

**Giornate aicap '83 - Bari, 26 - 29 maggio**

**STRUTTURE BIDIMENSIONALI E CURVE IN  
CONGLOMERATO CEMENTIZIO**

Aspetti teorici  
*L. Cedolin* 3

Aspetti applicativi  
*G. Pizzetti* 14

**LA MODERNA TECNOLOGIA DEL CONGLOMERATO  
CEMENTIZIO**

Aspetti teorici  
*C. Foti* 22

Aspetti applicativi  
*R. Calzona* 34

Presentazione delle Raccomandazioni aicap “Ancoraggi nei  
terreni e nelle rocce”  
*A. Migliacci* 45

**Relazioni su invito**

La précontrainte des dalles en béton  
*R. Lacroix* 55

Some modern aspects of creep of concrete  
*A. Neville, J.J. Brooks* 61

**Assemblea dei Soci aicap – Bari, 27 maggio 1983** 70



TEMA A:

## Strutture bidimensionali e curve in conglomerato cementizio: aspetti teorici

Relazione Generale: Prof. Ing. Luigi Cedolin (\*)

### Premessa

Gli aspetti teorici relativi al comportamento delle strutture di superficie in conglomerato cementizio sono molteplici e possono riguardare l'individuazione e lo studio dei meccanismi fisici di funzionamento, la loro modellazione analitica, i metodi di analisi, la determinazione dell'influenza dei singoli parametri che intervengono nella definizione di una determinata tipologia strutturale. Una rassegna completa di tali aspetti varrebbe i limiti di questa relazione, mentre il considerare soltanto quelli cui si riallacciano le pur numerose memorie presentate la renderebbe eccessivamente frammentaria. Ho preferito pertanto restringere il campo di questa relazione ai metodi di analisi, sia per la loro generalità, sia per gli sviluppi dovuti alla sempre maggior diffusione di calcolatori elettronici, con l'intento di dare un quadro il più possibile aggiornato ed attendibile delle attuali tendenze nella ricerca e nelle applicazioni pratiche. Sono naturalmente consapevole della incompletezza, dovuta alla mia limitata esperienza, nella citazione dei vari contributi, ma spero che essa venga compensata dall'ottenimento di una maggiore chiarezza di esposizione.

### Tipologia strutturale

Le strutture di superficie si dividono di solito in piane e curve, dato che la curvatura conferisce a tali strutture peculiari caratteristiche di funzionamento. Le strutture piane possono essere sede di regimi di sforzo puramente membranali o flessionali, eventualmente accoppiati a causa della geometria o della non linearità del materiale. Strutture piane in regime di sforzo membranale sono parte integrante di molte strutture in cemento armato: travi alte sono usate per trasmettere carichi concentrati; pareti di taglio rappresentano gli elementi controventanti di alti edifici; pannelli sottili danno una portanza verticale e, per l'eccentricità dei carichi, possono risultare sede anche di regime flessionale. Solai e strutture di copertura sono esempi di strutture piane in regime di sforzo flessionale che, per la presenza di vincoli opportuni sul contorno, possono presentare anche un regime membranale. Pareti cilindriche di serbatoi e voltine a botte sono invece esempi di strutture a semplice curvatura in cui coesistono, con diversa preminenza, i regimi membranale e flessionale: nel primo caso il regime flessionale rappresenta una perturbazione di quello membranale, mentre nel secondo

succede spesso l'opposto. Strutture a doppia curvatura assialsimmetriche e di traslazione sono invece adoperate quali strutture di copertura su grandi luci e risultano tanto più efficienti quanto più si avvicinano ad un comportamento di tipo membranale.

### Generalità sui metodi di analisi

La definizione della struttura da analizzare si basa innanzitutto sull'esperienza e sulla conoscenza del meccanismo fisico di funzionamento, e fa uso di teorie semplificate derivanti da analogie. In questa fase metodi raffinati di analisi non dovrebbero essere utilizzati, soprattutto per evitare che l'analisi serva a colmare le lacune di una cattiva progettazione; essi sono invece necessari nella fase di verifica, dati i numerosi fattori che intervengono nel funzionamento delle strutture di superficie. Questi sono principalmente: a) le effettive condizioni al contorno, comprese le interconnessioni con le strutture di sostegno e la presenza di aperture; b) i vari tipi di carico, compresi quelli dovuti ad azioni sismiche, vento, azioni termiche; c) l'effetto di grandi spostamenti; d) le diverse fasi di costruzione; e) l'effettivo comportamento del materiale, che risulta particolarmente complicato a causa della non linearità del legame costitutivo del calcestruzzo, la fessurazione, i fenomeni di viscosità e ritiro, l'interazione acciaio-calcestruzzo.

I metodi di analisi hanno presentato una continua evoluzione a partire dalla soluzione « esatta » del problema elastico, che spesso ha costituito un esercizio di matematica estremamente complesso e, sul piano pratico, è stata di rado sufficiente a causa della sua incapacità di tenere conto dei molti fattori prima elencati.

Analisi basate su schematizzazioni a telaio, traliccio o graticcio, derivanti da uno studio del meccanismo fisico di funzionamento, rappresentano una prima soluzione del problema e fanno uso dei metodi ormai consolidati dell'analisi matriciale delle strutture, sviluppatasi nell'ambito dei sistemi monodimensionali. Tali schematizzazioni, data la loro economicità, sono correntemente usate per lo studio in fase non lineare di strutture piane con metodi di tipo iterativo incrementale.

Il calcolo del carico di rottura di piastre si sviluppò secondo i metodi dell'analisi limite, attraverso la teoria delle linee di rottura di Johansen [1]. La piastra viene considerata divisa in parti rigide costituenti un meccanismo che dissipa energia attraverso la componente del momento flettente che agisce lungo la linea di rottura. Questa teoria è stata confermata sperimentalmente.

(\*) Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

talmente per molti casi semplici ricorrenti nella pratica, principalmente per due ragioni: la bassa percentuale di armatura esistente nella sezione, che fa sì che l'altezza di calcestruzzo compresso sia piccola e poco variabile e conseguentemente il braccio della coppia interna sia praticamente costante, e la scarsa influenza del taglio. Una lista dei meccanismi di collasso e dei carichi corrispondenti per molti casi standard si trova in [2], e un'analisi di come questa teoria possa essere incorporata nella teoria generale dell'analisi limite può essere trovata in [3] e [4]. Sebbene la ricerca della modalità corretta di collasso possa agire da stimolo per lo sviluppo di una comprensione del fenomeno fisico, alcuni potenziali meccanismi di collasso possono sfuggire. Inoltre tale teoria non può facilmente tenere conto dell'effetto di vincoli estensionali forniti dalle strutture di supporto anche per piccole inflessioni [5, 6, 7]. Infine non può cogliere gli stati intermedi di funzionamento prima della rottura.

La disponibilità del calcolatore elettronico, e la conseguente possibilità di risolvere grossi sistemi di equazioni lineari, fu la base per la ricerca di soluzioni approssimate del problema elastico, che si sviluppò secondo due approcci.

Il metodo delle differenze finite rappresenta l'approccio matematico. La prima applicazione al caso più generale dei gusci risale a Budiansky [8], che, utilizzando come incognite una funzione degli sforzi e la componente normale dello spostamento, riuscì a trovare una buona convergenza verso la soluzione esatta. L'uso del metodo delle differenze finite per modellare direttamente il sistema di equazioni differenziali nelle tre componenti di spostamento diede risultati molto scudenti o addirittura completamente errati, e la ragione di questo fu individuata nel fatto che l'errore connesso con la discretizzazione è lo stesso per tutte e tre le componenti di spostamento, mentre è diversa l'importanza relativa delle energie in giuoco legate ai comportamenti membranali e flessionali. Schnobrich [9] ideò un modello analogico del comportamento del guscio, che si traduceva in uno schema alle differenze finite privo degli inconvenienti sopra menzionati, mentre Chuang e Veletsos [10] affrontarono lo stesso problema da un punto di vista matematico. La soluzione consiste nel definire le derivate di ordine dispari delle incognite fondamentali in punti situati a metà tra i punti in cui sono valutate le incognite fondamentali e le derivate di ordine pari. Si trovò poi che il problema era già stato affrontato in modo completamente generale nel campo della matematica applicata [11, 12]. La considerazione della non linearità del materiale e soprattutto della fessurazione rende problematico l'uso di questa tecnica. Inoltre i problemi legati all'introduzione delle condizioni al contorno e alla modellazione delle connessioni con le strutture di supporto risultano abbastanza complessi, per cui questa tecnica non si è affermata nel campo delle strutture di superficie in calcestruzzo.

Il metodo degli elementi finiti rappresenta l'approccio ingegneristico. Esso si è sviluppato proprio nell'ambito delle strutture bidimensionali, considerandole suddivise in parti (elementi finiti) la cui interazione viene ricondotta a forze agenti in un numero finito di punti (nodi) posti sul contorno degli elementi. Anche se a questo metodo è stata data una formulazione matematica estremamente generale, e si è trovata traccia di esso in precedenti lavori di matematica applicata, occorre ricordare che le sue applicazioni in campo inge-

neristico sono iniziate come una naturale estensione di metodi matriciali dell'analisi strutturale. La possibilità di suddividere la struttura in parti, descrivendo il comportamento di ciascuna con le funzioni di forma ed i legami costitutivi più appropriati, e la facilità di introduzione delle condizioni al contorno hanno rappresentato dei fattori di inguagliabile potenza nel favorire l'uso di tale metodo nell'analisi delle strutture in conglomerato cementizio [13, 14, 15] ed in special modo di quelle di superficie di cui ci stiamo occupando. Data la sua particolare importanza, nel seguito esamineremo a parte questo metodo, entrando in maggiori dettagli. Considereremo innanzitutto le questioni relative alla scelta del tipo di elemento. Mostriamo poi che le questioni relative al comportamento del materiale sono abbastanza indipendenti dal fatto che la struttura abbia superficie piana o curva, e sia in regime membranale o flessionale. Riporteremo infine esempi di applicazioni che indicano il corretto uso del metodo e mostrano come esso possa riprodurre l'intera storia di sforzi e deformazioni di una struttura fino a rottura.

### Modelli per elementi finiti

#### Tipi di elementi

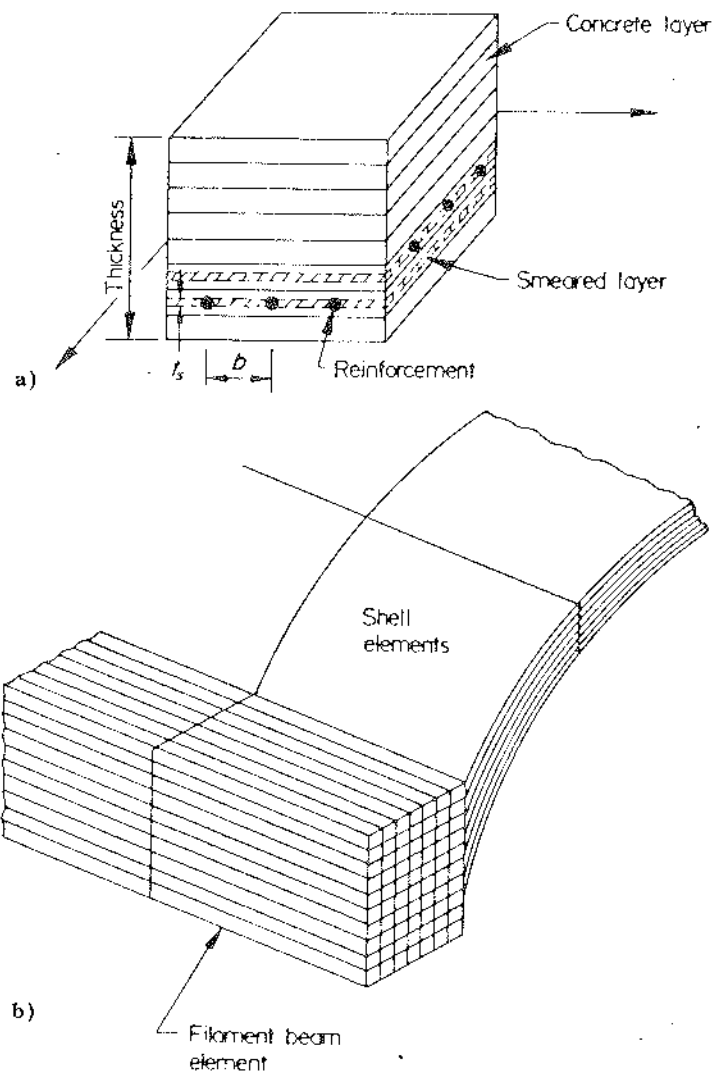
Nel campo delle strutture in conglomerato cementizio, quelle in stato di sforzo piano furono le prime ad essere studiate con il metodo degli elementi finiti. Ngo e Scordelis [16] analizzarono semplici travi come sistemi bidimensionali con un prestabilito andamento della fessurazione, ed introdussero per primi il concetto di elemento di collegamento per rappresentare il fenomeno dell'aderenza tra acciaio e calcestruzzo. Ngo et al. [17] usarono lo stesso metodo per studiare travi soggette a taglio, considerando l'effetto delle staffe, l'effetto bietta e l'ingranamento tra i lati opposti della fessura. Nilson [18] sviluppò un modello che teneva conto della propagazione della fessurazione mediante sconnessione degli elementi finiti lungo la frontiera e successiva ridefinizione della topologia della struttura. Rashid [19] introdusse il concetto della modifica della matrice elastica del materiale per tenere conto della propagazione della fessurazione. Cervenka e Gerstle [20] studiarono il caso di pannelli sotto carico ciclico, assumendo un comportamento elasto-plastico del calcestruzzo. Darwin et al. [21] studiarono il comportamento ciclico di pannelli utilizzando per il calcestruzzo un legame costitutivo non lineare con ortotropia legata allo stato di sforzo.

Le prime applicazioni alle piastre fecero uso di elementi finiti a comportamento puramente flessionale, nei quali la non linearità del materiale e la fessurazione venivano tenute in conto modificando la rigidità flessionale dell'intero elemento. Se, per analogia con il metodo usato nello stato piano, si facesse riferimento alla sezione parzializzata senza tenere conto dell'effetto irrigidente del calcestruzzo tra le fessure contigue, l'inflessione calcolata risulterebbe grandemente sovrastimata. Jofriet e MacNiece [22] adottarono pertanto una relazione empirica per la rigidità flessionale, basata su un lavoro di Beeby [23] valido per fessure perpendicolari alla direzione dell'armatura (l'effetto del diverso orientamento dell'armatura può però essere tenuto in conto secondo il lavoro di Lenschow e Sozen [24]). Questo approccio, denominato della « rigidità flessionale modificata », consente di seguire abbastanza bene lo sviluppo di zone fessurate nella piastra, e produce risultati sufficientemente accurati purché l'azione mem-

branale non influenzi sensibilmente il fenomeno. Un approccio più generale, che riesce automaticamente a tenere conto dell'accoppiamento tra azione flessionale e membranale, è stato quello ideato da Hand, Pechold e Schnobrich [25] e da Lin e Scordelis [26], che consiste nel ritenere l'elemento composto da strati in stato di sforzo piano (fig. 1a), ciascuno dei quali avente proprietà meccaniche corrispondenti al livello di sforzo raggiunto. Tale metodo è attualmente diventato di uso generale, anche se non è stata condotta, finora, una sperimentazione numerica esauriente sull'effetto della presenza sul contorno di vincoli capaci di fornire una azione membranale.

Le superfici curve in conglomerato cementizio sono state inizialmente modellate con gli stessi elementi piani triangolari sviluppati per il regime di lastra-piastre [26, 27]. Infittendo sufficientemente la maglia di elementi usati, in assenza di notevoli variazioni di curvatura, si riescono spesso a riprodurre sia la geometria sia il comportamento di molte strutture a guscio in cemento armato. Questa procedura può tuttavia portare ad un infittimento eccessivo del numero di elementi con conseguenti problemi di carattere numerico, ed è perciò necessario rivolgersi ad elementi curvi, che riproducono con maggiore accuratezza la geometria della struttura. Con elementi curvi, tuttavia, diventa più difficile adottare funzioni di forma per gli spostamenti che soddisfino ai requisiti necessari per la convergenza alla soluzione esatta, e cioè l'inclusione di tutti i possibili moti rigidi, la capacità di generare stati di sforzo uniforme, la continuità degli spostamenti e delle rotazioni lungo le frontiere degli elementi. Gli elementi [28] che soddisfano a questi requisiti presentano numerosi gradi di libertà, e, tra questi, includono anche le derivate seconde dello stato di spostamento, per cui risultano di uso costoso e difficile, specie per quanto riguarda l'imposizione delle condizioni al contorno. Una elegante alternativa è stata proposta da Gallagher [29], che usa i moltiplicatori di Lagrange per l'ottenimento della continuità delle derivate degli spostamenti lungo la frontiera. Questa via si è però rivelata, anche per esperienza diretta dello scrivente, densa di difficoltà legate al condizionamento numerico del sistema di equazioni risultante.

Finora, nel passare in rassegna gli elementi curvi, si è implicitamente fatta l'ipotesi di partire da una idealizzazione a guscio della struttura di superficie in conglomerato cementizio, secondo l'ipotesi di Kirchoff-Love che è sicuramente valida dato il basso valore dello spessore. Ahmad [30] ha avuto l'idea d'invertire il senso delle approssimazioni necessarie per giungere ad un elemento che rappresenti una struttura sottile, e cioè ha proceduto prima alla discretizzazione della struttura in elementi finiti isoparametrici tridimensionali, e solo successivamente ha introdotto l'ipotesi di Kirchoff per vincolare gli spostamenti dei punti appartenenti alla normale alla superficie media ad una variazione lineare. La formulazione originaria di questo elemento portava però, al diminuire dello spessore del guscio, ad imprecisioni sempre maggiori. La ragione di questo comportamento fu successivamente individuata nell'eccessiva energia di deformazione accumulata nell'elemento per taglio trasversale [31], e si trovò un rimedio nell'integrazione numerica ridotta. Attualmente si ottiene che l'elemento lagrangiano a nove nodi con integrazione numerica ridotta sia il più efficiente [32]. Va anche segnalato l'elemento cosiddetto « semiLoof » di Irons [33], estremamente efficiente, ma anche estrema-

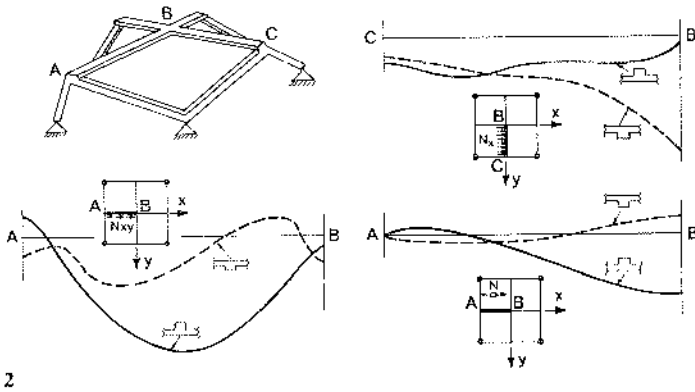


1 - (a) Elemento finito « a strati » per l'analisi di piastre; (b) voltaia e trave di bordo schematizzate con elementi finiti rispettivamente « a strati » e « a filamenti ».

mente complicato ed oneroso computazionalmente. Gli elementi isoparametrici degenerati secondo lo schema di Ahmad possono facilmente essere pensati come composti (fig. 1b) di strati (corrispondenti ai punti di integrazione numerica lungo lo spessore) e quindi si prestano ad essere usati per le strutture di superficie in conglomerato cementizio.

Non si è parlato finora degli elementi assialsimmetrici. Essi tuttavia, a parere dello scrivente, non sono adatti per l'uso in regime di materiale non lineare quale il cemento armato, in quanto non risulta più valido il principio di sovrapposizione degli effetti che tale tipo di elemento invoca per tenere conto di carichi non assialsimmetrici.

Anche per i gusci, come per le piastre, è molto importante una corretta modellazione delle strutture di supporto, costituite normalmente da travi disposte spesso eccentricamente rispetto alla struttura di superficie. Anche per le travi può essere adottata una suddivisione in « filamenti » (fig. 1b), che consente di rappresentare il comportamento non lineare per flessione attorno ai due assi principali d'inerzia. L'eccentricità della trave viene modellata attraverso equazioni che esprimono l'interdipendenza tra i gradi di libertà della trave e quelli del guscio. L'influenza della posizione della trave rispetto



2 - Andamento delle azioni membranali  $N_x$  e  $N_{xy}$  nel guscio e dell'azione assiale  $N$  nella trave di colmo al variare della eccentricità di questa.

3 - Schematizzazione per elementi finiti del collegamento soletta-pilastro.

al guscio è bene illustrata dalla fig. 2, che rappresenta, per un guscio composto da quattro paraboloidi iperbolici [34], l'andamento delle azioni membranali  $N_x$ ,  $N_{xy}$  nel guscio e dell'azione assiale  $N$  nella trave di colmo al variare dell'eccentricità della trave. Come si può notare, il tipo di eccentricità della trave può cambiare radicalmente la distribuzione delle azioni previste dalla teoria membranale.

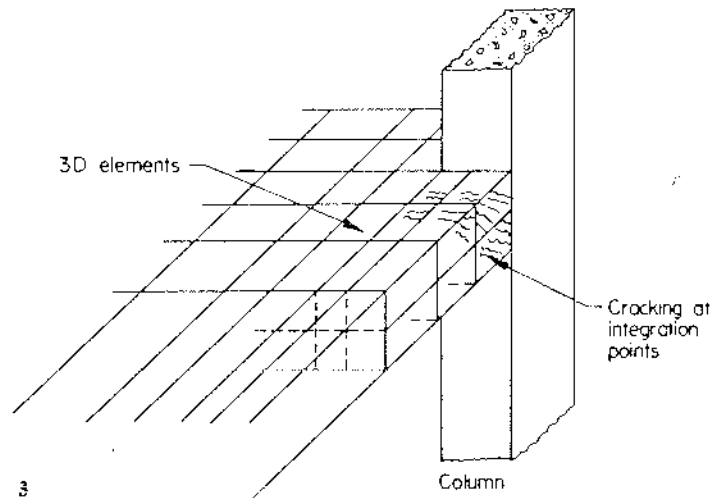
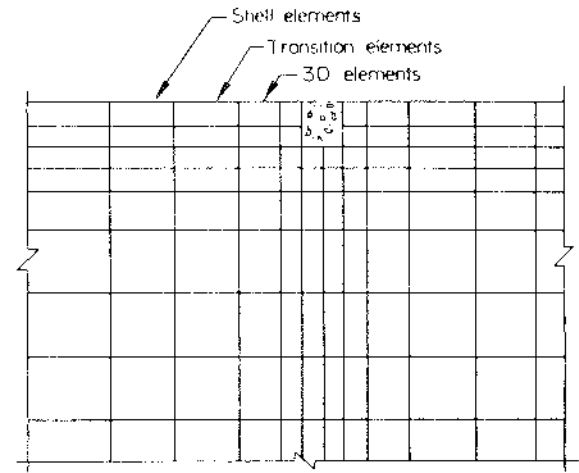
Va infine notata la necessità di includere, nel modello per elementi finiti, la possibilità di rappresentare tutti i fenomeni che intervengono nel determinare il comportamento della struttura da studiare. Tipico è il caso del punzonamento (fig. 3), che richiede l'uso di elementi tridimensionali in corrispondenza del pilastro: il collegamento con gli elementi bidimensionali che modellano il campo di piastra può essere effettuato con elementi di transizione. Svariati tipi di elementi di questo tipo sono stati recentemente sviluppati da Surana [35].

**Rappresentazione del comportamento del materiale**

Il conglomerato cementizio armato è un materiale composito, in cui l'interazione tra i materiali costituenti diventa molto complessa quando il calcestruzzo si fessura. Il calcestruzzo, poi, ha un comportamento meccanico fortemente non lineare, ed è sede di fenomeni differiti nel tempo, quali viscosità e ritiro, che possono avere conseguenze anche notevoli nelle strutture di superficie. Consideriamo singolarmente i vari aspetti.

**Acciaio d'armatura**

Esistono tre modi per rappresentare l'armatura in un modello per elementi finiti di una struttura in calcestruzzo armato: a) considerare la regione occupata dall'acciaio come sede di una semplice variazione delle proprietà meccaniche; b) distribuire l'armatura su uno strato che riproduca mediamente le proprietà meccaniche dell'armatura stessa; c) rappresentare le singole barre con elementi a sé stanti, collegati a quelli di calcestruzzo o rigidamente oppure con elementi di collegamento. A parere dello scrivente questi tre metodi si equivalgono se il materiale non è fessurato, mentre, come si vedrà, solo l'alternativa c) può consentire di riprodurre correttamente la propagazione della fessurazione.



**Calcestruzzo**

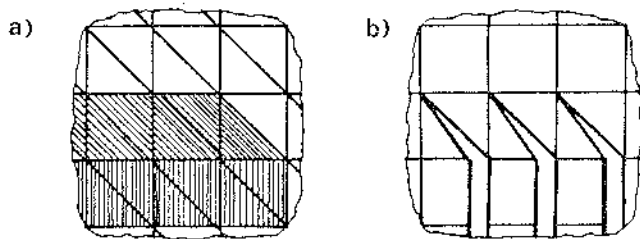
Il calcestruzzo nelle strutture di superficie si trova essenzialmente in uno stato di sforzo piano. Siccome tale tipo di sforzo implica livelli tensionali molto minori di quelli che si verificano in condizioni triassiali, una legge costitutiva limitata a stati di sforzo piani può essere meglio adattata ad interpolare i dati sperimentali, specialmente se è nella forma di una relazione algebrica tra sforzi e deformazioni totali. E' noto che un tipo di legge costitutiva non può modellare la sensibilità del materiale alla storia di carico, ma, d'altra parte, questa sensibilità non è ancora ben determinata sperimentalmente e può anche risultare non influente, se la storia effettiva di carico non è lontana da quella proporzionale normalmente adottata nelle esperienze. Per questo motivo molte leggi costitutive di tipo secante sono state proposte per il calcestruzzo: si veda ad esempio Kupfer e Gerstle [36], Gerstle [37], Liù, Nilson e Slate [38], Darwin e Pecknold [39], Bazant e Tsubaki [40]. In tutte queste leggi i coefficienti elastici sono espressi in funzione anche dello stato di sforzo, che rappresenta di solito nelle esperienze la variabile controllata: si ottengono così espressioni analitiche più semplici, ma la determinazione dello stato di sforzo corrispondente ad un determinato stato di deformazione richiede la soluzione di un problema non lineare, poiché, sotto questo aspetto, la legge costitutiva è di tipo implicito. Le complicazioni numeriche che sorgono nell'uso pratico di questo tipo di legge costitutiva sono illustrate in [41]. Poiché non esistono, tuttavia, ragioni teoriche per cui una legge costitutiva debba essere im-

plicità, in [42, 43] è stata proposta una legge costitutiva di tipo esplicito che assicura la massima semplicità d'uso e che permette di passare direttamente dallo stato di deformazione a quello di sforzo.

Per quanto riguarda la rappresentazione del ritiro e della viscosità, il ricorso ad uno sviluppo in serie di Dirichlet della legge costitutiva assieme ad una integrazione numerica al passo consente di evitare di dover immagazzinare l'intera storia di carico della struttura per il periodo antecedente al passo considerato. Per la descrizione del metodo si rimanda alla Ref. [44].

