

# Problemi di interazione terreno-struttura con particolare riguardo al comportamento della sovrastruttura

E. F. RADOGNA \*

**SOMMARIO:** Il problema generale della interazione terreno-struttura viene esaminato e discusso nell'ambito del metodo semiprobabilistico agli stati limite. Con esplicito riferimento agli stati limite di servizio vengono quindi considerati i problemi particolari relativi alla simulazione della sovrastruttura, all'accoppiamento dei modelli matematici dei tre sottosistemi: sovrastruttura, fondazione, terreno. Viene infine proposto uno schema di lavoro per lo studio di procedimenti di calcolo semplificati da impiegarsi nel caso di tipologie costruttive correnti.

## 1. Considerazioni preliminari

Discutendo un tema interdisciplinare, come è quello della interazione terreno-struttura, è opportuno definire, in via preliminare, un quadro di riferimento, che favorisca la collocazione organica dei vari contributi e la individuazione dei settori da mettere a fuoco in via prioritaria.

La moderna normativa sul cemento armato, basato sul metodo semiprobabilistico agli stati limite (d'ora in poi indicato come metodo S.P.S.L.), può essere considerata idonea a svolgere tale funzione orientatrice per più di un motivo:

a) dal punto di vista qualitativo, la distinzione fra stati limite di servizio e stati limite ultimi delle strutture, i primi caratterizzati dalla entità di deformazioni generalizzate (componenti di spostamento, angoli di rotazione, ampiezze di lesioni), i secondi da situazioni di equilibrio limite tra forze generalizzate esterne ed interne, trova puntuale corrispondenza nelle verifiche dei cedimenti in condizioni di esercizio e nella determinazione della capacità portante di una fondazione in condizioni di collasso; si dispone quindi di una procedura di carattere generale, valida per l'intero sistema « sovrastruttura + fondazione + terreno »;

b) dal punto di vista quantitativo, la misura della sicurezza con il metodo semiprobabilistico richiede di assumere in modo normalizzato tutti i dati di ingresso relativi sia alle azioni che ai materiali, tramite i rispettivi « valori caratteristici » (frattili di prefissato ordine  $K$  delle corrispondenti variabili aleatorie); l'impiego di metodi statistici, necessari per

accertare il livello di significatività dei valori dedotti da un numero limitato di campioni, costituisce un altro aspetto comune alle sperimentazioni effettuate sul terreno e sui materiali della sovrastruttura;

c) l'esigenza di simulare il comportamento delle strutture nei vari stati limite conduce, soprattutto nel caso delle costruzioni in cemento armato e di cemento armato precompresso, a tenere conto di diverse cause di non linearità dipendenti dai materiali, precisamente:

— la fessurazione del calcestruzzo teso, che riduce la rigidezza dei componenti portanti, e che può avvenire nel cemento armato anche in condizioni di servizio;

— il creep del calcestruzzo, sotto i carichi di lunga durata, che amplifica le deformazioni e smorza gli stati di coazione naturali e artificiali, anch'esso rilevante ai fini delle verifiche in condizioni di servizio;

— il legame costitutivo non lineare del calcestruzzo compresso (diagramma inizialmente parabolico e poi rettangolare).

La deviazione della legge di Hooke è comune, in misura diversa, a molti materiali inclusi nel sistema « sovrastruttura + fondazione + terreno » ed è per tutti abbastanza diffusa la approssimazione di considerarne lineare il legame costitutivo per valori modesti delle tensioni, mentre il creep del calcestruzzo trova riscontro nelle deformazioni differite conseguenti al processo di consolidazione dei materiali argillosi.

L'accenno ai metodi di calcolo offre lo spunto per richiamare un altro problema di interesse comune, quello della dispersione dei ri-

\* Dott. Ing. Emanuele Filiberto RADOGNA, incaricato di *Tecnica delle Costruzioni*, Facoltà d'Ingegneria, Università di Roma.

sultati derivanti da procedimenti di calcolo differenti, ma considerati ugualmente leciti;

d) il carattere cogente della normativa per tutti gli operatori nel campo delle costruzioni, ai quali è dedicato l'articolo 3 della legge 5.11.1971, n. 1086, che tratta delle responsabilità, allarga il campo degli interlocutori, che non si limita agli specialisti della Geotecnica e dell'Ingegneria strutturale, ma che deve comprendere tutti gli ingegneri civili, sollecitando quindi per i già laureati iniziative adeguate nel settore dell'istruzione permanente e per i futuri laureati una armonizzazione dei programmi di Geotecnica e di Tecnica delle Costruzioni nell'ambito dei corsi universitari.

