Comportamento dei terreni e metodi di analisi dell'interazione terreno - strutture

G. CALABRESI *

SOMMARIO: Esaminando le ipotesi generalmente adottate per la soluzione dei problemi di interazione tra terreno e strutture e le metodologie progettuali che ne derivano si constata che i modelli assunti per rappresentare il comportamento del terreno spesso contrastano con la realtà e si giustificano principalmente per motivi pratici. Significative incongruenze si possono notare anche nelle procedure progettuali adottate per le più semplici strutture. Le modalità esecutive hanno spesso la maggiore influenza sul comportamento delle opere, ma difficilmente se ne può tener conto nella progettazione. In molte circostanze si possono ottenere soluzioni soddisfacenti con la semplice ipotesi di comportamento elastico del terreno. In particolare, si osserva che un mezzo elastico non omogeneo, caratterizzato da una deformabilità decrescente con la profondità, da un lato rappresenta le linee essenziali del comportamento del terreno, e dall'altro permette di ricavare soluzioni analitiche dei problemi di interazione che, per quanto più complesse di quelle relative all'ipotesi di omogeneità, sono ancora praticamente utilizzabili nella pratica professionale.

In qualsiasi struttura a contatto con il terreno, per trasferirvi carichi esterni o per sostenerne il peso, le tensioni che punto per punto sono applicate alla superficie di contatto dipendono, com'è noto, dalle caratteristiche meccaniche del terreno e della struttura.

La loro valutazione ha un'importanza fondamentale sia per lo studio degli effetti prodotti nel terreno, sia per il progetto delle strutture. Questo secondo aspetto è però quello generalmente più rilevante.

Infatti, dalla nota equazione differenziale che descrive in forma generale il comportamento di una trave elastica a contatto con il terreno:

$$EI \frac{d^4y}{d^4x} + p(x) = 0$$

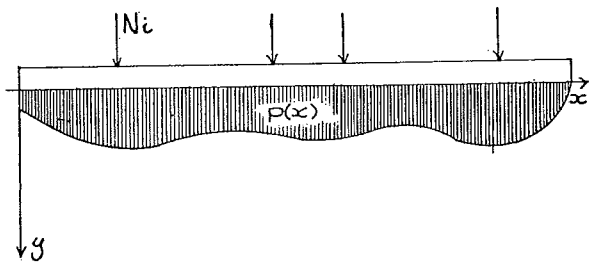

Fig. 1. - La trave elastica a contatto con il terreno.

(dove p (x) è la pressione di contatto), con due integrazioni successive si ottengono i momenti flettenti della trave, e con altre due integrazioni gli spostamenti.

Prof. Ing. Giovanni CALABRESI, Ordinario di *Meccanica delle Terre e Tecnica delle Fondazioni*, Istituto di Scienza delle Costruzioni. Facoltà di Ingegneria - Università degli Studi di Roma.

Poiché quanto più è elevato l'ordine dell'integrale, tanto più è attenuato l'effetto delle variazioni locali delle pressioni di contatto, gli spostamenti sono molto meno influenzati dei momenti flettenti dalla distribuzione delle pressioni.

Per questo motivo è più interessato alla valutazione delle pressioni di contatto chi progetta le strutture di chi deve calcolare gli spostamenti superficiali del terreno.

L'interazione tra terreno e strutture è però un problema più generale del calcolo delle sollecitazioni di un elemento strutturale ed interessa il comportamento dell'intera costruzione, sul quale hanno influenza anche elementi che generalmente non sono presi in considerazione nella progettazione strutturale, come, ad esempio, le murature in un fabbricato in cemento armato.

Lo studio dei problemi di interazione ha, o dovrebbe avere, come fine, non tanto la definizione di algoritmi di calcolo delle strutture, quanto l'acquisizione di metodologie progettuali nelle quali l'influenza dei singoli fattori sia razionalmente definita e risulti equilibrata in proporzione alla loro reale importanza. La difficoltà di questo obiettivo è di per sé evidente e l'attenzione che vi è stata posta da parte dei ricercatori della Geotecnica e dell'Ingegneria strutturale è proporzionata all'importanza che il problema riveste sia per gli aspetti economici, particolarmente in periodi di elevati costi costruttivi, sia per quelli legati alla sicurezza delle strutture. Tanto l'attuale evoluzione dell'Ingegneria civile, con la realizzazione di opere di sempre maggiore importanza e complessità,

quanto le esigenze progettuali di nuove strutture con elevato grado di rischio, quali, ad esempio, le centrali nucleari, hanno sottolineato la necessità di un più decisivo impegno nello studio del problema.

Questa situazione risulta chiaramente dall'esame della letteratura tecnica degli ultimi anni. Il numero delle pubblicazioni apparse nelle riviste e delle memorie presentate ai Congressi è veramente notevole e documenta i risultati conseguiti sia nella soluzione di specifici problemi, sia nella sistemazione teorica generale e nelle proposte di metodologie operative.

Un panorama generale dell'evolversi della ricerca sul problema dell'interazione tra terreno e strutture si ricava soprattutto dalle Relazioni generali dei Congressi Internazionali di Mosca [GORBUNOV-POSSADOV, DAVYDOV, 1973] e di Tokyo [BURLAND, BROMS, DE MELLO, 1977] e dagli speciali Convegni tenutisi a Tucson nel 1964, e a Birmingham nel 1971.

In Italia, da molti anni, il gruppo dei ricercatori geotecnici, operanti con il sostegno del C.N.R., ha scelto l'interazione terreno-strutture quale tema generale di ricerca, con particolare riferimento alle strutture profondamente immerse nel terreno.

Nel 1977 l'annuale ciclo di Conferenze del Politecnico di Torino, è stato dedicato a questo argomento e le relazioni presentate [LEVI; SANTUCCI, VIGGIANI; CHIARUGI, MERLI; JAMIOLKOWSKI, LANCELLOTTA], offrono un quadro preciso e sintetico dell'attuale stato delle conoscenze.

Inoltre il problema dell'interazione è forse quello che maggiormente si avvantaggia delle applicazioni del calcolo numerico e nei recenti Convegni sui metodi numerici della Geotecnica, di Vicksburg nel 1972 e di Blacksburg nel 1976, sono stati presentati numerosi contributi sull'argomento.

A questo sviluppo della ricerca non sembra però che abbia corrisposto, almeno in Italia, una generale evoluzione delle metodologie progettuali. Se si fa eccezione per alcune strutture particolari, nel cui progetto sono state impiegate tecniche di calcolo numerico avanzate, in particolare con il metodo degli elementi finiti, ma fondate spesso su modelli di comportamento meccanico troppo schematici, si constata che la progettazione di strutture tradizionali e di opere non specialmente impegnative è tuttora condotta applicando ipotesi di comportamento e modelli teorici notoriamente insoddisfacenti, sotto l'aspetto descrittivo delle proprietà dei terreni, quanto sotto quello concettuale.

Si possono avanzare diverse ipotesi per spiegare questa situazione. La prima è che i metodi di analisi correntemente impiegati, che generalmente includono parametri o fattori correttivi di carattere empirico, per un semplice effetto di compensazione degli errori risultano spesso accettabili, conducendo a soluzioni costruttive soddisfacenti. La seconda è che la difficoltà di tentare altre vie risolutive, unite alle incertezze insite nell'adozione di soluzioni non confermate dall'esperienza, trattengono gli ingegneri dal trasferire sul piano pratico le conclusioni raggiunte dalla ricerca più avanzata.

Si deve anche osservare che gli obiettivi attuali della ricerca nel campo dell'interazione tra terreno e strutture sono troppo spesso rivolti alla soluzione di specifici problemi, con metodi non sempre generalizzabili o troppo complessi ed onerosi, piuttosto che all'individuazione di procedure applicative utilizzabili comunemente per tipologie strutturali ordinarie.

Ed è anche vero che qualsiasi revisione dei metodi di progetto deve necessariamente essere preceduta da un'accurata analisi degli effetti introdotti nel risultato finale da ogni singola ipotesi adottata precedentemente.

Occorre infatti evitare il rischio che migliorando la descrizione di uno degli aspetti del fenomeno, come per esempio, le caratteristiche meccaniche del terreno, si determini un effetto non bilanciato sul risultato finale, aumentando in definitiva la distanza tra il comportamento del modello e la realtà. Condizioni simili sono riscontrabili frequentemente nella evoluzione delle teorie applicate ai problemi di geotecnica, come ad esempio, nella teoria della consolidazione.

Un esauriente confronto delle diverse ipotesi di calcolo dell'interazione terreno-strutture e dei risultati conseguibili, delle previsioni teoriche e delle osservazioni sperimentali, al fine concreto di migliorare le attuali metodologie progettuali, soprattutto per le strutture ordinarie, non è stato ancora compiuto. Alcuni aspetti del problema sono chiaramente definiti, altri sono parzialmente conosciuti e richiedono un ulteriore progresso della ricerca.

Da queste considerazioni ha avuto origine la proposta di dedicare una Sessione Speciale del Convegno al problema dell'interazione tra terreno e strutture. Per delimitare il campo di una tematica così vasta e concentrare l'attenzione su alcuni aspetti del problema che sembrano i più trascurati negli attuali indirizzi della ri-

cerca applicata, si sono esclusi i problemi dinamici, e sismici in particolare.

L'obiettivo finale che ci si propone di raggiungere, con una revisione critica della situazione presente e la conseguente proposta di soluzioni alternative, è quello di far procedere un settore dell'Ingegneria civile che, nell'applicazione pratica, non sembra aver tratto beneficia dai più recenti progressi della Geotecnica.

Questa Sessione del Convegno intende favorire l'avvio di un progetto di revisione del problema. Il risultato dipenderà molto dalla confluenza dell'interesse degli strutturisti e dei geotecnici.

