

Alcune considerazioni sull'interazione statica fra terreno, fondazione e sovrastruttura

C. VIGGIANI *

SOMMARIO: Nello studio dell'interazione terreno-struttura, è pratica corrente trascurare l'influenza della sovrastruttura o, in altre parole, considerare note le azioni che essa trasmette alla struttura di fondazione. Tale semplificazione può essere fonte di sensibili errori.

Viene sviluppato un criterio di analisi per situazioni limite, che consente di definire il possibile campo di variazione dello stato tensionale e fornisce utili orientamenti per il progetto.

Con riferimento alla valutazione delle deformazioni della struttura, viene discussa la possibilità di procedere su base empirica.

1. Generalità

Nello studio dell'interazione fra il terreno ed una struttura occorre tener presente i tre elementi che interagiscono, e cioè (fig. 1): il terreno di fondazione, la fondazione vera e propria e la sovrastruttura.

Sotto l'azione dei carichi applicati, e per effetto delle deformazioni che ne conseguono, la sovrastruttura trasmette alla fondazione un sistema di forze e coppie concentrate; a sua volta la fondazione trasmette al terreno una distribuzione di sforzi ripartiti.

La determinazione delle azioni mutue sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno dovrebbe costituire, per l'appunto, il risultato dell'analisi dell'interazione.

Come è stato osservato da BURLAND *et al.* [1977] tale analisi, almeno nel campo delle fondazioni di edifici, può essere condotta con due diverse finalità, e cioè:

— il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione nelle membrature della fondazione e della sovrastruttura;

— la valutazione dell'entità e della distribuzione dei cedimenti, allo scopo di prevedere e prevenire il verificarsi di danni nonché di giudicare, nel suo insieme, la soluzione progettuale adottata e confrontarla con possibili soluzioni alternative.

In realtà, nella pratica progettuale corrente, si ricorre a radicali semplificazioni dell'analisi. Ad esempio, per il calcolo strutturale, si assume in genere che la sovrastruttura sia a vincoli fissi e se ne analizza il regime statico; le reazioni vincolari così calcolate vengono poi applicate alla fondazione, di cui si studia l'interazione con il sottosuolo, schematizzato con un modello più o meno sofisticato. Quando invece si intenda valutare la deformata della fondazione, i cedimenti vengono addirittura calcolati trascurando la rigidità sia della sovrastruttura che della fondazione stessa.

Tali grossolane approssimazioni appaiono sorprendenti, se paragonate ad esempio ai moderni metodi della scienza e della tecnica delle costruzioni per il calcolo delle strutture a molte iperstatiche, normalmente impiegati nello studio della sovrastruttura. In linea di principio, sembrerebbe relativamente semplice estendere tali metodi per considerare unitariamente sovrastruttura, fondazione e terreno, soprattutto facendo ricorso al calcolo a mezzo dell'elaboratore elettronico.

In realtà, come appare da alcuni recenti contributi sull'argomento [BURLAND, WROTH, 1974; WROTH, 1976; BURLAND *et al.*, 1977; SANTUCCI DE MAGISTRIS, VIGGIANI, 1977], il comportamento della sovrastruttura è estremamente più

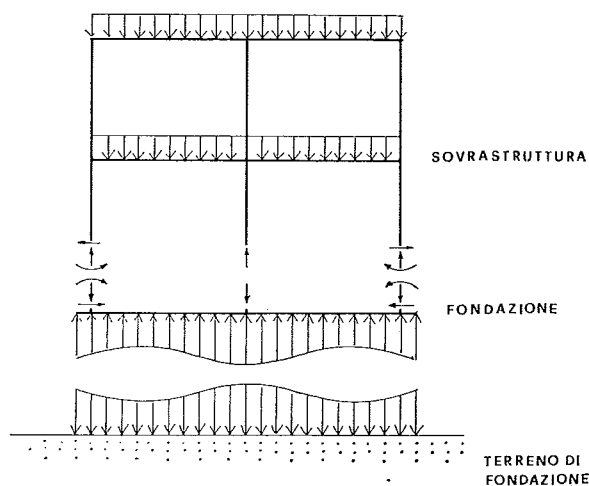


Fig. 1. - Schema del complesso sovrastruttura-fondazione-terreno e relative azioni mutue.

* Prof. Ing. Carlo VIGGIANI, ordinario di *Tecnica delle Fondazioni*, Fac. Ingegneria, Università di Napoli.

complesso di quello assunto nei calcoli, per effetto di fattori quali la storia della costruzione, il creep nel calcestruzzo, l'efficacia dei collegamenti, il contributo delle tompagnature e simili. In altri termini, per un'analisi più accurata, non sono tanto le capacità di calcolo a mancare ma i dati di input; inoltre una tale analisi risulterebbe certo assai complessa ed onerosa, e quindi inadatta alla progettazione corrente e giustificata solo in casi eccezionali.

È quindi molto sentita l'esigenza di semplici criteri, che consentano di orientarsi sull'influenza della sovrastruttura con riferimento alle due finalità cui si è fatto cenno all'inizio.

Nella presente nota si svilupperà un criterio di analisi per situazioni limite, suggerito da POZZATI [1953] e ripreso recentemente da CHIARUGI e MERLI [1977], che consente di definire il possibile campo di variazione dello stato tensionale. Con riferimento poi all'analisi delle deformazioni, verrà discussa la possibilità di procedere su base empirico-probabilistica, sulla base dell'evidenza sperimentale disponibile.

2. Calcolo delle sollecitazioni in fondazione tenendo conto della sovrastruttura

2.1. Premessa

Come si è detto, nella pratica corrente lo studio dell'interazione terreno-struttura viene condotto trascurando l'influenza della sovrastruttura o, in altri termini, considerando note le azioni trasmesse dalla sovrastruttura stessa alla fondazione. Queste ultime vengono calcolate analizzando preliminarmente la sovrastruttura supposta a vincoli fissi, ovvero con una semplice analisi dei carichi con il criterio delle aree di influenza.