**Fessurazione**

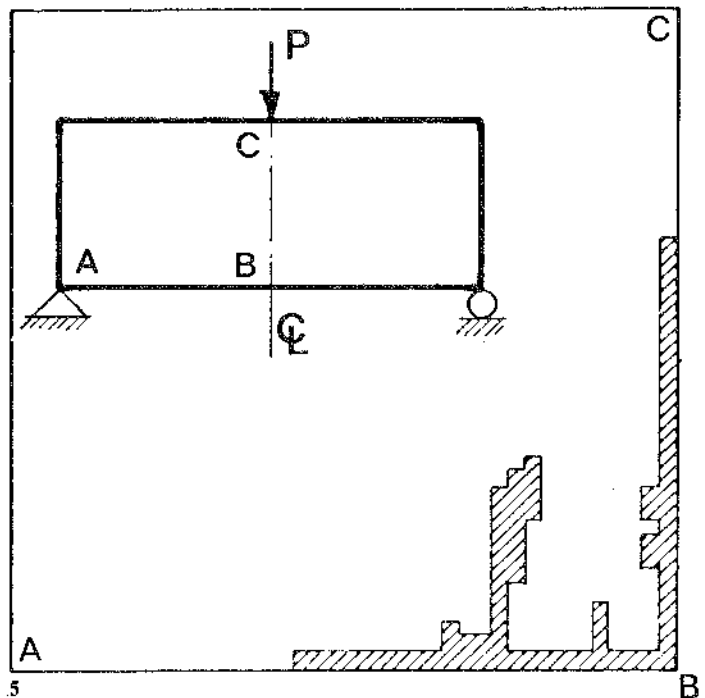
Il problema della propagazione della fessurazione in modelli per elementi finiti di strutture in conglomerato cementizio armato comporta la scelta di un metodo per la rappresentazione della fessurazione e di un criterio per la sua propagazione. Essenzialmente, si può dire che si sono sviluppati due metodi di rappresentazione della fessurazione (mediante separazione nodale oppure modifica del legame costitutivo dell'elemento interessato dalla fessurazione) e due criteri di propagazione (basati sulla resistenza limite a trazione oppure su concetti della meccanica della frattura). Qualsiasi combinazione di un metodo di rappresentazione della fessu-



4

razione e di un criterio per la sua propagazione è teoricamente possibile.

Per quanto riguarda il metodo di rappresentazione della fessurazione, esiste ormai un consenso quasi unanime nel favorire la sua trattazione mediante estensione delle proprietà meccaniche del materiale fessurato (modulo elastico nullo nella direzione normale a quella di fessurazione) ad una zona finita di calcestruzzo. Questo approccio è molto più efficiente del metodo di separazione degli elementi lungo la frontiera, in quanto evita di dover ridefinire la topologia della struttura e consente di modellare qualsiasi direzione di propagazione della fessurazione, non nota a priori. Uno svantaggio che spesso viene attribuito al metodo di diffusione della fessurazione, e cioè quello di dar luogo a zone molto ampie di materiale fessurato (fig. 4a), in realtà si verificherebbe anche per il metodo di separazione di elementi contigui (fig. 4b). Si è mostrato recentemente [45] che, al prezzo di una suddivisione estremamente fine della maglia di elementi finiti e con particolari cautele nell'applicazione dei carichi, si può modellare anche fessure discrete (fig. 5). Un problema legato a tale tipo di rappresentazione è invece il valore da assegnare al modulo di elasticità tangenziale, poiché si riconobbe molto presto [25] che l'azzeramento di tale valore può portare a problemi di instabilità numerica e, più tardi [46], si accertò addirittura la possibilità di generare una singolarità. Tale problema può essere superato notando che un modulo di elasticità tangenziale ridotto può, almeno in linea di principio, riprodurre l'effetto d'ingranamento fra i lati opposti della fessura, e in [41] si propose una legge che legava il va-

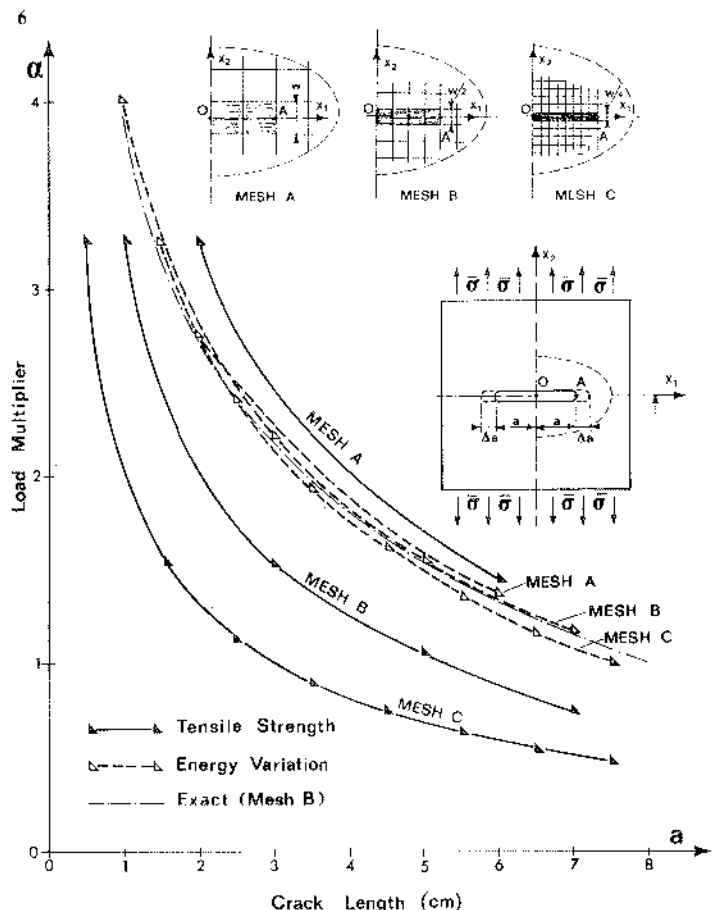


5

4 - Rappresentazione della fessurazione mediante (a) modifica delle proprietà meccaniche dell'intero elemento, (b) separazione degli elementi lungo le frontiere.

5 - Rappresentazione della fessurazione mediante modifica delle proprietà meccaniche dell'intero elemento; concentrazione della propagazione ottenuta mediante suddivisione molto fine in elementi finiti.

6 - Pannello teso con intaglio di semilunghezza a: valori del moltiplicatore  $\alpha$  dei carichi corrispondente alla propagazione dell'intaglio calcolati con criteri diversi e suddivisioni diverse in elementi finiti.



6

lore ridotto del modulo di elasticità tangenziale all'ampiezza della fessura.

Per quanto riguarda il criterio di propagazione della fessurazione, si è fatto generalmente uso della resistenza a trazione sperimentale. Si è tuttavia mostrato in [47] che, nel caso di algoritmi capaci di riprodurre la concentrazione dello stato di sforzo all'apice della fessura, quale è il metodo degli elementi finiti, l'uso di tale criterio porta a risultati che violano il principio di oggettività. Dalla fig. 6, che riproduce i valori ottenuti per il moltiplicatore  $\alpha$  dei carichi applicati che fa propagare un intaglio di semi-ampiezza  $a$  in un pannello teso, si nota infatti come, adottando tre suddivisioni sempre più fini (indicate con Mesh A, B, C), non esista segno di convergenza dei risultati. Infatti, all'infittirsi della maglia di elementi finiti, corrisponde un avvicinamento del baricentro dell'elemento finito all'apice della fessura, e quindi un più alto valore della sollecitazione di calcolo: dal confronto con la resistenza a trazione sperimentale consegue un minor valore del carico esterno che porta alla propagazione della fessurazione. Questa, anzi, può essere fatta propagare per carichi esterni tendenti a zero, facendo tendere a zero la dimensione degli elementi finiti utilizzati. Occorre allora rivolgersi a criteri legati ai concetti della meccanica della frattura, e precisamente all'energia dissipata nella zona incrociata dalla microfessurazione. Si è così sviluppato in [47], un metodo i cui risultati (indicati con Energy Variation nella stessa fig. 6) sono praticamente indipendenti dalle dimensioni adottate nella discretizzazione in elementi finiti. Si è poi dimostrato [45, 48] che, per riprodurre in modo appropriato l'effetto della presenza d'armatura, occorre tenere conto del fenomeno di scorrimento fra acciaio e calcestruzzo in corrispondenza della fessura; si è anche dimostrato, nello stesso lavoro, che non occorre determinare una dettagliata distribuzione delle forze mutue, ma basta, al fine dell'analisi globale della struttura, una rappresentazione approssimata di tale fenomeno attraverso, per esempio, una « lunghezza di libero scorrimento », che deve essere assunta come costante indipendente dalla suddivisione in elementi finiti.

La corretta rappresentazione del criterio di propagazione della fessurazione è tuttora oggetto di studio, e si rimanda il lettore al lavoro di Bazant e Oh [49] per l'illustrazione di un modello ancora più aderente alla realtà fisica, ma che impone raffinamenti non realistici della suddivisione della struttura in elementi finiti, ed al lavoro di Bazant e Cedolin [50] per un'alternativa computazionalmente più efficiente.

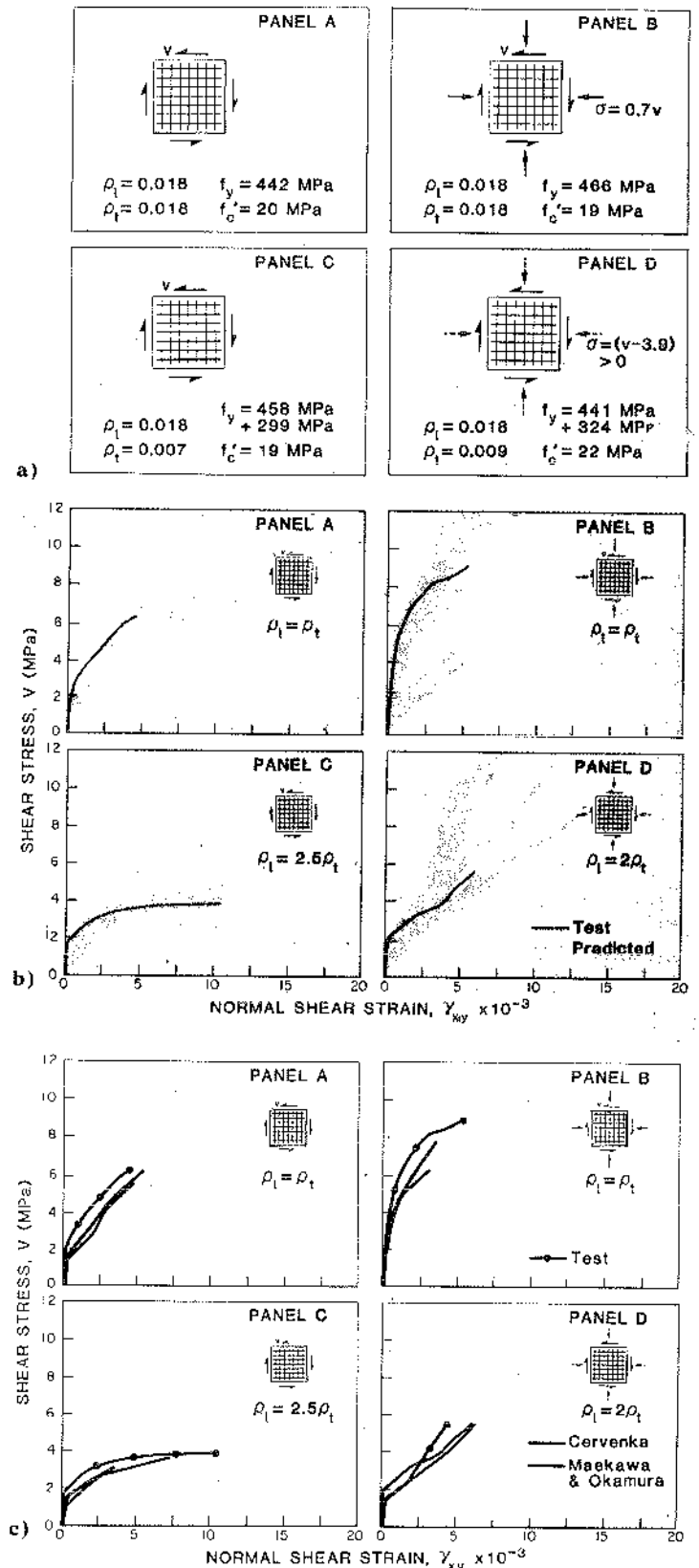
**Risultati di analisi non lineari**

Le indagini numeriche eseguite mediante il metodo degli elementi finiti sul comportamento di strutture in conglomerato cementizio sono estremamente numerose nella letteratura tecnica. Si riportano nel seguito solamente alcuni risultati, scelti fra i più recenti, con l'intento di dare un'idea sia delle possibilità sia dei limiti che tale metodo presenta attualmente.

**Pannelli piani**

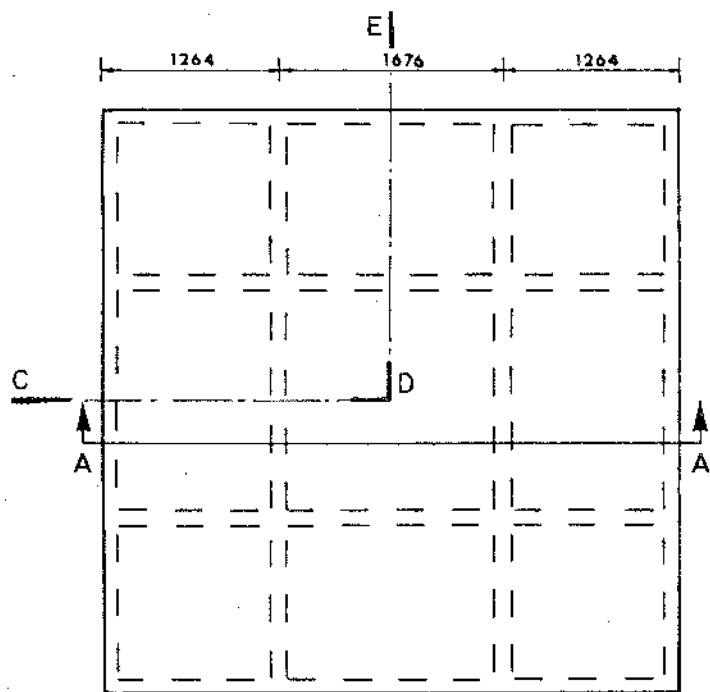
In concomitanza con la presentazione nel giugno 1981 a Delft del programma sperimentale di Collins [51], riguardante l'ottenimento delle caratteristiche sforzo-deformazione di pannelli in conglomerato cementizio armato, fu lanciata l'idea di una « competizione internazionale » avente lo scopo di mettere a confronto i risul-

tati di analisi numeriche eseguite da vari ricercatori senza conoscere in anticipo i risultati sperimentali. Si noti che nel campo dell'analisi per elementi finiti di strutture in conglomerato cementizio era di solito avvenuto l'opposto, ed i pericoli di questo modo di procedere erano già stati segnalati in [47]. Furono quindi rese note le caratteristiche geometriche e meccaniche

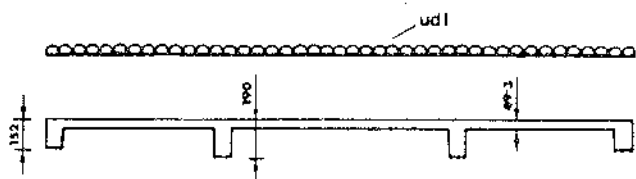


7 - Prove di Collins; (a) storie di carico; (b) curve sperimentali e fascia involuppo dei risultati dell'analisi; (c) risultati ottenuti dai primi due classificati nella competizione internazionale.

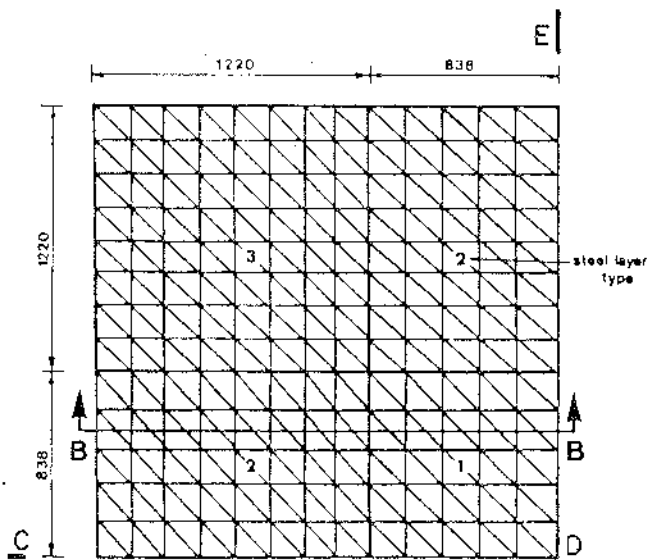




(a) Plan



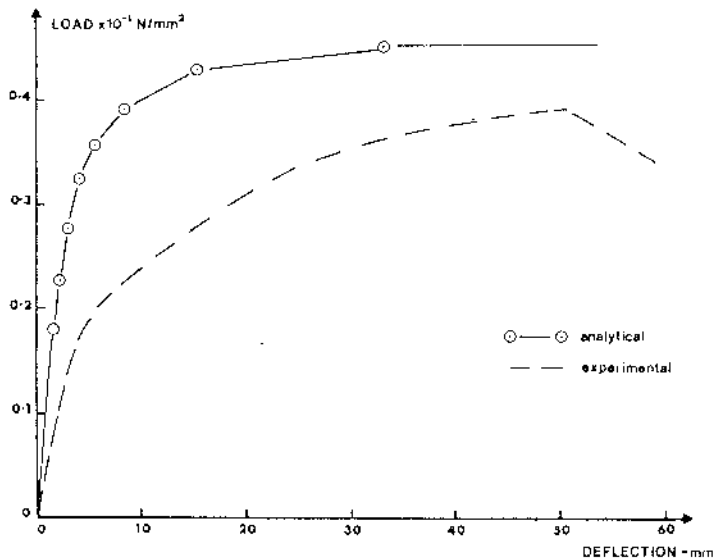
(b) Section AA



(c) Plate Elements

8 - Piastra con travi irrigidenti eccentriche e sua suddivisione in elementi finiti.

di quattro pannelli e le rispettive storie di carico (fig. 7a), ma i risultati sperimentali vennero mantenuti segreti fino alla data di chiusura della competizione. Il pannello A, con armatura isotropa, era destinato ad essere caricato in uno stato di taglio puro. Il pannello B, identico ad A, sarebbe stato assoggettato a taglio



9 - Spostamento verticale del centro della piastra di fig. 8: confronto tra risultati teorici e sperimentali.

e compressione biassiale. Il pannello C, con armatura ortotropica, sarebbe stato caricato con taglio puro. Il pannello D, anch'esso con armatura ortotropica, era destinato ad una storia di carico non proporzionale: dopo aver applicato uno stato di taglio puro, questo sarebbe stato mantenuto costante, e ad esso si sarebbe sovrapposto uno stato biassiale di compressione, crescente fino alla rottura.

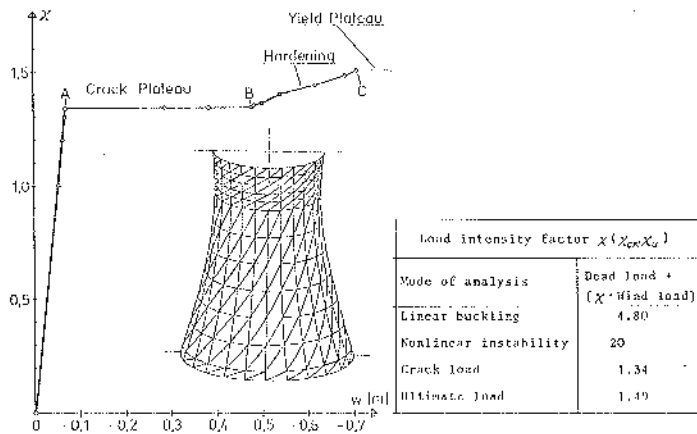
Si ebbero 27 risposte da parte di ricercatori appartenenti a 13 paesi. In attesa che il gruppo di lavoro, composto da Collins, Vecchio e Mehlorn, pubblichi un rapporto completo, è utile illustrare qui alcuni risultati. La fig. 7b mostra con linea continua i diagrammi sperimentali ottenuti, mentre la fascia piena indica la zona in cui si sono venuti a situare i risultati presentati dai partecipanti. Come si può notare, nonostante l'alta preparazione scientifica di questi, la variazione delle previsioni dei diversi modelli è risultata notevole. La fig. 7c mostra i risultati ottenuti dai primi due « classificati », che hanno utilizzato per il calcestruzzo leggi costitutive diverse: Cervenka, il vincitore, ha utilizzato una legge non lineare di tipo incrementale; Maekawa e Okamura una legge di tipo secante. Hillerborg, terzo classificato, ha fatto i conti a mano, utilizzando l'analisi limite. Si può dire che l'unico tratto comune a questi personaggi è la conoscenza del modo di funzionare delle strutture in cemento armato.

**Piastre**

Come si è già notato, è difficile reperire nella letteratura esempi di soluzione di piastre continue su appoggi elastici. Un esempio molto completo è riportato in [52], e riguarda l'azione di un carico uniforme sulla piastra (già provata sperimentalmente da Hopkins [53]) di fig. 8a, la cui sezione A-A è riportata in fig. 8b. Per ragioni di simmetria si è analizzato soltanto un quarto di piastra, delimitato dalla linea C-D-E in fig. 8a. Per la piastra si sono utilizzati elementi finiti a strati, mentre le travi di sostegno, eccentriche rispetto alla piastra, sono state modellate con elementi costituiti da « filamenti », a cui è stata attribuita anche una portanza torsionale alla De Saint Venant. La fig. 9 mostra un buon accordo, data la complessità dell'analisi, tra i risultati numerici e quelli sperimentali.

**Torri di raffreddamento ad iperboloidi**

Il collasso, sotto l'azione del vento, delle torri di raffreddamento ad iperboloidi di Ferrybridge (Inghilterra) nel 1965, è stato addebitato per lungo tempo ad un'instabilità dell'equilibrio, così che vennero sviluppati numerosi metodi per la determinazione del carico critico nell'ipotesi di linearità del comportamento del materiale. Poiché i risultati ottenuti in [54] non giustificavano affatto l'ipotesi precedente, un programma, sviluppato dallo scrivente per la rappresentazione del comportamento del calcestruzzo in regime non lineare e fessurato, fu introdotto nel programma descritto nella già citata Ref. [54] a cura di Floegl [55]. Si ottenne così un codice capace di seguire il comportamento di una struttura a guscio fino a rottura, tenendo conto



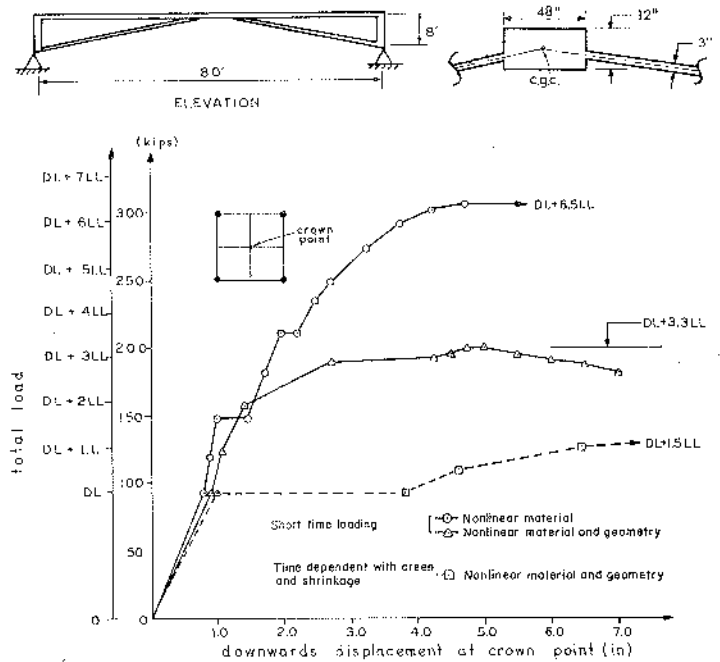
10 - Spostamento orizzontale della sezione di gola di una torre di raffreddamento.

anche della non linearità geometrica, e con questo venne analizzata la torre di raffreddamento di Gibson, Mississippi, molto usata negli esempi numerici che appaiono nella letteratura del settore. La fig. 10 illustra la suddivisione in elementi finiti, ed il diagramma che dà il moltiplicatore X del carico di vento (che va a sovrapporsi al peso proprio) in funzione dello spostamento radiale w di un punto della gola della torre. Come si può notare immediatamente, una volta raggiunta la fessurazione del calcestruzzo per la predominanza dell'azione del vento su quella dovuta al peso proprio, si ha una ben piccola portanza residua. La tabella inserita nella stessa figura indica che si passa da  $X = 1,34$  a  $X = 1,49$ , e mostra anche l'enormità dell'errore ( $X = 4,80$  oppure  $X = 20$ ) che si commetterebbe calcolando il carico critico con metodi diversi nell'ipotesi di comportamento lineare del materiale.

**Volta a paraboloidi iperbolico**

Lo stesso tipo di volta già presentato in fig. 2 è stato analizzato in fase non lineare da Scordelis e Chan [56], considerando una trave di colmo di sezione maggiorata rispetto alle dimensioni precedentemente utilizzate. I risultati sono illustrati in fig. 11, che riporta il carico, costituito dal peso proprio (DL) più un carico accidentale di riferimento (LL) opportunamente moltiplicato, in funzione dello spostamento verticale del punto centrale della trave di colmo. Nel caso che si consideri

la sola non linearità di materiale, la fessurazione inizia presso uno dei punti di appoggio, e si propaga diagonalmente verso il centro della trave di colmo; la rottura si ha per separazione lungo questa diagonale, ad un livello di 6,5 volte il carico accidentale di riferimento. Qualora, sempre per carichi di breve durata, si prenda in considerazione anche la non linearità geometrica, il modo di rottura è sostanzialmente analogo, ma il livello raggiunto è di sole 3,3 volte il carico acciden-



11 - Analisi non lineare di volta a paraboloidi iperbolico: spostamento verticale della sezione di mezzeria della trave di colmo.

tale di riferimento a causa dell'effetto degli spostamenti della trave di colmo. Tali spostamenti, se si considera anche l'effetto della viscosità e del ritiro sotto peso proprio agente per 180 giorni, abbassano ulteriormente il livello di rottura a 1,5 volte il carico accidentale, cambiando anche il processo di fessurazione che stavolta inizia dalla trave di colmo. In questo caso l'analisi mostra che la progettazione va ripetuta, o cambiando le dimensioni della trave di colmo, oppure elevando l'altezza utile della volta, che risulta probabilmente eccessivamente ribassata e perciò dà luogo a spostamenti molto elevati.

**Commento conclusivo**

Il metodo degli elementi finiti si prospetta come un mezzo estremamente potente e versatile per l'analisi delle strutture di superficie in conglomerato cementizio armato. Tuttavia tale metodo:

- non dispensa dalla conoscenza del funzionamento strutturale e dal comportamento del particolare tipo di materiale: è infatti questa conoscenza la guida alla costruzione del modello, che deve essere fatta utilizzando gli elementi più semplici disponibili per l'applicazione in oggetto e deve rispecchiare una discretizzazione di tipo fisico prima che matematico;
- richiede un'analisi critica dei risultati;
- consente, purtroppo, la propria utilizzazione anche da parte di chi non conosce il problema fisico;

— a differenza dei modelli fisici, non può dare informazioni che non siano già previste a priori nel modello analitico;

— rispetto ad un modello fisico, se correttamente applicato, ha prestazioni equivalenti o superiori, e costi infinitamente minori.

### Rassegna delle memorie presentate

Le memorie presentate in questa sessione sono quattordici e riguardano, come si è detto nella premessa, sia lo studio di problemi specifici relativi alla tipologia strutturale in esame, sia i metodi di analisi. In questa sede si presenta una brevissima rassegna, rimandando il lettore interessato alla consultazione del volume degli Atti.