Per meglio inquadrare i problemi e individuare le carenze della situazione attuale e le possibili vie per superarle, conviene esaminare alcune situazioni concrete tipiche, precisando le ipotesi delle attuali procedure di analisi e le loro eventuali incongruenze e mettendo a raffronto i risultati che ne derivano con le osservazioni sperimentali.

Si prenda in considerazione una semplice struttura di sostegno non controventata, come un muro a sbalzo (fig. 2); le ipotesi che si adottano normalmente nel progetto e le conseguenti interazioni tra il terreno e le strutture, sono chiaramente definite e facili da confrontare.

Generalmente il muro è immaginato rigido. La spinta cui è sottoposto dal terreno adiacente lateralmente, che si pensa applicata al piano

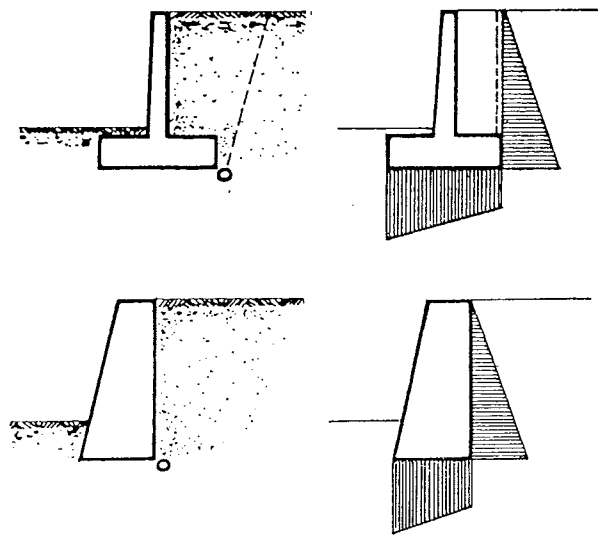

Fig. 2. - Muri di sostegno. Ipotesi di progetto della distribuzione delle pressioni di contatto.

verticale passante per il piede della fondazione, è calcolata con l'ipotesi di stato limite (plastico) del terreno (Teoria di Rankine). La distribuzione della pressione di contatto è lineare e, in assenza di coesione e di sovraccarichi, è nulla alla sommità del muro. Questa ipotesi di calcolo presupopne spostamenti non nulli della superficie di contatto muro-terreno, corrispondenti per esempio ad una rotazione attorno al piede della fondazione. Comunque, come è ben noto, l'entità e la distribuzione delle pressioni di contatto risulta, per l'ipotesi adottata, indipendente dall'entità e dalla distribuzione degli spostamenti; in altri termini, non dipende dalla posizione del centro di rotazione.

La distribuzione delle pressioni di contatto tra fondazione e terreno è, anch'essa, supposta lineare. Ma, benché si tratti della stessa struttura e, generalmente, dello stesso terreno, l'ipotesi di comportamento assunta è del tutto diversa. Ora si suppone che il terreno offra alle strutture una reazione puntualmente proporzionale allo spostamento y, secondo la ben nota

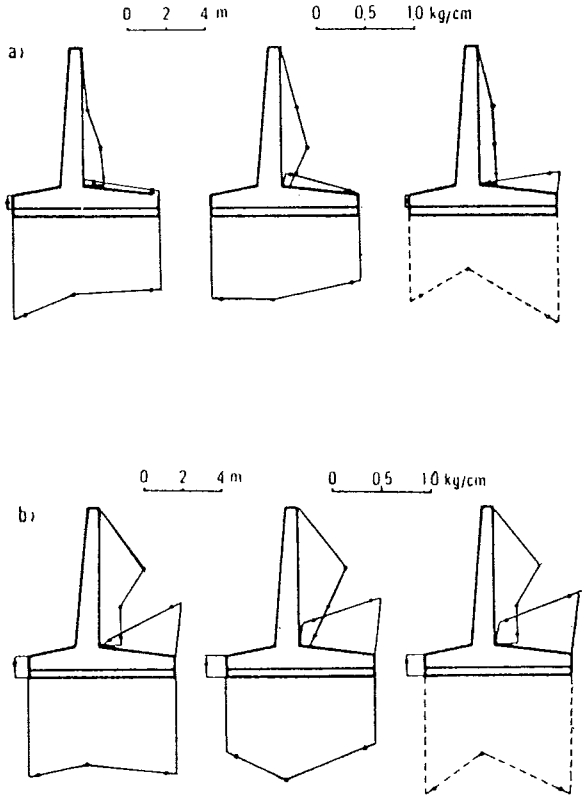

Fig. 3. - Muri di sostegno. Misure sperimentali delle pressioni di contatto [VIGGIANI, 1968].

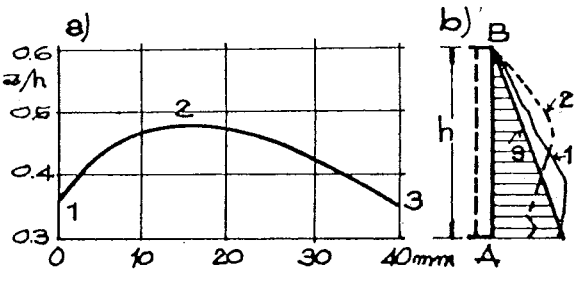

Fig. 4. - Variazioni del diagramma di spinta dovute agli spostamenti del muro [KEZDI, 1972].

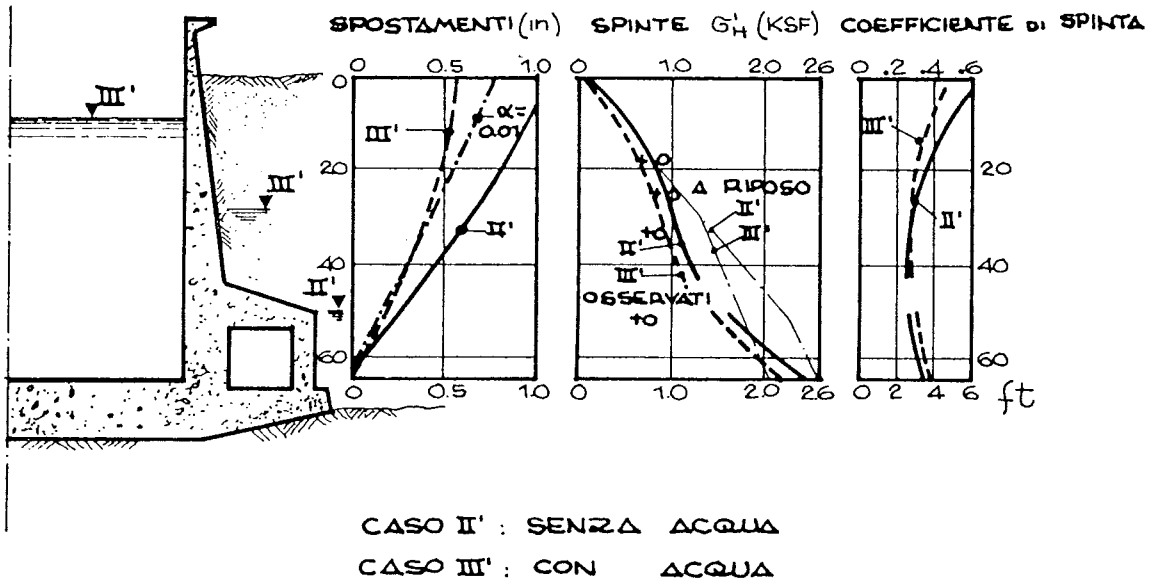

Fig. 5a. - Misure sperimentali di spostamenti e sollecitazioni a tergo di una struttura rigida di sostegno [GOULD, 1970].