In definitiva, il riferimento al metodo S.P.S.L., mette in evidenza la sostanziale unità di impostazione già esistente nelle analisi delle sovrastrutture e delle fondazioni, ciò che favorisce e semplifica l'approccio interdisciplinare allo studio della interazione terreno-struttura.

A conferma di ciò, si consideri il caso frequente di una generica costruzione di cemento armato, della quale occorra controllare la sicurezza nei confronti dello stato limite di deformazione.

Si tratta, in particolare, di valutare il massimo abbassamento di una prefissata sezione e di confrontare tale valore con quello ritenuto « ammissibile » in base al tipo di costruzione di cemento armato, alla sua destinazione, alle caratteristiche dei componenti « portati ».

La valutazione dell'abbassamento massimo si esegue sul modello di calcolo del sistema strutturale, formato dall'accoppiamento di tre sotto-sistemi, relativi alla sovrastruttura, alla fondazione, al terreno, ciascuno dei quali fornisce un contributo alla deformazione globale e, quindi, allo spostamento particolare che interessa. Il collegamento fra i tre modelli richiede il rispetto delle condizioni di compatibilità geometrica nelle zone di contorno, in corrispondenza delle quali si manifesta il contatto reciproco, e delle condizioni di equilibrio fra le azioni mutue, che le varie parti si scambiano nelle zone suddette. La formulazione analitica delle condizioni al contorno dei tre modelli costituisce, nel processo generale di calcolo, la fase che caratterizza lo studio della interazione: essa risulta più o meno agevole in dipendenza delle caratteristiche geometriche e reologiche dei modelli da accoppiare.

La valutazione della risposta della struttura

alle azioni applicate è il tema che suscita in modo particolare l'interesse dei ricercatori, tuttavia non va sottovalutata l'importanza e la difficoltà del problema di definire i valori ammissibili delle deformazioni, sia per quanto riguarda i componenti portanti che quelli portati.

Dopo le considerazioni precedenti, passiamo ad esaminare brevemente alcuni aspetti della verifica agli stati limite di servizio, nell'ambito della interazione terreno-struttura.

Ci soffermeremo, in via preliminare, sulla misura della sicurezza nell'impostazione semi-probabilistica; considereremo quindi, il problema della modellazione della sovrastruttura in relazione alla tipologia degli edifici ed all'accoppiamento con i modelli della fondazione e del terreno, al comportamento non lineare del calcestruzzo, in modo da favorire la mutua comprensione dei problemi a livello interdisciplinare e di contribuire alla formazione di un linguaggio comune tra gli operatori nel campo della interazione terreno-struttura.

## 2. La misura della sicurezza nel metodo semi-probabilistico agli stati limite.

In qualsiasi procedimento di ingegneria strutturale si possono individuare tre fasi:

— l'analisi delle azioni (sia forze propriamente dette che deformazioni impresse, naturali o artificiali)

— l'analisi delle sollecitazioni (cioè della risposta del modello alle azioni ad esso applicate)

— l'analisi della sicurezza (cioè il giudizio sulla accettabilità o meno della risposta).

Lo scopo del procedimento è quello di assicurare alla costruenda opera la capacità di assolvere alle sue funzioni, senza andare fuori servizio, durante l'intera durata della sua vita utile.

Ciò significa che la struttura deve resistere ai carichi ed alle deformazioni impresse con un sufficiente margine di sicurezza, deve comportarsi in modo da non turbare le condizioni di utilizzazione, non deve deteriorarsi nel tempo, per effetto dei fattori ambientali.

Il metodo S.P.S.L. è una procedura che tende a conseguire lo scopo suddetto in modo razionale, tenuto conto delle conoscenze scientifiche e tecniche attualmente utilizzabili.

La originalità del metodo consiste in due aspetti:

a) la precisa definizione delle condizioni di comportamento della struttura attraverso la nozione di « stato limite », cioè di condizione « estrema » relativa ad un dato campo di funzionamento. Il raggiungimento di uno stato limite rappresenta la risposta di un componente strutturale o di una struttura ad una domanda superiore alle proprie capacità di prestazione;

b) la misura della sicurezza effettuata con procedimento semiprobabilistico (livello 1).