#### Studio del comportamento di pannelli

Cantù e Zanon [57] riportano i risultati di un'indagine sperimentale su pannelli piani di calcestruzzo armato, sottoposti ad azioni di compressione alternata secondo le due diagonali. Le prove sono state condotte misurando o gli spostamenti massimi oppure i carichi massimi, e lo studio delle modalità di rottura ha rivelato un comportamento non molto duttile dei pannelli esaminati.

Donida e Menditto [58] studiano il comportamento di pannelli forati prefabbricati. Vengono presentati i risultati sperimentali relativi ad un prototipo ed il confronto con un modello per elementi finiti capace di cogliere gli aspetti tridimensionali del problema.

#### Studio di problemi locali bidimensionali

Beolchini, Galeota e Gianmatteo [59] presentano un metodo numerico per la determinazione del legame momenti-curvature di un elemento di piastra ortotropa, basato su una schematizzazione a strati e su opportune ipotesi circa il comportamento del materiale.

Bortolotti [60] studia il regime fessurativo di travi, utilizzando, per il tratto compreso tra due fessure contigue, una teoria monodimensionale.

Brigante e Russo Spina [61] presentano un metodo studio mediante schematizzazione a traliccio dell'effetto della viscosità del calcestruzzo in pannelli piani armati con rete ortogonale simmetrica sotto stato di sforzo assegnato.

Gambarova [62] illustra il meccanismo fisico che regola la trasmissione del taglio in elementi bidimensionali in fase fessurata. Presenta poi due modelli analitici del fenomeno ed un confronto con i dati sperimentali.

#### Torsione di trave in parete sottile

Marioni [63] passa in rassegna le teorie che riguardano il comportamento di travi sottoposte a torsione in fase fessurata. Studia quindi il problema dell'effetto della fessurazione sulla ripartizione fra torsione uniforme e non uniforme per travi in parete sottile.

#### Soluzione « esatta » del problema elastico

Giuriani [64] studia, in regime lineare e con metodi che si avvicinano alla soluzione esatta del problema elastico, il comportamento di travi-parete a due cam-

pate. I risultati sono espressi in forma adimensionale, e mostrano l'importanza della cedevolezza degli appoggi sull'entità delle reazioni vincolari di estremità.

#### Approssimazioni con graticci equivalenti

Cauvin [65] determina, mediante una schematizzazione a graticcio di travi, l'ampiezza della freccia di piastre progettate in accordo o alla normativa italiana oppure a quella proposta dal CEB, e assoggettate ad una particolare storia di carico. Si tiene conto, oltre che degli aspetti viscosi, della fessurazione e dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso tra fessure adiacenti. I risultati dello studio parametrico presentato mostrano come la normativa CEB porti a valori di freccia a volte troppo elevati.

Radogna e Di Marco [67] studiano il comportamento di pareti sottili, modellate con un graticcio di travi, utilizzando un procedimento di calcolo iterativo-incrementale che tiene conto degli effetti del secondo ordine, della non linearità dei materiali e della fessurazione. Dopo un confronto delle predizioni del metodo proposto con i risultati sperimentali, vengono presentati i primi risultati di uno studio volto ad analizzare l'influenza dei vari parametri in gioco.

#### Linee di rottura

Creazza [67] studia, nell'ambito della teoria delle linee di rottura di Johansen, le relazioni carichi-momenti e carichi-deformazioni per piastre isotrope in cemento armato.

#### Differenze finite

Cocchi [68] presenta un metodo d'analisi, in regime non lineare, del comportamento di elementi a profilo aperto in parete sottile. Le equazioni differenziali che rappresentano la soluzione del problema elastico in termini di spostamenti vengono integrate secondo il metodo delle differenze finite. Con un procedimento iterativo-incrementale si tiene conto delle variazioni delle proprietà locali dovute a non linearità dei materiali e fessurazione.

#### Teoria matriciale delle strutture

Trentadue e Dipaola [69] derivano le matrici di rigidità e di deformabilità di piastre ortotrope sferiche ribassate a due bordi. Il loro metodo, che s'inquadra nell'analisi matriciale delle strutture, consente di risolvere il caso di una cupola sferica ribassata, avente proprietà meccaniche o geometriche diverse nelle direzioni dei meridiani e dei paralleli. Vengono anche presentate applicazioni numeriche che indicano l'influenza del ribassamento e del rapporto dei moduli elastici nelle direzioni di ortotropia.

#### Elementi finiti

Antonucci, Cocchi, Governatori, Menditto [70] presentano un programma per elementi finiti capace di seguire fino a rottura il comportamento di una piastra in cemento armato. Essi adottano per il calcestruzzo un legame costitutivo biassiale ed un criterio di rottura basato sulle tensioni. Vengono presentati i risultati ottenuti per una piastra semplicemente appoggiata, adottando un'unica suddivisione in elementi finiti.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] JOHANSEN, K.W., *Yield Line Theory*, Cement and Concrete Association, London, 1962.
- [2] JOHANSEN, K.W., *Yield-Line Formulae for Slabs*, Cement and Concrete Association, London, 1972.
- [3] WOOD, R.H., *Plastic and Elastic Design of Slabs and Plates*, Thames and Hudson, London, 1961.
- [4] C.E.B., Dalles, *Structures Planes*, Bulletin d'Information, No. 67, Paris, 1968.
- [5] HOPKINS, D.C., PARK, R., «Test on a Reinforced Concrete Slab and Beam Floor Designed with Allowance for Membrane Action», *ACI Spec. Public. SP-30*, 1971, pp. 223-250.
- [6] HUNG, T.Y., NAWY, E.G., «Limit Strength and Serviceability Factors in Uniformly Loaded, Isotropically Reinforced Two-Way Slabs», *ACI Spec. Public. SP-30*, 1971, pp. 301-324.
- [7] BROCHIE, J.F., HOLLEY, M.J., «Membrane Action in Slabs», *ACI Spec. Public. SP-30*, 1971, pp. 345-377.
- [8] BUDIANSKY, B., RADKOWSKI, P.P., «Numerical Analysis of Unsymmetrical Bending of Shells of Revolution», *J. of the Am. Inst. of Aeron. and Astron.*, New York, N.Y., Aug., 1963.
- [9] SCHNOBRICH, W.C., MELIN, J.W., «Model Analogue for Cylindrical Shells», *Proc. of the World Conf. on Shell Structures*, San Francisco, 1962.
- [10] CHUANG, K.P., VELETSOS, A.S., «A Study of Two Approximate Methods of Analyzing Cylindrical Shell Roofs», *SRS 258*, Univ. of Illinois, Oct., 1962.
- [11] GILLES, D.C., «The Use of Interlacing Nets for the Application of Relaxation Methods to Problems Involving Two Dependent Variables», *Proc.*, Royal Society of London, 1948, pp. 407-433.
- [12] NOOR, A.K., SCHNOBRICH, W.C., «On Improved Finite Difference Discretization Procedures, Variational Methods in Engineering», *Proc.*, Univ. of Southampton, Sept., 1972.
- [13] SCORDELIS, A.C., «Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures», *Proc. of the Speciality Conf. on Finite Element Method in Civil Engineering*, Montréal, June 1-2, 1972.
- [14] SCHNOBRICH, W.C., «Behaviour of Reinforced Concrete Structures Predicted by the Finite Element Method», *Computer and Structures*, Vol. 7, 1977, pp. 365-376.
- [15] BAZANT, Z.P., SCHNOBRICH, W.C., SCORDELIS, A.C., «Analisi delle strutture in cemento armato mediante il metodo degli elementi finiti», *Atti del Seminario per la Celebrazione del Cinquantenario della Istituzione del Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato «F.lli Pesenti»*, Politecnico di Milano, giugno 1978.
- [16] NGO, D., SCORDELIS, A.C., «Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams», *ACI Journal*, Vol. 64, No. 3, March, 1967.
- [17] NGO, D., FRANKLIN, H.A., SCORDELIS, A.C., «Finite Element Study of Reinforced Concrete Beams with Diagonal Tension Cracks», *Report No. UC-SESM-70-19*, Dec., 1970, Dept. of Civil Engrg., Univ. of California, Berkeley.
- [18] NILSON, A.H., «Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method», *ACI Journal*, Vol. 65, No. 9, Sept., 1968.
- [19] RASHID, Y.R., «Analysis of Prestressed Concrete Pressure Vessels», *Nucl. Engrg. and Design*, No. 7, 1968.
- [20] CERVENKA, V., GERSTLE, K.H., «Inelastic Finite Element Analysis Reinforced Concrete Panels under In-plane Loads», *Civil Engrg. Report*, Univ. of Colorado, Boulder, 1970.
- [21] DARWIN, D., PECKNOLD, D.A.W., «Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete», *Civil Engrg. Studies SRS 409*, Univ. of Illinois, Champaign-Urbana, July, 1974.
- [22] JOFRIET, J.C., MCNIECE, G.M., «Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures», *J. of the Struc. Div.*, ASCE, March, 1971, pp. 785-806.
- [23] BEBBY, A.W., «Short-term Deformations of Reinforced Concrete Members», *Tech. Report No. TRA 408*, Cement and Concrete Association, London, March, 1968.
- [24] LENSCHOW, R., SOZEN, M.A., «A Yield Criterion for Reinforced Concrete Slabs», *ACI Journal*, May, 1967, pp. 266-273.
- [25] HAND, F.R., PECKNOLD, D.A., SCHNOBRICH, W.C., «A Layered Finite Element Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Plates and Shells», *Civil Engrg. Studies SRS 389*, Univ. of Illinois, Champaign-Urbana, Aug. 1972.
- [26] LIN, C.S., SCORDELIS, A.C., «Nonlinear Analysis of RC Shells of General Form», *J. of the Struc. Div.*, ASCE, Vol. 101, No. ST3, March, 1975.
- [27] CLOUGH, R.W., JOHNSON, C.P., «Finite Element Analysis of Arbitrary Thin Shells», *ACI Spec. Public. SP-28*, Concrete Thin Shells.
- [28] ARGYRIS, J.H., SCHIARPF, D.W., «The SHEBA Family of Shell Elements for the Displacement Method», *Aeron. J. Roy. Aeron. Soc.* 72 (1968), pp. 878-883.
- [29] GALLAGHER, R.H., «Shell Elements», *Proc. of the 1st World Congress on Finite Element Method in Structural Mechanics*, Bournemouth, 1975, 1.
- [30] AHMAD, S., IRONS, B.M., ZIENKIEWICZ, O.C., «Analysis of Thick and Thin Shell Structures by Curved Finite Elements», *Int. J. Num. Meths. Engrg.* 2 (1970), pp. 419-451.
- [31] HUGHES, T.J.R., COHEN, M., HARONN, M., «Reduced and Selective Integration Techniques in Finite Element Analysis of Plates», *Nucl. Engrg. Design* 46 (1978), pp. 203-222.
- [32] PUGH, E.D.L., HINTON, E., ZIENKIEWICZ, O.C., «A Study of Quadrilateral Plate Bending Elements with Reduced Integration», *Int. J. Number. Meths. Engrg.* 12 (1978), pp. 1059-1079.
- [33] IRONS, B.M., «The Semi Loof Shell Element», in ASHWELL, D.G. and GALLAGHER, R.H. (eds.), *Finite Elements for Shells and Curved Members* (Wiley, London, 1976), pp. 219-222.
- [34] SCHNOBRICH, W.C., «Analysis of Hipped Roof Hyperbolic Paraboloid Structures», *J. of the Struc. Div.*, ASCE, Vol. 98, No. ST7, July, 1972.
- [35] SURANA, K., «Transition Finite Elements for Axisymmetric Stress Analysis», *Int. J. Num. Meths. Engrg.*, Vol. 15, 1980, pp. 809-832.
- [36] KUPFER, H.B., GERSTLE, K.H., «Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses», *J. of the Engrg. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 99, No. EM4, Proc. Paper 9917, Aug., 1973, pp. 852-866.
- [37] GERSTLE, K.H., «Simple Formulation of Biaxial Concrete Behaviour», *J. of the Am. Con. Inst.*, Vol. 78, No. 1, 1981, pp. 62-68.
- [38] LIU, T.C.Y., NILSON, A.H., SLATE, F.O., «Biaxial Stress-Strain Relation for Concrete», *J. of the Struc. Div.*, ASCE, Vol. 98, No. ST5, 1972, pp. 1025-1034.
- [39] DARWIN, D., PECKNOLD, D.A., «Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete», *J. of the Engrg. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 103, No. EM2, Proc. Paper 12839, Apr., 1977, pp. 229-241.
- [40] BAZANT, Z.P., TSUBAKI, T., «Total Strain Theory and Path-Dependence of Concrete», *J. of the Engrg. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 106, No. EM6, Dec., 1980, pp. 1151-1173.
- [41] CEDOLIN, L., DEI POLI, S., «Finite Element Studies of Shear Critical R/C Beams», *J. of the Engrg. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 103, No. EM3, Proc. Paper 12968, June, 1977, pp. 395-410.
- [42] CEDOLIN, L., MULAS, M.G., «Biaxial Stress-Strain Relation for Concrete», in corso di pubblicazione su *J. of the Engrg. Mech. Div.*, ASCE, 1983.
- [43] CEDOLIN, L., MULAS, M.G., «Calcestruzzo in stato di tensione piano: una legge costitutiva per un programma di analisi strutturale», *Studi e Ricerche*, Vol. 4, Corso di Perfezionamento per le Costruzioni in Cemento Armato F.lli Pesenti, Politecnico di Milano, 1982.
- [44] BAZANT, Z.P., «Mathematical Models for Concrete Creep and Shrinkage», in «Creep and Moisture Effects in Concrete» (Ed. by Z.P. Bazant and F. Wittmann) J. Wiley, 1982.
- [45] BAZANT, Z.P., CEDOLIN, L., «Fracture Mechanics of Reinforced Concrete», *J. of the Engrg. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 106, EM6, Proc. paper 15917, Dec., 1980, pp. 1287-1306; discussion by David Darwin and Robert Dodds, Vol. 108, No. EM2, Apr., 1982, pp. 464-466; closure, Vol. 108, No. EM2, Apr., 1982, pp. 466-471.
- [46] BAZANT, Z.P., CEDOLIN, L., «Fracture Mechanics of Reinforced Concrete», *ASCE Convention*, Hollywood, Florida, Oct., 1980.
- [47] BAZANT, Z.P., CEDOLIN, L., «Blunt Crack Band Propagation in Finite Element Analysis», *J. of the Engrg. Mech. Div.*, ASCE, Vol. 105, No. EM2, Apr., 1979, pp. 297-315.
- [48] BAZANT, Z.P., CEDOLIN, L., «Finite Element Modeling of Crack Band Propagation», *J. of the Struc. Div.*, ASCE, Vol. 109, No. 1, Jan., 1983.

- [49] BAZANT, Z.P., OH, B.H., « Crack Band Theory for Fracture of Concrete », *Materials and Structures*, RILEM, Vol. 16, No. 93, May-June, 1983.
- [50] BAZANT, Z.P., CEDOLIN, L., « Approximate Linear Analysis of Concrete Fracture by R-curves », in corso di pubblicazione su *J. of Engrg. Mech. Div.*, ASCE.
- [51] COLLINS, M.P., VECCHIO, F., « Stress-Strain Characteristics of Reinforced Concrete in Pure Shear », *IABSE Colloquium on Advanced Mechanics of Reinforced Concrete*, Delft, June 2-4, 1981.
- [52] JACKSON, A.T., « Finite Element Analysis of Compressive Membrane Action in Slabs », Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil Engrg., Univ. of Auckland, Auckland, New Zealand, Report No. 207, June, 1979.
- [53] HOPKINS, D.C., « Effects of Membrane Action on the Ultimate Strength of Reinforced Concrete Slabs », Ph.D. Dissertation, Univ. of Canterbury, Christchurch, 1969.
- [54] MANG, H.A., GALLAGHER, R.H., CEDOLIN, L., TORZICKY, P., « Deformation und Stabilität windbeanspruchter Kühlturmschalen », *Ingenieur-Archiv*, Vol. 47, 1978, pp. 391-410.
- [55] FLOEGL, H., « Traglastermittlung dünner Stahlbetonschalen mittels der Methode des Finiten Elemente unter Berücksichtigung wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens sowie geometrischer Nichtlinearität », Doctoral Dissertation, Tech. Univ. of Vienna, May, 1981.
- [56] CHAN, E.C., SCORDELLIS, A.C., « Stability of Hyperbolic Paraboloid Gable Shells », *IASS Symposium on Shells and Spatial Structures*, Rio de Janeiro, Sept. 19-21, 1983.
- [57] CANTÙ, E., ZANON, P., « Studio sperimentale sul comportamento ciclico di pannelli in conglomerato cementizio sollecitati nel proprio piano », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [58] DONIDA, G., MENDITTO, G., « Analisi teorico-sperimentale di pannelli forati prefabbricati », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [59] BEOLCHINI, G.C., GALEOTA, D., GIANMATTEO, M.M., « Modello a comportamento non lineare per piastre in c.a. e c.a.p. », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [60] BORTOLOTTI, L., « Applicazione della teoria delle travi allo studio di elementi bidimensionali di travi in c.a. in regime fessurativo », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [61] BRIGANTE, M., RUSSO SPINA, F., « Effetti viscosi nelle strutture in c.a. a parete sottile con armatura a rete bidirezionale », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [62] GAMBAROVA, P., « Sulla trasmissione del taglio in elementi bidimensionali piani di c.a. fessurati », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [63] MARIONI, C., « Torsione mista nel secondo stadio per strutture sottili in c.a.p. », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [64] GIURIANI, E., « Effetti degli irrigidimenti verticali e della cedevolezza degli appoggi nelle travi parete a due campate », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [65] CAUVIN, A., « I rapporti di snellezza limite delle piastre in c.a. alla luce dell'analisi non lineare », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [66] RADOGNA, E.F., DI MARCO, R., « Analisi non lineare di pareti sottili in c.a. », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [67] CREAZZA, G., « Comportamento dei continui bidimensionali isotropi in c.a. in fase di fessurazione avanzata », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [68] COCCHI, G.M., « Instabilità flessotorsionale a collasso di elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. a profilo aperto in parete sottile », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [69] TRENTADUE, P., DI PAOLA, V., « Determinazione delle matrici di rigidità e di deformabilità per le piastre ortotrope sferiche ribassate a due bordi e loro impiego nella soluzione delle piastre chiuse », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.
- [70] ANTONUCCI, R., COCCHI, G.M., GOVERNATORI, G., MENDITTO, G., « Comportamento non lineare di piastre in conglomerato cementizio con armatura lenta », *Atti delle Giornate AICAP*, Bari, 26-29 maggio 1983.

TEMA A:

## Strutture bidimensionali e curve in conglomerato cementizio. Gli aspetti applicativi

Relazione generale: Prof. Ing. Giulio Pizzetti

Il tema che siamo chiamati oggi a trattare è veramente di una vastità impressionante.

Appare impresa ardua tentare una panoramica di sintesi che sappia tenere nel dovuto conto gli aspetti evolutivi, le connotazioni anagrafiche, lessicali e di interazione fra le varie famiglie strutturali riconducibili alla; ed appare ancora più arduo offrire non dico una valutazione critica — che sarebbe grossa presunzione da parte del relatore — ma quanto meno sottrarsi alla formulazione di determinati giudizi.

Inizio dunque con il mettere innanzi questo schermo protettivo perché vogliate perdonare gli errori di metodo nella trattazione del tema, le inevitabili lacune, inesattezze ed approssimazioni ed infine certe angolazioni di visuale certamente obbiettabili in quanto rispondenti a punti di vista personali.

D'altra parte gli amici mi conoscono e sanno che ho un debole per lo studio del « perché » delle forme strutturali, della loro evoluzione e degli effetti di interazione con i principi statici e con il mondo analitico che ad essi si ricollega, e pertanto confido nella loro indulgenza.

Fatte queste premesse entrerò nel tema prendendo le mosse da quelle frasi che vennero spontanee alle labbra di architetti, scultori e poeti quando, agli albori del cemento armato, la immaginazione e la fantasia si mossero contro delle straordinarie possibilità offerte dal nuovo materiale.

« L'architettura non è più chiusa nella sua prigione cubica ... rilievi, mensole, superfici curvate, strade sospese, bucatore, filamenti, parabole, figure di ogni genere sono messe a nostra disposizione ... » ed ancora: « L'Architetto dovrebbe trattare il cemento armato tra le sue dita come fa la modista col tulle di un cappello ... ».

« Il cemento armato non è un materiale rigido, è un tessuto flessibile, un feltro spesso, della materia colorante. Deve essere modellato con un sol colpo dell'immaginazione ... ».

Sono frasi citate da Balaney Bearn nel suo « Conquêtes et Promesses » pubblicato nel bel volume « Cent ans de beton armé » edito nel 1950 e sono perfettamente giustificate dalla fisionomia di origine offerta dal nuovo materiale, che si presentava come una lamina curvabile ed adattabile a forme impensabili con i materiali fino allora a disposizione dell'uomo.

Il primo prodotto strutturale del cemento armato si presenta dunque come superficie curva di spessore limi-

tato rispetto alle altre dimensioni e con una anima di ferro capace di insinuarsi in ogni zona della sua geometria: poi la fisionomia originaria muta rapidamente nel logico intento di adattare questo materiale agli elementi strutturali più fruibili nel settore delle costruzioni, ossia quelli resistenti per massa anziché per forma e con la razionale ripartizione dei compiti fra i due componenti e la riconduzione del loro lavoro statico ad una sola dimensione.

Così l'ansia di legittimazione scientifica ed analitica del nuovo materiale porta ad accantonare la struttura tipica originaria del cemento armato, poiché non ci si sente di giustificare una fisionomia che appare superata in un quadro in cui pilastri, travi, archi e solette hanno appena finito di farsi ritrarre per la fotografia di gruppo dell'album di famiglia; un album in cui le foto dei neonati figurano solo come curiosità storica.

Così bisogna attendere fin verso gli anni venti del nostro secolo perché si ripresenti all'attenzione del mondo progettuale e scientifico la struttura costituita da elementi bidimensionali piani o incurvati e che tende a vantare come caratteristica eminente lo spessore limitato o limitatissimo rispetto alle altre dimensioni.

Le proposte vengono già intorno al 1910 da Maillart che, affrontando il tema della piastra non si rassegna al fatto che « ... ci si raffiguri la piastra come tagliata a strisce in maniera da poterla calcolare nelle forme tradizionali come tante travi giustapposte ... » e vengono poi riprese negli anni venti e trenta da figure di grande statura. I pionieri sono — oltre a Maillart — Dischinger, Torroja, Nervi ed altri che conferiscono alla riproposta delle strutture bidimensionali piane e curve una distinzione ed una espressività formale mai prima di allora raggiunta dalle applicazioni del cemento armato. Da quell'epoca le proliferazioni delle strutture bidimensionali sono vastissime ed, in certi momenti, incontenibili.

Si impone quindi non dico un censimento ma un minimo di individuazione delle famiglie di strutture ed elementi strutturali che vengono a nascere: e questo non per amore di catalogazione ma per cercare di orientarci nella comprensione dei fattori che le accomunano o le differenziano ed allo scopo di individuare quelle interazioni — che furono vivissime — e che favorirono determinate direttrici di sviluppo.

Mi accingo quindi ad uno sguardo panoramico e sintetico in base alla seguente suddivisione:

A) Strutture a curvatura semplice o multipla per coperture, chiusura o comunque definizione di volumi interni (strutture spaziali a guscio).

B) Strutture sagomate a torre, a cilindro, a superfici di rivoluzione aperte o chiuse.

C) Strutture ispirate al concetto della lamiera ondulata piana o curva: elementi di tipo scatolare a sezione chiusa od aperta e loro combinazioni in organismi più complessi.

D) Strutture a pannelli o similari.

Suddivisione di comodo, ripeto, ma che ci servirà di riferimento.

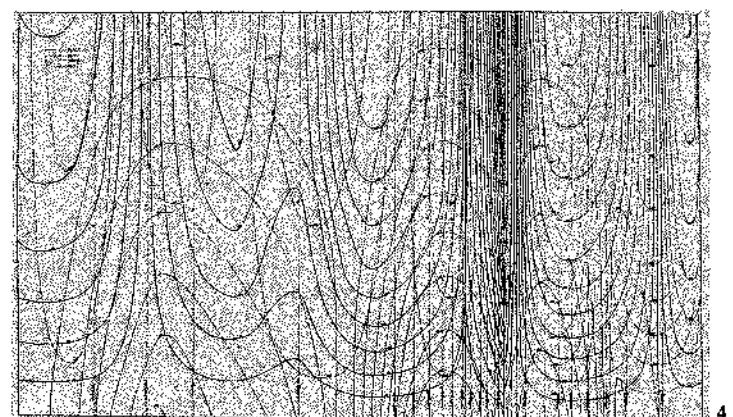
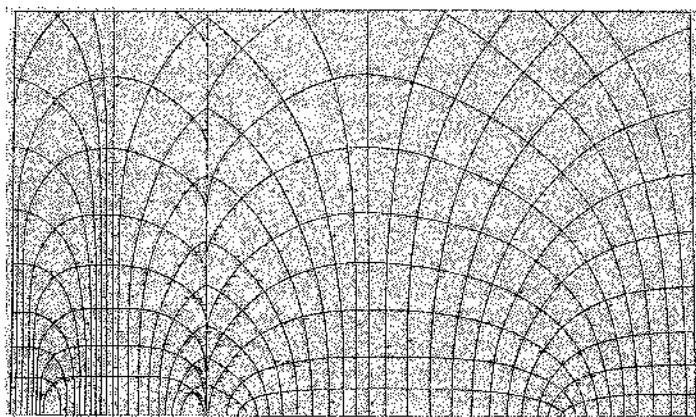
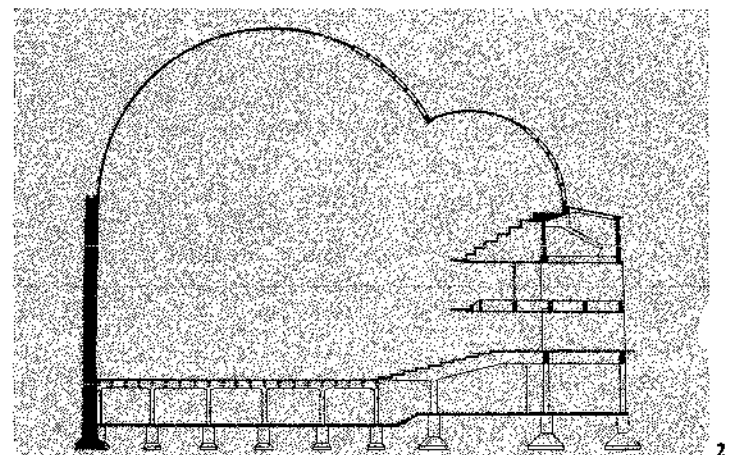
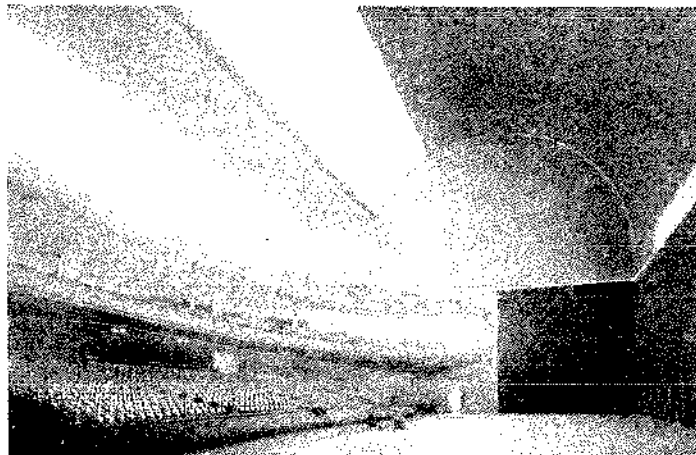
La prima famiglia, — quella delle strutture a guscio in generale — è la più stimolante, la più inquieta, la più difficile da trattare e da dominare: ed è quella nella quale molte ambizioni progettuali si sono spesso scotolate o bruciate.