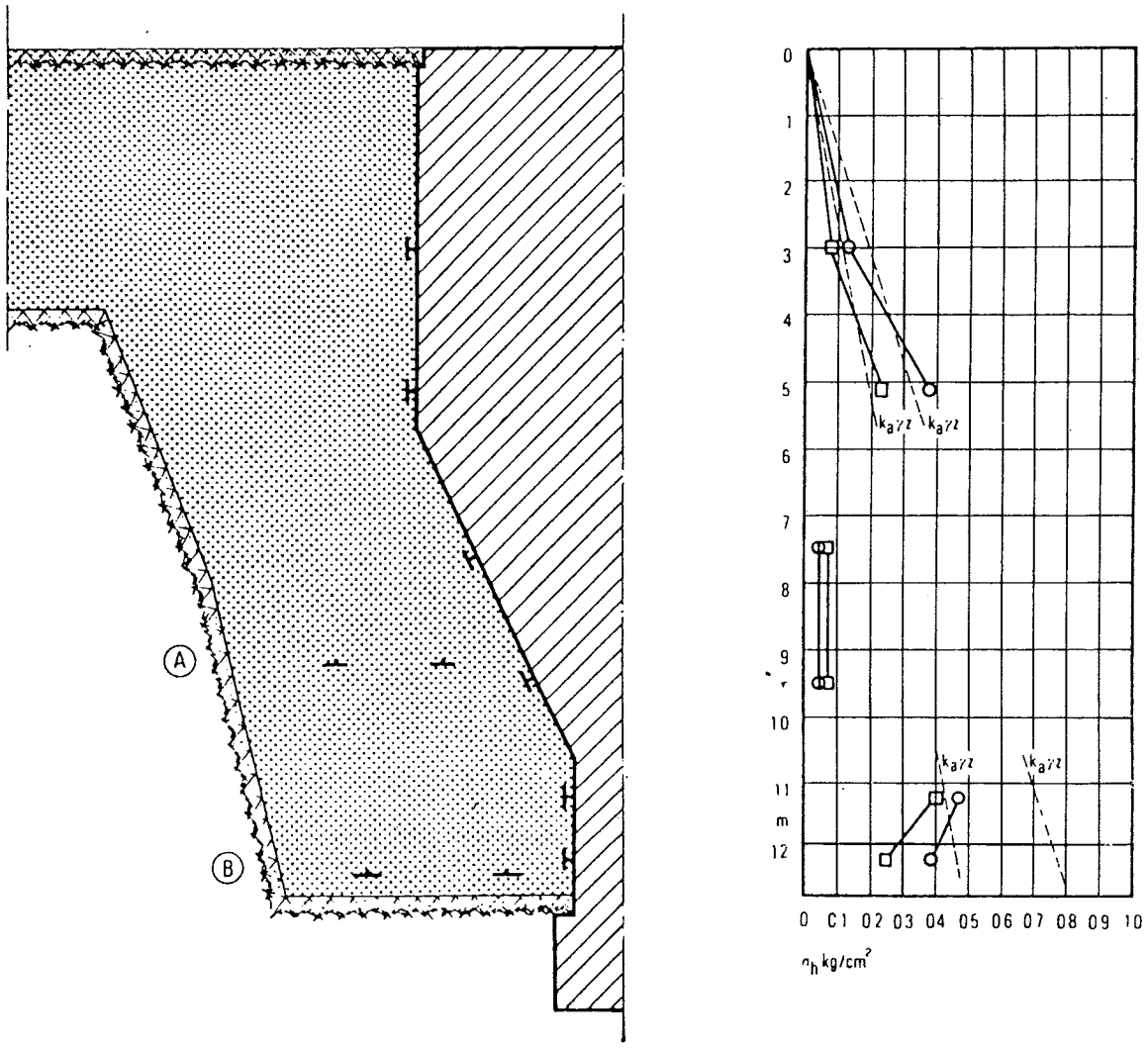

Fig. 5b. - Misure sperimentali di sollecitazioni al contatto fra un muro di sostegno rigido e il terreno: o a fine costruzione; □ a lungo termine [CALABRESI, 1972].

ipotesi adottata da Winkler nel 1867 per il calcolo delle sollecitazioni nelle rotaie ferroviarie: $p = Ky$.

Poiché la spinta del terreno, come si è detto, è determinata e costante, ammesso che la rotazione delle strutture sia proporzionale al momento della spinta rispetto al baricentro dell'area di fondazione, il diagramma delle pressioni di contatto resta determinato. Avrà, in generale, una forma trapezia o, al limite, triangolare, essendo per ipotesi $p \geq 0$.

È dunque evidente l'incongruenza dei modelli che si adottano per definire l'interazione tra terreno e struttura in questo semplice problema.

Se poi si confrontano i diagrammi delle pressioni di contatto così ricavati con quelli reali, misurati con celle pressiometriche, si constata che le sollecitazioni sulla struttura, sono diverse da quelle ipotizzate [VIGGIANI, 1968] e che perciò le osservazioni precedenti non hanno soltanto un interesse speculativo (fig. 3).

In generale le misure mostrano che il diagramma di spinta non è triangolare e la risultante è più alta (fig. 4) del terzo dell'altezza. Questi effetti sono in parte attribuibili alle modalità di posa in opera e al comportamento del riempimento a tergo, in parte al terreno in sito, alla sua continuità e alla conseguente congruenza degli spostamenti al piede. Molte osservazioni sperimentali confermano questo comportamento [KEZDI, 1972], in particolare la differenza sostanziale tra gli effettivi diagrammi di pressione e quelli ipotizzati nei calcoli di progetto [CALABRESI, 1972a; GOULD, 1970], (fig. 5).

Modificando la legge costitutiva dei terreni ed esaminando il comportamento delle strutture anche in fase costruttiva, si può pertanto ottenere, con il calcolo agli elementi finiti (fig. 6) una fedele rappresentazione dei fenomeni osservati [DUNCAN, 1972; DUNCAN, CLOUGH, 1971], ma questa procedura non appare, attualmente, utilizzabile sistematicamente e, d'altra parte, può portare a risultati notevolmente dispersi variando la legge costitutiva adottata per il terreno o le condizioni al contorno (fig. 7) [MORGENSTERN, EISENSTEIN, 1970].

Analoghe considerazioni si possono fare per le strutture di sostegno flessibili, come le paratie a sbalzo o ancorate (fig. 8). Esse sono spesso progettate tenendo conto in modo approssimato della loro deformabilità, ma le ipotesi e le procedure di calcolo adottate abitualmente sono contraddittorie sotto molti aspetti. Per constatarlo basta considerare che l'ancoraggio è semplicemente rappresentato da un semplice vincolo di appoggio, senza tener conto della sua interazione con il terreno a tergo.

Le osservazioni sperimentali, soprattutto per le palancolate metalliche, sono numerose e mostrano chiaramente l'influenza della deformabilità delle strutture sulle sollecitazioni applicate (fig. 9). Il metodo di Rowe, che introduce una correzione empirica nella legge di Winkler, permette di tenerne conto in modo sufficientemente approssimato [BJERRUM *et al.*, 1972]. Ma

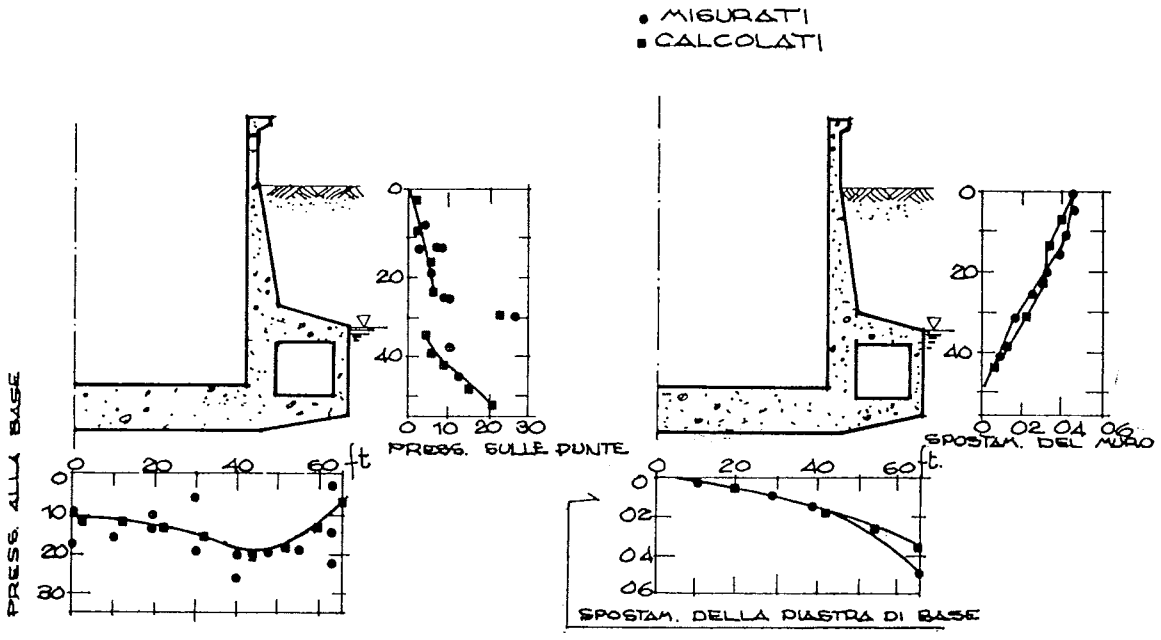

Fig. 6. - Deformazioni e spinte del terreno su una struttura rigida (Port Allen Lock). Confronto fra valori misurati e calcolati con il metodo degli elementi finiti [DUNCAN, CLOUGH, 1971].

Boundary Conditions Scheme	Wall Yielding 0.0025H in Active Sense	Wall Unyielding	Wall Yielding 0.0025H in Passive Sense
D • H Rough Base	49.3%	100.0%	151.0%
D • H Smooth Base	91.0%	100.0%	110.5%
D • H Rough Base	75.4%	96.8%	119.8%
D • H Smooth Base	119.7%	130.0%	147.7%
D • H Rough Base	78.3%	94.7%	114.6%
D • H Rough Base	125.0%	136.2%	154.2%

Fig. 7. - Muro di sostegno. Pressione laterale totale come percentuale di un ideale $K_o = \mu/(1-\mu)$ [MORGENSTERN e EISENSTEIN, 1970]