Alcuni Autori [MEYERHOF, 1953; DE SIMONE, 1966; MAZZOLANI, 1967; SHERIF, KOENIG, 1975], per tener conto in via approssimata dell'influenza della sovrastruttura, hanno suggerito di attribuire alla fondazione una rigidità equivalente maggiore di quella effettiva ed ottenuta combinando con diversi criteri le rigidità della fondazione e della sovrastruttura.

Ci si riconduce, in ogni caso, ad un elemento strutturale semplice (trave, piastra), poggiate sul terreno e soggetto ad un sistema di carichi ripartiti e forze e/o coppie concentrate. Per studiarne il comportamento sono stati sviluppati modelli via via più perfezionati, a partire dal classico modello di Winkler fino alle moderne

analisi ad elementi finiti, in cui il terreno viene assimilato ad un continuo con equazioni costitutive che possono rappresentare l'elasticità non lineare, la plasticità, la viscosità, la consolidazione. SANTUCCI DE MAGISTRIS e VIGGIANI [1977] discutono l'argomento giungendo alla conclusione che analisi ed elementi finiti sono giustificabili solo in casi eccezionali, e che nella progettazione corrente il modello di strato elastico omogeneo di spessore finito può essere considerato del tutto soddisfacente, anche per la disponibilità di tabellazioni assai complete [SHERIF, KOENIG, 1975].

Molto promettente appare anche il modello di strato elastico di spessore finito con modulo crescente con la profondità [ESPOSITO *et al.*, 1978].

Ulteriori sviluppi in questo settore non appaiono giustificate se prima non si scioglie il nodo dell'influenza della sovrastruttura; ad esempio, SANTUCCI DE MAGISTRIS e VIGGIANI, [1977, fig. 10] hanno mostrato come, in un caso particolare, le assunzioni circa l'influenza della sovrastruttura giochino un ruolo molto più importante della scelta del modello di sottosuolo. In particolare, un uso acritico dei criteri approssimati che tengono conto della sovrastruttura modificando la rigidità delle fondazioni può condurre ad errori grossolani.

2.2. Analisi di situazioni limite

In linea di principio, l'analisi statica del complesso terreno di fondazione-fondazione-sovrastuttura può essere condotta sulla base dei procedimenti della scienza e della tecnica delle costruzioni per la soluzione delle strutture a molte iperstatiche; ad esempio CHIARUGI e MERLI [1977] presentano a tal fine un'applicazione del metodo dell'equilibrio, detta « metodo delle deformazioni impresse », che fra l'altro si presta all'analisi in forma matriciale. Altri procedimenti, alcuni dei quali di grande generalità, sono stati sviluppati da vari Autori quasi sempre adottando la schematizzazione ad elementi finiti per la struttura e talvolta anche per il terreno di fondazione [v., ad es., LARNACH, WOOD, 1974; WARDLE, FRASER, 1974; FRASER, WARDLE, 1976; MAJID, CUNNEL, 1976].

Come si è detto, però, tali analisi sono fortemente limitate dalla mancanza di adeguate conoscenze sul comportamento della sovrastruttura. A tal fine si può osservare che, definito un certo schema di sottosuolo e prescelta una determinata struttura di fondazione (nel se-

guito, per semplicità, ci si riferirà ad una trave), lo stato di sollecitazione nella struttura di fondazione stessa può modificarsi solo in relazione alla maggiore o minore rigidezza della struttura in elevazione. Può quindi dirsi che esso risulterà intermedio fra due situazioni limite, corrispondenti alle ipotesi di sovrastruttura infinitamente cedevole o infinitamente rigida rispetto alla trave di fondazione. Nel primo caso le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla fondazione possono essere calcolate ipotizzando per la struttura in elevazione vincoli fissi (fig. 2a); come si è visto, è questo il procedimento più diffuso in pratica.

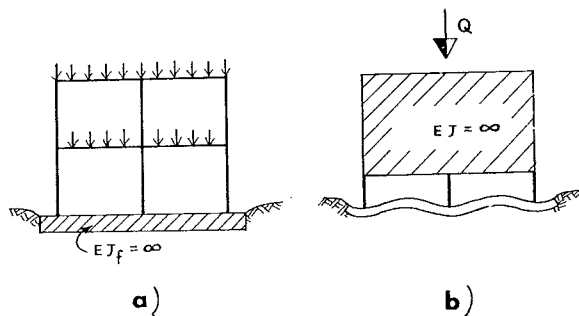


Fig. 2. - Situazioni limite di rigidezza relativa fondazione-s sovrastruttura. a) sovrastruttura infinitamente meno rigida della fondazione; b) sovrastruttura infinitamente più rigida della fondazione.

Nel secondo caso, le azioni possono essere determinate imponendo adatte condizioni di congruenza: ad esempio, nel caso di risultante dei carichi Q verticale e centrata, gli spostamenti verticali dei punti di attacco fra trave di fondazione e pilastri devono essere uguali fra loro (fig. 2b).

La determinazione è molto agevole se si adotta, per il sottosuolo, il modello di strato elastico di spessore finito; in tal caso è possibile avvalersi delle esaurienti tabellazioni pubblicate da SHERIF e KOENIG [1975], nelle quali sono forniti, tra l'altro, i valori degli spostamenti w_{ij} indotti nel punto j di una trave da una forza unitaria applicata nel punto i (fig. 3), una volta noti i parametri caratterizzanti la geometria

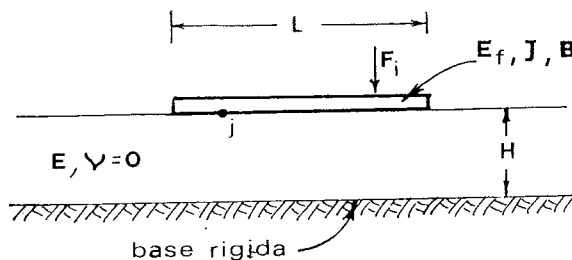


Fig. 3. - Modello di sottosuolo adottato da KOENIG e SHERIF [1975].

del problema e la rigidezza relativa della trave rispetto al terreno (H/L ; L/B ; $KS = 12 E_f J / EBL^3$).