Nasce con le cupole Zeiss Dywidag — grazie alla collaborazione di Bauersfeld e Dischinger — nelle quali viene ripresa e riproposta la lamina sottile con anima di armatura metallica che è già — per sé — intelaiatura resistente autonoma ed alla quale è sufficiente una pelle di calcestruzzo di limitato spessore per acquistare grande rigidità: il rapporto spessore/ luce è di circa 1/500.

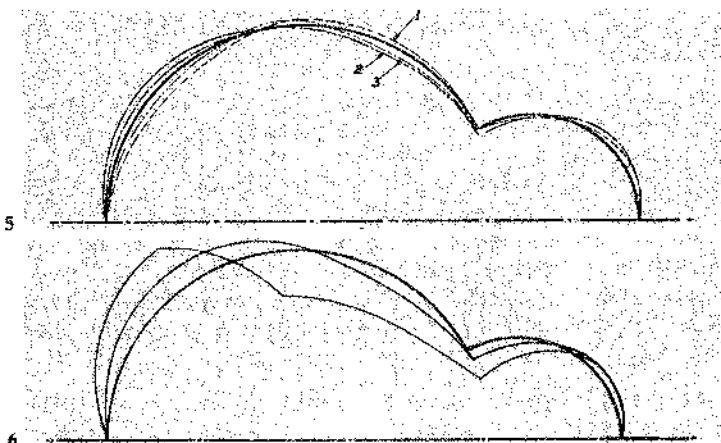
Prende corpo così la definizione di regime statico membranale, particolarmente favorito, nel caso della cupola, dalla geometria della figura e dalla preminenza della sollecitazione di compressione, almeno entro certi limiti di sviluppo della superficie. I problemi di bor-

do non appaiono troppo gravi, tutto sembra potersi risolvere con un adeguato anello di imposta e ci si slancia verso traguardi di luci sempre più grandi con spessori di membrana in rapporto sempre più ridotto.

Alla superficie spaziale geometricamente più favorita, ossia la calotta sferica, segue o si accompagna quella della volta a curvatura semplice ed a direttrici di geometria in qualche modo trattabile dalle equazioni di equilibrio che si riescono ad impostare. Sono le cosiddette volte sottili anche esse capaci di vantare un regime statico membranale, ma che ben presto si riconosce come insidiato dai regimi flessionali in maniera ben più preoccupante che nel caso delle cupole. Così, per le volte sottili, non vi è tanto la ricerca della forma, quanto la ricerca della direttrice geometrica meno ostica agli effetti dei momenti perturbatori tenacemente restii a quello smorzamento che nelle cupole era così rapido. E questo tipo di volte dà severe mortificazioni alla massa dei corteggiatori che si avvicinano imbalanziti dalle semplificazioni del regime membranale. Si esprime per contro in correttissime ed eleganti applicazioni nelle volte a shed rigorosamente inquadrato, come calcolo e come costruzione, della metodologia della Dycheroff e Widmann, ma si lascia veramente conquistare da pochi. Tra questi permettetemi di citare — come riferimento di eccezione (dato che non penso certo di fare riferimenti specifici alle opere più rappresentative delle grandi famiglie dianzi definite — non finiremmo mai) uno dei capolavori dell'indimenticabile maestro Eduardo Torroja, il « Frontón Recoletos ». Una volta sottile progettata e costruita nel 1935-36, ossia all'inizio delle affermazioni di questa categoria di strutture.



1 - Frontón Recoletos: interno; 2 - Frontón Recoletos: sezione; 3 - Frontón Recoletos: tracciato isostatiche sulla superficie media sviluppata; 4 - Frontón Recoletos: isobare di T, Q, S ed M.



5 - Frontón Recoletos: deformazioni da onda esplosiva; 6 - Frontón Recoletos: processo finale di crollo.

Una scelta di forma dettata da considerazioni di natura funzionale e di espressività architettonica e non da convenienza di trattazione analitica. Un'opera che esprime, ancora più che il livello culturale del suo creatore, la straordinaria classe di un uomo che aveva saputo trasfondere nella scienza e nella tecnica tutta la signoria dei grandi di Spagna, quando erano veramente grandi.

Fu un capolavoro di vita purtroppo brevissima, poiché venne danneggiato in forma gravissima durante la guerra civile spagnola nel corso dei bombardamenti subiti da Madrid nella primavera del 1937; crollò nell'agosto del 1939 a seguito di un violentissimo temporale che portò a situazioni di carico eccezionali.

Nella memoria originale di Torroja presentata all'Accademia delle Scienze di Madrid «Comprobación y comportamiento elastico de una estructura laminar» vien dato minuzioso conto dello studio analitico (faticosissimo, richiede la soluzione di equazioni alle derivate parziali dell'ottavo ordine), dello studio su modello, delle situazioni deformazionali provocate dagli effetti dei bombardamenti e della cinematica del crollo (figg. 1-6).

Ciò premesso osserviamo che le volte sottili anche puntualmente collocate al posto d'onore in tutti i trattati di Scienza delle Costruzioni sull'argomento, finiscono a dare ben più guai che soddisfazioni. Le difficoltà di calcolo dei regimi statici sono — almeno per quei tempi — insormontabili; la conoscenza dei guai derivanti dalla insorgenza dei fenomeni plastico-viscosi, dalle coazioni di origine termica e dalle imperfezioni costruttive è ancora rudimentale: così, salvo le già citate applicazioni delle volte Zeiss-Dywidag, non si può dire che alla mole di studi sull'argomento faccia riscontro una altrettanto ragguardevole massa di applicazioni.

L'avvento della precompressione porta possibilità di sostanziali vantaggi a questa categoria di strutture che, grazie alla nuova tecnica, possono essere controllate in termini di più matura affidabilità.

Peraltro l'interesse progettuale non ne appare galvanizzato e preferisce orientarsi verso coperture ispirate a superfici geometriche a curvatura multipla, dove le perturbazioni flessionali si rivelano assai più trattabili; e così nascono coperture di molti tipi ispirate alle volte di traslazione, ai conoidi, all'iperboloide di rotazione ed a molte altre combinazioni che non sto a

dettagliare poiché sarebbe assurdo riportare l'intero albero genealogico di questa grande famiglia.

Non è possibile peraltro passare sotto silenzio la dinastia del paraboloide iperbolico, altra superficie geometrica a curvatura multipla verso la quale il mondo progettuale si volse con grande interesse.

Un regime statico membranale calcolabile — almeno in diversi casi — con irrisoria facilità, una possibilità di realizzazione enormemente agevolata dall'essere la superficie una rigata. Ci sono passati un po' tutti, ingegneri ed architetti. Coperture od in generale strutture formate dalla sutura di elementi sghembi ritagliati sulla superficie geometrica madre ed assortiti in varie combinazioni ce ne sono un po' dappertutto; la riuscita è talvolta felice, sono strutture belle, slanciate, eleganti; in altri casi l'esito è infelice: strutture tozze, involute, prive di qualsiasi armonia di forma.

In taluni casi peraltro abbiamo opere di autentico ed indiscutibile valore architettonico, tali da costituire preciso riferimento per l'architettura strutturale, quali quelle di Felix Candela e di Edoardo Catalano: in ogni caso una famiglia di strutture a guscio che merita indiscutibilmente un posto d'onore nella storia della famiglia.

Per quanto poi riguarda quella che chiamerei la «sirena» tipica delle strutture a guscio ossia la «forma libera» idealizzata dalla fantapoesia architettonica, essa resta per moltissimi anni nel mondo dei sogni; ma, quando l'era dei computers libera il progettista da remore che apparivano insormontabili ed il sogno può tramutarsi in realtà non si assiste a quegli effetti che sarebbe stato lecito attendersi.

A mio parere questa è una circostanza molto significativa che ci dimostra peraltro come il campo delle strutture a guscio sia giunto, in questi anni ottanta, ad un grado di maturazione che ci autorizza a formulare qualche giudizio ed a trarre qualche conclusione.

In campo tecnologico la prima considerazione che viene a proporsi è quella della piena validità del recupero e della riproposta della lamina in calcestruzzo di spessore ridotto con anima metallica diffusa anche in percentuali di presenza elevatissime, come prova il grande risveglio di interesse per le strutture in ferro cemento.

Il rapporto fra il calcestruzzo e l'armatura viene riconosciuto in termini radicalmente differenti da quelli consacrati dai canoni classici, vi è un autentico ritorno alle fisionomie di origine con consapevolezza nuova ed adeguato approccio scientifico, e le tecniche di realizzazione possono divenire più agili rispetto a quelle tradizionali grazie ad una stabilità di forme dell'armatura che — per sé — descrive compiutamente la struttura o l'involucro da gettare.

La seconda constatazione è quella relativa ai decisivi sostanziali avanzamenti registrati nel corso dell'ultimo ventennio per lo studio analitico, tecnico e tecnologico di questi tipi di struttura. Avanzamenti che riguardano sia la completa definizione dei regimi statici, sia il controllo dei fenomeni deformazionali e delle vicissitudini legate alla vita di questo particolare tipo di struttura così sensibile — come abbiamo già avuto occasione di rilevare — ai fenomeni plastici, viscosi, di ritiro ed a tutti gli scompensi connessi alle variazioni di forma, imposte od accidentali.



Oggi possiamo dire di essere in grado di calcolare (se non di progettare) qualsiasi forma di struttura a guscio sia a matrice geometrica sia a forma libera: non solo ma — se siamo a corto di ispirazione — gli elaboratori elettronici sono in grado di suggerirci nuove forme e di metterci in grado di scandagliarne il regime statico: la situazione appare sotto completo controllo.

A tanta ricchezza di offerta non pare peraltro corrispondere una altrettanto rigogliosa fioritura nel campo delle applicazioni. Le difficoltà di costruzione, i costi talvolta proibitivi legati alla realizzazione di forme nuove, le difficoltà legate a fatti compositivi e di concezione spaziale, ci fanno comprendere che il campo di utilizzazione di questa categoria deve attagliarsi alle misure delle nostre capacità di espressione architettonica e di trattamento dei volumi interni, e non a fantasie o velleità espressive che solo i geni si possono permettere: e di geni — in questo come in ogni campo — ce ne sono veramente pochi: ed è proprio la possibilità di disporre, da parte di tutti i progettisti, delle armi di investigazione più sofisticate che ce lo fa capire ogni giorno di più.

Più che mai vengono a taglio a questo proposito, le parole di Torroja: «...Le generazioni che ci seguono potranno forse ammirare le teorie attuali e le nostre capacità di investigazione analitica... ma nessuna opera sarà tramandata alla posterità per la perfezione dei suoi calcoli... solo la forma, la nuova forma continuerà ad impressionare ».

E ritengo anche doveroso ricordare, a corollario di questa prima serie di considerazioni, le conclusioni del Prof. Isler nella relazione tenuta al congresso mondiale di Madrid nel 1979 della I.A.S.S., nonché una frase di Felix Candela ancora in occasione di tale congresso.

Isler, trattando il tema delle strutture spaziali a forma libera presentò una nutrita serie di realizzazioni ineccepibili sia sotto il profilo architettonico ed estetico, sia sotto quello della progettazione e dell'analisi statica. Dimostrò — con tutta semplicità e con esempi — come la « forma libera », il « fazzoletto » gonfiato dal vento o dalla brezza e comunque ritagliato o traforato siano traguardi perfettamente realizzabili, ma non mancò di rilevare con una certa incisività, sulla base di esperienze maturate in un gran numero di realizzazioni (circa 100 egli disse) che le luci ed i volumi che più felicemente ed economicamente possono essere affrontati da questo genere di strutture stanno in un rango relativamente ridotto, quello dei 25 ÷ 30 metri, stabilendo anche precisi criteri di controllo per la stabilità e la garanzia di vita felice del manufatto.

Quanto a Candela, a chi gli rammentava i successi da lui ottenuti nel campo delle strutture a guscio ebbe a rispondere un po' brusco: «...Non mi occupo più di tali tipi di strutture: mi han dato troppe preoccupazioni: molte più preoccupazioni che soddisfazioni... ».

Tanto ho voluto riportare appunto a conferma di quel maggiore equilibrio di valutazione che ritengo si possa considerare oggi acquisito in tema di possibilità e di ciclo evolutivo delle strutture della prima famiglia.

Peraltro, se i processi di studio e di tecnica non si sono ripercossi adeguatamente sulla famiglia delle strutture a guscio, vi sono altre famiglie per le quali tali avanzamenti hanno significato sostanziali e decisive pos-

sibilità di arricchimento e di conquista di insperati traguardi.

Intendo riferirmi soprattutto alle strutture appartenenti alla seconda delle categorie prima ricordate, ossia alle strutture a torre, includendo in queste le torri di televisione, le ciminiere per la dissipazione dei fumi ad alta quota, ma anche le alte pile di ponti e viadotti: e poi ai serbatoi, ai sili, ai grandi contenitori di forma cilindrica, sferica, ellissoidica, ecc. alle torri di refrigerazione ed a manufatti vari che le esigenze dei moderni impianti industriali hanno proposto al mondo progettuale.

In questo campo, dove la lamina bidimensionale ha trovato larghissime possibilità di fruttuosa applicazione, nulla si sarebbe potuto fare senza gli avanzamenti delle teorie di calcolo e le nuove impostazioni dei criteri di sicurezza e senza le possibilità offerte dalle cassaforme rampanti che hanno permesso di trafilare e sagomare i getti delle nostre lamine in forme di sezione non dico di ogni tipo — ma quasi —; e questo dico senza dimenticare — anzi ricordando a proposito — come la eccessiva confidenza indotta dalla presunzione di avere il controllo di strutture di questa categoria abbia portato — per quanto riguarda torri di refrigerazione dimensioni enormi — a seri danneggiamenti e soprattutto al disastroso crollo in opera a Willow Point — West Virginia — nell'aprile 1978 con un tragico saldo di 51 morti.

Una menzione che è solo intesa a ricondurci a quel senso di umiltà che talvolta siamo portati a dimenticare nel compiacimento dei risultati raggiunti, ma che non intende sottrarre alcunché all'affermazione precedentemente fatta, ossia che questo è il settore nel quale le strutture bidimensionali o laminari si sono potute esprimere in grande varietà ed in grande scala, avvalendosi delle conquiste scientifiche, analitiche e tecnologiche.

Queste stesse conquiste hanno del pari favorito la terza famiglia prima ricordata: quella delle strutture scatolari a forma aperta e chiusa ed a sezione qualsiasi e quella delle strutture ispirate alla figura della lamiera ondulata piana o curva.

Qui il tentativo di abbracciare tutte le espressioni costruttive diventa veramente impossibile: sia per quanto attiene ai getti in opera o meglio alla trafilatura continua di sezioni scatolari di impalcati o di grandi travi, sia per quanto attiene le realizzazioni in prefabbricato parziale o totale di elementi di copertura di ogni genere e tipo, la loro movimentazione, assemblaggio e sutura: tra queste tuttavia voglio ricordare un tipo strutturale le cui numerose e svariate applicazioni mi sono state documentate dal Prof. Sanpaulesi che lo ha ideato e studiato.

Si tratta di una lamina a sezione aperta, incurvata secondo la direzione longitudinale e quella trasversale definibile — grosso modo — come un lungo coppone incurvato: un elemento strutturale studiato cercando la forma e la filiazione geometrica più atta a rispettare il regime di membrana ed a minimizzare i disturbi flessionali, potendosi idealmente ritagliare dalla superficie dell'iperboloide di rotazione a una falda, in corrispondenza della zona di gola.

Su tale matrice si ottengono elementi di larghezza dell'ordine dei 2,50 m e di lunghezza fino a 20 m, spes-

sore 5 cm, che vengono precompressi con fili aderenti disposti secondo le direzioni di due famiglie di generatrici che si intersecano in mezzeria dell'elemento.

Questo tipo di copponi si è prestato a moltissime e variate soluzioni di copertura e di chiusure di spazi, in Italia e all'estero, per la grande flessibilità di adattamento alle esigenze compositive.

Come si può rilevare da questo esempio, il trattamento e la sagomatura della lamina in cemento armato delle strutture di questa categoria porta a forme catalogabili più nel campo delle travi piane o curve che in quello delle strutture spaziali, anche se la ripetitività, gli accostamenti e le suture trasversali possono portare ad azioni statiche di tipo spaziale, specialmente per determinate categorie di carico; e cito a puro esempio di riferimento storico, sia il palazzo di Esposizioni di Torino di Nervi — 1947-48 — perché ha certamente fatto scuola costituendo punto di riferimento dell'Architettura strutturale, sia la copertura dei grandi hangars di Marignane (Esquillan, 1951-1952) che per le grandi luci e la tecnica di costruzione adottata rappresenta uno dei più vistosi esempi dell'uso ripetitivo di travi laminari curve a sezione aperta.

Da allora gli esempi di coperture di questo tipo non si contano più anche per il fortissimo impulso che viene ad esse conferito dalle tecniche di presollecitazione che permettono di utilizzare moltissimi tipi di travi a sezione scatolare per la copertura di grandi spazi saturandole con cavi di pretensione lungo linee rette o curve opportunamente scelte.

Si sono così avute le ben note volte con appoggio su tre punti concepite da Esquillan per Parigi (luce tra appoggi a 200 m) Torino e Ginevra, autentiche prodezze di progetto e di realizzazione alle quali peraltro l'architettura delle facciate ed il maneggio dei volumi interni ha risposto molto faticosamente.

Non si può passare infine sotto silenzio come specifica conquista della presollecitazione l'ingresso della lamina in cemento armato in quello che era feudo esclusivo dell'acciaio, ossia nel campo delle tensostrutture, con la realizzazione di coperture di gran luce a copertura semplice o multipla e addirittura con la realizzazione di ponti « a nastro teso » (gli Spannbandbrücken alla Dywidag) che funziona ad arco rovesciato per il supporto dell'impalcato.

Siamo così giunti, dopo questa rapidissima panoramica, all'ultima categoria ossia quella delle strutture a pannelli. Rassicuratevi: non intendo trattare il tema con tutte le sue implicazioni storico-critiche: desidero solo ricordare la categoria sia perché sono state presentate due memorie in proposito, sia perché essa entra con pieno diritto nel tema di cui ci andiamo occupando con tale varietà e tale peso numerico di realizzazioni da costituire una connotazione fondamentale dell'edilizia degli ultimi venti anni.

Lasciando da parte tutte le considerazioni che vengono in causa quando si ha da trattare il problema delle abitazioni, voglio solo dire che anche in questo campo il cemento armato ha avuto una presenza autorevole, intelligente, massiccia — a volte un po' troppo massiccia per la verità — comunque una presenza testimone della sua vitalità e di quella delle strutture bidimensionali, una presenza tuttora apertissima a nuovi ed interessanti futuri sviluppi.

Come vedete, la mia pretesa di abbracciare tutto il campo si è risolta in una affrettata menzione dei più illustri esponenti delle varie dinastie: scusatemi se non ho saputo fare di meglio.

\* \* \*

Veniamo ora alla presentazione delle memorie riguardanti il nostro tema. Esse sono nove, e di queste, quattro possono essere ascritte alla prima categoria delle strutture che abbiamo considerato, due alla seconda, una alla terza e due alla quarta.

In tema di strutture spaziali a guscio il Prof. Calzona presenta una memoria dal titolo « Cupola a padiglione in calcestruzzo leggero » nella quale illustra lo studio progettuale, l'analisi statica e le tecniche costruttive della cupola e della struttura del palazzo dello sport a Vasto.

La cupola è costituita da una volta sottile a superficie ellittica su pianta rettangolare di dimensioni di  $51 \times 45$  m con altezza di colmo di 8 m rispetto al piano del perimetro di appoggio.

La cupola è in cemento armato di calcestruzzo leggero, gettato in opera, con spessore variabile lungo le mediane da 30 cm all'imposta a 15 cm al colmo: il regime statico membranale è prevalente nella zona centrale (con sforzi di compressione sia secondo i paralleli che i meridiani) mentre, verso le zone di bordo, la presenza di effetti flessionali si fa sentire lungo i meridiani.

Il vincolo di imposta è costituito da una trave di bordo in c.a. precompresso concepita in modo da soddisfare sia le esigenze di notevole rigidezza (necessarie al regime statico considerato) che le esigenze figurative e formali.

Tale trave in effetti è di notevole larghezza (da 2 m al centro a 3 m agli appoggi) e di limitata altezza (40 cm) staticamente continua con una terna di pilastri per ogni angolo e semplicemente appoggiata sugli altri 24 pilastri di perimetro.

Nella illustrazione dell'analisi strutturale, delle verifiche statiche e delle modalità costruttive si evidenzia l'opportunità della scelta del conglomerato leggero per la struttura della cupola: in effetti esso accoppia ad un peso specifico ridotto (ca.  $1750 \text{ kg/m}^3$ ) una resistenza caratteristica notevole (ca.  $270 \text{ kg/cm}^2$ ). Il peso proprio della struttura ne risulta così ridotto con notevoli benefici per le sollecitazioni della cupola, della trave di bordo e dei pilastri ad essa solidali e con ripercussioni molto favorevoli agli effetti della attenuazione degli stati di coazione conseguenti a variazioni termiche e di ritiro del conglomerato.

In complesso un'opera di notevole impegno e di felice espressività strutturale sia per le scelte di forma e di schemi statici che per la corretta ed equilibrata trattazione dei volumi interni ed esterni.

L'Ing. Pietro Lenza presenta una memoria dal titolo: « Modelli di comportamento e direttrici di restauro delle scale in muratura realizzate con voltine a sbalzo ».

Egli prende lo spunto da una problematica presentata con insistenza in occasione dei recenti eventi sismici in Campania ed Irpinia relativamente a lesioni e crolli

di scale in muratura realizzate appunto con voltine a sbalzo secondo una tipologia costruttiva presente in molti edifici della zona, specialmente in quelli di una certa anzianità.

Lo studio viene condotto considerando due modelli teorici di analisi (che si differenziano per le ipotesi di vincolo e per il procedimento di studio, che in un caso è condotto con procedimenti analitici classici e nel secondo è studiato con procedimenti di discretizzazione secondo il programma Nastran).

Lo studio tensionale e deformazionale è confortato da esami sperimentali su due modelli in scala ridotta, il primo realizzato in blocchetti di tufo uniti con pasta di gesso, il secondo in gesso rinforzato all'intradosso con una tela di trama grossa.

Il confronto fra risultati teorici e sperimentali, confortato da una notevole rispondenza per quanto riguarda il panorama deformazionale, ha evidenziato l'opportunità di provvedere ad adeguati rinforzi per questi tipi di struttura, dotandola di elementi idonei a risolvere, almeno entro certi limiti, la sollecitazione di trazione.

Sono discussi tipi di rinforzo consistenti in rinforzo metallico al bordo esterno della rampa, ma l'autore ravvisa come più efficace ed organico un rinforzo consistente nel realizzare all'intradosso della struttura una sottovoltina in calcestruzzo armato con rete metallica, di spessore assai limitato (3 ÷ 4 cm).

La memoria del Prof. Iori e dell'Ing. Guidi riguarda lo studio del regime tensionale relativo al progetto di una volta sferica in calcestruzzo armato e laterizio, della luce di 32 metri per uno spessore di 20 cm salvo l'ingrossamento a 40 cm in corrispondenza della trave di bordo. Sui 20 cm, 16 sono occupati dal laterizio e 4 dal calcestruzzo, con adeguati ispessimenti in corrispondenza della trave di bordo.

Lo studio dei regimi tensionali è stato condotto considerando sia i casi di carico simmetrico che quelli derivanti dalle azioni orizzontali da vento od effetto sismico e nell'ipotesi di struttura di sostegno deformabile, costituita da pilastri ad interasse di 7,50 m staticamente solidali all'anello di bordo alle estremità superiori ed incastrati al piede.

Sulla base di queste ipotesi, certamente impegnative per il complesso della struttura, lo studio è stato effettuato con procedimenti di discretizzazione su elementi finiti del tipo « semiloof » ed ha portato ad una diagnosi molto esauriente degli stati tensionali nei vari casi di carico, evidenziando gli scostamenti rispetto al regime membranale per una fascia di bordo dell'ordine dei 3,50 ÷ 4 metri, ossia di una certa entità, giustificabile peraltro in considerazione del profilo ribassato della cupola (1/8).

Particolarmente interessante l'effetto di interazione che consegue alla solidarietà dell'anello d'imposta con i pilastri sottoposti a stati di sollecitazione molto differenziati, per l'effetto del carico orizzontale.

Uno studio progettuale per una struttura a guscio più ambiziosa della cupola è quello presentato dalla Prof. Ientile. Nella memoria essa analizza una volta a vertici e depressioni alternate del tipo « sella di scimmia » ossia con tre vertici e tre depressioni (la denominazione è del geometra Hilbrandt e sta ad indicare che due depressioni servono per le gambe e la terza per la coda).

Nel caso appunto di tre vertici e tre depressioni la superficie si presenta in forma molto valida agli effetti architettonici con una continuità ed una dolcezza di raccordi ignota a superfici di tipo analogo che possono essere immaginate per suture di lobi, lembi di paraboloide, di conoidi (e che notoriamente presentano ardui problemi di studio e realizzazione appunto in corrispondenza delle zone di sutura).

L'autrice, che già aveva effettuato uno studio del regime tensionale nel caso membranale, presenta ora lo studio completo del regime flessionale e delle sue implicazioni sugli elementi di bordo e sulle zone di vincolo (la copertura in questione si appoggia a terra direttamente, in corrispondenza degli estremi delle depressioni).

Lo studio è stato effettuato con un modello matematico di discretizzazione con reticolo di elementi triangolari tale da privilegiare le zone della superficie per le quali l'analisi membranale aveva evidenziato situazioni di singolarità per la presenza di aree di debolissima curvatura (al limite piane). I risultati sono stati di grande interesse, permettendo di definire con esattezza la fisionomia generale e la peculiarità del regime tensionale, ricavando elementi precisi per la progettazione delle travi di bordo e delle zone di appoggio.

E' stato anche effettuato lo studio su modello — che peraltro non figura nella memoria (per ragioni di spazio limite) e che ha soddisfacentemente avvalorato i risultati teorici.

In tema di strutture bidimensionali cilindriche abbiamo la memoria del Prof. Chiarugi e degli Ingg. Lenzi e Giunchi dal titolo « Serbatoio per acqua potabile in c.a.p. formato da sistemi di lastre cilindriche ».

Esso illustra le caratteristiche progettuali, le tecniche costruttive e la tecnologia dei materiali di un imponente complesso di 4 serbatoi cilindrici a Casalecchio di Reno per una capacità totale di 40.000 m<sup>3</sup>. Un complesso formato da 4 vasche di 47 m di diametro interno, altezza 6,85 m e battente di acqua di 6 m munite di corridoio intercapedine tra le pareti delle vasche stesse e le pareti cilindriche perimetrali che sopportano la spinta del terreno e che a loro volta sono alte da 8 a 11 metri.

L'opera è veramente degna di elogio, anzitutto per la concezione unitaria, l'accurato studio architettonico e di inserimento ambientale (come penso potremo meglio vedere da quanto ci diranno gli autori), nonché per la concezione e la tecnica costruttiva. Sia le lastre cilindriche delle vasche che quelle della parete contro terra sono state realizzate con elementi gettati in opera, monolitici nell'altezza e di sviluppo circonferenziale di circa 5 m; questi elementi, realizzati con l'aiuto di caseri scorrevoli autovibranti secondo il metodo brevettato slide-form, venivano a costituire altrettante « doghe » solidarizzate poi a formare involucro cilindrico grazie a cavi di precompressione.