Per quanto riguarda gli stati limite, essi si distinguono in stati limite ultimi e stati limite di servizio.

Gli stati limite ultimi sono cinque (equilibrio statico di una parte o dell'insieme della struttura, assimilata ad un corpo rigido; trasformazione della struttura in un meccanismo; rottura o deformazioni eccessive di sezioni critiche; instabilità elastica e anelastica; fatica) mentre quelli di utilizzazione sono tre (fessurazione del calcestruzzo teso, deformazione, vibrazione). Va peraltro ricordato che la lista degli stati limite è aperta nel senso che è possibile, per una data struttura, individuare ulteriori fenomeni atti a mettere fuori servizio la struttura in esame. Per quanto riguarda la misura della sicurezza, è opportuno premettere che è invalso l'uso di classificare i metodi di misura della sicurezza basati sulle impostazioni probabilistiche in tre categorie, chiamate « livelli ». Il livello 3 è il più complesso, il livello 1 è il più semplice.

Nel livello 3 si ha una impostazione probabilistica « esatta », nel senso che tutte le grandezze sono considerate come variabili aleatorie e che queste sono messe in conto attraverso le rispettive funzioni di distribuzione. L'analisi del comportamento della struttura permette di costruire nello spazio delle variabili aleatorie un dominio di sicurezza, delimitato da un contorno, rappresentativo dello stato limite. La misura della sicurezza è espressa dalla probabilità che il vettore delle variabili aleatorie sia contenuto nel dominio di sicurezza. Nel caso degli stati limite ultimi, l'ordine di grandezza di tale probabilità è di  $10^{-5} \div 10^{-6}$ .

Nel livello 2 il contorno del dominio di rottura non è considerata nella sua totalità, come avviene nel livello 3, ma è discretizzato, considerandone un numero limitato di parti.

La misura della sicurezza è espressa dall'in-

dice di sicurezza, che ha il significato di minima distanza fra il contorno discretizzato del dominio di sicurezza e l'origine del riferimento cartesiano, che definisce lo spazio delle variabili normalizzate.

Nel livello 1, che è quello a cui si riferisce la normativa, le variabili aleatorie non sono più considerate tramite le rispettive funzioni di distribuzione, ma, in modo molto più semplice, tramite i loro « valori caratteristici ». Il valore caratteristico  $X_k$  di una variabile aleatoria  $x$  sintetizza quattro informazioni:

a) la funzione di distribuzione (nella maggior parte si adotta la legge di Gauss);

b) il valor medio:  $x_m$ ;

c) lo scarto quadratico medio:  $s$

d) il valore della probabilità  $K$ , accettata a priori, per cui si abbia  $\text{Prob}\{X \leq X_k\} = K$ . Per la resistenza si assume, in generale  $K = 5\%$  e per i carichi  $K = 95\%$ .

Il valore caratteristico di una resistenza (frattile di ordine 5%) vale:  $f_{5\%} = f_m - 1.645 s$

quello di un carico (frattile di ordine 95%) vale:  $F_{95\%} = F_m + 1.645 s$ .

Una volta introdotti i valori caratteristici, che tengono conto del carattere aleatorio dei fenomeni, il calcolo si svolge con il consueto algoritmo dell'impostazione tradizionale deterministica.

I valori caratteristici delle azioni (o degli « effetti delle azioni », in genere espressi in termini di caratteristiche di sollecitazione, cioè sforzi normali e taglianti, momenti flettenti e torcenti, oppure deformazioni) vengono quindi trasformati in « valori di calcolo »: ciò avviene molto semplicemente, dividendo i valori caratteristici delle resistenze per i coefficienti parziali  $\gamma_m$  e moltiplicando i valori caratteristici delle azioni per i coefficienti parziali  $\gamma_f$ .

Le verifiche consistono nell'accertare che il valore di calcolo delle azioni non superi il valore di calcolo, dimensionalmente omogeneo, delle resistenze. Il ruolo dei coefficienti parziali è chiarito, tenendo presente che è sempre possibile per una data struttura, calibrare i valori dei coefficienti parziali in modo da ottenere che l'uguaglianza dei valori di calcolo corrisponda alla stessa probabilità di raggiungimento dello stato limite, determinata con il metodo del livello 3.