Per ciascuno degli n punti di attacco fra trave e pilastri potrà allora scriversi:

$$w = \sum_{i=1}^n F_i w_{ij} \quad (1)$$

oltre all'equazione di equilibrio:

$$Q = \sum_{i=1}^n F_i \quad (2)$$

ottenendo un sistema di $(n + 1)$ equazioni lineari nelle $(n + 1)$ incognite F_i, w . Il procedimento si modifica in modo ovvio nel caso che la risultante dei carichi non sia centrata, o che la sovrastruttura impedisca alla trave di fondazione anche le rotazioni nelle sezioni di attacco.

Una volta determinate le azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla fondazione, per il calcolo di quest'ultima si procede secondo il metodo prescelto; ad esempio, quello di SHERIF e KOENIG [1975].

2.3. Applicazioni

Il criterio di analisi di situazioni limite presentato nel paragrafo precedente è stato applicato ad alcuni schemi strutturali; per quanto questi siano estremamente semplici, i risultati ottenuti consentono alcune osservazioni di un certo interesse.

In fig. 4 si esamina il caso di un portale con tre ritti, funzionanti come pendoli, e caricato sul traverso superiore da un carico distribuito (fig. 4a), da forze concentrate in mezzeria delle due campate (fig. 4b) o anche sui ritti (fig. 4c). In tutti i casi si tratta di carichi a risultante verticale e centrata; per tale motivo la situazione limite di sovrastruttura infinitamente rigida rispetto alla fondazione è identica per i tre casi.

I valori degli sforzi normali nei ritti, calcolati in tale situazione e per diversi valori di H/L e KS , sono riportati nel diagramma di fig. 4. Appare evidente che tali valori sono poco sensibili a variazioni, anche marcate, del modello di sottosuolo (H/L ; KS).

I valori di Q_1 e Q_2 nell'altra situazione limite di fondazione infinitamente rigida rispetto alla struttura in elevazione sono diversi per i tre casi di carico, e sono riportati con frecce a fianco del diagramma di fig. 4. Per la condizione di carico (a) appare evidente che le due situazioni

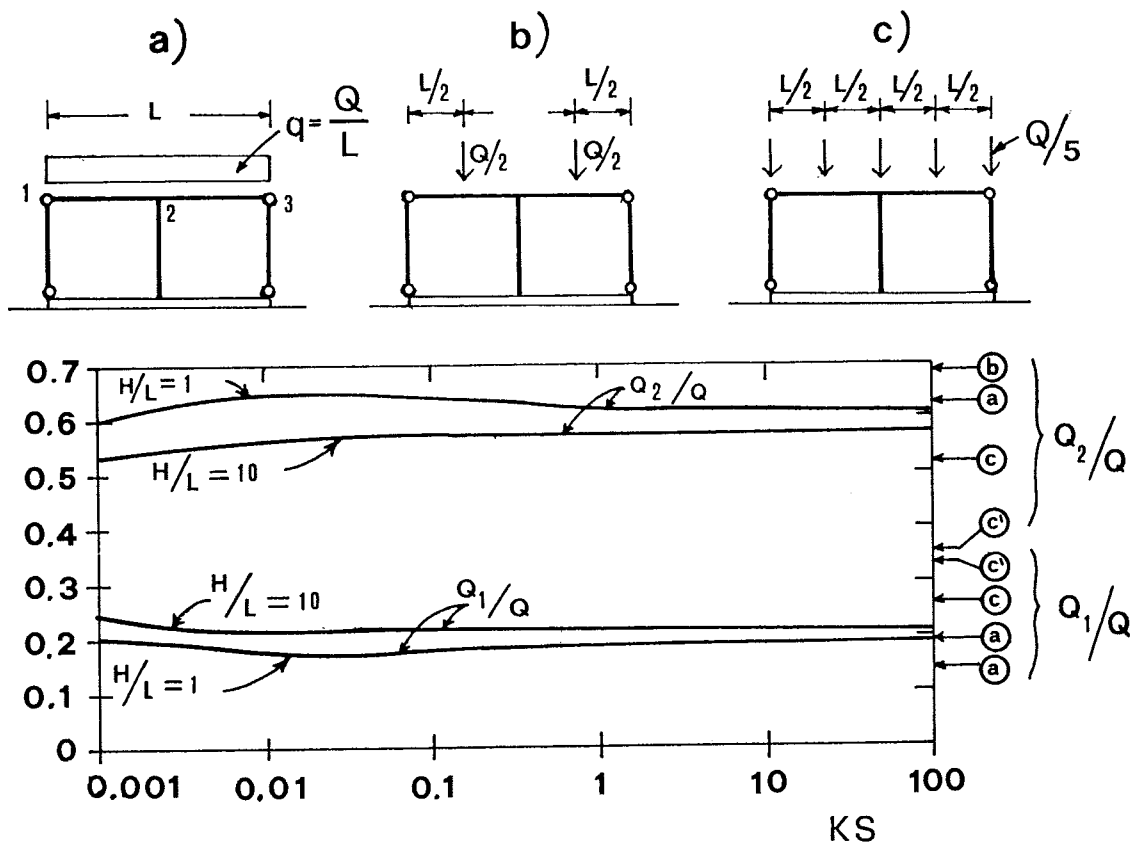


Fig. 4. - Analisi dell'interazione fra sovrastruttura e fondazione per un portale con ritti a pendolo, per varie condizioni di carico e nelle due situazioni limite.

limite sono molto prossime fra loro e, per alcuni valori dei parametri H/L e KS , praticamente coincidenti. Ciò significa che l'influenza della sovrastruttura è di scarso o nullo rilievo. Per le condizioni di carico (b) e (c) le differenze fra le due situazioni limite, e quindi l'influenza della struttura in elevazione, sono più sensibili; se ne deduce che tale influenza dipende non solo dalle caratteristiche della sovrastruttura, ma anche dalla distribuzione dei carichi ad essa applicati. Tale osservazione, peraltro prevedibile, trova conferma se si esamina la condizione di carico che si ottiene dalla (c) eliminando la forza sul ritto centrale; in questo caso (c' in fig. 4) le differenze fra le due situazioni limite sono ancora più marcate.