Particolare cura è stata posta nello studio e nella realizzazione del vincolo al piede delle pareti in quanto lo stesso doveva, almeno in fase transitoria, permettere gli spostamenti radiali conseguenti agli effetti di pre-sollecitazione; così pure nel rispetto dei tempi tecnici necessari sia per l'accurata maturazione dei getti che per l'esplicarsi degli effetti più rilevanti di fluage e ritiro: malgrado ciò l'ottima organizzazione di cantiere

e l'accurata sequenza delle operazioni ha permesso di realizzare l'intera opera con due soli casseri nel giro di 140 giorni.

La memoria illustra anche i punti più importanti dello studio della lastra cilindrica del serbatoio in regime elasto-viscoso.

Un'altra memoria interessante in tema di strutture a torre è quella del Prof. Migliacci e degli Ingegneri Campagna e Levati e riguarda la ciminiera di Al Jubail in Arabia Saudita.

Essa illustra lo studio progettuale, le caratteristiche ed i procedimenti di costruzione di sette ciminiere dell'impianto Petromin-Shell, di recente terminate (altezza 100 m) che hanno dato spunto per una serie di interessanti approcci progettuali.

A quanto mi risulta infatti si tratterebbe qui del primo esempio di calcolo di ciminiera col metodo semi-probabilistico agli stati limite (livello 1). (Ricordo che l'insufficienza del metodo delle tensioni ammissibili nel calcolo delle ciminiere alte ed altissime era già stata sottolineata in occasione del simposio internazionale di Monaco (1978) in tema di progettazione di ciminiera).

Orbene, la memoria di Migliacci e dei suoi collaboratori viene ad evidenziare diversi punti di notevole interesse che il metodo adottato permette di approfondire con maggiore chiarezza concettuale e migliore approssimazione di valori: nello studio vengono tenute in conto le interazioni sugli stati tensionali derivanti da escursioni termiche (le ciminiere di Al Jubail, monocanna, sono più « calde » di quelle di Porto Tolle e di Tavazano, alte 250 metri, ma pluricanne), così pure sono considerati gli effetti secondari e quelli del secondo ordine che non sono trascurabili data l'elevata snellezza dei manufatti.

Nella memoria sono inoltre illustrate le caratteristiche costruttive delle opere, le attrezzature di cassaforme scorrevoli per i getti e le modalità di esecuzione.

Il tempo di costruzione per una ciminiera è stato di 105 giorni con un avanzamento medio del getto di cinque metri al giorno. Chi conosce le difficoltà di questo genere di opere e le complicazioni di lavoro in Medio Oriente, converrà che queste sono certamente prestazioni di tutto rispetto.

In tema di strutture scatolari abbiamo l'interessante memoria dei Proff. Migliacci e Mola, e dello studio tecnico M.S.C. che illustra alcune strutture a travi scatolari realizzate negli ultimi decenni in Italia.

Essa tratta delle caratteristiche tecniche e della problematica specifica di tale tipo di travi, soprattutto in rapporto al loro comportamento per effetto di ritiro, temperatura, viscosità, illustrando diverse realizzazioni di notevole caratura:

— la trave di colmo dello stabilimento SETA di Grandate (Como) luce 44 metri, dimensioni 195 x 270 cm, pareti verticali di 20 cm di spessore, precompressa;

— la trave di colmo delle piscine di Seregno e di Crema, costruite in cemento armato normale (la prima sulla luce notevole di 36 metri, con forma di sezione trasversale variabile in altezza e di profilo particolarmente aggraziato);

— la trave di copertura della piscina di Genova della luce di 60 metri, in sezione chiusa e raccordi circolari di base e sommità, parzialmente precompressa e co-

struita con aggregati leggeri artificiali: un elemento strutturale assai impegnativo in quanto sottoposto a regime di carico particolare, funzionando come crinale di separazione fra il settore a copertura fissa e quello a copertura scorrevole (realizzata a mezzo di portali zoppi in legno lamellare).

Alla illustrazione di queste opere e di altre minori segue un capitolo dedicato alla formulazione teorica del regime tensionale delle travi scatolari considerando le pareti come lastre omogenee ed isotrope a comportamento elasto-viscoso lineare ed a deformazioni di ritiro e temperatura di valore costante sullo spessore.

Se ho ben compreso la struttura della piscina di Genova è in corso di ultimazione e penso che gli autori potranno dirci qualcosa in proposito.

Nella categoria delle strutture a pannelli abbiamo due memorie.

La prima di Diotallevi, Merli e Zorzi dell'Istituto di Tecnica delle Costruzioni — Università di Bologna — riguarda una indagine sperimentale sul comportamento a rottura di giunti organizzati sottoposti a pure azioni taglianti di segno alterno.

Come è noto la realizzazione di modelli sperimentali e di macchinari adeguati per prove di questo genere non è certo cosa facile e gli autori vanno complimentati per l'attrezzatura studiata e per la metodologia adottata (non la illustro qui, penso che sentiremo con interesse da loro stessi ulteriori chiarimenti).

Le prove erano eminentemente intese, se non a simulare, per lo meno ad avvicinare quanto succede ai giunti in caso di fenomeno sismico: peraltro non è stato possibile avvicinare le frequenze di alternanza caratteristiche di tale fenomeno e quindi i risultati delle prove vanno considerati principalmente dal punto di vista orientativo e qualitativo.

Sono state eseguite complessivamente 17 prove a rottura su tre gruppi. Il primo di 5 prototipi — intesi principalmente a saggiare l'efficacia delle attrezzature e la risposta dei campioni —; il secondo di 9 campioni, ed il terzo di tre campioni realizzati con getto in verticale anziché in orizzontale.

Le prove (salvo per l'ultima serie) hanno riguardato sia carichi monotoni che alternati.

Le più significative appaiono quelle relative ai nove campioni del secondo gruppo di cui 7 portati a rottura per carico ciclico.

La differenza, per quanto attiene il numero di cicli a rottura appare notevole (l'entità del carico appare invece abbastanza omogenea); trarre delle conclusioni finali su questa base appare prematuro; peraltro gli autori hanno evidenziato nei loro diagrammi delle tendenze degne di notevole attenzione.

La seconda memoria sul tema strutturale a pannelli è dei Proff. Mola e Ccdolin e dell'Ing. Gaddi. Riguarda le strutture in cemento armato del reparto degenza del nuovo ospedale di Gemona nel Friuli.

Questo ospedale — costruzione iniziata nel 1982 — sorge sulla stessa area un tempo occupata dal precedente, distrutto nel sisma del 1976, ed è oggi in corso di avanzata costruzione.

La struttura, ormai completata, è di tipo misto: in acciaio per pilastri, travi e solette (che sono del tipo grecato), in cemento armato per i pannelli delle facciate,

(disposte secondo i lati maggiori) e per le strutture dei vani servizi e montacarichi.

Il criterio che ha guidato questo tipo di scelta è stato da un lato esigenza di leggerezza e di brevità dei tempi di realizzazione, dall'altro un intento specifico di ripartizione di compiti statici, dato che alle strutture in acciaio è stato demandato l'impegno di resistere ai carichi verticali, ed a quelle in c.a. l'impegno di fronteggiare le azioni orizzontali di ogni tipo, incluse quelle eccezionali derivanti dal sisma.

Gli autori illustrano le caratteristiche generali dell'opera, la felice confluenza delle necessità distributive con le soluzioni strutturali adottate, il grosso impegno derivante dalle opere fondazionali per la nuova quota di imposta adottata (di circa 4 m superiore a quella

del vecchio ospedale) che ha richiesto l'approntamento di un rilevato di caratteristiche particolarmente studiate.

Passano quindi alla illustrazione della metodologia adottata per il calcolo delle strutture di controventatura, che sono state studiate sia con riferimento allo schema di telaio a nodi opportunamente irrigiditi sia come continui bidimensionali mediante elementi finiti. I risultati principali ottenuti con i due procedimenti sono presentati, commentati e chiaramente diagrammati rimarcando come le differenze rilevate per gli effetti delle azioni orizzontali siano sensibili al primo piano e quasi nulle all'ultimo: un tipo di differenza che si rileva spesso nello studio delle strutture a grandi pannelli specialmente in rapporto alla dislocazione ed alle modalità di ricorrenza delle aperture.

## La moderna tecnologia del conglomerato cementizio. Aspetti teorici

Relazione generale: Prof. Ing. Cesare Foti

### 1. Premessa

Nell'affrontare una relazione generale sul tema: « La moderna tecnologia del conglomerato cementizio », intesa come un sintetico « stato dell'arte » riguardante le ricerche più significative nel settore, accanto, naturalmente, ad una illustrazione delle memorie presentate, mi sono innanzitutto posto il problema di fornire all'argomento una veste unitaria al fine di porgerne un esame sistematico ed il più possibile esauriente.

Tale proposito, però, si è dimostrato particolarmente arduo principalmente per due ordini di motivi: da un lato l'ampiezza « orizzontale » delle problematiche connesse al tema, le quali abbracciano aspetti che vanno dalla pratica corrente di cantiere, sino alle più sofisticate indagini teoriche e sperimentali sul comportamento dei materiali; dall'altro le dimensioni « verticali » delle ricerche: a causa del rapidissimo evolversi della tecnologia in questi ultimi anni, è molto difficile, infatti, fornire un quadro esauriente ed aggiornato degli ultimi risultati raggiunti.

Per tentare, quindi, di dare alla relazione quell'aspetto unitario e sistematico, che mi sembra abbia premialmente importanza, ho volutamente ridotto, anche in funzione del limitato tempo a mia disposizione, le tematiche da trattare, circoscrivendo l'analisi ad argomenti di più immediato e sentito interesse applicativo e senz'altro limitandola alla trattazione della tecnologia dei calcestruzzi strutturali.

Dalle prime applicazioni a tutt'oggi il principale problema da risolvere per ricercatori e produttori è stato quello di determinare l'assortimento ottimale dei componenti del calcestruzzo che desse luogo alle migliori prestazioni del prodotto in relazione anche alle condizioni della messa in opera.

Negli ultimi anni però, ci si è accorti della impossibilità di ottenere risultati concreti con un approccio esclusivamente teorico, a causa della aleatorietà dei parametri in gioco. Basti pensare alla circostanza che, mentre il tipo ed il dosaggio del cemento possono essere fissati in maniera abbastanza precisa, gli aggregati, invece, sono di natura, composizione e forma geometrica fortemente variabile; ed è proprio da tale aleatorietà che derivano le maggiori difficoltà di ottenere granulometrie ottimali. A ciò aggiungasi tutta una serie di incertezze riguardanti la competenza della mano d'opera, le caratteristiche dei mezzi di trasporto e di messa in opera, la frequenza ed il tipo di controlli effettuabili, che portano ad escludere la possibilità di risolvere il problema

per via soltanto teorica. Tale tipo di ricerca ha, quindi una sua validità, solo se intesa come un mezzo di approccio cui deve seguire una indispensabile verifica sperimentale.

Gli studi e le esperienze di questi ultimi anni, nonché l'uso di additivi di sempre più larga diffusione, hanno determinato un deciso miglioramento delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi. A ciò hanno indubbiamente contribuito sia i maggiori controlli imposti dalla legge 1086 per le opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso, sia l'avvento del calcestruzzo preconfezionato che ha comportato da parte delle Ditte fornitrici, almeno di quelle serie, la necessità di affrontare, approfondire e risolvere buona parte dei problemi connessi con la confezione del calcestruzzo.

Prima, quando questa avveniva in cantiere con macchinari non sufficientemente specializzate, si otteneva spesso un materiale di scadente qualità, specialmente per la mancanza di controlli sugli inerti. Nei nostri laboratori è capitato, a volte, di vedere nascere addirittura della vegetazione da provini di conglomerato confezionato con inerti contenenti notevoli impurità argillose.

Nonostante gli studi effettuati abbiano portato, come si è detto, ad un deciso miglioramento delle prestazioni del calcestruzzo, specialmente in questi ultimi anni, tuttavia i progressi ottenuti non sono stati tali da eliminare alcuni inconvenienti propri del conglomerato ordinario, quali la modesta resistenza a trazione, il comportamento a rottura fragile, la bassa resistenza agli urti ed all'usura, la scarsa stabilità dimensionale, la debole resistenza agli agenti aggressivi e al gelo ecc....

La necessità di attenuare sostanzialmente i difetti su menzionati e di ampliare il campo di applicazione del calcestruzzo, ha indotto in questi ultimi anni vari ricercatori di tutto il mondo a studiare nuove tecnologie basate sull'introduzione di ingredienti a sostituzione o integrazione dei componenti tradizionali del conglomerato. Da qui tutto un fiorire di ricerche nel campo dei calcestruzzi leggeri, impregnati di resine, rinforzati con fibre, ecc., testimoniate da numerosissimi lavori scientifici presentati nei vari congressi.

Una classificazione dei diversi filoni di ricerca risulta quanto mai ardua a causa delle intersezioni esistenti fra i vari campi di applicazione. Quella che forse consente di meglio delimitare i diversi campi di indagine, può essere fatta suddividendo gli studi a seconda del-

l'impiego o meno di ingredienti vari per il miglioramento delle proprietà tecnologiche del calcestruzzo.

Si possono quindi individuare per grandi linee i seguenti filoni di ricerca:

A) Studi riguardanti le miscele ottimali per il miglioramento delle proprietà meccaniche e d'impiego dei calcestruzzi con l'uso o meno di additivi.

B) Studi di nuove tecnologie miranti ad attenuare i difetti insiti nella struttura del conglomerato tradizionale facendo uso di agenti rinforzanti.

C) Studi su conglomerati ottenuti con la sostituzione totale di alcuni degli ingredienti tradizionali.

**2. Filone A) di ricerca**

Il criterio generalmente seguito per la individuazione di miscele ottimali di inerti è stato quello di ottenere la migliore compattezza possibile. Infatti, almeno in prima approssimazione, si può ritenere che la resistenza sia una funzione crescente della compattezza; al crescere di questa, poi, si ha una maggiore impermeabilità e quindi durezza, una migliore resistenza agli agenti esterni e all'abrasione ecc.

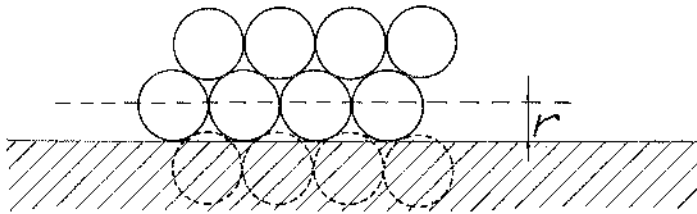


Fig. 1

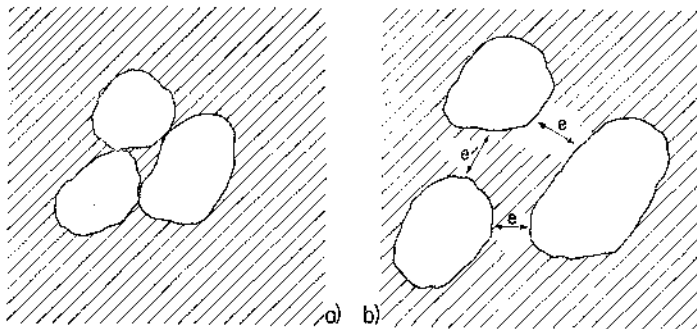


Fig. 2

Occorre tenere presente, però, che la compattezza è condizione necessaria, ma non sufficiente per ottenere un calcestruzzo di buone prestazioni. Infatti un calcestruzzo compatto risponde ai requisiti di resistenza solo se il legante è scelto con particolare cura, se il suo dosaggio è sufficiente e se gli aggregati hanno qualità meccaniche e resistenza chimica appropriate; e ancora occorre che la loro natura mineralogica permetta un buon legame chimico col cemento in modo che l'incollaggio legante-aggregato sia efficace. Il quantitativo d'acqua poi, deve essere contenuto entro limiti precisi in modo che le forze capillari possano assicurare una coesione sufficiente; un eccesso di dosaggio in acqua per aumentare la lavorabilità comporta una diminuzione della resistenza meccanica ed un aumento del ritiro.

Numerosi sono gli studi per la ricerca di miscele di massima compattezza in funzione degli inerti disponibili in cantiere: basti pensare alle formule granulometriche di Feret, Füller, Bolomey ecc. In tempi più recenti l'Hermite, in una nota apparsa sugli « Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics » suggerisce un metodo mediante il quale è possibile valutare la compattezza ottimale di una miscela costituita da un numero limitato di pezzature, una volta

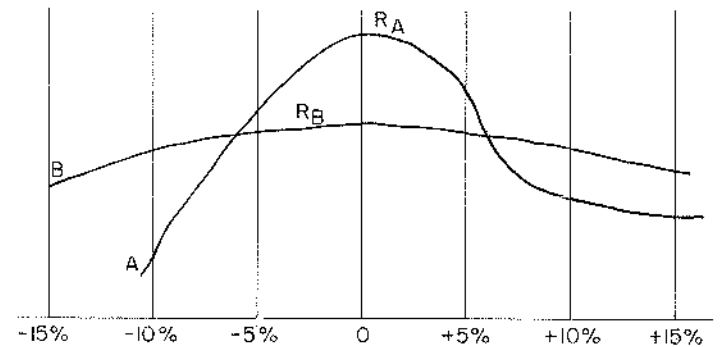


Fig. 3

noti i diametri e la compattezza degli ingredienti. Nello studio si tiene conto dell'effetto parete (figg. 1 e 2) che, come è noto, determina un incremento della porosità della miscela.

Fa rilevare l'Hermite, però, che qualunque studio granulometrico preliminare è indispensabile, ma non ha niente di assoluto, stante l'aleatorietà dei parametri in gioco; tali studi hanno la sola funzione di fornire risultati di prima approssimazione per i quali necessita una successiva conferma sperimentale. In questo ordine di idee possono essere ugualmente valide sia le granulometrie continue che quelle discontinue dipendendo la scelta dalle possibilità di cantiere, dall'approvvigionamento degli inerti, dalla mano d'opera, dai controlli effettuabili e dalle prestazioni che si vogliono ottenere.

Un altro fattore che spesso viene trascurato nello studio di granulometrie ottimali, e che invece deve essere preso nella dovuta considerazione, è la sensibilità di una miscela, ossia la maggiore o minore caduta di resistenza che può verificarsi in conseguenza di errori dovuti a fatti aleatori inevitabili, ad esempio nelle proporzioni dei componenti, nei tempi di miscelazione, nella messa in opera ecc. Tali errori sono sempre possibili, specialmente nei piccoli cantieri dove l'approvvigionamento degli aggregati è irregolare e suscettibile di variazioni, le betoniere non sono di tipo perfezionato, i controlli sono sommari. In questi casi può essere preferibile adottare composizioni granulometriche ricche di parti fini che, pur non fornendo come altre valori ottimali della resistenza, sono meno sensibili agli errori di cui si è detto.

Tale circostanza è descritta nella fig. 3 dove la miscela tipo B, pur fornendo valori della resistenza massima inferiori a quelli della miscela A, ha il vantaggio di una minore dispersione delle resistenze stesche al crescere dell'errore. D'altro canto, quando non è strettamente necessario, è inutile richiedere alti valori di prestazioni meccaniche molto elevate; in tali circostanze

TABELLA I

DIAMETRO MASSIMO NEI VARI TIPI DI COSTRUZIONE

Sezione minima della struttura (cm)	Diametro massimo dell'inerte (mm)			
	Muri, travi e pilastri armati	Muri non armati	Solette	
			molto armate	poco armate o non armate
5,5-12,5	12,5-19	19	19-25	19-37
15-27,5	19-37,5	37,5	37,5	37,5-75
30-72,5	25-75	75	37,5-75	75
75	37,5-75	150	37,5-75	75-150

è preferibile impiegare cls di resistenza magari più bassa, ma che siano dotati di altre caratteristiche.

La resistenza, infatti, non è l'unico requisito che si richiede ad un buon calcestruzzo; la compattezza, la lavorabilità, la lavorabilità, il ridotto valore del ritiro, la viscosità, della permeabilità ecc. sono requisiti altrettanto importanti.

Purtroppo, non sempre è possibile ottenere l'optimum contemporaneamente per ognuna di tali prestazioni; un eccesso di acqua, come è noto, aumenta la lavorabilità, ma peggiora la qualità del calcestruzzo dal punto di vista del ritiro e della resistenza. La soluzione ottimale, quindi, non può che essere di compromesso fra opposte esigenze, cercando di ottenere il migliore risultato anche in base alle condizioni ambientali.

Negli ultimi anni si sono andati sempre più diffondendo dei veri e propri procedimenti di proporzionamento del calcestruzzo o « mix-design » consistenti in un processo di ottimizzazione delle sue prestazioni sulla base delle condizioni operative esistenti in cantiere o in prefabbricazione.

Esistono diversi metodi di mix-design in relazione anche ai diversi tipi di calcestruzzo (ordinario, leggero, ad alta resistenza con aria inglobata ecc.).

Collepari nella nota presentata in questo convegno dal titolo: « Proporzionamento del calcestruzzo », descrive, con le necessarie modifiche ed adattamenti, il metodo suggerito dall'American Concrete Institute (ACI) per il calcestruzzo ordinario, forse il più raccomandato dalle diverse organizzazioni pubbliche e private operanti nel settore del calcestruzzo.

Nella fig. 4 è riportato lo schema del processo per il mix-design del cls. Dati del problema, desunti dal progetto strutturale, nonché dalle condizioni operative esistenti in cantiere o prefabbricazione, quali sistemi di costipamento, manodopera ecc., sono la resistenza caratteristica e la lavorabilità del cls. Altro dato del problema è il diametro massimo degli inerti da fissarsi in base alla sezione minima ed all'interferro; la Tabella I fornisce opportune indicazioni circa l'intervallo in cui, a seconda dei casi, deve essere compreso il diametro massimo dell'inerte.

Fissato quest'ultimo e nota la lavorabilità, con i dati della Tabella II è possibile determinare il quantitativo d'acqua di impasto. Tale quantitativo deve essere diminuito mediamente del 5% se si fa uso di additivi fluidi-

TABELLA II

CONTENUTI DI ACQUA APPROSSIMATIVAMENTE RICHIESTI PER OTTENERE UNA CERTA LAVORABILITA' TENENDO PRESENTE IL DIAMETRO MASSIMO DELL'INERTE

Descrizione	Lavorabilità			Acqua di impasto in l/m <sup>3</sup> in dipendenza del diametro massimo								
	Slump (cm)	Vebe (sec)	Fattore di comp.	10 mm	15 mm	20 mm	30 mm	40 mm	50 mm	75 mm	150 mm	
Calcestruzzi senza additivo aerante												
Asciuttissimo	—	32-18	—	170	160	150	140	130	125	115	100	
Molto rigido	—	18-10	0,70	180	170	160	150	140	135	125	110	
Rigido	0-2,5	10-5	0,75	190	180	170	160	150	140	135	120	
Semiplastico	2,5-5	5-3	0,85	200	195	190	180	165	155	145	130	
Plastico	7,5-10	3-0	0,91	220	215	210	200	180	175	160	140	
Fluidico	15-17,5	—	0,95	240	230	220	210	200	185	175	155	
Superfluidico	20-24	—	0,97	255	245	230	220	210	195	185	165	
Aria intrappolata (% in volume)				3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0,2	
Calcestruzzi con additivo aerante												
Asciuttissimo	—	32-18	—	160	150	140	130	120	115	110	95	
Molto rigido	—	18-10	0,70	170	160	150	140	130	125	115	100	
Rigido	0-2,5	10-5	0,74	180	170	160	150	140	130	125	110	
Semiplastico	2,5-5	5-3	0,85	190	185	180	160	150	140	135	120	
Plastico	7,5-10	3-0	0,91	210	200	200	180	160	160	150	130	
Fluidico	15-17,5	—	0,95	225	215	210	190	180	170	160	140	
Superfluidico	20-24	—	0,97	240	230	220	205	190	180	170	150	
Aria inglobata (% in volume)				8	7	6	5	4,5	4	3,5	3	



TABELLA III

STIMA APPROSSIMATIVA DELLO SCARTO QUADRATICO MEDIO (8) IN DIVERSE CONDIZIONI DI LAVORO

Grado di controllo	Descrizione	$\delta$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Eccellente	In laboratorio	20-30
Buono	Proporzionamento per pesata. Inerte in curva granulometrica controllata mediante impiego di piú inerti ben frazionati. Controllo dell'umidità degli inerti. Impiego di additivi. Costante supervisione	30-40
Discreto	Proporzionamento per pesata. Impiego di soli due inerti. Aggiunta d'acqua a giudizio dell'operatore. Controlli occasionali. Impiego di additivi	40-60
Mediocre	Proporzionamento a volume. Due soli inerti. Aggiunta d'acqua a giudizio dell'operatore. Controlli occasionali	60-80
Scadente	Proporzionamento a volume. Un solo inerte. Nessun controllo	70-100

ficanti e del 25% se si fa uso di additivi superfluidificanti.

Come si può notare la Tabella II si divide in due parti distinte per cls senza o con additivi aeranti; questi ultimi, come si sa, consentono di ridurre, a parità di lavorabilità, il quantitativo di acqua di impasto.

Dalle resistenze caratteristiche si passa alle resistenze medie con le note formule, determinando approssimativamente lo scarto quadratico medio in funzione del grado di controllo con i dati della Tabella III.

L'Autore fornisce inoltre dei diagrammi (fig. 5) che consentono di calcolare il rapporto acqua-cemento in funzione della resistenza media. Nel fissare il rapporto a/c si deve tenere conto oltre che della resistenza meccanica anche della durabilità del cls in base alle condizioni ambientali. La Tabella IV consente di calcolare il valore massimo del rapporto a/c necessario per ottenere una sufficiente bassa permeabilità e quindi durabilità.

Il rapporto a/c può comunque essere fissato anche in base al ritiro e al fluage. Noti, poi, il rapporto a/c ed il quantitativo di acqua, si calcola dapprima il quantitativo di cemento, e poi, per differenza, una volta

TABELLA IV

MASSIMO RAPPORTO ACQUA/CEMENTO CONSENTITO DAL GRADO DI AGGRESSIONE DELL'AMBIENTE E DAL TIPO DI STRUTTURA

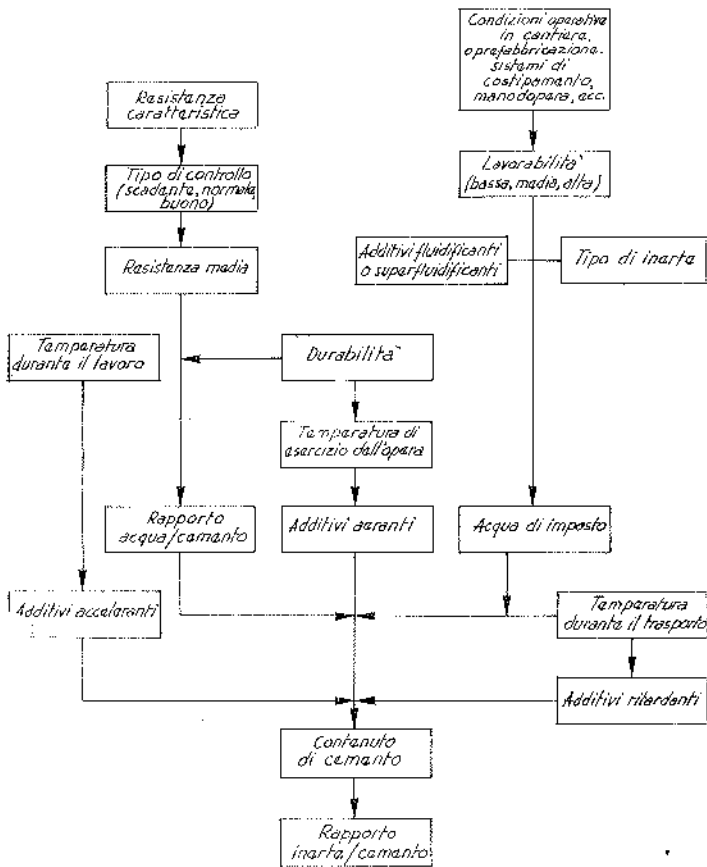
Tipo di struttura	Condizioni ambientali (1)					
	Ampie escursioni termiche o frequenti cicli di gelo e disgelo (solo calcestruzzo con additivi aeranti)			Piccole escursioni termiche. Raramente sotto 0°C, scarse le piogge o i periodi di clima arido		
	All'aria	In vicinanza del bagnasciuga o in prossimità dell'acqua		All'aria	In vicinanza del bagnasciuga o in prossimità dell'acqua	
		acqua potabile	acqua del mare o ambienti solfatici (2)		acqua potabile	acqua del mare o ambienti solfatici (2)
1. Sezioni sottili, parapetti, davanzali, strutture ornamentali ed architettoniche, tubazioni, e tutte le strutture armate con un copriferro inferiore a 25 mm	0,50	0,45	0,40 (3)	0,55	0,50	0,40 (3)
2. Sezioni di spessore intermedio, travi, pilastri, banchine, muri di riporto	0,55	0,50	0,45 (3)	(4)	0,55	0,45 (3)
3. Strutture di notevole spessore	0,60	0,50	0,45 (3)	(4)	0,55	0,45 (3)
4. Getti sott'acqua	—	0,45	0,45	—	0,45	0,45
5. Lastre poggiate su terreno	0,55	—	—	(4)	—	—
6. Strutture protette, interrato o per interni	(4)	—	—	(4)	—	—
7. Strutture che saranno protette ma che possono rimanere esposte ai cicli di gelo e disgelo per alcuni anni prima di essere protette	0,55	—	—	(4)	—	—

(1) Si dovrebbero usare calcestruzzi contenenti additivi aeranti in tutte le condizioni ambientali sotto 0°C.