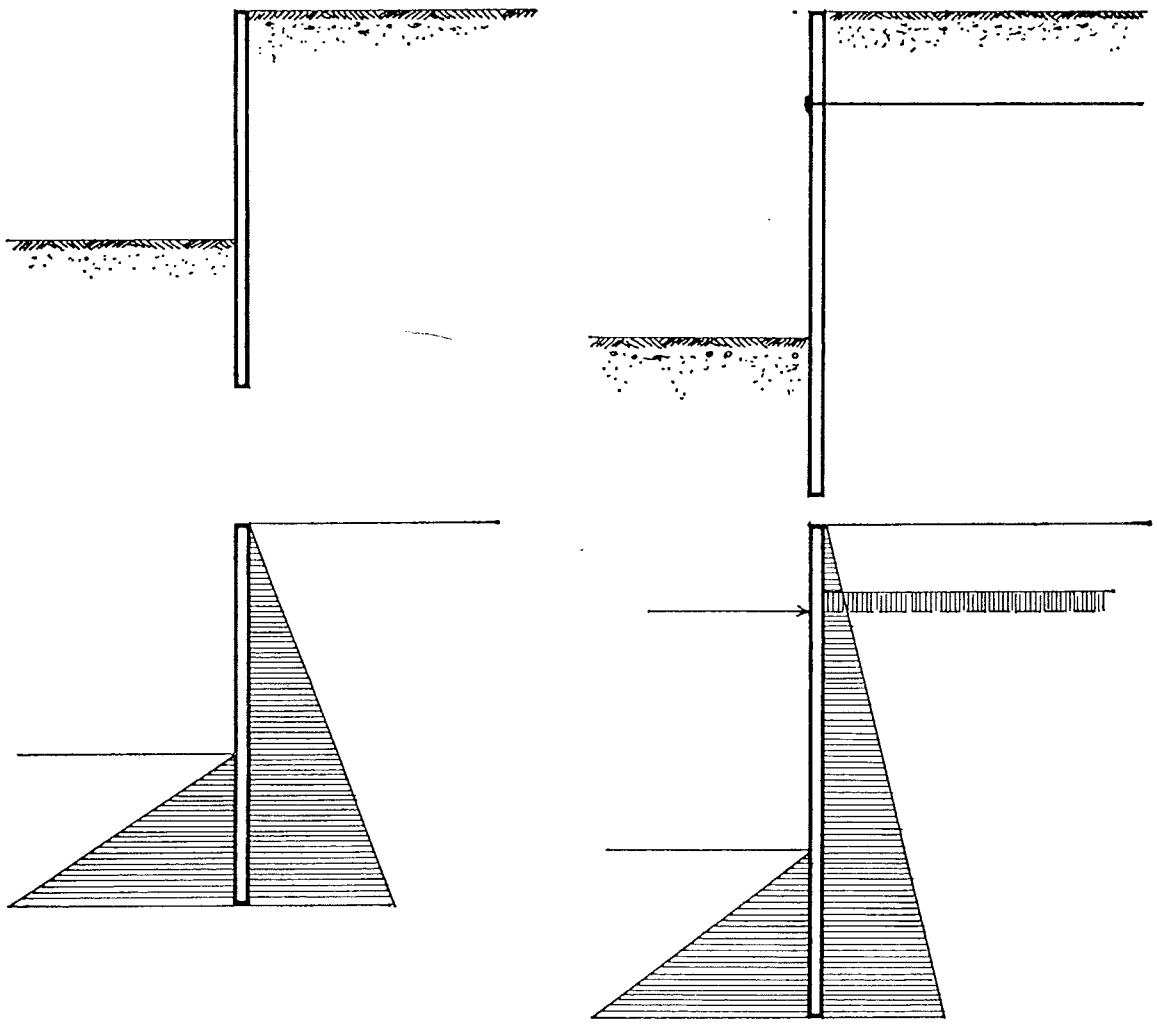

Fig. 8. - Paratia. Ipotesi di progetto sulla distribuzione delle pressioni.

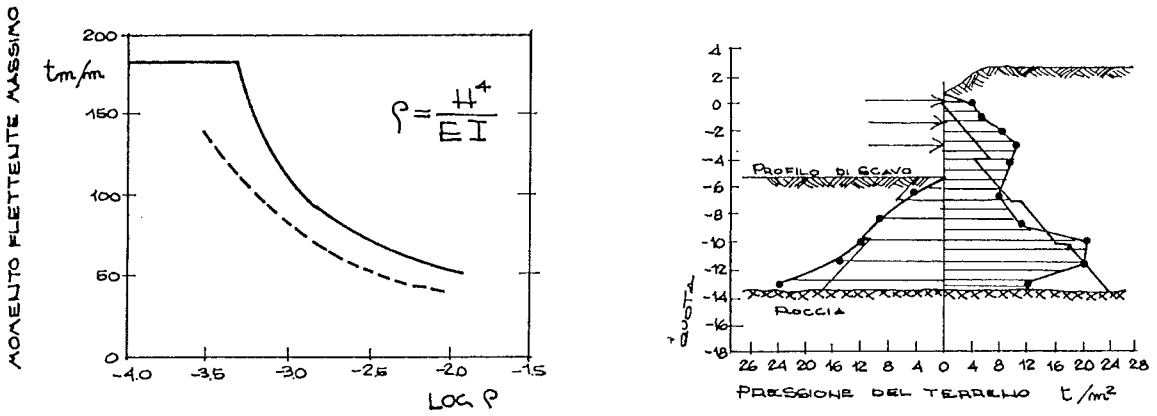

Fig. 9. - Paratie. Influenza della deformabilità sulla distribuzione delle pressioni di contatto e dei momenti flettenti [BJERRUM *et al.*, 1972].

nel caso di paratia in c.a., le cui deformazioni sono piccole e confrontabili con quelle degli ancoraggi, soprattutto se questi sono distribuiti nell'altezza della parete, i metodi di calcolo tradizionali si dimostrano poco razionali e i loro risultati incerti. Naturalmente con il metodo degli elementi finiti è possibile risolvere anche questo problema, pur con le limitazioni e le difficoltà tipiche di questa metodologia.

Una situazione analoga si presenta nella progettazione delle gallerie superficiali, a sezione rettangolare, come le gallerie realizzate con paratie e solette trasversali.

Generalmente si suppone che il carico applicato al trasverso superiore (fig. 10), sia pari al peso del terreno sovrastante e uniformemente distribuito, trascurando gli effetti (fig. 11) di interazione [BJERRUM *et al.*, 1972], mentre i montanti si considerano come usuali strutture di sostegno (fig. 12).

In questo caso le ipotesi di carico sono almeno tra loro congruenti, presupponendo che il terreno sia ovunque in uno stato di deformazione plastica e, conseguentemente, lo stato tensionale indipendente dalle deformazioni.

Le limitate osservazioni sperimentali disponibili non sono tuttavia in accordo con le ipotesi precedenti. Ad esempio, in una galleria a sezione rettangolare, scavata con lo scudo e con un rivestimento provvisorio flessibile [REBULL,

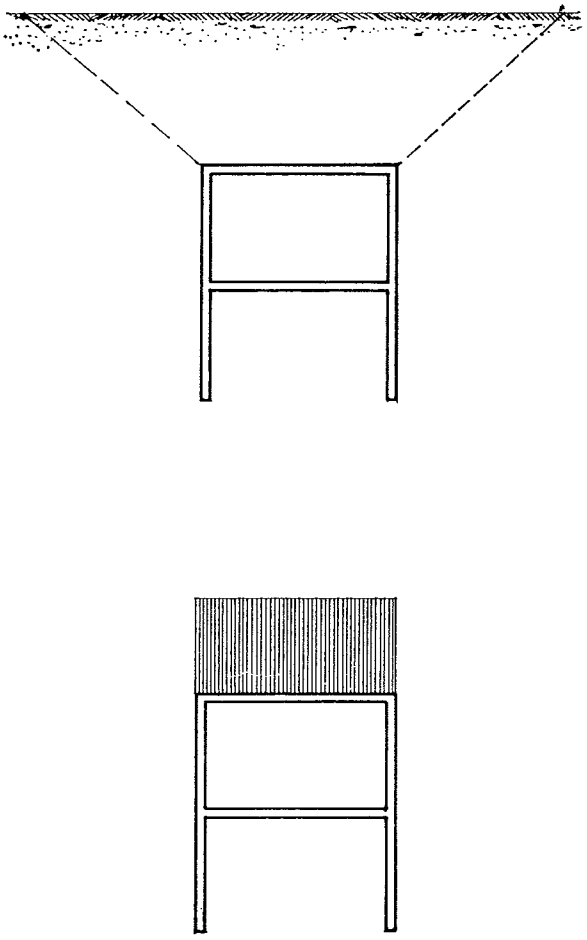

Fig. 10. - Galleria superficiale. Ipotesi di carico sulla soletta superiore di copertura.

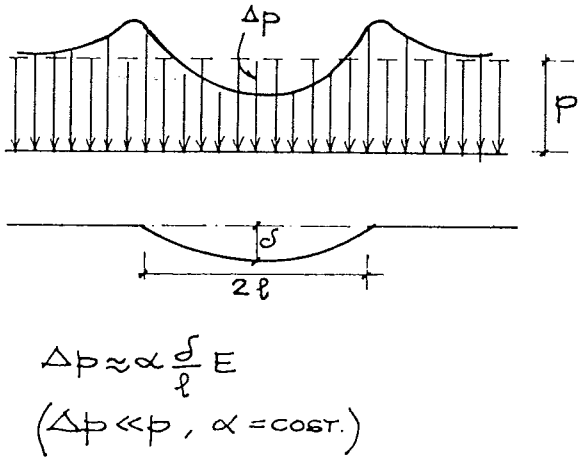

Fig. 11. - Galleria superficiale. Variazione della distribuzione dei carichi sulla soletta superiore per effetto della interazione con il terreno.

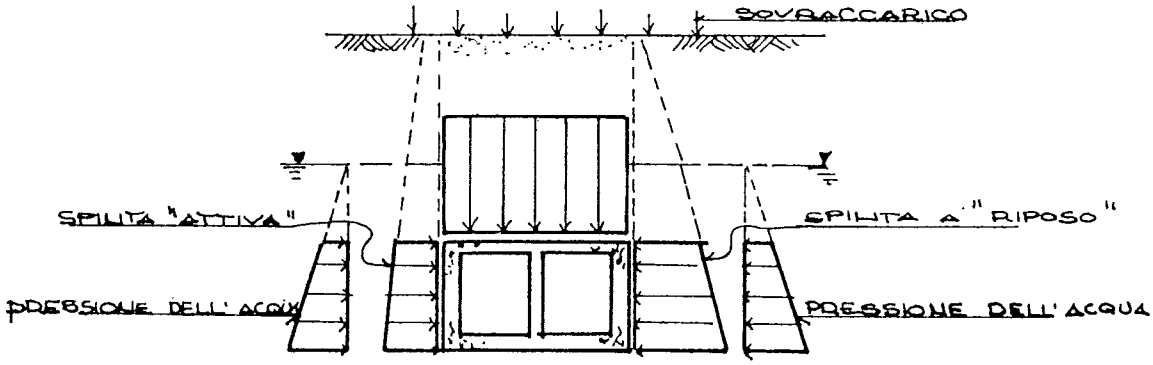

Fig. 12. - Galleria superficiale. Azioni orizzontali sulle pareti laterali [GOULD, 1970].