In fig. 5 sono riportati i risultati relativi ad uno schema identico al precedente per quanto riguarda sovrastruttura e carichi, ma in cui la trave di fondazione è dotata di sbalzi laterali. Ciò produce una sensibile variazione dello stato di sollecitazione per quanto riguarda la situazione limite di struttura in elevazione infinitamente rigida rispetto alla fondazione; anche le differenze fra le due situazioni limite variano sensibilmente rispetto al caso precedente. Si

conferma invece la scarsa sensibilità della soluzione ai valori di H/L e KS .

Risultati dello stesso tipo sono riportati nelle figg. 6 e 7 per schemi strutturali analoghi ai precedenti, ma con ritti incastrati; mancano, in queste figure, i valori delle caratteristiche di sollecitazione per la situazione limite di fondazione infinitamente rigida rispetto alla struttura in elevazione, in quanto dipendenti, oltre che dai carichi applicati come nei casi precedenti, anche dal rapporto fra le rigidità flessionali dei ritti e del traverso.

Dall'esame dei risultati ottenuti appare evidente che non è possibile ricavare conclusioni di carattere generale, soprattutto per la varietà dei tipi strutturali e delle condizioni di carico possibili; si può però senza dubbio affermare che l'influenza della sovrastruttura sullo stato di sollecitazione in fondazione può essere assai rilevante.

I risultati ottenuti consentono anche di approfondire il significato dei metodi approssimati, cui si è fatto cenno, che attribuiscono alla fondazione una rigidità equivalente che tiene conto della presenza della sovrastruttura.

Con riferimento allo schema di fig. 4a, im-

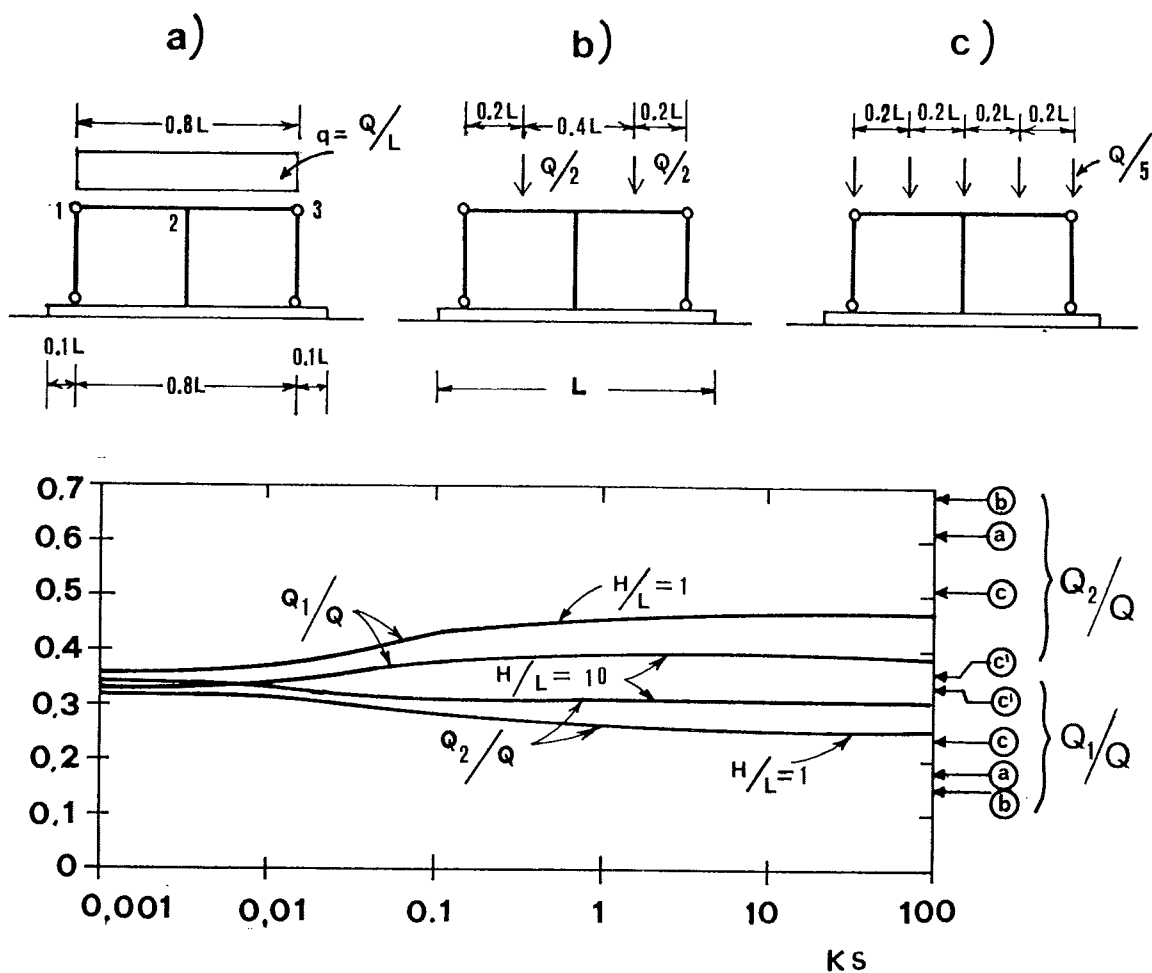


Fig. 5. - Analisi dell'interazione fra sovrastruttura e fondazione per un portale con ritti a pendolo, per varie condizioni di carico e nelle due situazioni limite.