(2) Acque o terreni con tenore di solfati superiore allo 0,2%.

(3) Con elementi resistenti ai solfati si può aumentare il rapporto a/c di 0,05.

(4) Il rapporto a/c dovrebbe essere scelto in base alla resistenza meccanica.



4 - Schema di un processo per il mix-design del calcestruzzo.

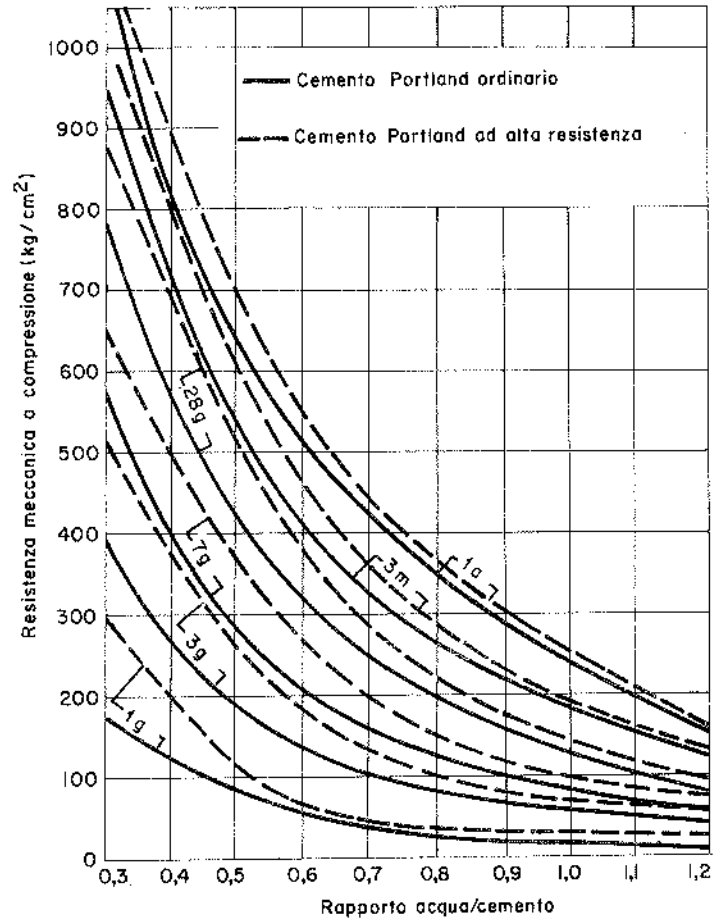
noti i volumi di acqua, di aria e di cemento, il volume di inerte, inclusa la sabbia, necessario a compiere 1 m<sup>3</sup> di cls. Il rapporto inerte grosso-sabbia, o più in generale, la composizione degli inerti potrà essere individuata attraverso i procedimenti consueti.

Tenendo conto poi delle condizioni ambientali all'atto del trasporto e del getto, può essere opportuno completare il mix-design utilizzando, per basse temperature, additivi acceleranti, e per alte temperature, additivi ritardanti.

L'A. fa presente che i risultati saranno tanto più precisi quanto più i grafici o le tabelle utilizzati siano stati sperimentalmente ricavati in relazione ai materiali disponibili. Ciò richiede un onere considerevole per la preliminare determinazione di alcune grandezze e delle loro mutue relazioni; tuttavia, specialmente nel caso di grande produzione, questo onere è ampiamente compensato dai risultati ottenibili. In ogni caso è sempre necessario, successivamente, procedere ad una verifica sperimentale al fine di valutare se le proprietà del cls progettato si ottengano realmente o se è necessario apportare alcune correzioni.

Un sensibile miglioramento delle qualità del cls è possibile ottenere con l'uso, in questi ultimi anni sempre più diffuso, di additivi. Questi, come è noto, sono sostanze che in piccole quantità, variabili mediamente dal 2‰ al 2%, rispetto al peso del cemento, vengono aggiunte al cls per conferirgli alcune proprietà.

Si parla, quindi, di additivi fluidificanti, plastificanti, aeranti, acceleranti, ritardanti, antigelo, idrofughi ecc. Tra questi molto adoperati sono i fluidificanti, ossia sostanze tensioattive che abbassano le forze di attra-



5 - Influenza del rapporto acqua/cemento sulla resistenza meccanica media.

zione tra le particelle del conglomerato rendendolo più fluido. Di conseguenza, a parità di rapporto a/c, migliorano la lavorabilità e, a pari lavorabilità, permettono di abbassare il rapporto a/c a beneficio della resistenza.

E' ben noto che, se si aumenta il contenuto in acqua per migliorare la lavorabilità, occorre contemporaneamente aumentare il quantitativo di cemento affinché rimanga costante il rapporto a/c e, quindi, almeno entro certi limiti, la resistenza. Occorre rilevare, però, che non è possibile spingersi su questa via oltre certi limiti, sia perché si è constatato che la resistenza decresce non solo con l'aumentare del rapporto a/c, ma anche con l'aumentare del quantitativo d'acqua in assoluto, sia perché aumentando l'acqua ed il cemento diminuisce il rapporto aggregato-cemento con conseguente forte aumento del ritiro. Di qui l'importanza degli additivi fluidificanti con i quali è possibile migliorare la lavorabilità senza aumentare il quantitativo d'acqua.

Si è visto che con l'uso di tali additivi è possibile diminuire, a pari lavorabilità, il rapporto a/c di circa il 5%.

Grossi quantitativi di fluidificante, tuttavia, non possono essere impiegati per ridurre ulteriormente l'acqua di impasto, dato che, così operando, si evidenzerebbe il loro effetto ritardante nella presa. In tale caso occorre ricorrere ad additivi superfluidificanti, grazie ai quali è possibile ridurre il rapporto a/c almeno del 12%.

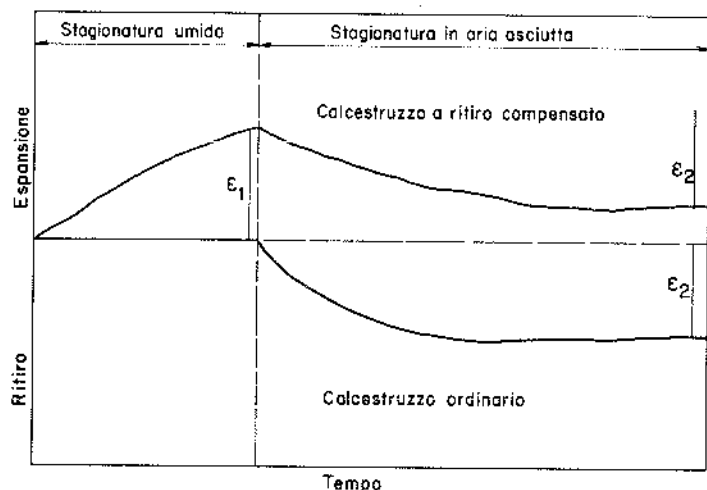
I superfluidificanti possono essere utilizzati in tre modi:

a) Come « super riduttori d'acqua » ossia per produrre calcestruzzi con rapporti a/c molto bassi e quindi per aumentare la resistenza meccanica. Infatti, pur man-

tenendo costante la lavorabilità ed il quantitativo di cemento, è possibile ridurre l'acqua di impasto del 20-30%, con un incremento della resistenza dal 50 al 100% rispetto ai calcestruzzi non additivati.

b) Come « superfluidificanti » ossia per produrre cls molto fluidi; a parità di cemento e di dosaggio d'acqua di impasto lo slump passa da 75 a 200 mm o da 20 a 250 mm a seconda del tipo e del dosaggio di additivo.

c) Come « riduttori di cemento » ossia per produrre cls con minimo dosaggio di cemento; infatti, mantenendo



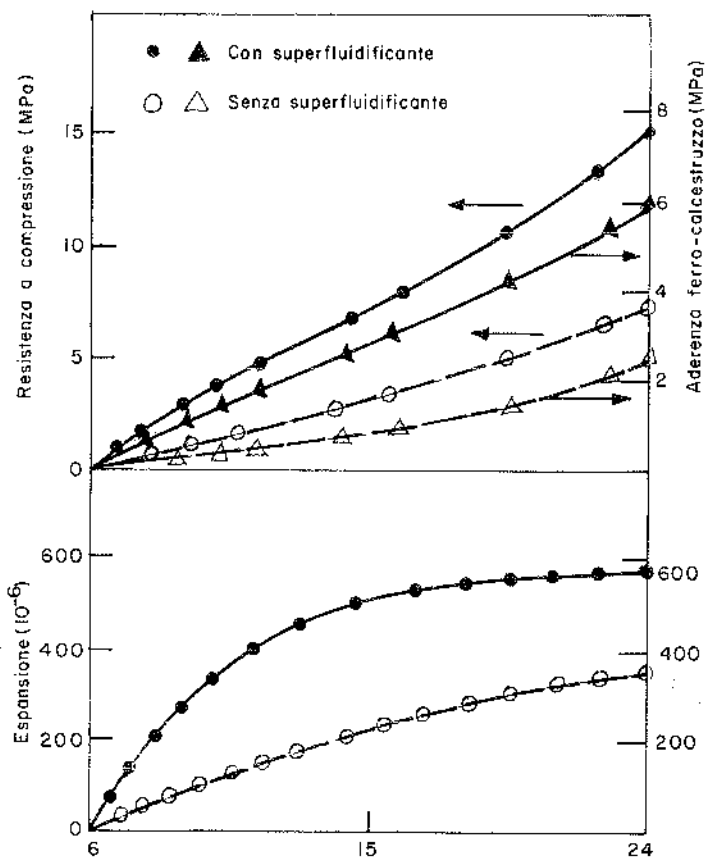
6 - Variazione dimensionale di un calcestruzzo ordinario e a ritiro compensato.

costante il rapporto a/c e riducendo, accanto al quantitativo di cemento, anche l'acqua di impasto, non varia né la resistenza meccanica né, grazie al superfluidificante, la lavorabilità.

Collepari, Guella e Maniscalco nella memoria dal titolo « Calcestruzzi con superfluidificanti in climi caldi », mettono in evidenza, accanto agli inconvenienti che si incontrano nella produzione di cls sia fresco che indurito nei climi caldi, anche i mezzi necessari per attenuarli.

Le alte temperature ambientali infatti comportano da un lato una maggiore richiesta d'acqua, a pari lavorabilità, dall'altro un maggior ritiro. Per mantenere costante il rapporto a/c, quindi, occorre aumentare il quantitativo di cemento, con conseguente ulteriore aumento non solo del ritiro ma anche della fessurazione causata dalle forti differenze di temperatura del cls dovute al maggiore sviluppo di calore di idratazione nei climi caldi.

L'uso dei superfluidificanti si dimostra quindi particolarmente utile in quanto consente, a parità di rapporto a/c, e quindi di resistenza meccanica, di ridurre sia il quantitativo di acqua che di cemento. Nella memoria citata è dimostrato poi che, con l'impiego di superfluidificanti di tipo ritardante, è possibile mitigare altri due effetti negativi che si incontrano nei climi caldi, ossia la maggiore perdita di lavorabilità e i tempi di presa più brevi. Gli Autori, che inviterò a descrivere più in dettaglio l'interessante lavoro svolto, consigliano infine un maggior uso di additivi aeranti per compensare la perdita di aria inglobata dovuta sia all'elevata temperatura che all'impiego del superfluidificante.



7 - Resistenza a compressione, aderenza ferro-calcestruzzo ed espansione contrastata in funzione del tempo (dopo la presa) di calcestruzzo a ritiro compensato senza e con superfluidificante.

Gli additivi in questione, pur riducendo il ritiro igrometrico del calcestruzzo, non lo eliminano completamente; se si vuole un risultato migliore occorre ricorrere ad agenti espansivi che, provocando dopo la presa, e quindi durante il processo di indurimento, un aumento di volume, comportano, per l'aderenza all'armatura, sforzi di trazione in quest'ultima e di compressione nel conglomerato. Il successivo ritiro igrometrico riduce tali sollecitazioni e la compressione residua del conglomerato impedisce la formazione di fessurazioni durante l'essiccamento. (In fig. 6 è rappresentata la variazione dimensionale di un cls ordinario e di uno a ritiro compensato). Quindi, è l'entità dell'espansione contrastata che determina lo stato di coazione nel cls, in virtù del quale è impedita la formazione di fessure. E' evidente allora che, se si vuole una idonea espansione contrastata, occorre che durante la fase di aumento di volume del cls, questo abbia già raggiunto una buona resistenza meccanica e quindi una aderenza ferro-calcestruzzo che consenta l'insorgere di un sufficiente stato di coazione.

Collepari, Monosi e Pauri nella memoria dal titolo « L'influenza dei superfluidificanti nei calcestruzzi a ritiro compensato », attraverso una serie di prove sperimentali molto accurate, hanno dimostrato che, con l'impiego di superfluidificanti, grazie al minor rapporto acqua-cemento, la resistenza a compressione iniziale aumenta ed insieme a questa l'aderenza ferro-calcestruzzo, ottenendosi quindi una maggiore espansione contrastata.

Ciò si deduce chiaramente dalla fig. 7 che mostra come, ad un rapido sviluppo di resistenza meccanica, corrisponde una migliore aderenza ferro-calcestruzzo, e,

pertanto, una migliore espansione contrastata. Di conseguenza, a parità di espansione contrastata, con l'impiego di superfluidificanti è possibile ridurre la quantità di agente espansivo.

Albi Marini nella Nota dal titolo « Il diagramma  $\sigma - \varepsilon$  dei calcestruzzi ad elevata resistenza » fornisce i primi risultati di un'indagine in base alla quale si può fin d'ora affermare che per i cls reoplastici vi è un incremento del coefficiente di qualità di Tetmajer  $T = \sigma_R \cdot \varepsilon_R$ , essendo  $\sigma_R$  ed  $\varepsilon_R$  rispettivamente le tensioni e le deformazioni di rottura. L'indagine prende lo spunto dalla considerazione che l'aumento di resistenza meccanica è accompagnato da un aumento del modulo di elasticità e da una diminuzione di duttilità. Nelle zone sismiche, dove il materiale, accanto alle necessarie doti di resistenza deve possedere una sufficiente duttilità, il coefficiente di Tetmajer è indicativo della qualità del materiale adoperato. Di qui la convenienza ad usare cls reoplastici.

Recentemente sono entrati in commercio nuovi tipi di calcestruzzo adatti per getti subacquei; grazie ad essi sono possibili getti in caduta libera anche attraverso molti metri d'acqua senza segregazione e dilavamento del cemento.

Diotallevi, Poluzzi e Zarrì con la collaborazione di Balatroni e Volta, stanno svolgendo un programma di ricerche volto a confrontare i carichi di rottura di elementi inflessi, soggetti per tempi prolungati all'azione aggressiva del mare, confezionati con calcestruzzi ordinari e calcestruzzi per getti subacquei.

Come si rileva dalla nota dei citati Autori presentata a questo convegno dal titolo: « Elementi strutturali di calcestruzzo armato sollecitati ed immersi in mare,

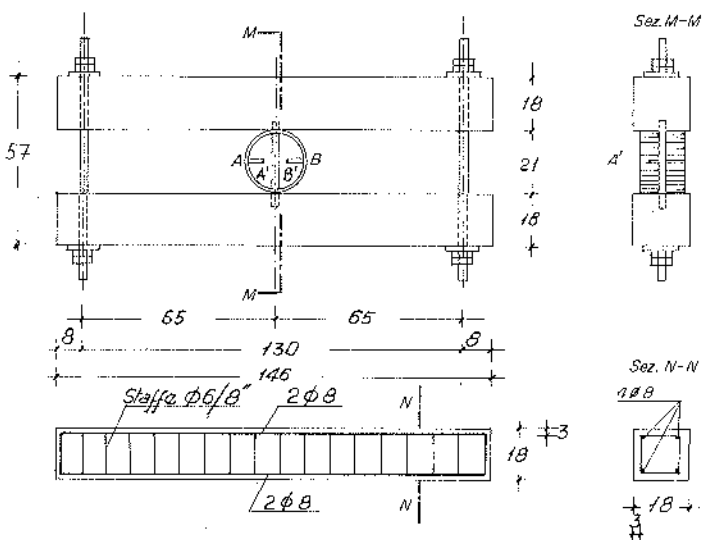


Fig. 8

realizzati con cls idrocal e cls ordinario», il confronto verrà fatto su travetti di eguali caratteristiche geometriche e di armatura, ma realizzati nei due materiali e sollecitati in modo tale da ottenere uno stato di fessurazione prossimo a quello limite regolamentare. Per avere un confronto significativo, è stato realizzato il dispositivo di fig. 8 con il quale è possibile sottoporre il travetto con cls ordinario e quello con cls idrocal a stati di sollecitazione identici nel tempo.

Infatti, avvitando i dadi delle barre filettate di estremità, i travetti realizzati nei due materiali, attraverso l'anello che funziona da dinamometro, si trasmettono uno sforzo mutuo.

Numerosi dispositivi del genere sono calati in mare e su di essi verranno effettuate prove di rottura a 6 mesi, 1 anno e 3 anni. Sui primi risultati, non ancora noti all'atto della stesura della Nota, gli Autori riferiranno direttamente.

Accenno poi alla memoria di Tognon ed altri dal titolo: « Calcestruzzi ad altissima resistenza nel campo della prefabbricazione » della quale mi è pervenuto solo il sommario. Trattasi di cls con i quali è possibile raggiungere a 24 ore dal getto una resistenza a compressione di circa 1500 kg/cm<sup>2</sup> su provini cubici di spigolo pari a 10 cm. Gli ingredienti sono quelli tradizionali con l'aggiunta di additivi superfluidificanti necessari per mantenere una sufficiente lavorabilità anche con rapporto acqua/cemento basso (0,4). L'aumento di resistenza è dovuto al rafforzamento della matrice cementizia e del legame pasta-aggregato ottenuti grazie ad un doppio ciclo di trattamento idrotermico del cls ed all'impiego di cementi speciali. E' possibile ottenere poi, un raddoppio della tensione di rottura se si fa uso di inerti quarzosi anziché calcarei; ciò è conseguenza della reazione tra silice e calce di idrolisi che si sviluppa durante il trattamento idrotermico ad alta pressione. Ne consegue un netto miglioramento del legame pasta-inerte che, come è noto, rappresenta il punto debole dei cls tradizionali e che è causa del loro comportamento fortemente anelastico per carichi superiori al 50% del carico di rottura. Il legame tensioni-deformazioni risulta lineare sino alla rottura ed il modulo elastico attinge valori pari a 500.000 kg/cm<sup>2</sup>.

Per le loro caratteristiche meccaniche tali cls possono quindi essere assimilabili alle pietre ed alle paste cementizie indurite, cioè a sistemi omogenei monofasi piuttosto che a sistemi eterogenei bifasi quali sono i cls ordinari. Pregherei Tognon di illustrarci più in dettaglio le ricerche in corso e di spiegarci se il comportamento elastico dei calcestruzzi studiati è dovuto all'assenza di microfessure nello stato naturale, conseguenza del più intimo legame esistente fra pasta di cemento ed inerte.

Accenno, infine, per completezza di discorso, alla tecnica della « coated-sand » per produrre calcestruzzi ad altissima resistenza. Le ricerche sull'argomento sono ancora in una fase iniziale e non si hanno notizie precise al riguardo. Tale tecnica consiste nel mescolare inizialmente sabbia umida con cemento realizzando una miscela a basso rapporto acqua/cemento (0,25). Successivamente, all'impasto si aggiunge la rimanente quantità d'acqua e cemento e tutti gli altri aggregati.

### 3. Filone B) di ricerca

Il dosaggio ottimale degli ingredienti, le migliori cautele nella messa in opera, nonché l'uso di additivi, pur determinando un sensibile miglioramento delle prestazioni del cls non sono tuttavia in grado di eliminare o attenuare sostanzialmente alcuni difetti che sono caratteristici della sua struttura ossia:

- A) Una modesta resistenza a trazione.
- B) Un comportamento a rottura essenzialmente fragile.

- C) Una bassa resistenza agli urti ed all'usura.
- D) Una scarsa stabilità dimensionale.
- E) Una relativa permeabilità e quindi una scarsa resistenza agli agenti aggressivi ed al gelo.

Al fine di migliorare le prestazioni dei conglomerati e quindi di ampliare il loro campo di applicazione, si è avuto in questi ultimi anni un'intensificarsi delle ricerche indirizzate allo studio di nuove tecnologie capaci di attenuare i difetti su menzionati. La via perseguita è stata quella di creare nuovi materiali compositi in cui, ai normali componenti del conglomerato, cioè allo scheletro disperso nella matrice costituita dalla pasta cementizia idratata, è stato aggiunto un agente rinforzante costituito da un materiale fibroso o da una resina finemente dispersa nella matrice.

Nel primo caso il miglioramento delle caratteristiche meccaniche è ottenuto aggiungendo agli altri componenti, all'atto del confezionamento del cls, una fase fibrosa diffusamente dispersa in modo da costituire un rinforzo a trazione multidirezionale. Si ottengono in tal modo i cosiddetti *calcestruzzi fibro-rinforzati* le cui proprietà dipendono, oltre che dal tipo di fibra impiegata, anche dalla loro forma e dimensioni oltre che dalle modalità di confezione e dal rapporto in volume dei componenti. Esistono fibre di amianto, di nylon, di polipropilene, di carbonio, di vetro e di acciaio.

Le più adoperate sono le fibre di vetro e di acciaio, oltre naturalmente a quelle di amianto che hanno ormai un impiego tradizionale. Occorre però rilevare che, mentre nel cemento amianto, grazie al particolare processo di fabbricazione, è possibile ottenere una elevata concentrazione del rinforzo fibroso e, quindi, un materiale di elevate caratteristiche meccaniche, nei normali cls fibrosi, invece, per difficoltà di mescolamento e di lavorabilità dell'impasto, si è costretti a limitare la percentuale della parte fibrosa. Adoperando fibre di acciaio, ad esempio, per difficoltà che insorgono durante il processo di mescolatura, è consigliabile non superare concentrazioni medie del 3 ÷ 4% in peso ed impiegare fibre di lunghezza non superiore ai 40 ÷ 50 mm.

Rispetto ai cls ordinari, con quelli fibro-rinforzati si ottengono i seguenti miglioramenti nelle prestazioni meccaniche:

- A) Un netto aumento della resilienza.
- B) Un discreto miglioramento della resistenza sia a trazione che a flessione e taglio.
- C) Un modesto aumento della resistenza a compressione.
- D) Un netto miglioramento del comportamento alla fessurazione.

Per quanto riguarda quest'ultimo aspetto, occorre tenere presente che, date le basse concentrazioni in rinforzo fibroso realizzabili, la deformazione oltre la quale, nel calcestruzzo rinforzato, si verifica la fessurazione, non si scosta molto da quella per cui lo stesso fenomeno si manifesta nel calcestruzzo ordinario. Le fibre però costituiscono una sorta di dispositivo di collegamento e di bloccaggio che si oppone all'apertura delle fessure. Si ha allora un incremento, anche se modesto, del carico di collasso rispetto a quello di prima fessurazione; a partire da tale valore del carico, poi, il sistema è ancora in grado di resistere all'energia addizionale necessaria allo sfilamento delle fibre con conseguente incremento della duttilità (fig. 9).

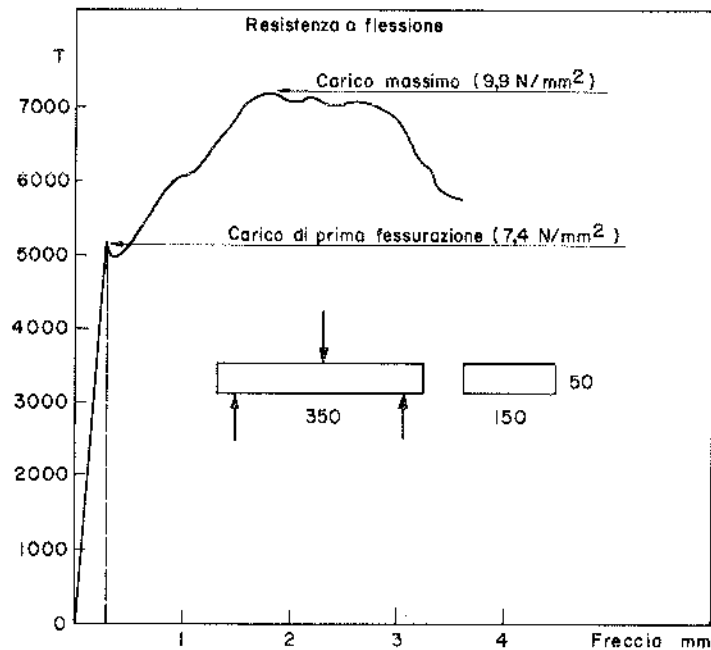


Fig. 9

Ha fatto rilevare Van de Walle nella Nota «Cemento armato con fibre di acciaio», presentata a questo Convegno, che il collasso non si verifica per la rottura delle fibre, ma per il loro sfilamento. Il rapporto L/D fra lunghezza e diametro delle fibre per cui si verifica la rottura delle fibre stesse raggiunge il valore 250. Come si è detto, però, per questioni di lavorabilità non si supera il valore L/D = 50, per cui non si sfruttano appieno le proprietà delle fibre, a meno che non si impieghino superfluidificanti grazie ai quali si ottiene una maggiore lavorabilità dell'impasto.

Notevoli incrementi di resistenza si hanno, poi, se si passa dalla normale distribuzione casuale della fascina fibrosa all'interno della matrice, alla distribuzione orientata delle fibre secondo la direzione delle sollecitazioni di trazione, ciò che è possibile ottenere impiegando calcestruzzi reoplastici e utilizzando opportuni elettromagneti applicati alle cassaforme.

Il calcestruzzo rinforzato, tuttavia, non può porsi in alternativa al cemento armato tradizionale, a meno che non sia impiegato per la costruzione di elementi con scarse esigenze di portanza. Adoperando però una idonea armatura si ottengono, anche se molto costosi, elementi strutturali portanti capaci di alte prestazioni. Per il notevole costo, però, un cls fibrorinforzato armato non potrà avere una grande diffusione; diverso sarebbe il discorso se, attraverso il miglioramento della produzione, fosse possibile realizzare elementi strutturali capaci di resistere alle sollecitazioni senza l'impiego di armature convenzionali.