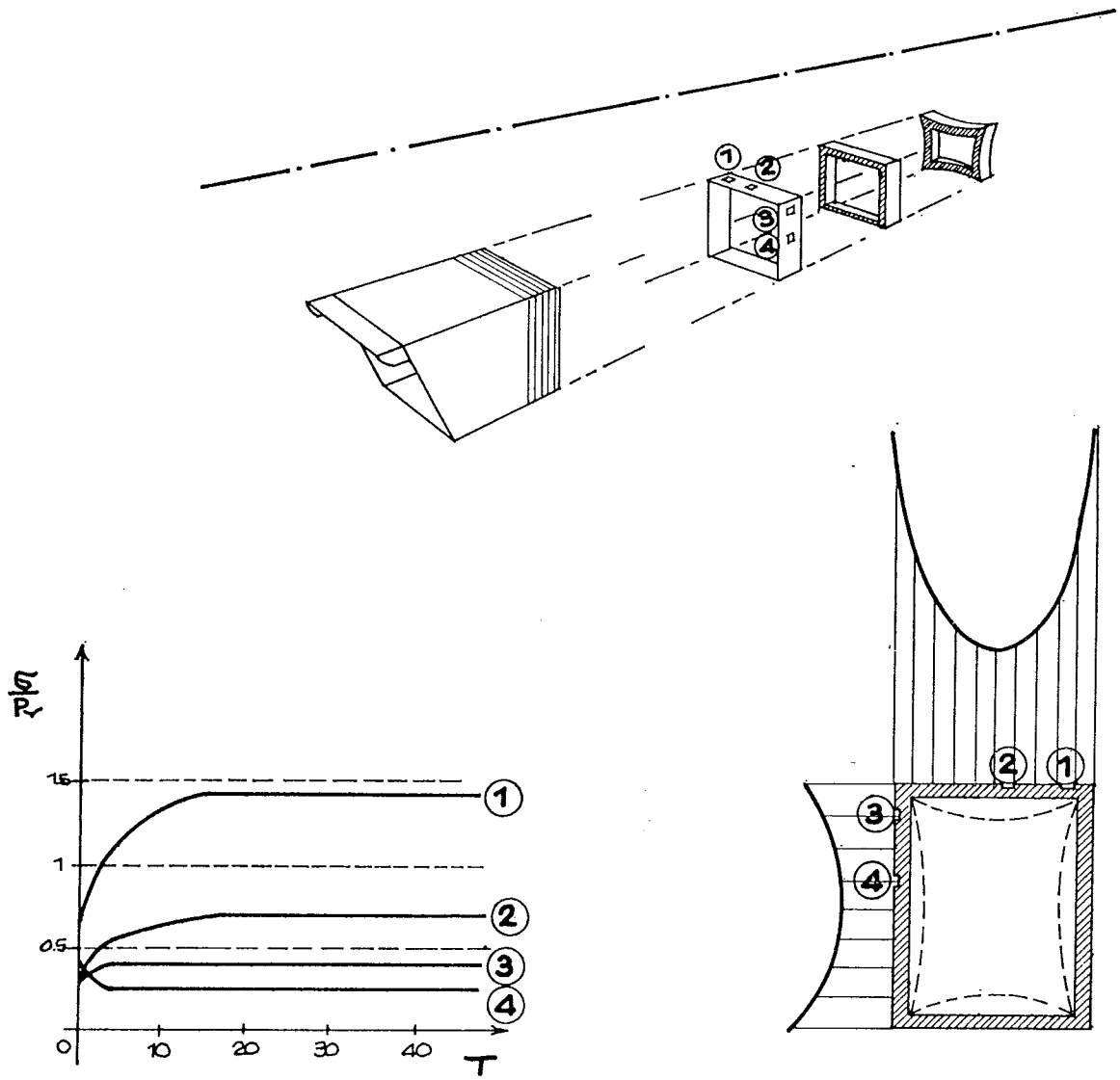

Fig. 13. - Influenza delle deformazioni della struttura sulle pressioni di contatto in una galleria scavata con scudo e rivestimento provvisorio flessibile [REBULL, 1972].

1972], la distribuzione delle pressioni misurate ha mostrato chiaramente l'influenza delle deformazioni della struttura (fig. 13), dalle quali è stato ricavato il diagramma posto a confronto con le misure.

Nelle gallerie artificiali, invece, le caratteristiche del materiale di riempimento e le modalità escutive possono diventare fattori predominanti nei fenomeni di interazione, come nelle strutture di sostegno rigide.

Le ipotesi più diffusamente adottate per le gallerie profonde, in terreni sciolti, sono poco diverse. In generale, seguendo l'analisi degli effetti di « arching » di Terzaghi, si considera applicato alla galleria solo il peso di un volume limitato di terreno, pur conservando una distribuzione uniforme delle tensioni verticali. Queste condizioni presuppongono che le deformazioni indotte nel terreno siano sufficienti a produrre uno stato di plasticizzazione in una zona sovrastante la galleria e sono perciò connesse alla forte deformabilità della struttura rispetto al terreno. Comunque, anche in questo problema l'influenza delle modalità esecutive è generalmente predominante su quella della interazione terreno-strutture.

Nel comportamento delle fondazioni degli edifici l'interazione tra terreno e strutture raggiunge la massima importanza, mentre il problema di tenerne conto in modo razionale appare di più difficile soluzione che nei casi precedenti.

Infatti la difficoltà di definire un modello matematico del comportamento meccanico del terreno è pari a quello di descrivere analiticamente la deformabilità complessiva della sovrastruttura. Nella progettazione degli edifici con strutture in cemento armato, per esempio, non si tiene alcun conto delle caratteristiche meccaniche delle murature di tamponamento, benché abbiano certamente influenza sul comportamento del fabbricato. Solo recentemente si è incominciato a valutare gli effetti delle murature non portanti sul comportamento degli edifici soggetti a sollecitazioni sismiche.

Questi effetti sono altrettanto importanti in campo statico, nell'interazione tra terreno e struttura. Il problema è reso più difficile dalla incerta valutazione del comportamento complessivo della sovrastruttura quando le condizioni di vincolo si modificano molto lentamente nel tempo. Il modello di comportamento elasto-plastico, che si assume per descrivere i fenomeni dissipativi nelle sovrastrutture soggette ad azioni dinamiche, non sembra adatto per trattare gli effetti delle deformazioni lente del terreno: occorre introdurre una componente viscosa.

La procedura seguita più comunemente nel progetto delle fondazioni suppone che la struttura sia rigidamente vincolata al terreno. Con questa ipotesi si calcolano le forze applicate alla base delle sovrastrutture, che devono essere trasferite al terreno. Ma nell'analisi del singolo elemento strutturale a contatto con il terreno, per una fondazione superficiale o profonda, si assume generalmente il modello di Winkler per calcolare le pressioni di contatto (fig. 14).

Nel caso di fondazioni continue (fig. 15), con questa ipotesi vengono calcolate le sollecitazioni nella struttura di fondazione, che spesso è supposta infinitamente rigida, e perciò non

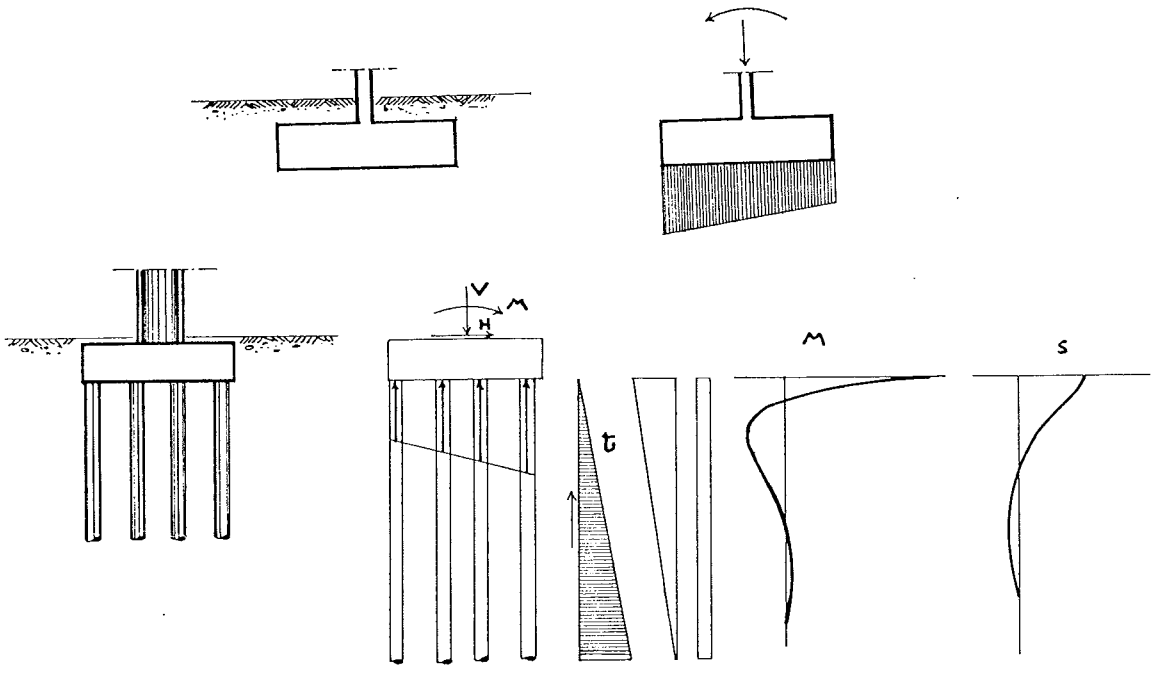

Fig. 14. - Pressioni di contatto in singoli elementi di fondazione nell'ipotesi di Winkler.

interagente con il terreno. Altre volte, soprattutto quando le pressioni di contatto sono elevate, si tiene conto anche della deformabilità delle strutture di fondazione, con la cosiddetta « teoria della trave su suolo elastico ». Ma il terreno vi viene rappresentato dal modello di Winkler e non da un mezzo elastico continuo.

