tatsuoka, F. Ishihara, K., 1974, Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction, Soils and Foundations, Vol. 14, No.3, pp.51-65.

Tatsuoka, F. Ishihara, K., 1974, Yielding of sand in triaxial compression, Soils and Foundations, Vol. 14, No.2, pp.63-76.

- Tatsuoka, F., 1992, Shear tests in triaxial apparatus: a fundamental study on the deformation of sands, Tesi di dottorato, Università di Tokyo.
- Tatsuoka, F., Shibuya, S., 1992, Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Report of the Institute of Industrial Science of the University of Tokyo, vol.37, No.1, March 1992.
- Tatsuoka, F., Kohata, Y., 1995, Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications, Keynote Lecture, IS-Hokkaido '94, pp.947-1063.
- Tatsuoka, F., Kohata, Y., 1995. Stiffness of hard soils and soft rocks in engineering applications. Report of the IIS, the University of Tokyo, vol.38, serial No.242, pp.135-274.
- Tatsuoka, F., Jardine, R.J., Lo Presti, D., Di Benedetto, H., Kodaka, T., 1997, Characterising the pre-failure deformation properties of geomaterials, Theme lecture for the Plenary Session No.1, Proc.14th IC on SMFE, Hamburg, September 1997.
- Tatsuoka, F., Uchimura, T., Tateyama, M., 1997, Preloaded and prestressed reinforced soil, Soils and Foundations, Vol.37, No.3, pp.79-94.
- Tatsuoka, F., Santucci de Magistris F., Hayano, K., Momoya, Y., Koseki, J., 1998, Some new aspects on time effects on the stress-strain behaviour of stiff geomaterials, Theme lecture for the II Symposium on the Geotechnics of Hard Soils and Soft Rock, Napoli.
- Teachavorasinskun, S., Tatsuoka, F., Lo Presti, D., 1994, Effects of cyclic pre-straining on dilatancy characteristics and liquefaction strength of sand, IS-Hokkaido 1994, 1, 75-80.
- Thomann, G.T., Hryciw, R.D., 1992, Stiffness and strength changes in cohesionless soils due to disturbance, Canadian Geotechnical Journal, 29, 853-861.
- Thomann, T.G., 1990, Stiffness and strength changes in cohesionless soils due to stress history and dynamic disturbance, Ph.D. Thesis, Dept. of Civ.Eng., University of Michigan at Ann Arbor.
- Uchimura, T., 1996, Pre-loaded prestressed reinforced soil, Master Engineering Thesis, Univ. of Tokyo (in giapponese).

Veiga Pinto, A., 1990, Monitoring and safety evaluation of rockfill dams, *Advances in rockfill structures*, NATO ASI series E (edito da Maranha das Neves), vol. 200, pp.471-522.

Viggiani, G. and Atkinson, J.H., 1995, The interpretation of the bender element tests. *Geotechnique* 45, No.1, 149-155.

Wilde, p., 1977, Two invariants depending model for granular media, *Arch. Mech. St.*, 29, 5, pp.799-809.

Wood, D. M., 1990, *Soil behavior and critical state soil mechanics*, Cambridge University Press.

Wood, D.M., Belkheir, K., Liu, D.F., 1994, Strain softening and state parameter for sand modelling, *Geotechnique* 44, No.2, pp.335-339

Yamada, S., Masuda, T., Sato, T., Yamaguchi, I., Tatsuoka, F., 1996, Sand behaviour in plane strain compression and extension tests, *Proc. 31th JNCGE*, Kitami, 1, pp.342-343 (in giapponese).

Yasin, S. J. M., 1998, *Strength and deformation characteristics of sands in plane strain shear tests*, Tesi di Dottorato, Università di Tokyo.

Yasuda, N., Ohta, N., Nakamura, A., 1996, Dynamic deformation characteristics of undisturbed riverbed gravels, *Can.Geotechnical Journal*, 33, pp.237-249.

Yu, P., Richart, F.E.Jr., 1984, Stress ratio effects on shear modulus of dry sands, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol.110, No.3, pp.331-343.

Zeng, X, Arulanandan, K, 1993, Overview calibration of constitutive models and soil parameters, In *Verification of numerical procedures for analysis of soil liquefaction problems*, Vol.2, Rotterdam Balkema.

Zytnski, M., Randolph, M.F., Nova, R., Wroth, C.P., 1978, On modelling the unloading-reloading behaviour of soils, *Int. Jour. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 2, pp.87-94.