Attualmente più che di cls si fa uso di malte e di paste fibrose; esse trovano impiego nella preparazione di elementi sottili dove è necessario avere a che fare con materiali che presentino una notevole resistenza all'urto ed una rottura circoscritta di tipo non fragile.

L'armatura fibrosa è impiegata con successo in operazioni di gunitaggio, per rivestimenti di gallerie e per la stabilizzazione di pendii rocciosi, specialmente quando è possibile eliminare le reti metalliche di armatura, sempre molto costose da mettere in opera.

Un altro procedimento per ottenere un materiale composito di elevate caratteristiche meccaniche consi-

ste nel sottoporre un ordinario conglomerato cementizio, già indurito, e, di solito, sotto forma di elementi prefabbricati, ad un processo di impregnazione da parte di un monomero la cui successiva polimerizzazione avviene in situ. Come è noto, i monomeri sono liquidi organici di bassa viscosità, capaci di combinarsi con molecole della stessa specie per formare polimeri, ossia sostanze solide molto resistenti comunemente chiamate materie plastiche.

I calcestruzzi impregnati con polimeri o PIC (Polymer Impregnated Concrete) presentano caratteristiche meccaniche intermedie tra quelle dei calcestruzzi veri e propri e quelle dei materiali ceramici e metallici. Mentre, infatti, con i calcestruzzi ordinari particolarmente curati è possibile ottenere valori della resistenza a compressione di circa  $600 \div 700 \text{ kg/cm}^2$ , con i calcestruzzi impregnati, invece, si raggiungono valori della resistenza a compressione dell'ordine di  $1400 \div 1500 \text{ kg/cm}^2$  e, nel caso di impregnazione di calcestruzzi di ottima qualità, ossia molto compatti e quindi già di per sé molto resistenti, anche valori prossimi ai  $3000 \text{ kg/cm}^2$ . La resistenza a trazione passa, poi, dai  $30 \div 40 \text{ kg/cm}^2$  dei calcestruzzi ordinari a circa  $200 \text{ kg/cm}^2$ , mentre il modulo di elasticità risulta circa doppio di quello di un calcestruzzo non impregnato. L'impregnazione, inoltre, annulla praticamente lo scorrimento viscoso (creep) tra-

loro, la rottura del conglomerato stesso. Nel processo di impregnazione e di successiva polimerizzazione in situ del monomero, il polimero risultante riempie una parte più o meno grande dei vuoti esistenti all'interno del conglomerato, costituendo un reticolo tridimensionale molto rigido e riducendo, di conseguenza, sensibilmente, la porosità. Ne consegue un aumento dell'aderenza pasta cementizia-aggregato, un annullamento delle microfessure presenti ed un incremento delle caratteristiche meccaniche della matrice. Da tali effetti derivano sia la maggiore resistenza sia il comportamento essenzialmente elastico del calcestruzzo impregnato.

La tecnologia di produzione, per quanto riguarda il trattamento di elementi prefabbricati, si articola secondo le seguenti fasi:

- 1) preparazione del manufatto secondo metodi tradizionali;
- 2) maturazione del manufatto, possibilmente in autoclave;
- 3) trattamento termico di disidratazione in forno;
- 4) impregnazione a pressione atmosferica o con leggera pressione;
- 5) polimerizzazione termo-catalitica in acqua.

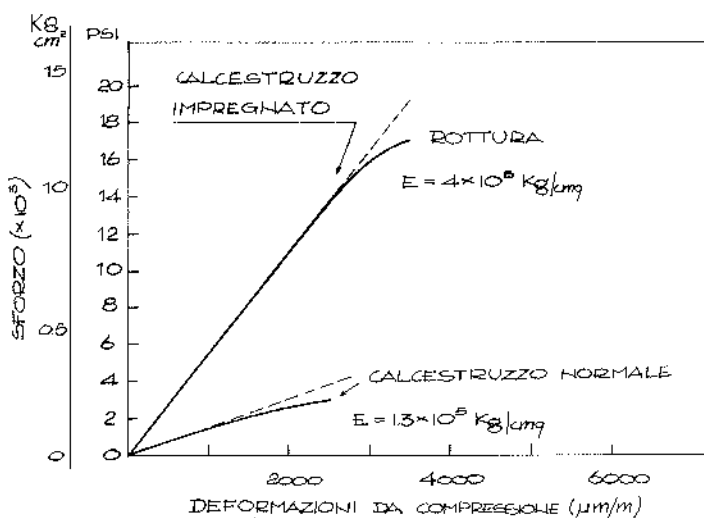
Il processo tecnologico può, poi, essere più o meno modificato per ottenere determinate caratteristiche del composito. È possibile, così, ottenere calcestruzzi parzialmente impregnati o totalmente impregnati. L'impregnazione totale è attuata per sezioni sottili o per piccoli elementi, mentre quella parziale trova un'efficace applicazione nella riparazione di strade, solette da ponte ed elementi di calcestruzzo prefabbricati. Inizialmente la ricerca ha mirato ad aumentare la quantità di monomero assorbibile durante l'impregnazione in modo da ridurre al massimo la porosità originaria del calcestruzzo; successivamente si è potuto, invece, constatare che i migliori risultati, sia dal punto di vista delle prestazioni meccaniche che da quello economico, si ottengono sottoponendo ad impregnazione calcestruzzi di elevata qualità e quindi già molto compatti.

I conglomerati impregnati con polimeri, per le loro particolari caratteristiche possono considerarsi dei materiali compositi del tutto nuovi rispetto ai calcestruzzi rinforzati con fibre e a quelli tradizionali. Di questi ultimi conservano solo il comportamento fragile a rottura; tale caratteristica negativa può essere, però, facilmente superata applicando la tecnica dell'impregnazione a calcestruzzi armati in maniera convenzionale o fibro rinforzati.

È evidente, poi, che ogni confronto economico fra calcestruzzi impregnati e calcestruzzi tradizionali e fra questi ultimi e quelli rinforzati con fibre va fatto in funzione del tipo di manufatto da realizzare e delle particolari prestazioni richieste. Per una pratica applicazione dei calcestruzzi fibro-rinforzati ed impregnati che, ovviamente, sono sensibilmente più costosi di quelli ordinari, è necessario che vi sia un giusto equilibrio tra costi e prestazioni.

L'impregnazione totale o parziale trova efficace applicazione per vari tipi di strutture quali: pavimentazioni, condutture, tubazioni, rivestimenti di tunnels, contenitori, pannelli pareti, condotti per cavi telefonici ecc.

Essa, inoltre, è stata ed è largamente impiegata, specialmente negli Stati Uniti, per migliorare la durabilità



10 - Curve sforzi-deformazioni di uno stesso calcestruzzo prima e dopo l'impregnazione.

sformando il calcestruzzo convenzionale da materiale elasto-plastico in materiale essenzialmente elastico (fig. 10). Anche l'aderenza tra conglomerato ed armatura aumenta notevolmente tanto che è possibile far lavorare quest'ultima a tassi più elevati. Infine, i calcestruzzi impregnati, per la loro impermeabilità, risultano molto resistenti all'azione del gelo e degli agenti aggressivi.

Per comprendere gli effetti dell'impregnazione, occorre rilevare che il conglomerato cementizio presenta, nella struttura della pasta cementizia, una specie di sistema vascolare costituito da capillari che possono raggiungere diametri di  $10 \div 20$  micron ed inoltre, già prima di essere sottoposto a carichi, è interessato da microfessurazioni all'interfaccia tra pasta di cemento ed aggregati. Il comportamento elastoplastico del calcestruzzo è dovuto all'aggravarsi ed al lento diffondersi, sotto carico, di tali microfessurazioni che, per livelli di tensione molto elevati, provocano, congiungendosi tra-

di solette da ponte e, in genere, in parti strutturali soggette a fenomeni di disgregazione a causa di scorrimento e dilavamento di acque aggressive. In molte Nazioni, quali la Norvegia, l'Inghilterra, la Francia, la Germania dell'Est e la Russia, sono in corso ricerche sull'utilizzazione dei calcestruzzi impregnati per la realizzazione di strutture marine, specialmente nel Mare del Nord e nell'Oceano Artico. Se si tien conto, infatti, che nei prossimi venticinque anni lo sfruttamento delle risorse degli oceani costituirà, per l'umanità, e non solo per questioni energetiche, uno degli impegni più importanti, si comprende la necessità di migliorare la tecnologia per la realizzazione di impianti industriali galleggianti e terminali offshore per la navigazione.

L'esperienza sulle strutture marine in conglomerato ha posto in evidenza la necessità di impiegare un materiale dotato dei seguenti requisiti:

- A) buona resistenza ai carichi prevalentemente ciclici;
- B) durabilità in severe condizioni ambientali;
- C) resistenza alle azioni di gelo e disgelo;
- D) peso possibilmente ridotto;
- E) notevole resistenza a trazione.

Poiché i calcestruzzi di polimeri in combinazione con le tecniche di precompressione o di rinforzo mediante fibre, presentano molti di tali requisiti, ritengo che possano trovare un campo di impiego fecondo nella realizzazione di strutture off-shore.

#### 4. Filone C) di ricerca

E' il filone di ricerca riguardante gli studi sui cls in cui è effettuata la sostituzione totale di alcuni degli ingredienti tradizionali. Sono quindi da collocare in questo filone le ricerche su calcestruzzi di polimeri (Polymer Concrete - P.C.) in cui la funzione legante è svolta non più dal cemento, ma da resine sintetiche. Il notevole potere legante dei polimeri termoindurenti e l'elevata aderenza ad ogni tipo di supporto, e quindi anche all'acciaio, ha suggerito, negli ultimi anni, l'idea di impiegare tali materiali nella confezione di malte e conglomerati in sostituzione del cemento e dell'acqua.

Come è noto, il calcestruzzo di cemento è un materiale pesante che utilizza gran parte della sua resistenza per portare il peso proprio; inoltre presenta tempi di indurimento piuttosto lunghi ed una scarsa resistenza a trazione, all'usura, al gelo ed agli agenti aggressivi.

I calcestruzzi di resina, invece, sono dotati di caratteristiche meccaniche talmente elevate da poter resistere da soli, ossia senza armature, se utilizzati in elementi strutturali, a sforzi di trazione e taglio. Infatti, a seconda del tipo di legante sintetico impiegato, essi raggiungono resistenze a compressione da tre a quattro volte più elevate di quelle dei calcestruzzi con legante cementizio e resistenza a trazione da cinque a sette volte più grandi.

Il modulo di elasticità a compressione risulta, invece, dello stesso ordine di grandezza di quello dei calcestruzzi ordinari mentre le deformazioni a rottura a compressione ed a trazione sono rispettivamente circa tre volte e cinque volte più elevate delle corrispondenti relative al cls ordinario.

I calcestruzzi di polimeri raggiungono, poi, già dopo 24 ore dalla confezione, resistenze molto vicine a quelle massime; hanno buone doti di impermeabilità, resistenza all'usura, agli agenti aggressivi e posseggono anche buone proprietà di isolamento termico ed elettrico.

Le resine più impiegate per la loro confezione sono le epossidiche e le poliestere. Mentre le prime induriscono per una reazione di poliaddizione in presenza di un induritore, nelle seconde, invece, l'indurimento avviene per una reazione di polimerizzazione, in presenza di un catalizzatore. I tempi di indurimento, per le resine epossidiche, possono essere regolati agendo esclusivamente sulla temperatura, mentre per le resine poliestere è possibile ottenere indurimenti più o meno rapidi aggiungendo alla miscela resina-catalizzatore quantità più o meno grandi di un agente accelerante.

I calcestruzzi confezionati con resine epossidiche raggiungono, a 20°C, valori medi della resistenza a compressione di circa 1200 kg/cm<sup>2</sup> e della resistenza a trazione per flessione di circa 280 kg/cm<sup>2</sup>, mentre quelli di resine poliestere presentano, sempre a 20°C, valori medi della resistenza a compressione di circa 1000 kg/cm<sup>2</sup> e di quella a trazione per flessione di 300 kg/cm<sup>2</sup>.

La resistenza a trazione diretta risulta, poi, per entrambi i tipi pari a circa la metà di quella a flessione. Inoltre il quadro fessurativo che per conglomerato normale armato si manifesta per una tensione nell'acciaio variabile dai 400 ai 700 kg/cm<sup>2</sup>, nel caso dei conglomerati di resina le prime fessurazioni, di solito localizzate nelle zone più sollecitate, appaiono a livelli di tensione dell'ordine dei 2000 ÷ 3000 kg/cm<sup>2</sup>.

Gli inerti utilizzati per la loro confezione sono quelli comunemente impiegati per i calcestruzzi cementizi, compresi gli inerti di argilla espansa. E' necessario, però, che siano privi di elementi polverulenti e che abbiano, specialmente in presenza di resine poliestere, un tenore in acqua minore dell'1%.

Per il costo più elevato (circa 4 volte) delle resine epossidiche rispetto a quello delle resine poliestere, le ricerche si sono sviluppate essenzialmente nel campo dei calcestruzzi ottenuti impiegando quest'ultimo tipo di resina.

Con le resine poliestere, peraltro, data la loro minore viscosità, si ottengono calcestruzzi più lavorabili il cui indurimento avviene a freddo in tempi che, come si è già detto, sono facilmente regolabili. La compattazione in opera si effettua, poi, mediante opportuni vibratori applicati alle cassaforme.

La composizione granulometrica del calcestruzzo di polimeri viene studiata seguendo il principio di sostituire il cemento con dei fillers e facendo in modo che il quantitativo di resina sia tale da riempire i vuoti ed avvolgere gli aggregati.

I calcestruzzi di polimeri, accanto alle caratteristiche positive, precedentemente elencate, presentano alcuni aspetti negativi che, allo stato attuale delle ricerche, impediscono una loro sicura utilizzazione in campo strutturale: il loro ritiro più o meno marcato, durante la presa, può provocare, infatti, fenomeni di fessurazione, specialmente in grandi masse; a ciò si è cercato di rimediare impiegando opportuni agenti espansivi. Essi, inoltre, pur non essendo facilmente infiammabili, sono molto sensibili alla temperatura.

La loro durabilità ed il loro comportamento sotto carichi di lunga durata è soddisfacente, a temperatura

ambiente e per livelli di tensione compresi tra 1/3 ed 1/2 di quello di rottura, ma il comportamento in strutture sottoposte a numerose variazioni stagionali di temperatura è sconosciuto. Il fluage e la sensibilità alla temperatura possono essere ridotte al minimo studiando opportunamente le granulometriche degli inerti in modo da diminuire il più possibile il volume dei vuoti e quindi quello della materia organica.

I calcestruzzi di resina, eventualmente rinforzati con fibre, per le loro proprietà dielettriche hanno trovato, in alcune Nazioni, una larga applicazione nella realizzazione di isolatori per linee elettriche ad alto voltaggio; inoltre, specialmente in Russia ed in Giappone, vengono impiegati per la costruzione di manufatti prefabbricati molto resistenti all'usura ed alle azioni aggressive, quali canali, tubazioni ecc. ed in costruzioni industriali chimicamente stabili in presenza di vari agenti corrosivi.

E' auspicabile che i progressi nel campo della chimica possano eliminare e ridurre i difetti su menzionati; in tal caso i conglomerati di polimeri potrebbero essere efficacemente impiegati in campo strutturale sia per la costruzione di elementi sottili di grande portata, sia per la realizzazione, in strutture soggette a carichi sismici, di giunti e nodi dotati di elevata resistenza e duttilità.

Allo stato attuale, l'impiego delle resine sia nel campo della confezione di calcestruzzi strutturali, sia in quello delle tecniche di rinforzo (tipo Béton plaqué) richiede l'uso di particolari accorgimenti atti ad evitare i pericolosi effetti delle alte temperature. Nel caso del Béton plaqué, ad esempio, è dimostrato che con rivestimenti di lastre di vermiculite di 4 cm di spessore è possibile proteggere l'incollaggio dalle alte temperature per circa due ore.

Ricadono in questo filone di ricerca anche studi sui calcestruzzi leggeri strutturali, in cui all'inerte grosso viene sostituito un inerte leggero di argilla espansa, ottenendo un prodotto con un peso/volume sensibilmente inferiore a quello tradizionale ma con resistenze meccaniche dello stesso ordine di grandezza.

Non mi dilungo sulle proprietà di questo materiale, sia perché può ormai considerarsi di tipo tradizionale, sia perché sulle sue più recenti applicazioni, in campo strutturale, vi parlerà Calzona.

Prima di concludere, mi sembra quanto mai opportuno accennare, anche se brevemente ed in maniera incompleta per ragioni di tempo, ad un importante filone di indagini teoriche che prende lo spunto da studi nell'ambito della meccanica della frattura.

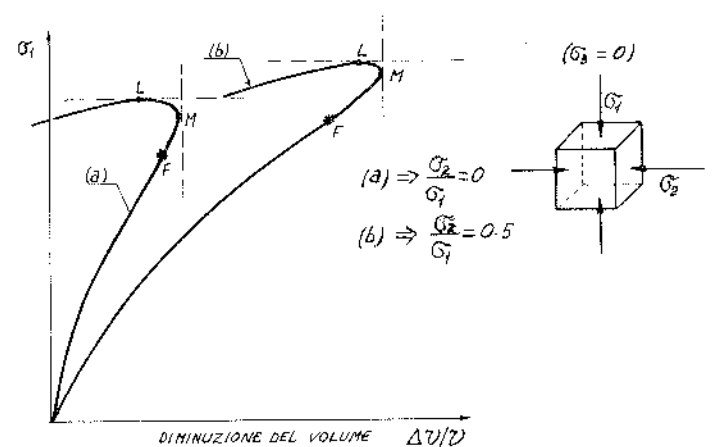
Gli studi sono volti a definire un idoneo modello matematico che descriva il complesso meccanismo di fenomeni che avvengono all'interno della massa del cls e che sono alla base del suo comportamento non lineare. Molti Autori hanno finalizzato in tempi recenti le loro ricerche in tale direzione descrivendo diversi metodi per la caratterizzazione della evoluzione della disgregazione del materiale al crescere dei carichi e proponendo diversi approcci per la modellazione del fenomeno.

L'eterogeneità del calcestruzzo è probabilmente alla base della formazione di microfessure. Queste sono fondamentalmente di due tipi: microfessure di scollamento fra malta ed inerte, microfessure nella malta. Tali fessure, dovute al complesso fenomeno di idratazione del cemento (ritiro ed incompatibilità termica) e spesso ad una imperfetta aderenza fra pasta ed aggregati, per

essere questi ultimi, a volte, non perfettamente puliti, ma ricoperti da uno strato di parte finissima, sono preesistenti allo sforzo e si propagano al crescere dei carichi.

Gli studi sull'argomento hanno avuto un notevole impulso anche grazie alla messa a punto di tecniche di osservazione diretta, ai raggi x, ed indiretta attraverso la misura della velocità delle onde ultrasoniche, per la localizzazione della degradazione del materiale e per la valutazione della sua evoluzione sotto carico. E' stato così possibile osservare che le microfessure, preesistenti all'applicazione dei carichi e localizzate preferibilmente, come si è detto, all'interfaccia malta-inerte grosso, si propagano dapprima lungo l'interfaccia e poi attraverso la malta, collegandosi fino a formare un reticolo continuo che divide il corpo in più parti.

Lo studio dell'evoluzione dello stato tensionale e deformativo in funzione della degradazione del materiale è stato condotto da Boulay e Colson attraverso prove di compressione monoassiale, da Hugues e Chapman, attraverso prove di trazione monoassiale e da Kupeer e Rusch attraverso prove di compressione mono e biassiali. Particolarmente interessanti sono i diagrammi ricavati da questi ultimi Autori che forniscono l'evolu-



11 - Curve della variazione specifica di volume nelle prove di compressione mono-assiale (a) e bi-assiale (b).

zione della variazione specifica di volume in una prova di compressione biassiale in funzione dello stato tensionale (fig. 11). Tale diagramma è indicativo della evoluzione delle cricche preesistenti allo stato di sollecitazione al crescere dei carichi. Il primo tratto fino al punto F corrisponde alla fase di contrazione delle parti solide costituenti il materiale.

A partire da questo punto, crescendo lo sforzo, si ha dapprima un aumento della zona di scollamento fra malta ed inerte e, successivamente, una diramazione delle fessure nella malta. Conseguenza di ciò è una maggiore rapidità di crescita della dilatazione trasversale per cui la riduzione di volume risulta meno sensibile che nella fase precedente.

A partire dal punto M, poi, l'effetto dovuto al rigonfiamento del materiale prevale, per ciò che riguarda la variazione di volume, sul compattamento per compressione.

Il provino, quindi, sebbene compresso, inizia ad aumentare il volume sino al punto L che corrisponde



alla massima tensione di compressione sopportabile dal materiale. Segue, a partire dal punto L, la fase di instabilità (tratto discendente della curva).

Nobile nella nota dal titolo: « Comportamento a collasso del calcestruzzo in stati biassiali » ha studiato, applicando i metodi della Meccanica della frattura, l'evolversi delle cricche su cilindri cavi soggetti a trazione e compressione ed ha confrontato i risultati teorici ottenuti con quelli sperimentali cui è pervenuto Calzona con prove su campioni in calcestruzzo normale e leggero. Dal confronto si rileva una buona coincidenza dei risultati dal punto di vista qualitativo, dato che le inclinazioni delle fessure, determinate da Nobile, non sono molto dissimili da quelle sperimentali.

Dal punto di vista quantitativo, invece, si notano differenze più sensibili, molto probabilmente perché, con

l'analisi teorica, sono misurati i livelli di tensione corrispondenti alla diramazione delle microcricche iniziali, mentre Calzona rileva lo stato tensionale in coincidenza dell'apparire della prima fessura, ossia quando il fenomeno si è talmente evoluto da fornire una immagine macroscopica della diramazione. Maggiori dettagli verranno forniti direttamente dall'Autore.

Nel concludere questa relazione è mio intendimento sottolineare ancora una volta la sua incompletezza a causa della impossibilità di trattare in modo esauriente, per i motivi di cui si è detto, tutti gli argomenti.

Mi riterrei soddisfatto se avessi raggiunto lo scopo di dare dell'argomento una panoramica sistematica la quale possa almeno fornire indicazioni circa le linee di ricerca, a mio avviso da proseguire, al fine di fornire risultati utili per le pratiche applicazioni.

## La moderna tecnologia del conglomerato cementizio

Prof. Ing. Remo Calzona

### I. Generalità

Inizio questa mia conversazione con una breve storia della nascita e della evoluzione del « Conglomerato Cementizio » che può essere utile per individuare, successivamente, quale potrà essere il futuro di questo materiale.

La fabbricazione del « cemento », inteso come « legante idraulico » artificiale, inizia verso la metà del sec. XVIII. Nel 1796 l'inglese I. Parker, dalla cottura di speciali calcari, trasse un prodotto cementizio che chiamò « cemento romano ».

L'era moderna dei cementi idraulici ha inizio ufficialmente il 21 Ottobre 1824 quando l'inglese Joseph Aspdin, conseguì un brevetto per il processo di preparazione di un prodotto che, ottenuto con la cottura di un'intima mescolanza di calcare e di sostanze argillose, ridotte in polveri finissime ed impastate con acqua, dopo un breve periodo diventava una massa dura, in tutto simile alla pietra di costruzione che abbonda nell'isola di Portland. Da ciò il nome di cemento Portland col quale Aspdin chiamò il suo ritrovato. Si trattava però ancora di una fabbricazione del tutto empirica.

Il grande sviluppo industriale nella fabbricazione del cemento Portland si ha più tardi, dopo le scoperte di Isaac Charles Johnson (1844) e dopo gli studi di Le Chatelier e Michaelis, che permisero di fissare la composizione chimica del cemento Portland in modo da poterlo fabbricare artificialmente ovunque, utilizzando e dosando materie prime di diversa origine.

A seguito dello sviluppo della produzione dei cementi, ritorna ad affermarsi ed a progredire la tecnica della costruzione mediante getti di calcestruzzo, che adottata e codificata dai romani, era stata sostituita nei secoli che seguirono alla caduta dell'Impero romano, dalla costruzione muraria soprattutto in mattoni e pietrame vario.

L'Inghilterra che fu la culla per la nascita del cemento, lo fu anche per le prime applicazioni del conglomerato cementizio « moderno » costituito da una miscela di inerti naturali, cemento artificiale ed acqua.

La più antica costruzione in conglomerato, eseguita tra il 1796 ed il 1801, nella quale fu usato il cemento di Parker fu il canale dell'acquedotto Chirk, lungo 210 m, largo 6,6 m, che supera con dieci arcate il fiume Cerioy.

Per il cemento Portland, il primo uso documentato si ha nel 1850, per la riparazione dei nuovi Docks portuali di Londra, le cui strutture avevano subito un crollo parziale, e successivamente nel 1858 per la costruzione della nuova fognatura di Londra.

Il nuovo materiale presenta tutta una serie di ottime qualità: facilità di confezionamento, capacità di adattarsi a qualsiasi forma, basso costo dei componenti, ottima resistenza al fuoco, durabilità, buona resistenza a compressione, ma il successo nel campo delle costruzioni civili lo ottiene solo nel momento in cui la bassa resistenza a trazione viene superata dall'uso delle barre d'acciaio nelle zone tese per assorbire gli sforzi di trazione: ossia con la « invenzione » del *cemento armato*. E' il connubio tra i due componenti conglomerato ed acciaio che dà origine al materiale da costruzione che caratterizzerà, più di qualsiasi altro, la nostra epoca tecnologica iniziata con la rivoluzione industriale, tanto che il « cemento armato » è diventato, purtroppo, anche il simbolo di un progresso devastatore della natura e dell'ambiente in cui viviamo.

L'esempio più antico per il quale possa parlarsi di cemento armato, anche se primitivo, è quello della barca costruita dal francese Lambot nel 1850 (brevetto del 1855), presentata alla esposizione di Parigi del 1855 (foto 1a nella tavola fuori testo).

Nel 1861 il giardiniere parigino Monier, realizza dei vasi da giardino in malta di cemento nella quale inserisce uno scheletro di tondini d'acciaio e brevetta il sistema nel 1867 (foto 1b tav. f.t.).

Le strutture di Monier, concepite su basi del tutto empiriche, ed i suoi brevetti offrono le basi per l'introduzione del c.a. in altri paesi.

In particolare in Germania per merito dell'Ing. G.A. Wayss che, non solo realizza ben 320 ponti tra il 1877 ed il 1891, ma organizza una serie di ricerche con la collaborazione del Prof. Baushinger e successivamente dell'Arch. Koenen, i cui studi sono ripresi da Mörsh, che mette a punto la prima teoria del cemento armato, la cui impostazione resiste, ancora oggi, in molte parti alle critiche più serrate. E' di Mörsh la definizione del *cemento armato*: « Il calcestruzzo assorbe essenzialmente gli sforzi di compressione, l'acciaio quelli di trazione e taglio, secondo concezioni, tecnologie e schemi per la posizione delle barre longitudinali e delle staffe nel calcestruzzo differenti nei diversi brevetti ».

Accanto agli ideatori quali Monier, Coignet, Lambot, Hyatt, o ai teorici come Koenen, Mörsh, Considère, che gettarono le basi del calcolo del c.a., quindi ne permisero la volgarizzazione, un merito particolare va dato ai primi grandi realizzatori che con le loro opere favorirono l'affermazione del c.a. come il materiale capace di soddisfare le più ardite esigenze dei progettisti.

Fra i tanti un posto di rilievo spetta a François Hennebique, non solo per le genialità progettuali e costruttive, basti osservare il Ponte Risorgimento a Roma,

(foto 2 tav. f.t.), ma anche per intuizioni teoriche: Hennebique fu il primo a pensare la struttura statica come una ossatura in cemento armato, mettendo in luce il « monolitismo » delle strutture in cemento armato (foto 3 tav. f.t.), esaltandone tale qualità ed intuendo le riserve di resistenza che il cemento armato poteva avere con tale uso.