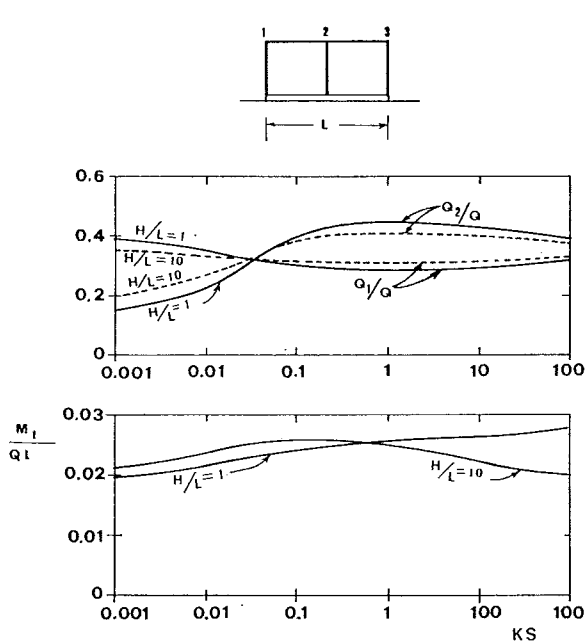


Fig. 6. - Analisi della situazione limite b (fig. 2) per un portale con ritti incastrati.

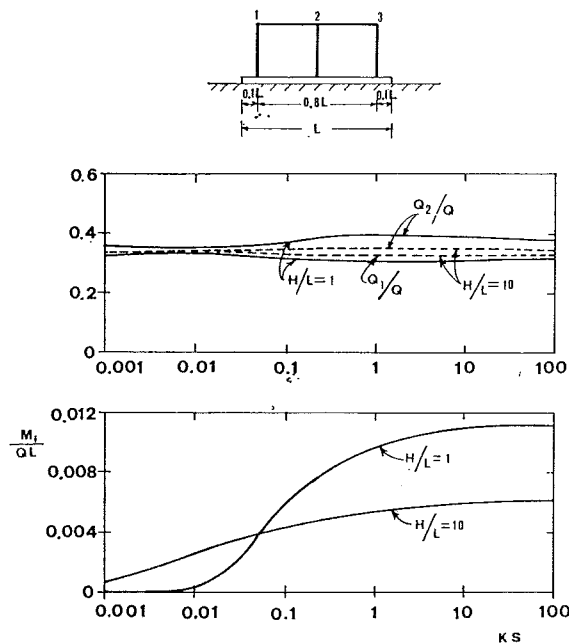


Fig. 7. - Analisi della situazione limite b (fig. 2) per un portale con ritti incastrati.

maginiamo ad esempio di trovarci in un caso concreto in cui la trave di fondazione sia relativamente flessibile (ad esempio, $KS = 0,01$) e la sovrastruttura invece sia relativamente rigida, tanto che la rigidezza equivalente del complesso trave di fondazione-sovrastuttura, valutata con uno dei criteri suggeriti dagli Autori citati al paragrafo 2.1., conduca ad un valore di KS pari a 100. Secondo l'approccio convenzionale, la trave sarà calcolata con $KS = 100$ e con i carichi derivanti dall'analisi della sovrastruttura supposta a vincoli fissi. Ciò è stato fatto nella figura 8 (caso (1), curva a tratti) per $H/L = 0,1$.

Come può verificarsi in fig. 4, le forze trasmesse dalla struttura in elevazione alla fondazione sono praticamente identiche nei due casi ($Q_1/Q = 0,19$; $Q_2/Q = 0,62$ nel primo caso; $Q_1/Q = 0,18$; $Q_2/Q = 0,64$ nel secondo); tuttavia lo stato di tensione e di deformazione che si calcola per la trave di fondazione è profondamente diverso. Poiché in questo caso le due situazioni limite sono praticamente coincidenti, come risulta dalla fig. 4, la soluzione che si ottiene con il criterio della rigidezza equivalente appare poco realistica e priva di ogni giustificazione.

Dai risultati esposti, e da numerosi altri che per brevità non vengono qui riportati, si trae l'indicazione che l'analisi delle due situazioni limite può costituire un valido strumento di progettazione. Infatti, se il campo di sollecitazioni da esse definito non è troppo ampio, ciò significa da un lato che l'influenza della struttura in elevazione nel caso in esame non è rilevante, e dall'altro che è possibile progettare in modo da coprire l'intero campo. In proposito può valer la pena di ricordare che talvolta sono sufficienti modeste modifiche allo schema della struttura per far coincidere, o quasi, le due situazioni limite.

Qualora, invece, vi fosse una sensibile differenza, sarà opportuno che il progettista concepisca l'insieme fondazione-sovrastuttura in modo da ottenere, nella realtà una situazione prossima ad una delle situazioni limite; potrà, ad esempio, prevedere una fondazione di rigidezza assai elevata.

Quello che appare evidente è la necessità di concepire e progettare unitariamente la sovrastruttura e la fondazione, superando una certa separazione che oggi si riscontra fra i due momenti; occorre curare, in definitiva un'attiva interazione fra ingegneri strutturalisti e geotecnici

3. Valutazioni della deformata dell'edificio

3.1. Generalità

Come si è detto nel paragrafo 1, lo studio dell'interazione terreno-struttura può anche porsi l'obiettivo di giungere ad una valutazione della deformata della struttura. In pratica, ciò che interessa è una previsione dell'ordine di grandezza del cedimento medio e delle distorsioni indotte nella sovrastruttura; infatti questi due parametri consentono di valutare l'adeguatezza del progetto rispetto al verificarsi di inconvenienti e danni di vario tipo (distacchi da strutture adiacenti o da fogne e simili; blocco di seramenti, fessurazioni; lesioni). Si può anche osservare che il grado di precisione richiesto in tale previsione è assai minore di quello necessario per l'analisi statica discussa al precedente paragrafo; basti pensare, ad esempio, che il verificarsi o meno di lesioni viene posto in relazione con i valori assunti da semplici parametri geometrici della deformata per rapporto a valori ritenuti « ammissibili » sulla base dell'esperienza o di disposizioni normative.