Tale corrispondenza non è più possibile se si

mantengono invariati i coefficienti parziali e si varia il tipo di struttura: in tal caso si riscontrano a posteriori deviazioni della probabilità di raggiungimento dello stato limite rispetto a quella standard, accettata a priori.

Tuttavia la grande semplicità operativa che si ottiene utilizzando valori costanti dei coefficienti parziali e la modesta entità delle deviazioni che ne conseguono, hanno indotto ad accettare tali deviazioni nella pratica delle normative.

Le informazioni sul livello 1 non sarebbero complete se non si menzionasse il problema della combinazione dei carichi, che comporta la differenziazione dei coefficienti parziali  $\gamma_i$  (moltiplicatori dei carichi) da applicare ai carichi permanenti ed accidentali, allo scopo di ottenere per la combinazione di più carichi lo stesso livello di probabilità di collasso che si avrebbe per un solo carico. La normativa fissa detti coefficienti in modo da tener conto sia del carattere estremo dei carichi accidentali e degli elevati valori delle loro dispersioni, sia della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni, considerate ai rispettivi valori caratteristici.

### 3. Problemi di simulazione della sovrastruttura

La sovrastruttura entra nel procedimento di calcolo attraverso il modello matematico che tende a simularne il comportamento in modo sufficientemente attendibile, in relazione allo stato limite considerato.

La tipologia della costruzione ha notevole influenza sulla modellazione, non soltanto per quanto riguarda i materiali costitutivi, la forma dei componenti portanti e le modalità del loro collegamento reciproco, ma anche per la interazione con i componenti portati. La simulazione del comportamento di un ponte, anche se di grande luce, o di un serbatoio sopraelevato, anche se di grande capacità, risulta più agevole e più fedele della simulazione di un normale edificio di abitazione, nel quale spesso la disposizione dei componenti portanti non è regolare e la collaborazione statica dei divisori interni e delle tamponature esterne è incerta.

D'altra parte sono proprio gli edifici destinati ad abitazione nei quali le eccessive deformazioni e le fessurazioni vengono rilevate con particolare attenzione dagli utenti, in quanto considerati situazioni di difformità e di vizi dell'opera, da denunciare all'appaltatore entro i termini dell'articolo 1667 C. Civile.

Data la notevole varietà di casi è conveniente tenere presente alcuni criteri di classificazione:

a) in base ai materiali (muratura, acciaio, calcestruzzo, sistemi misti);

b) in base alla tecnologia costruttiva (in opera, prefabbricazione parziale o totale);

c) in base alla morfologia dei componenti portanti (prevalentemente monodimensionali: travi, pilastri o bidimensionali: piastre, pareti, muri);

d) in base al sistema statico che trasferisce le forze orizzontali alla fondazione (telai a nodi rigidi, controventi reticolari o a parete piena o scatolari).

I vari criteri si possono a loro volta combinare tra loro, dando luogo a distinzioni più dettagliate e precise, utili per scegliere i modelli di calcolo più attendibili.

Tenuto conto della molteplicità delle realizzazioni possibili, uno studio sistematico del comportamento degli edifici potrebbe essere rivolto utilmente su base regionale, per limitarsi agli schemi impiegati più di frequente, in relazione alle condizioni climatiche, alla disponibilità dei materiali, alle caratteristiche dei terreni di fondazione, alle tradizioni costruttive locali, alle regolamentazioni vigenti.

Con riferimento alle tipologie costruttive più frequenti nell'edilizia corrente, cioè agli edifici aventi ossatura indipendente di cemento armato, il modello di calcolo che viene di regola associato ad essi è quello classico del telaio elastico piano, vincolato alla base con vincoli perfetti ad incastro rigido oppure a cerniera senza attrito.