Comunque viene conservata l'ipotesi che le forze trasmesse dalla sovrastruttura non siano

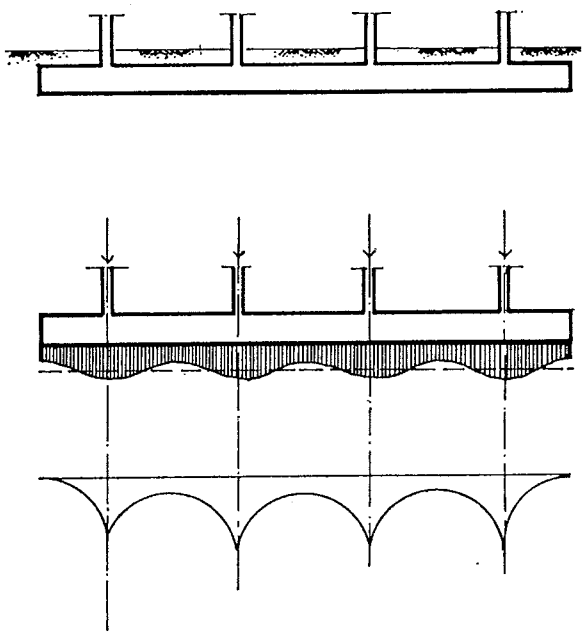

Fig. 15. - Fondazioni continue. Schema di calcolo della trave di fondazione.

modificate dalle deformazioni della fondazione, ciò che implicitamente presuppone che la sovrastruttura sia molto più deformabile dell'insieme della fondazione e del terreno.

Che questa schematizzazione sia insoddisfacente sul piano logico, e lontana dalla situazione reale, è un fatto scontato. Difatti, ogni volta che il terreno di fondazione ha una accentuata deformabilità, per la presenza di stratificazioni compressibili, altri criteri di progetto, generalmente empirici, si sovrappongono a quello convenzionale [LEE, BROWN, 1972; CALABRESI, 1972b] e le scelte progettuali si orientano verso strutture di fondazione continue e notevolmente rigide. In definitiva si cerca di assicurare comunque al complesso fondazione-terreno una deformabilità molto bassa rispetto alla sovrastruttura, così da conservare validità all'ipotesi precedente.

I metodi di progetto correntemente applicati non trovano la necessaria conferma nelle osservazioni sperimentali. Queste sono piuttosto scarse e riguardano soprattutto strutture particolari o il comportamento globale dei fabbricati. La distribuzione delle pressioni di contatto nelle fondazioni e le sollecitazioni che ne derivano nelle strutture sono conosciute più attraverso una casistica degli insuccessi e di comportamento non soddisfacenti delle opere che da rilevazioni dirette e programmate. Sono numerose le osservazioni sui danni subiti dagli edifici per effetto di cedimenti differenziali [BURLAND *et al.*, 1977], ma si riferiscono in generale a condizioni ambientali e tecniche costruttive diverse da quelle italiane. Comunque, non essendo possibile separare i fattori legati alle diverse componenti strutturali, le osservazioni sul comportamento globale di un edificio non permettono di impostare un'analisi razionale dell'interazione tra terreno e struttura dalla quale si possano ricavare indicazioni di validità generale. Queste osservazioni sono ovviamente utili se favoriscono una sistematica raccolta di informazioni sul comportamento di edifici con caratteristiche strutturali specifiche, in condizioni ambientali note e, per quanto possibile, uniformi, dalle quali possa ricavarsi una normativa di tipo empirico. Non è probabile che queste condizioni possano realizzarsi facilmente in Italia, in un periodo come quello attuale, nel quale l'evoluzione delle tipologie strutturali è particolarmente rapida.

A questo proposito si deve osservare che non vi sono ancora sufficienti osservazioni sperimentali sul comportamento degli edifici realizzati con elementi prefabbricati, in particolare con quelli portanti.

I pochi esempi visti sono sufficienti per mettere in evidenza le divergenze esistenti tra comportamenti effettivi e modelli adottati nel calcolo dell'interazione terreno-strutture e confermano l'opportunità di avviare un riesame del problema, per giungere possibilmente a migliorare la situazione presente.

L'evoluzione potrebbe consistere nel generalizzare il ricorso ai metodi di calcolo numerico, e particolarmente a quello degli elementi finiti. Ma, a prescindere dall'ovvia considerazione che non sembra realistico prefigurare un sistematico uso di metodologie così onerose, che richiedono la disponibilità di grossi elaboratori anche per la soluzione di problemi relativamente semplici, restano comunque le limitazioni proprie del metodo.

A questo proposito vale la pena di sottoli-

neare come sia in genere difficile valutare a priori quanto le ipotesi adottate del modellare il problema con gli elementi finiti influenzino i risultati del calcolo. Questo vale tanto per le caratteristiche della rete di elementi e le condizioni di vincolo, soprattutto sulle superfici di contatto tra terreno e strutture, quanto per le leggi costitutive del terreno. Particolarmente quando si introducono relazioni complesse e parametri non determinabili sperimentalmente per descrivere il comportamento del terreno, possono risultarne notevoli difficoltà nella interpretazione dei risultati.

L'esistenza di questi problemi è indirettamente confermata dalla scarsa incidenza che ha avuto l'enorme sviluppo del calcolo numerico negli ultimi anni sulle metodologie progettuali normalmente adottate.

Tutto ciò considerato sarebbe preferibile una evoluzione dell'analisi dell'interazione terreno-strutture verso metodi che consentano una migliore rappresentazione della realtà fisica, pur restando facilmente e direttamente utilizzabili nella pratica professionale, e quindi abbastanza generali e versatili nella formulazione.

A questo fine essi dovrebbero utilizzare modelli di comportamento del terreno intuitivamente e semplicemente adattabili alle reali caratteristiche dei materiali naturali.

È soprattutto necessario che i parametri che vi intervengono siano ottenibili con prove geotecniche, in sito o in laboratorio o da osservazioni sperimenali, e l'influenza delle loro variazioni sia determinabile almeno approssimativamente a priori per facilitare la valutazione critica dei risultati del calcolo.

A questi requisiti non risponde il modello di Winkler, né quelli più complessi che ne sono derivati e che, soprattutto in passato, hanno incontrato un'accoglienza favorevole nell'ingegneria strutturale [Appendino, Jamiolkowski, 1970].

Infatti non è difficile riprodurre il comportamento di una struttura, in un qualsiasi problema di interazione, adottando un modello del terreno concettualmente simile a quello di Winkler, soprattutto se vi si aggiungono elementi correttivi che introducano una continuità delle deformazioni, come avviene per i più complessi metodi descritti nella letteratura [Santucci, Viggiani, 1977; Jamiolkowski, 1971]. I parametri che definiscono il modello non hanno però un significato fisico e sono perciò assolutamente arbitrari.

Molto più logica è la scelta di un modello del terreno che conservi il carattere di un mezzo continuo.

Il primo e più semplice di questi modelli è quello ben noto del mezzo elastico, omogeneo e isotropo.

Le difficoltà analitiche che ne hanno scoraggiato l'uso in passato sono ora in gran parte superabili con il calcolo numerico. La proporzionalità tra le forze applicate e i corrispondenti spostamenti e la conseguente sovrapponibilità delle soluzioni, in gran parte disponibili, per le più frequenti condizioni al contorno (in particolare, per forze, comunque orientate, applicate sulla superficie o all'interno di un semispazio) permettono di trattare molti problemi di interazione attraverso un sistema di equazioni lineari che legano spostamenti e forze in un numero finito, e generalmente non troppo grande, di punti della superficie di contatto tra terreno e struttura. Questa metodologia è ora utilizzabile con l'aiuto di minicomputers.

Le limitazioni e le approssimazioni conseguenti alle ipotesi di omogeneità, isotropia ed elasticità sono ampiamente trattate nella letteratura e non è possibile ora discuterne.

Sarà sufficiente richiamare alcune considerazioni generali e le principali conclusioni che recentemente [Burland *et al.*, 1977] sono state tratte dalle numerose ricerche teoriche e sperimentali pubblicate negli ultimi anni.

Anzitutto occorre sottolineare che l'ipotesi di isotropia ha un'importanza relativa nella maggior parte dei problemi applicativi [Burland *et al.*, 1977]. Infatti l'influenza di una anisotropia, anche marcata, sugli spostamenti alla superficie di un semispazio non è significativa. Questa è una favorevole conclusione, considerata la difficoltà di definire sperimentalmente il grado di asinotropia del terreno in sito.

Le ipotesi di elasticità lineare e di omogeneità meritano maggiore considerazione. Infatti è stato constatato sperimentalmente che gli spostamenti del terreno prodotti da forze comunque applicate in superficie risultano sempre minori di quelli teoricamente prevedibili con riferimento al modello di semispazio elastico omogeneo isotropo. Da questo fatto ha avuto origine il metodo, largamente accettato, di sostituire il semispazio con uno strato omogeneo di spessore finito, posto su un basamento rigido. La scuola sovietica, in particolare, è orientata da tempo in questa direzione [Gorbunov, Possadov, Davydov, 1973].

Altre soluzioni sono state proposte per avvicinare le previsioni teoriche dei cedimenti ai ri-

sultati sperimentali, introducendo la non omogeneità del mezzo; poche sono state però le applicazioni alla interazione tra terreno e strutture. Comunque qualsiasi modifica dell'ipotesi di mezzo elastico e omogeneo, anche un'arbitraria limitazione dello spessore, appare illogica se è giustificata solo empiricamente dalla ricerca della coincidenza tra risultati teorici e osservazioni sperimentali. Si ripercorre, in sostanza, la via che ha portato alla proliferazione dei modelli di risposta locale derivanti dall'ipotesi di Winkler.

Perciò, invece di passare in rassegna le altre ipotesi proposte, è preferibile esaminare il problema da un diverso punto di vista, cercando di definire un comportamento tipico dei terreni e dedurne gli elementi che dovrebbero caratterizzare un modello ideale per trattare i problemi di interazione.