Per quanto riguarda il valore del cedimento, la pratica corrente è quella di calcolarlo assimilando le fondazioni ad aree di carico soggette a carichi uniformemente distribuiti, trascurando completamente la rigidezza non solo della struttura in elevazione, ma della stessa fondazione. L'esperienza mostra [v., ad esempio, BURLAND *et al.*, 1977] che tale pratica conduce a valutazioni sostanzialmente corrette nel loro ordine di grandezza, il che è sufficiente dal punto di vista progettuale. La stessa pratica, però, porta a sopravvalutare sensibilmente, come è ovvio, i cedimenti differenziali.

SANTUCCI DE MAGISTRIS e VIGGIANI [1977] hanno individuato tre possibili metodologie di approccio al problema:

— un approccio di tipo empirico, consistente nel mettere in relazione i cedimenti differenziali con i cedimenti assoluti, sulla base di osservazioni effettuate su opere in vera grandezza;

— un approccio analitico semplificato, consistente nello studiare l'interazione fra terreno, fondazione e sovrastruttura assimilando il complesso fondazione-struttura in elevazione ad una trave o piastra equivalente, ed il sottosuolo ad un continuo deformabile, quasi sempre elastico, omogeneo ed isotropo;

— un approccio analitico « rigoroso », basato su modelli più elaborati sia del sottosuolo,

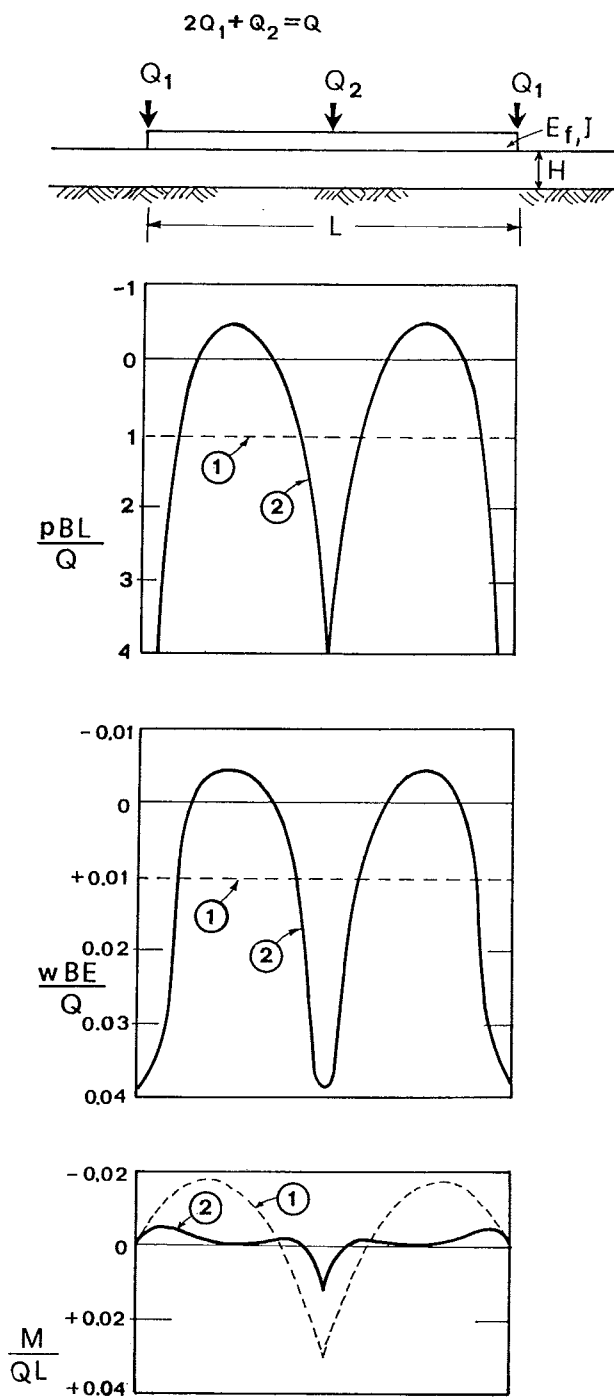


Fig. 8. - Valutazione dell'influenza della sovrastruttura per lo schema di fig. 4a, con $k_s = 0,01$ e sovrastruttura molto rigida. Curva continua: situazione limite b di fig. 2; curva a tratti: criterio della rigidità equivalente ($DCS_{eq} = 100$).

sia della struttura, e quasi sempre sviluppato ricorrendo al metodo degli elementi finiti.

Dopo quanto illustrato nei precedenti paragrafi circa la difficoltà di caratterizzare la rigidità della sovrastruttura, appare evidente che i metodi « rigorosi » non sono ancora suscettibili di impiego nella pratica corrente, e ciò sia per la complessità dei procedimenti di calcolo, sia e soprattutto per la mancanza delle necessarie conoscenze sperimentali.

I metodi analitici semplificati appaiono abbastanza promettenti, anche se la scelta di una trave o piastra equivalente al complesso fondazione-sovrastuttura è tutt'altro che semplice. È in questo contesto che i criteri suggeriti da MEYERHOF [1953], DE SIMONE [1966], MAZZOLANI [1967], SHERIF e KOENIG [1975] e GOSSLA [1977] trovano la loro logica collocazione, piuttosto che nel calcolo delle sollecitazioni nelle strutture di fondazione dove, come si è visto, possono condurre a risultati del tutto inattendibili. Un effettivo progresso delle conoscenze in questo settore non può che venire, ancora una volta, dalla ricerca sperimentale condotta in collaborazione fra strutturisti e geotecnici.

Riteniamo invece non inutile commentare più diffusamente l'approccio empirico che, al momento attuale, appare a chi scrive il più fruttuoso e suscettibile di miglioramento, anche con riferimento alla realtà del nostro Paese.