La riduzione dell'organismo spaziale originario a schemi piani richiede non soltanto che gli elementi monodimensionali piani, costituenti il modello di calcolo, siano tutti assemblati nel medesimo piano, ma anche che le forze ad essi applicate risultino tutte contenute nel piano medesimo, così da escludere le caratteristiche di sollecitazione di flessione deviata e di torsione nelle varie aste componenti, che restano quindi sottoposte esclusivamente a flessione, sforzo di taglio e sforzo normale. Per estrarre dalla struttura effettiva, tridimensionale, un telaio piano occorre quindi conoscere le forze ad esso applicate: se i carichi sono prevalentemente verticali ciò può essere fatto operando sui singoli telai e quindi la schematizzazione piana risulta accettabile. Se, invece, le forze sono orizzontali (vento, azione sismica) per de-

terminare la quota parte di forze orizzontali spettante a ciascun telaio è necessario, in generale, partire dal comportamento della struttura spaziale nel suo complesso. Ciò nonostante la normativa sismica consente di decomporre il telaio in telai piani ortogonali, determinando separatamente per ciascuno di essi le forze orizzontali che simulano l'azione sismica. In conseguenza di ciò nella pratica professionale è invalso l'uso di adottare il modello di telaio piano quando si debba valutarne la risposta ad azioni prevalentemente orizzontali, mentre per lo studio degli effetti prodotti dalle forze verticali si impiega una procedura diversa, che consiste nell'esaminare separatamente i vari componenti (solai, travi, pilastri), inquadrando il comportamento nell'ambito di due ipotesi limite, scelte in modo opportuno, in modo da comprendere fra esse il comportamento effettivo. Tale procedura semplificata trova il suo fondamento tanto nell'interpretazione dei risultati rigorosi della teoria delle strutture quanto nell'osservazione critica degli edifici esistenti. Essa può quindi arricchirsi continuamente sia dei perfezionamenti dei metodi di calcolo sia dei risultati della sperimentazione in sito.

Tuttavia questa procedura, pur coprendo diverse cause di incertezze relative alle effettive condizioni di vincolo del componente esaminato, alle combinazioni dei carichi applicati, ai valori numerici da assegnare al modulo elastico del materiale ed ai momenti in inerzia delle sezioni, si basa sulla più o meno tacita assunzione che gli eventuali cedimenti differenziali del terreno siano abbastanza piccoli da non modificare apprezzabilmente il regime statico indotto dai carichi applicati ovvero che la fondazione sia stata progettata in modo adeguato per fare da schermo alla sovrastruttura nei confronti dei cedimenti suddetti.

Continuando a considerare la simulazione della sovrastruttura mediante telai elastici piani, è agevole includere in tali modelli eventuali cedimenti elastici o anelastici quando i vincoli sono puntuali e quando si considera la sola componente verticale del loro spostamento. Risolvendo il telaio elastico con il metodo degli spostamenti, il sistema risolvibile è costituito, come è noto, da equazioni di equilibrio: nella matrice dei coefficienti di detto sistema vengono modificati soltanto i coefficienti della diagonale principale, che corrispondono alle componenti verticali degli spostamenti dei vincoli cedevoli elasticamente, sommando ad essi la costante di proporzionalità fra reazione e cedi-

mento. Se, invece, gli spostamenti sono anelastici e di valore noto a priori, occorre semplicemente imporre tale condizione al sistema risolvibile, con un semplice artificio che permette di inserire la condizione suddetta, che è geometrica, nell'equazione di equilibrio relativa al vincolo che ha subito il cedimento anelastico.

Se, poi, la fondazione è del tipo a trave rovescia, e se si assume per il terreno il modello a molle indipendenti di Winkler, il procedimento risolutivo con il metodo degli spostamenti si svolge normalmente, previa adozione di particolari matrici di rigidezza, relative alle aste a contatto con il suolo elastico.

La semplicità dell'accoppiamento fra il modello della sovrastruttura e quelli della fondazione e del terreno è indubbiamente un elemento che spiega il favore accordato dall'ingegneria strutturale all'ipotesi di Winkler, rinviando il problema dell'attendibilità della simulazione ad un'opportuna scelta del valore numerico da attribuire alla costante di sottofondo.

Più complesso è il caso in cui il terreno è schematizzato dal semispazio omogeneo, isotropo, elastico, senza peso di Boussinesq, a causa dell'interazione fra i cedimenti dei vari vincoli. Se i vincoli sono puntuali e se si considera una sola componente di spostamento per ciascuno di essi il problema non presenta particolari difficoltà in quanto richiede la preparazione di un sottoprogramma per la risoluzione delle equazioni aggiuntive fra le forze e gli spostamenti in corrispondenza dei vincoli cedevoli elasticamente.