Per seguire questa linea conviene fare riferimento alla teoria del Gruppo di Cambridge [Scofield, Wroth, 1968; Roscoe, Burland, 1968], che certamente rappresenta il più organico tentativo di sintesi razionali dei vari aspetti del comportamento meccanico dei terreni. È noto che un terreno argilloso vi viene rappresentato da un mezzo elasto-plastico incrudente isotropicamente. Lo schema si adatta anche ai terreni granulari, per quanto con minore approssimazione, e perciò soddisfa ai requisiti di generalità posti dal problema in esame. In questo senso terreni granulari addensati e sciolti possono essere assimilati, rispettivamente, a terreni coesivi sovraconsolidati e normalmente consolidati. Nella fig. 16 è riportata la curva di snervamento, che si trasforma omoteticamente con lo aumentare della pressione di consolidazione, e la curva degli « stati critici ». (La simbologia è quella adottata dal Gruppo di Cambridge).

Un punto all'interno della curva di snervamento rappresenta un elemento di terreno sovraconsolidato. Esso reagisce elasticamente a una variazione dello stato tensionale fin quando non viene a trovarsi sulla curva di snervamento: da questo punto un aumento delle tensioni applicate produce deformazioni plastiche. Un punto sulla curva di snervamento rappresenta un elemento di terreno normalmente consolidato, che si deforma plasticamente per ogni aumento delle tensioni applicate.

Nel trattare problemi di interazione tra terreno e strutture conviene ora considerare separatamente il caso in cui si raggiungano stati di plasticizzazione in un volume significativo

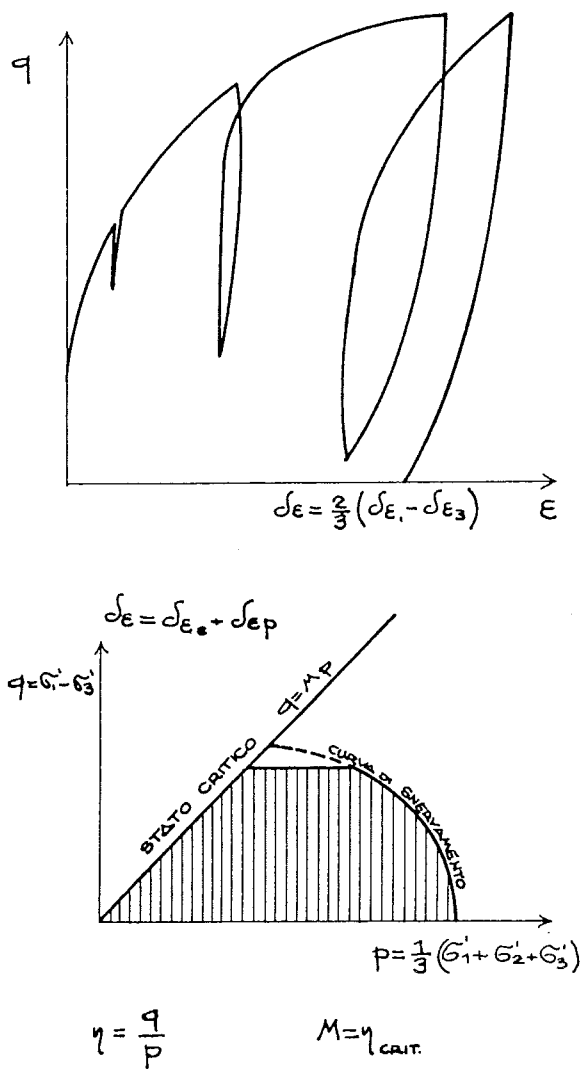

Fig. 16. - Teoria del Gruppo di Cambridge. Relazione tensione-deformazione. Curva di snervamento e stato critico.

di terreno. Si tratta, evidentemente, dei problemi caratterizzati da valori piuttosto ridotti del coefficiente di sicurezza rispetto alla rottura del terreno. Lo stato di deformazione del terreno non si può allora descrivere riferendosi al comportamento di un mezzo elastico, sia perché viene a mancare la proporzionalità (anche approssimata), tra incrementi di tensione e deformazioni, sia perché queste dipendono non soltanto dagli incrementi di tensione, ma anche dallo stato tensionale.

In queste condizioni non si può trattare l'interazione tra terreno e struttura in forma globale. La discretizzazione del terreno con il metodo degli elementi finiti rappresenta attualmente la soluzione più razionale e soddisfacente del problema.

In tutti gli altri casi il comportamento globale del terreno è quello di un mezzo elastico, del quale si cercherà ora di stabilire le caratteristiche essenziali.

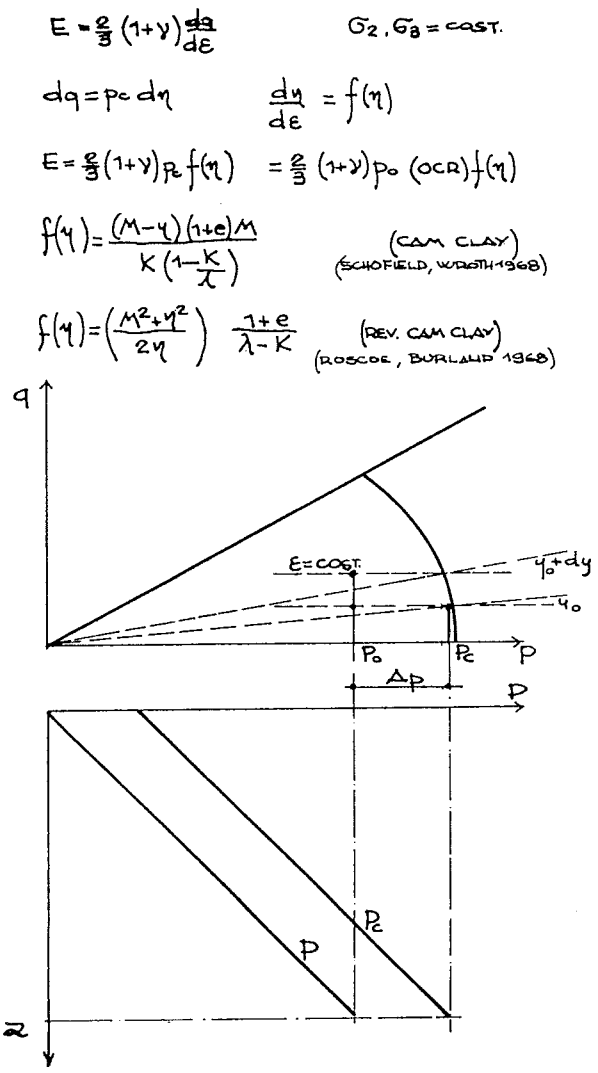

Fig. 17. - Teoria del Gruppo di Cambridge. Deformazioni in campo elastico e plastico.

Le ricerche sperimentali, da cui ha avuto origine il modello di Cambridge, hanno mostrato che le deformazioni prodotte da una variazione di tensioni in un terreno sovraconsolidato sono sostanzialmente indipendenti dalla pressione media iniziale (fig. 17). In un primo piano cartesiano che abbia sugli assi le tensioni tangenziali e normali le linee $\varepsilon = \text{cost}$ sono rette parallele all'asse delle ascisse entro la curva di snervamento, e rette passanti per l'origine all'esterno.

Da questo comportamento si deduce che nella deformazione elastica di un terreno sovraconsolidato il modulo di Young è proporzionale alla pressione di preconsolidazione: $E = c \cdot p'_c$.

Riferendosi alla tensione media p_0 esistente in un terreno sulla superficie del quale uno strato poi asportato dall'erosione abbia applicato un carico Δp, si può scrivere: $E = c\,(p_0 + \Delta p)$ e poiché le pressioni medie p_0 sono con buona approssimazione proporzionali alla profondità z (fig. 18), la relazione precedente coincide con quella già adottata da Gibson per definire un terreno elastico ma non omogeneo: $E = E_0 + KZ$. La via ora seguita per ricavarla mostra che la costante K dipende dal rapporto tra le tensioni tangenziali e normali iniziali (cioè dal coefficiente K_0), oltre che dalla relazione tra deformazioni e tensioni che descrive in forma generale il comportamento del terreno. Comunque introducendo nel modello di Cambridge (Cam-Clay) le caratteristiche più comuni di un'argilla sovraconsolidata per $K_0 = 0.85$, si ricava $E/p'_c \simeq 250$ valore ragionevolmente accettabile [LAMBE, WHITMAN, 1969].

Ma il fatto più interessante resta la giustificazione razionale della relazione lineare tra modulo di Young e profondità. In altri termini il « suolo di Gibson » non è una pura ed arbitraria idealizzazione del comportamento del terreno, ma corrisponde effettivamente alle carat-

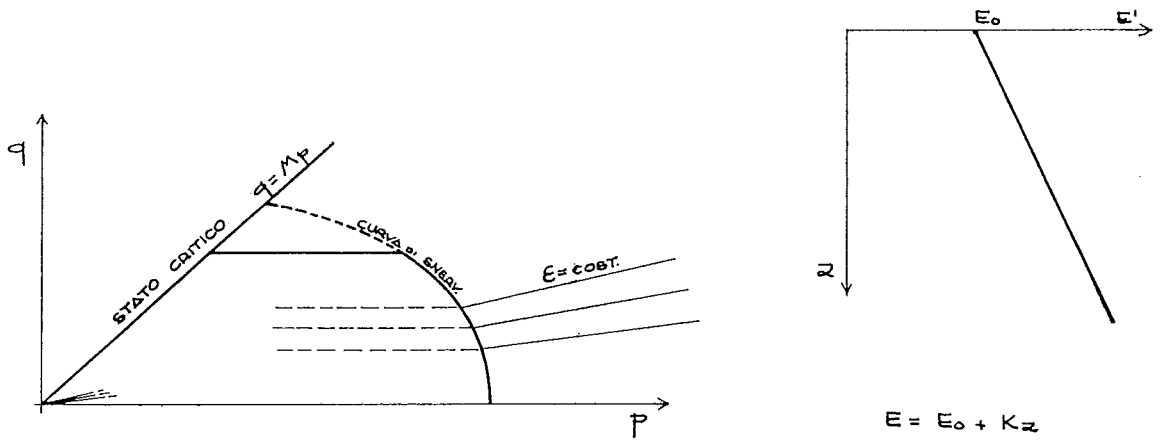

Fig. 18. - Teoria del Gruppo di Cambridge. Variazioni del modulo di elasticità con la profondità. Coincidenza con l'ipotesi di Gibson sul comportamento elastico.

teristiche fondamentali di un modello di comporamento meccanico che si è dimostrato sostanzialmente valido tanto per i terreni coesivi quanto per quelli granulari.