3.2. Evidenza sperimentale

Con riferimento alle definizioni di figura 9, SKEMPTON e McDONALD [1956] assunsero, come parametro caratterizzante l'insorgere di lesioni, la rotazione relativa o distorsione angolare β . Scrutinando i dati relativi a 98 edifici, conclusero che per $\beta \leq 1/300$ non si verificano fessurazioni apprezzabili nelle murature portanti e nelle tomagnature; per avere danni a strutture portanti in cemento armato occorre che il valore di β raggiunga $1/150$.

POLSHIN e TOKAR [1957], basandosi sull'espe-

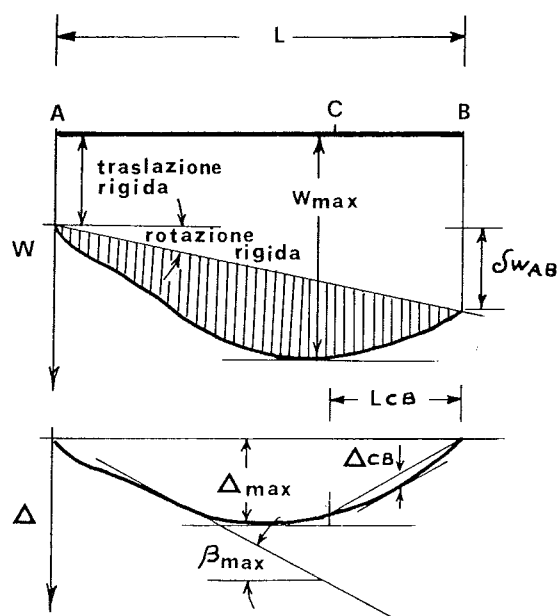


Fig. 9. - Definizione dei parametri caratterizzanti la deformata di un edificio.

rienza e sulla normativa dell'Unione Sovietica, indicarono per gli edifici in c.a. valori massimi ammissibili di β pari a 1/500 per strutture intelaiate con pannelli e rompagnature e ad 1/200 per telai aperti. Tali valori sono leggermente più cautelativi dei precedenti, ma sostanzialmente in accordo con essi.

Altre indicazioni, relative a strutture di altro tipo e basate su altri parametri, sono state suggerite dagli stessi Autori citati e da BURLAND e WROTH [1974], WROTH [1976], BURLAND *et al.* [1977].

Ai fini pratici, dunque, la valutazione della deformata può ridursi ad una stima del massimo valore prevedibile della rotazione relativa o di altro analogo parametro. Tale stima può perseguirsi attraverso una correlazione empirica fra β ed il cedimento assoluto w ; la convenienza di tale correlazione discende dalla circostanza, già ricordata, che i metodi per il calcolo dei cedimenti si sono dimostrati sufficientemente approssimati ai fini tecnici, almeno per le fondazioni di edifici e cioè per fondazioni dotate di un coefficiente di sicurezza abbastanza elevato.

Come è evidente tale correlazione, basata sull'osservazione del comportamento di opere in vera grandezza, è influenzata da un lato dalle proprietà del terreno e dall'altro dalle caratteristiche della struttura. Essa diviene quindi tan-

metri esiste senz'altro una correlazione, anche se i dati disponibili non sono numerosissimi e sono affetti da una notevole dispersione; quest'ultima è da porre in relazione con la grande varietà di tipi strutturali e con fattori casuali quali l'eterogeneità del sottosuolo.

Appare comunque evidente che dati del tipo di quelli riportati in fig. 10 risultano assai utili per la valutazione dell'ordine di grandezza degli effetti prevedibili. Correlazioni molto più significative potranno essere sviluppate in ambiti regionali uniformi e per tipi strutturali ben definiti; a tal fine è da auspicare che, anche nel nostro Paese, si diffonda il costume di misurare sistematicamente i cedimenti delle opere. Si tratta, infatti, di misure che richiedono un impegno organizzativo e finanziario veramente minimo a paragone dell'utilità delle informazioni che se ne possono trarre.

4. Conclusioni

Per concludere questa breve rassegna di alcuni dei problemi che si incontrano nello studio dell'interazione fra terreno e struttura, non è forse inutile sottolineare alcuni aspetti di carattere generale.

Fra questi, in primo luogo, l'importanza di una equilibrata considerazione dei vari fattori in gioco, di un serrato scrutinio critico dei dati numerici su cui è basato il progetto, di una valutazione della sensibilità dei risultati a variazioni dei dati di partenza. Troppo spesso, infatti, si riscontra nell'ingegnere una sopravvalutazione dell'importanza di analisi sempre più complesse ed elaborate a discapito di un corretto inquadramento dei termini fisici del problema.

In secondo luogo, si è cercato di mettere in evidenza l'utilità di un accorto uso di metodi empirici. Nel costume tecnico del nostro Paese, il termine empirico conserva un significato vagamente dispregiativo e spesso, paradossalmente, questo atteggiamento si accompagna nei fatti all'empirismo più ottuso. È invece di grande importanza, per un effettivo progresso tecnico, raccogliere ed interpretare una messe di dati rappresentativi delle situazioni e delle tecniche costruttive italiane.

Infine è da ricordare la necessità di concepire unitariamente la sovrastruttura e la fondazione, evitando di ridurre il progetto alla mera applicazione di algoritmi di calcolo separati e talvolta addirittura contraddittori.