Per completare l'esame delle caratteristiche del modello della sovrastruttura, occorre considerare gli aspetti che riguardano il materiale, in particolare la continuità e le leggi costitutive, la collaborazione con i componenti portati ed i valori ammissibili delle deformazioni.

Per quanto riguarda la continuità del materiale, nel caso del cemento armato occorre distinguere fra il comportamento prima della fessurazione (calcestruzzo teso reagente, I stadio), durante il quale l'ipotesi di continuità è valida, e quello dopo la fessurazione (II stadio), in cui la detta ipotesi non è più rispettata nelle sezioni fessurate, dove gli elementi strutturali continuano a funzionare grazie alla loro non omogeneità (collaborazione fra acciaio e calcestruzzo) e non isotropia (armature disposte in direzioni preferenziali).

La fessurazione può avvenire in condizioni di esercizio, tanto è vero che una delle verifiche caratterizzanti lo stato limite di utilizzazione è

quella relativa al controllo dell'ampiezza delle lesioni, la cui presenza è data per scontata.

La fessurazione influisce non solo sulla durabilità, che diminuisce, ma anche sulla deformabilità, che aumenta. La variazione di deformabilità determina, a sua volta, una ridistribuzione nel regime tensionale delle strutture iperstatiche. Peraltro la normativa sul c.a. si è costantemente attenuta al criterio di valutare gli elementi geometrici delle sezioni rette per il calcolo delle incognite staticamente indeterminate considerando reagente l'intera sezione di calcestruzzo (I stadio).

A differenza della fessurazione, il creep del calcestruzzo, pur incrementando le deformazioni, non modifica il regime delle strutture iperstatiche (1<sup>a</sup> legge dell'isomorfismo), purché i vincoli non vengano variati nel tempo. In condizioni asintotiche e per strutture normali la valutazione delle deformazioni viscosse risulta molto semplice, in quanto viene effettuata come multiplo (da 2 a 3 volte) delle deformazioni elastiche istantanee dovute ai carichi permanenti.

La presenza di tamponature portate intercluse in un certo numero di riquadri dei telai può irrigidire in misura sensibile la struttura modificando il comportamento effettivo rispetto a quello previsto dal modello ideale, nell'ipotesi di libera deformazione di tutti i riquadri.

La valutazione del contributo degli elementi portati è delicata per quattro ordini di motivi:

a) la notevole dispersione delle caratteristiche meccaniche in dipendenza delle modalità esecutive delle malte e delle murature;

b) le incertezze sulle modalità di contatto fra le murature portate e l'ossatura portante;

c) l'ubicazione degli elementi portanti nell'ambito dell'organismo spaziale, spesso non regolare e suscettibile, inoltre, di modifiche nel tempo;

d) la difficoltà di inserire nei programmi di calcolo automatico, attualmente disponibili per i telai, la simulazione di lastre irrigidenti.

Si può aggirare quest'ultima difficoltà inserendo nei riquadri dei telai, nei quali sono disposte le tamponature, delle aste diagonali « equivalenti ». Resta però incerta la stima delle caratteristiche delle aste diagonali, perché la desiderata equivalenza possa in qualche modo essere realizzata.

Per quanto riguarda le deformazioni ammissibili sia per le strutture portanti che per quel-

le portate, le limitazioni dovrebbero essere concordate volta per volta tra la stazione appaltante e l'impresa costruttrice, in relazione alle caratteristiche dell'opera, alla sua destinazione, a fattori psicologici legati anche a circostanze tradizionali.

#### 4. Osservazioni conclusive

Nel caso di strutture di particolare importanza e di grande impegno progettuale, il problema della misura della sicurezza del sistema globale « sovrastruttura + fondazione + terreno » per rapporto ai vari stati limite è affrontato con i metodi più sofisticati di calcolo. Per quanto riguarda gli stati limite di servizio, in corrispondenza dei quali il livello dei carichi è di regola limitato, così da rendere sostanzialmente valida l'ipotesi di legame costitutivo lineare, l'accoppiamento dei modelli matematici dei tre sottosistemi si esegue senza difficoltà concettuali, soddisfacendo alle condizioni di equilibrio e di congruenza, individuando in modo univoco la soluzione del problema statico.