Questa constatazione dovrebbe anche orientare nella scelta delle ipotesi e delle approssimazioni più opportune per la soluzione dei problemi di interazione. Per esempio, quando vengono interessati solo gli strati più superficiali del terreno, come nel caso delle strutture di sostegno, delle gallerie artificiali e delle fondazioni superficiali isolate, appare giustificata l'adozione di un mezzo elastico omogeneo per rappresentare un'argilla sovraconsolidata o una sabbia addensata, e di un mezzo elastico non omogeneo, con modulo nullo alla superficie, per un'argilla normalmente consolidata o una sabbia sciolta. Ambedue questi modelli consentono notevoli semplificazioni matematiche rispetto a quello di Gibson e il secondo, è interessante ricordarlo per $\nu = 0.5$ (incompressibilità) ha la stessa risposta alle sollecitazioni superficiali del modello di Winkler [GIBSON, 1967].

D'altra parte, nel caso di fondazioni estese, che interessino il terreno in profondità, la variazione del modulo di Young è una caratteristica essenziale del comportamento del terreno da introdurre nell'analisi. È vero che si ottengono interessati solo gli strati più superficiali l'ipotesi di uno strato omogeneo di spessore limitato, posto su un basamento rigido, purché siano opportunamente scelti i valori del modulo e dello spessore dello strato, ma questo modello non ha, al contrario del precedente, una giustificazione razionale, e presenta un maggior grado di arbitrarietà nella scelta dei parametri che lo caratterizzano.

Le soluzioni di alcuni problemi caratteristici nell'ipotesi di terreno elastico, isotropo ma non omogeneo, con modulo di Young linearmente crescente con la profondità, sono già state pubblicate [GIBSON, SILLS, 1971; BROWN, GIBSON, 1972; BROWN, 1974] e hanno contribuito notevolmente a definire l'incidenza delle ipotesi sui risultati finali. Molti altri casi potranno poi essere risolti in forma chiusa o con tecniche numeriche.

Considerazioni analoghe si possono fare per i problemi connessi all'intervento del tempo nelle deformazioni del terreno e delle strutture. Anche per questo si possono infatti definire leggi costitutive del terreno abbastanza semplici da poter essere praticamente utilizzate, ma che incorporino gli elementi essenziali del comportamento del terreno.

Dal confronto sistematico tra previsioni teoriche e risultati sperimentali si potranno poi ricavare i parametri caratteristici dei modelli e le correlazioni con i risultati delle esperienze di laboratorio.

È chiaro che il problema dell'interazione tra terreno e strutture è più generale e complesso di quello della scelta di un modello soddisfacente del comportamento del terreno. In particolare è difficile tener conto di fattori che, come le tecniche esecutive dei lavori, non si prestano a valutazioni quantitative.

Queste limitazioni non diminuiscono la necessità di ricercare soluzioni analitiche che possano essere tradotte, anche a breve termine, in metodologie progettuali che tengano conto in modo razionale, anche se approssimato, del comportamento dei materiali, e che possano essere migliorate dalle osservazioni sperimentali [BROWN, 1975].

BIBLIOGRAFIA

SOIL STRUCTURE INTERACTION, Symposium. Univ. of Arizona, Tucson, U.S.A., 1964.

THE INTERACTION OF STRUCTURE AND FOUNDATION, Symposium. Univ. of Birmingham, U. K. - The Midland S.M.F.E. Soc., 1971.

FINITE ELEMENT METHODS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 1st Symposium. Vicksburg, 1972.

NUMERICAL METHODS IN GEOMECHANICS, 2nd Int. Conf. Blacksburg, U.S.A., 1976.

APPENDINO M., JAMIOLKOWSKI M. (1970) - *Calcolo delle sollecitazioni nelle strutture di fondazione.* Atti del Gruppo Lombardo A.G.I.

BJERRUM L., FRIMAN CLAUSEN C. J., DUNCAN J. M. (1972) - *General Report on Flexible Structures.* Proc. 5th European Conf. S.M.F.E., Madrid. Vol. 2.

BROWN P. T., GIBSON R. E. (1972) - *Surface Settlement of a Deep Elastic Stratum whose Modulus increases linearly with Depth.* Canadian Geotechnical Journal.

BROWN P. T. (1974) - *Influence of Soil Inhomogeneity on Raft Behaviour.* Soils and Foundations.

BROWN P. T. (1975) - *The Significance of Structure-Foundation Interaction.* Proc. 2nd Australian Conference S.M.F.E., Brisbane.

BURLAND J. B., BROMS B. B., DE MELLO V. F. B. (1977) - *Behaviour of Foundations and Structures.* 9th Int. Conf. S.M.F.E., Tokyo, Vol. 2.

CALABRESI G. (1972) a - *Panel Discussion, Sess.* 1. Proc. 5th European Conf. S.M.F.E., Madrid, Vol. 2.

CALABRESI G. (1972) b - *Compressibilità dei terreni e interazioni con le strutture.* Costruzioni in cemento armato. Studi e Rendiconti, Vol. 9.

CHIARUGI A., MERLI M. (1977) - *Interazione terreno-strutture in condizioni di sollecitazioni statiche.* Atti dell'Ist. di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, pubbl. n. 357.

DUNCAN J. M., CLOUGH G. W. (1971) - *Finite Element Analyses of Port Allen Lock.* Proc. A.S.C.E. S.M. Division - SM 8.

DUNCAN J. M. (1972) - *Use of Finite Element Methods in Analysis of Soil-Structure Interaction.* Proc. Spec. Conf. A.S.C.E. « Performance of Earth and Earth-Supported Structures » Purdue University.

GIBSON R. E., SILLS G. C. (1971) - *Some Results concerning the Deformation of a non-homogeneous elastic half-space.* Proc. Roscoe Mem. Symposium, Cambridge.

GORBUNOV-POSSADOV M. I., DAVYDOV S. S. (1973) - *Interaction of Soil Bases and Structures.* 7th Int. Conf. S.M.F.E., Moscow, Vol. 2.

GOULD J. P. (1970) - *Lateral Pressures on rigid permanent Structures.* Proc. Spec. Conference A.S.C.E. « Lateral Stresses and Earth Retaining Structures ». Ithaca, U.S.A.

JAMIOLKOWSKI M. (1971) - *Fondazioni poggianti su suolo elastico. Alcuni metodi di calcolo approssimati.* II Ciclo Annuale di Conferenze sull'Ingegneria delle Fondazioni. Politecnico di Torino.

JAMIOLKOWSKI M., LANCELLOTTA R. (1977) - *Moderni metodi nella valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali.* Atti dell'Ist. di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, pubbl. n. 357.

KEZDI A. (1972) - *Stability of Rigid Structures.* Proc. 5th European Conf. S.M.F.E., Madrid, Vol. 2.

LAMBE T. W., WHITMAN R. V. (1969) - *Soil Mechanics Wiley,* New York.

LEE I. K., BROWN P. T. (1972) - *Structure-Fondation Interaction Analysis.* A.S.C.E. Journal Structural Division.

LEVI F. (1977) - *Introduzione al ciclo di Conferenze sulle Fondazioni dirette e l'Interazione Terreno-Strutture.* Atti dell'Ist. di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, pubbl. n. 354.

MORGENSTERN N. R., EISENSTEIN Z. (1970) - *Method of estimating lateral Loads and Deformations.* Proc. Spec. Conf. A.S.C.E. « Lateral Stresses and Earth Retaining Structures », Ithaca, U.S.A.

REBULL P. M. (1972) - *Earth Response in Soft Gound Tunnelling.* Proc. Spec. Conf. A.S.C.E. « Performance of Earth and Earth-Supported Structures ». Purdue University.

ROSCOE K. H., BURLAND J. B. (1968) - *On the generalized Stress-Strain Behaviour of wet Clays.* Engineering Plasticity. Cambridge Univ. Press London.

SANTUCCI DE MAGISTRIS E., VIGGIANI C. (1977) - *Modelli di interazione terreno-fondazione in campo statico e dinamico.* Atti dell'Ist. di Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, pubbl. n. 356.

SCHOFIELD A., WROTH C. P. (1968) - *Critical State Soil Mechanics.* McGraw Hill, London.

VIGGIANI C. (1968) - *Azioni esercitate dal terrapieno su di un muro di sostegno in cemento armato.* Atti del Convegno A.G.I., Genova.

SUMMARY

Soil behaviour and soil-structure interaction analysis

From the hypotheses commonly used to study soil-structure interaction problems and the related design methods, it clearly appears that the physical models assumed to describe soil behaviour are often « non realistic », and only practical reasons justify their use. Striking discrepancies can be noticed also in design methods used for very simple structures. Constructive technologies have generally a great influence on structures behaviour, but it is very difficult to take them into account in design calculation. However, in many cases, satisfactory results can be obtained through simple hypotheses on the behaviour of soil, as that of linear elasticity. An elastic, non homogeneous medium, the modulus of which increases with depth, has both the features of describing the main properties of soil behaviour, and it allows analytical and numerical solutions of soil-structure interaction problems. Actually this model can be used in design methods with satisfactory results, from both practical and conceptual points of view.