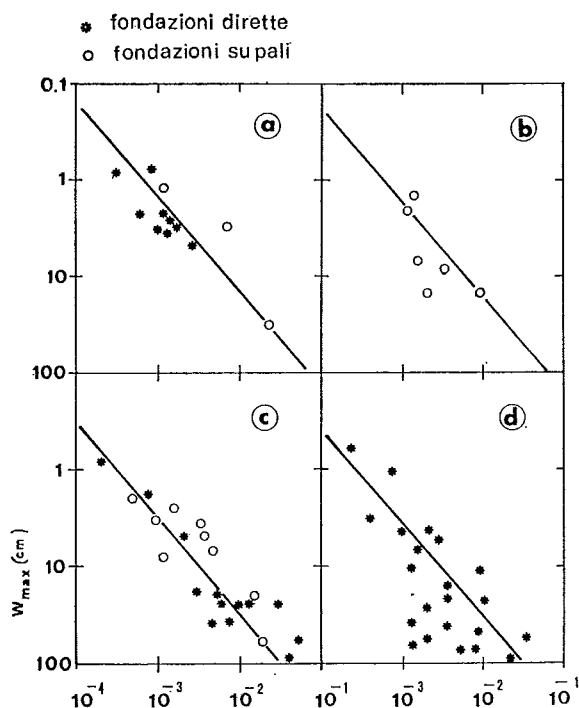


Fig. 10. - Correlazione empirica fra β_{\max} e w_{\max} . a) fondazioni isolate su sabbia; b) platee su sabbia; c) fondazioni isolate su argille; d) platee su argille.

to più significativa quanto più omogenee fra di loro sono le osservazioni su cui si basa.

Un primo interessante tentativo in questo senso è stato compiuto da GRANT *et al* [1974], che hanno correlato i valori massimi osservati di β e w separatamente per edifici su terreni incoerenti e su argille, distinguendo anche fra fondazioni isolate e su platea continua, dirette e su pali. Le loro elaborazioni sono riprodotte in fig. 10, dalla quale risulta che fra i due para-

BIBLIOGRAFIA

- BURLAND J. B., BROMS B. B., DE MELLO V. F. B. (1977) - *Behavior of Foundations and Structures*. Proc. IX Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Tokyo. vol. 2.
- BURLAND J. B., WROTH C. P. (1974) - *Settlement of buildings and associated damages*. Proc. Conf. Settlement of Structures, Cambridge. Pentech Press, London.
- CHIARUGI A., MERLI M. (1977) - *Interazione terreno-struttura in condizioni di sollecitazioni statiche*. Ist. Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, pubbl. n. 357.
- ESPOSITO L., EVANGELISTA A., VIGGIANI C. (1978) - *Interazione fra una trave di fondazione ed un terreno « alla Gibson »*. Atti del XIII Convegno di Geotecnica, Merano.
- FRASER R. A., WARDLE L. J. (1976) - *Numerical analysis of rectangular rafts on layered foundations*. Geotechnique, vol. 26, n. 4, pp. 613-630.
- GOSSLA F. (1977) - *Berechnung der Steifigkeit strukturierter Baukörper und ihre Anwendung auf aufgeloste Grundung Konstruktionen*. Die Bautechnik, n. 7.
- GRANT R., CHRISTIAN J. T., VANMARCKE E. H. (1972) - *Tolerance of buildings to differential settlements*. Soils Publication n. 315, Dept. of Civ. Eng., MIT.
- LARNACH W. J., WOOD L. A. (1972) - *The effect of soil-structure interaction on settlements*. Int. Symp. Comp. Design, Dept. Eng., Warwick Univ.
- MAJID K. I., CUNNELL M. D. (1976) - *A theoretical and experimental investigation into soil-structure interaction*. Geotechnique, vol. 26, n. 2, pp. 331-350.
- MAZZOLANI F. M. (1967) - *La progettazione delle travi di fondazione su suolo di Winkler*. RIG, vol. 1.
- MEYERHOF G. G. (1953) - *Some recent foundation research and its application to design*. Struct. Engr., vol. 31, pp. 151-167.
- POLSHIN D. E., TOKAR R. A. (1957) - *Maximum allowable non-uniforms settlement of structures*. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol. 1, p. 402.

- POZZATI P. (1953) - *Metodi per il calcolo delle fondazioni*. Zanichelli, Bologna.
- SANTUCCI DE MAGISTRIS E., VIGGIANI C. (1977) - *Modelli di interazione terreno-fondazione in campo statico e dinamico*. Ist. Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, pubbl. n. 355.
- SHERIF G., KOENIG G. (1975) - *Platten und Balken auf nachgiebigem Baugrund*. Springer Verlag, Berlin.
- SKEMPTON A. W., MAC DONALD D. H. (1956) - *Allowable settlement of buildings*. Proc. Instn. Civ. Engrs., part. 3, vol. 5, pp. 727-768.
- WARDLE L. J., FRASER R. A. (1974) - *Finite element analysis of a plate on a layered cross-anisotropic foundation*. Conf. F.E.M. in Engineering, Univ. NSW.
- WROTH C. P. (1976) - *Response of the structure to foundation movements*. Proc. Conf. on Performance of Building Structures, Glasgow.

SUMMARY

A contribution to the analysis of subsoil-foundation-structure interaction.

Soil-structure interaction analyses may be carried out with two different objectives: (i) to calculate the intensity and distribution of forces and stresses within the structure; (ii) to estimate the form and magnitude of the relative deflections.

In everyday design practice, the structural analysis of the foundation (beam, plate) is performed neglecting the influence of the structure, i.e. analyzing the beam (plate) subjected to a system of given forces and resting on the soil. The influence of the structure, however, may be very significant; though it may be accounted for by suitable calculations, once its stiffness is known, in practice the difficulty of defining the latter and the effect of factors as the construction history, the occurrence of creep in the concrete and the presence of claddings makes such calculations cumbersome and unreliable.

A simple approach, based on the concept of upper and lower bound of the relative stiffness of the foundation in respect of the structure (fig. 2) is developed and applied to elementary structural schemes (figs. 4-7); it is believed to be of some use for the foundation design. It is shown (fig. 8) that the « equivalent stiffness » criteria may be very misleading in the evaluation of the stresses in the foundation.

As far as the estimate of the form and magnitude of the deflection is required, it is argued that available experimental evidence justifies an empirical approach. Such an approach could be improved by collecting new data related to definite structural types and subsoil conditions.