Nel caso delle strutture correnti, invece, l'impostazione globale del problema dell'interazione fra i vari sottosistemi non viene generalmente adottata, non soltanto perché l'impegno di calcolo risulta notevolmente più gravoso rispetto ai procedimenti di uso tradizionale, ma anche perché sono maggiori le incertezze insite nella definizione di un modello di comportamento che tenga conto dell'interazione fra componenti portanti e componenti portati.

Quanto maggiori sono le incertezze, tanto maggiori devono essere i valori dei coefficienti di sicurezza; tuttavia questa soluzione non risulta soddisfacente dal punto di vista della razionale utilizzazione delle risorse di un paese moderno, specialmente quando si tratta della maggioranza delle costruzioni da eseguire. Appare quindi rilevante l'interesse per lo studio sistematico del comportamento delle strutture impiegate nelle costruzioni di uso frequente.

Tale indagine potrebbe articolarsi sulle seguenti linee: classificazione preliminare delle tipologie strutturali, seguita dall'individuazione di schemi sufficientemente rappresentativi del comportamento delle varie categorie di costruzioni; analogia ricerca per quanto riguarda la classificazione dei terreni e la loro modellazione; accoppiamento dei vari sottosistemi; analisi parametrica della sperimentazione numerica e confronto con i risultati di osservazioni eseguite su costruzioni effettive; individuazione

di regole semplificate di calcolo idonee a valutare in modo sufficientemente approssimato la risposta dei sistemi globali alle azioni ad essi applicate; eventuale modifica dei valori numerici dei coefficienti di sicurezza prescritti dalla normativa e perfezionamento dei valori delle deformazioni ammissibili.

#### BIBLIOGRAFIA

- BAZANT Z. P. (1966) - *Phenomenological theory for creep of concrete based on rheological models*. ACTD. Technica CSAV.
- BERIO A. (1971) - *Sulle modalità di incrudimento dei solidi elasto-plastico-viscosi*. Atti 1° Conv. Naz. AIMETA, vol. II parte 1° pp. 213-268.
- 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.
- CAPURSO M. (1977) - *Introduzione al calcolo automatico delle strutture*. A. Cremonese. Roma.
- C.E.B. (1973) - *Calcul des flèches. Deformability of concrete structures*. Bull. n. 90.
- C.E.B. (1973) - *Effects structuraux de fluage et des déformations différées*. Bull. n. 94.
- CESTELLI GUIDI (1972) - *Sicurezza delle fondazioni in termini statistici e probabilistici*. Giornale Genio Civile 7/8/9.
- CHIARUGI A., MERLI M. (1977) - *Interazione terreno-struttura in condizioni di sollecitazioni statiche*. Ist. Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino, pubbl. n. 357.
- C.N.R. (1978) - *Istruzioni per la progettazione e l'esecuzione delle opere in c.a. e c.a.p. col metodo semiprobabilistico agli stati limite*. Boll. Uff. C.N.R. n. 58.
- C.N.R. (1978) - *Costruzioni in acciaio. Istruzioni per la verifica allo stato limite di collasso plastico*. Boll. Uff. C.N.R. n. 57.
- FREUDENTHAL A. M. (1968) - *Critical appraisal of safety criteria and their basic concepts*. AIPC. VII Congress New-York. Prel. pub. pp. 13-24.
- PAGANO M. (1968) - *Teoria degli edifici*. Liguori, Napoli.
- 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.
- SCHULTZE E. (1975) - *Some aspects concerning the application of statistics and probability to foundation structures*. Proc. 2<sup>nd</sup> Int. Conf. Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Eng. Aachen. DGEG II pp. 457-494.

#### SUMMARY

##### **A critical approach to soil-structure interaction, with special reference to some problems in modelling the super-structure**

The semiprobabilistic limit states method is adopted as a general framework for a critical analysis of soil-structure interaction in service conditions.

After a review of problems concerning both the simulation of each of three sub-systems (Sub-soil, foundation, superstructure) and the mutual coupling of corresponding mathematical models, some observations are made on the complicated behaviour of an actual building. This is essentially due to:

- (i) the interaction of « non-bearing » components,
- (ii) the possible cracking of bearing r.c. components,
- (iii) the creep of concrete.

For this reason simulation of the super-structure in service conditions is not an easy task, requiring sophisticated computational techniques.

For common buildings it would be desirable to have simplified methods at the disposal of designers.

A working plan is discussed for reaching such a goal.