L'idea del « monolitismo », che discende dalla possibilità di plasmare il materiale in qualsiasi forma, è chiarissima in Robert Maillart, le cui opere, attraverso l'acquisita consapevolezza del comportamento elastico globale di tutte le parti strutturali, raggiungono traguardi di elevata purezza stilistica (foto 4 tav. f.t.).

Sono anche queste qualità della prima tecnologia, monolitismo e libertà di forme, che, pur con le carenze di conoscenza scientifica, permettono al cemento armato di affrontare e vincere la sfida delle coperture di grande luce, risolta nell'800 mediante strutture in acciaio.

Max Berg a Breslavia nel 1913, copre con una cupola ad arconi del diametro di 65 m una sala di riunioni (foto 5 tav. f.t.).

Nel 1916, Eugène Freyssinet costruisce l'hangar per dirigibili di Orly (foto 6 tav. f.t.).

L'impiego del c.a. diviene sistematico per la costruzione dei grandi complessi industriali: nel 1915 G. Matté Trucco inizia a Torino la costruzione del complesso Fiat-Lingotto di 800.000 m<sup>3</sup> (foto 7 tav. f.t.).

E' sorprendente che F.L. Wright ricorra nel 1916, per il progetto dell'albergo Imperiale di Tokio, ad una struttura antisismica in cemento armato, che resiste al terremoto del 1923, che invece distrugge la capitale nipponica.

Dalle testimonianze dei successi della tecnologia più antica del conglomerato, non possono mancare la copertura del Fronton de Recoletos di Madrid di Torroja (foto 8 tav. f.t.) né le aviorimesse di Orbetello costruite tra il 1935 e il 1943 da Pier Luigi Nervi (foto 9 tav. f.t.), o il Ponte di Plougastel di E. Freyssinet (foto 10 tav. f.t.).

Intanto dopo i tentativi non operativi di Döhring (1822) e di Köenen (1866-1907), sulla base anche degli studi sugli stati di coazione, in particolare di Considère e Colonnetti del 1912, è merito della tenacia di Freyssinet la nascita del « cemento armato precompresso », che poteva anche intendersi come un tentativo brillante di dotare il conglomerato di una apparente resistenza a trazione. La foto 11 (tav. f.t.) mostra uno dei primi ponti in precompresso di Freyssinet.

La nascita del c.a.p., rappresenta anche una svolta, perché sposta l'interesse sulle caratteristiche reologiche del conglomerato.

## 2. La moderna tecnologia del conglomerato

Per molto tempo i progettisti, fuorviati anche dalle classiche ipotesi di calcolo date da Mörsh, che stabilivano che il conglomerato resiste solo a compressione, hanno pensato al conglomerato essenzialmente attraverso la sua resistenza a compressione.

Nella sintesi di tutti i fattori che intervengono nella decisione di scegliere un tipo di struttura nella sua forma, dimensione e vincoli, il conglomerato era inteso come un fattore, funzione di una variabile (la resistenza a compressione) e di una serie di costanti: peso, modulo elastico, ritiro, viscosità, coefficiente di dilatazione termica ecc., in genere fissati dalle varie normative.

Questo indirizzo culturale ha in un certo senso influenzato anche la ricerca tecnologica che si è volta

principalmente a migliorare le caratteristiche di resistenza.

Negli ultimi venti anni è sostanzialmente cambiata anche la filosofia della sicurezza delle strutture: un tempo i calcoli dovevano controllare che l'opera rispondesse essenzialmente a condizioni di stabilità, oggi invece varie normative nazionali ed internazionali (es. le normative F.I.P. - C.E.B.) impongono che delle strutture siano verificate, non solo la sicurezza alla rottura, ma anche la durabilità, le condizioni di esercizio, e per alcune strutture, esempio quelle che possono essere sottoposte ad una azione sismica, la duttilità.

Queste ulteriori condizioni, oltre che dalla resistenza a compressione, dipendono più direttamente dalle altre caratteristiche del conglomerato:

1) Resistenza a trazione: che governa la formazione delle fessure.

2) Modulo elastico: che governa la deformabilità, gli stati di coazione, l'ampiezza delle lesioni.

3) Ritiro, coefficiente di dilatazione termica, calore d'idratazione: provocano indesiderati stati di coazione, con conseguente fessurazione.

4) Viscosità: aumenta la deformabilità ed altera lo stato tensionale, ad esempio riduce notevolmente la precompressione.

5) Forma del diagramma  $\sigma - \epsilon$  e deformazione ultima  $\epsilon_u$ : definiscono la duttilità della struttura e quindi, molto più che la resistenza, la capacità a sopportare una azione sismica.

Inoltre la definizione della sicurezza da « deterministica » è diventata « probabilistica » per cui emerge che un conglomerato più che mediamente resistente deve essere affidabile, cioè omogeneo: vale a dire la sua funzione di densità di probabilità delle resistenze, deve avere scarto standard piccolo.

Per finire, nuovi tipi di opere si sono proposte allo studio dei progettisti e dei costruttori: le grandi costruzioni off-shore, le centrali nucleari, ecc., che hanno fatto emergere esigenze affatto nuove.

La risposta alle molteplici esigenze che si sono presentate l'ha data la tecnologia del conglomerato, da una parte migliorando le caratteristiche del conglomerato di composizione « classica », dall'altro cambiando alcuni componenti o aggiungendone altri, producendo quelli che vanno sotto il nome di « Calcestruzzi Speciali ».

La figura I rappresenta una classifica, sicuramente incompleta, delle proprietà e caratteristiche di un conglomerato che interessano da un punto di vista strutturale e su cui si vorrebbe, ed oggi per merito dello sviluppo della tecnologia del conglomerato, si può agire per variarle a vantaggio delle esigenze progettuali e costruttive.

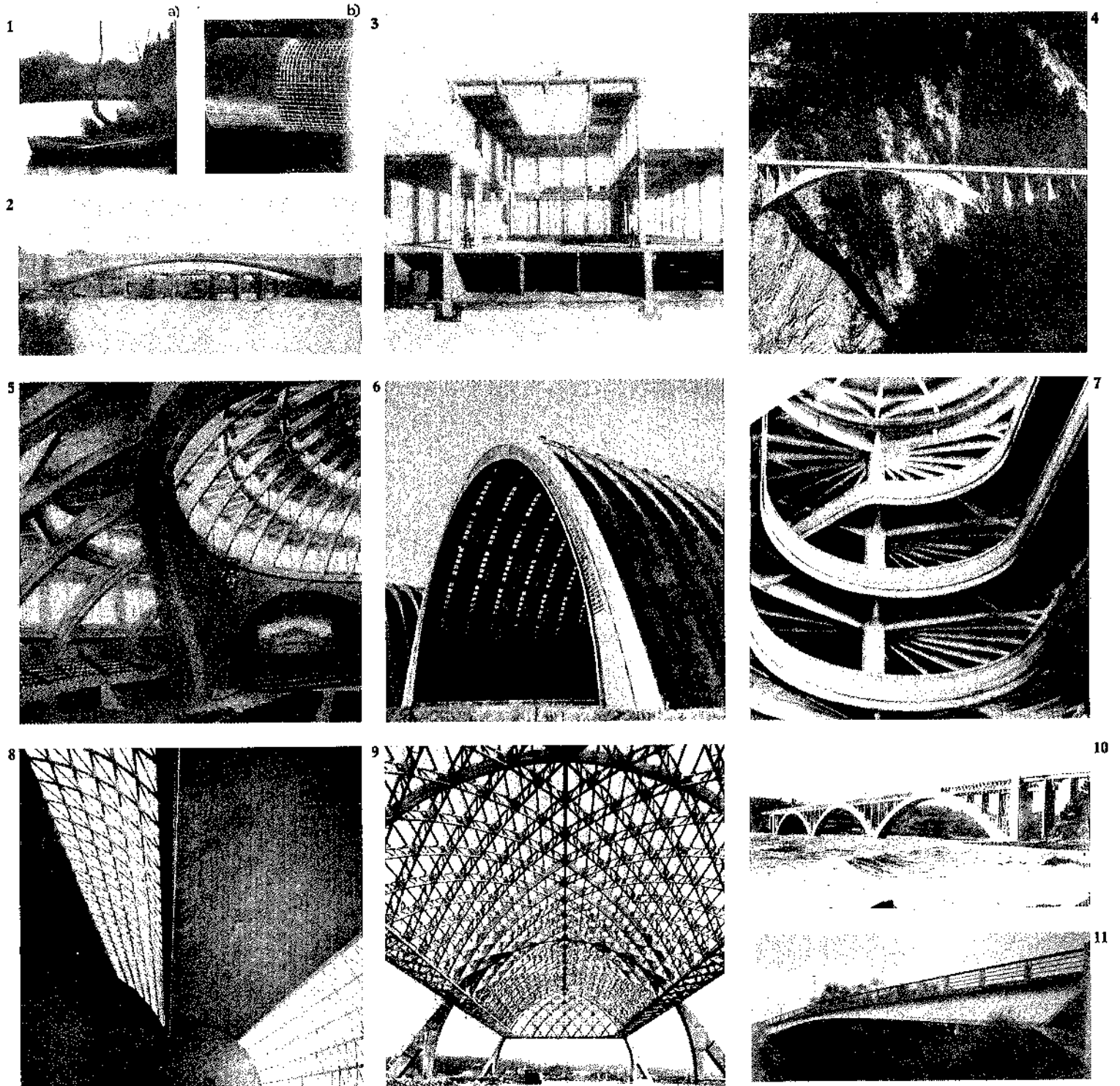
Volere analizzare tutte le proprietà e i loro riflessi progettuali, anche brevemente, richiederebbe uno spazio di tempo pari all'intero convegno ed una competenza molto maggiore della mia.

Pertanto mi soffermerò solo su alcuni aspetti ed in particolare su quelli dove sono state presentate delle memorie.

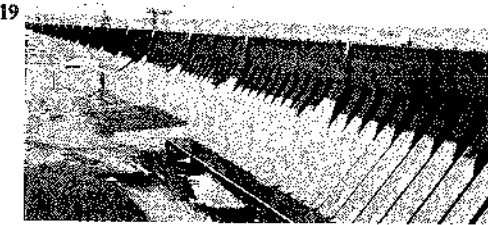
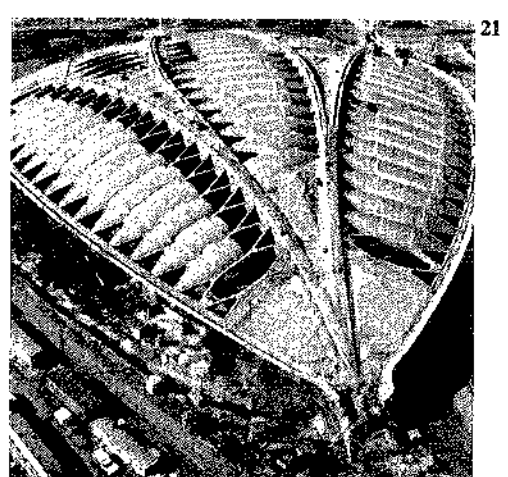
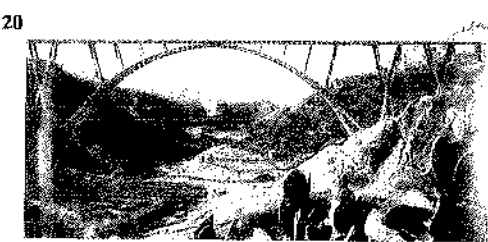
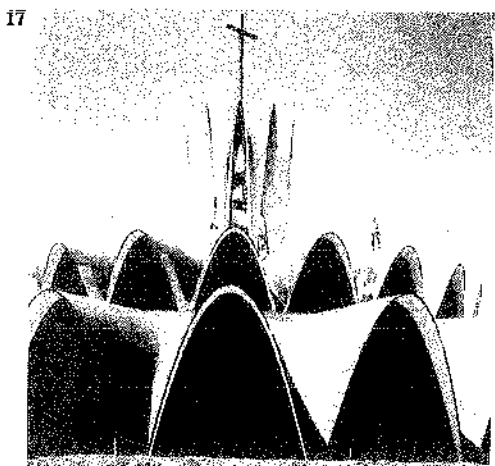
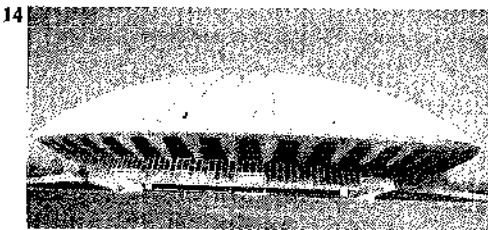
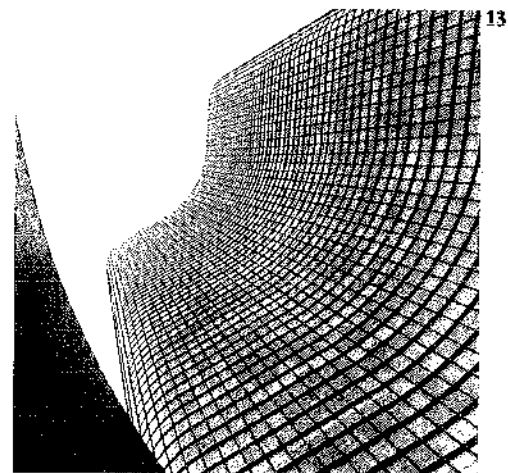
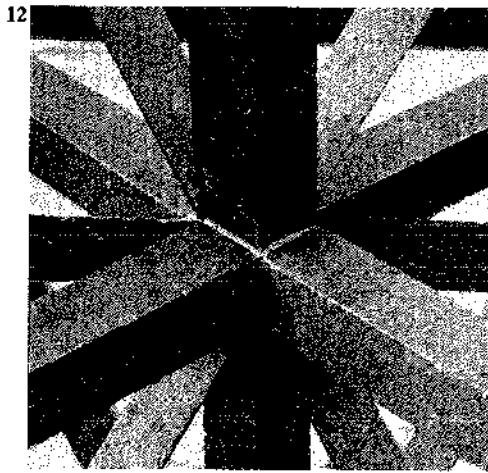
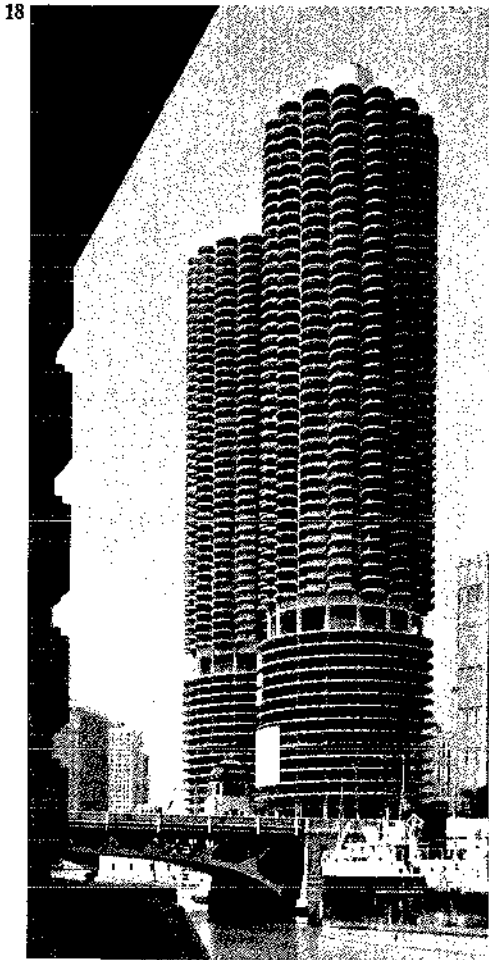
### 2.1. Resistenza

L'aumento della resistenza a compressione, è stata almeno inizialmente la principale linea di sviluppo della tecnologia del conglomerato, sia attraverso la produzione di cementi migliori e diversi, sia mediante lo studio accurato delle miscele, del rapporto acqua/cemento e degli eventuali additivi.

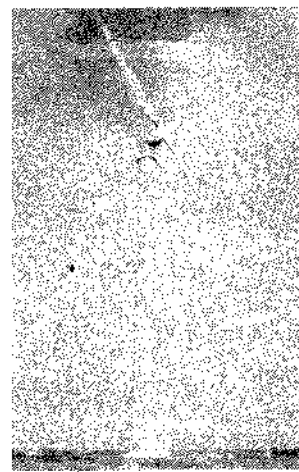
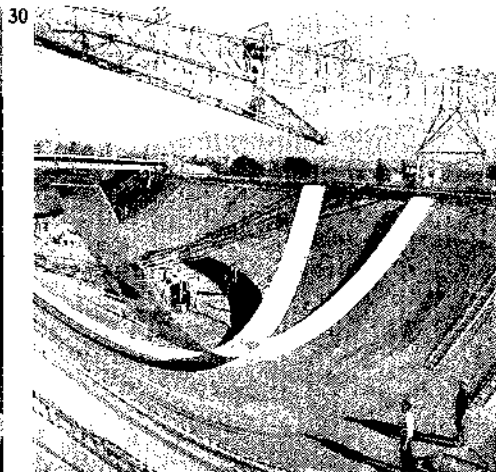
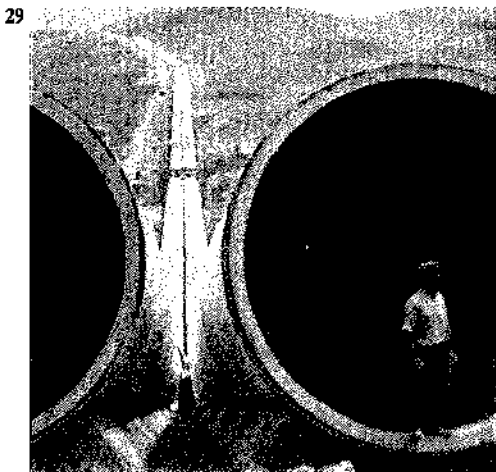
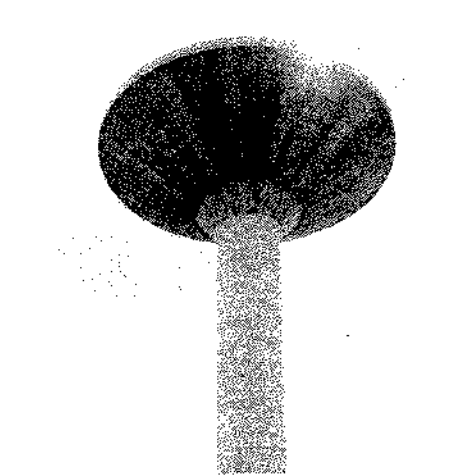
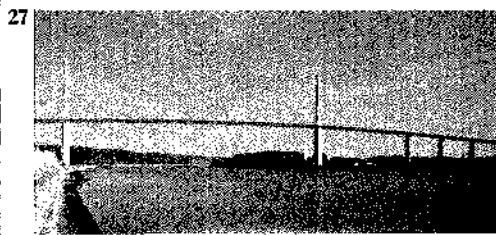
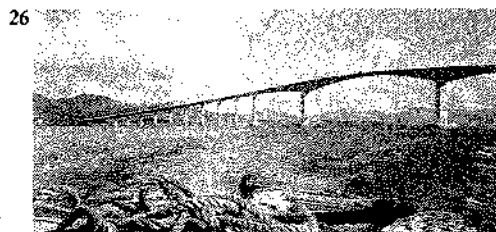
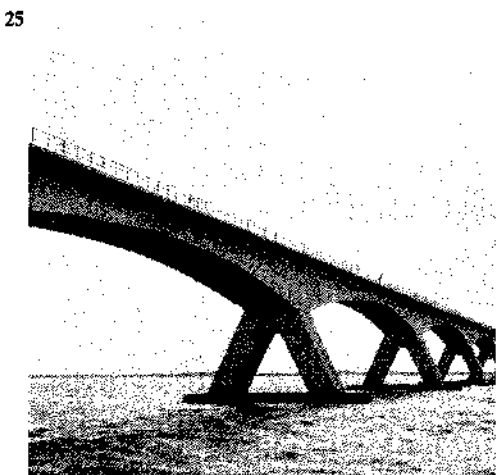
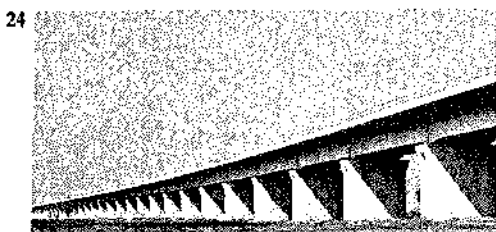
1a - Barca costruita dal Lambot, 1850; 1b - Brevetto dei vasi di Monier del 1867; 2 - Ponte Risorgimento a Roma del 1911 di Hennebique; 3 - Ossatura in cemento armato di un edificio monolitico di Hennebique; 4 - Ponte sulla gola di Salgina di R. Maillart; 5 - Cupola di 65 m ad arconi di Max Berg a Breslavia, 1913; 6 - Hangar per dirigibili ad Orly di E. Freyssinet del 1916; 7 - Strutture in cemento armato del complesso FIAT-Lingotto di Mattè Trucco, 1913-1920; 8 - Fronton des Recoletos a Madrid di E. Torroja, 1937; 9 - Le aviorimesse di Orbetello costruite tra il 1935-1943 da P.L. Nervi; 10 - Ponte di Plougastel di E. Freyssinet; 11 - Ponte di Esbly in c.a.p. di E. Freyssinet del 1938.



12 - Struttura reticolare in conglomerato polimero-impregnato progettata da S. Musmeci; 13 - Grattacielo «Lake Point» a Chicago. Altezza 195 m. In C.L. i solai dal 2° al 70° piano; 14 - Auditorium dell'Università dell'Illinois ad Urbana. Diametro della copertura in C.L.: 122 m; 15 - Ponte Dyckerhoff a Wiesbaden di 97 m di luce; 16 - Crollo del Tacoma Narrows Bridge; 17 - Chiesa costruita con la tecnica dello Spritz-beton; 18 - Torri «Marina City» a Chicago; 19 - Un monumento della civiltà del calcestruzzo: la diga di Assuan in Egitto; 20 - Ponte ad arco a Catanzaro di 250 m di luce di R. Morandi; 21 - La copertura del velodromo olimpico di Montreal.

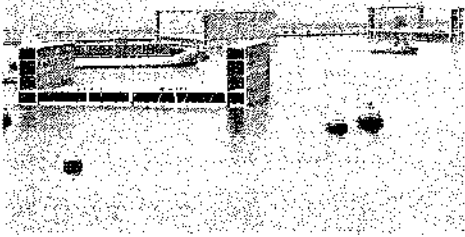


22 - Il ponte Gladesville a Sidney di 300 m di luce; 23 - Ponte strallato a Maracaibo in Venezuela del 1957 di R. Morandi; 24 - Viadotto Montallese sulla Direttissima Roma-Firenze, ad impalcati interamente prefabbricati del peso di 500 t, di P. Gallo e F. Barisci; 25 - Ponte Oosterschelde in Olanda lungo 5 km, con campate da 91,40 m; 26 - Ponte Gimsystrahen in Norvegia; 27 - Ponte Brotonne sulla Senna di 350 m di luce; 28 - Serbatoio sopraelevato di Latina della capacità di 5000 m<sup>3</sup> e altezza di 70 m, di R. Calzona; 29 - Condotta idraulica 5 m di diametro; 30 - Lastre di rivestimento prefabbricate precomprese di S. Zorzi; 31 - Torre televisiva di Toronto, Canada, di 550 m di altezza; 32 - Torre del vento a Maylarp in Svezia di 70 m d'altezza.

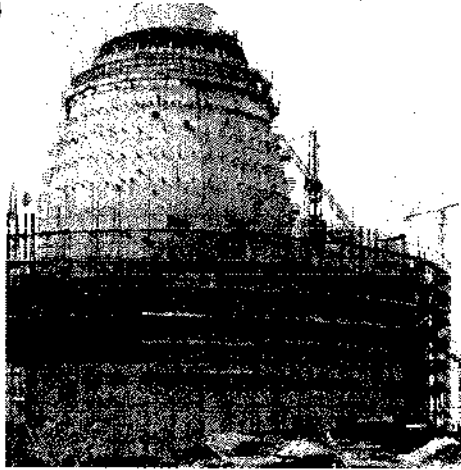


33 - Bacino galleggiante di Genova; 34 - Contenitore del reattore della Centrale Nucleare di Caorso; 35 - Eastern Scheldt Surge Barrier in Olanda; 36 - Piattaforma offshore di Ekofisk nel mar del Nord del diametro di circa 100 m e poggiate su un fondale profondo 70 m; 37 - Piattaforma offshore di Ninian posata su un fondale profondo 136 m; 38 - Progetto di nave in calcestruzzo leggero per il trasporto dei gas liquefatti, di 288 m; 39 - La Cattedrale di Coventry di B. Spence; 40 - Casa della gioventù e della cultura a Firmini. Particolare del fronte Ovest di Le Corbusier; 41 - Sidney Opera House.

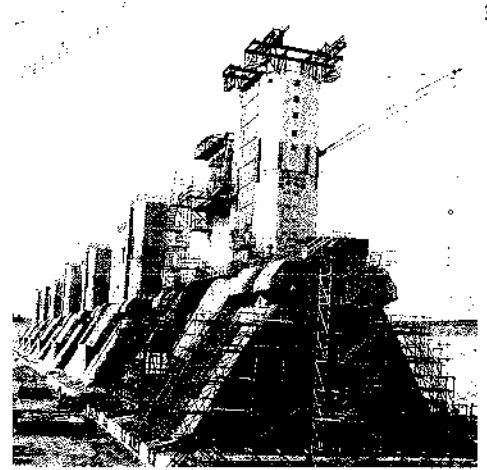
33



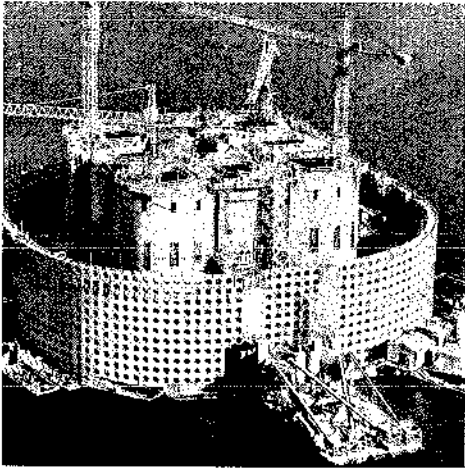
34



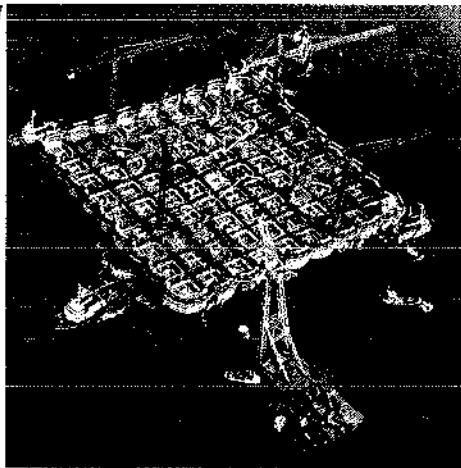
35



36



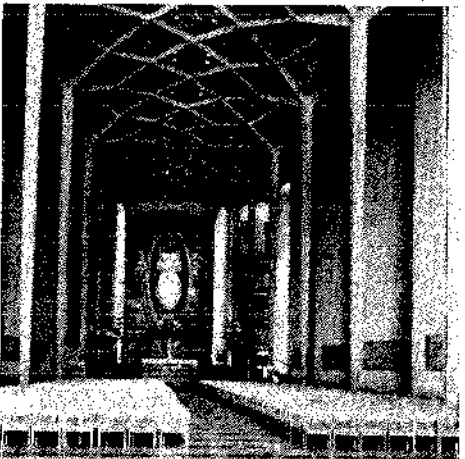
37



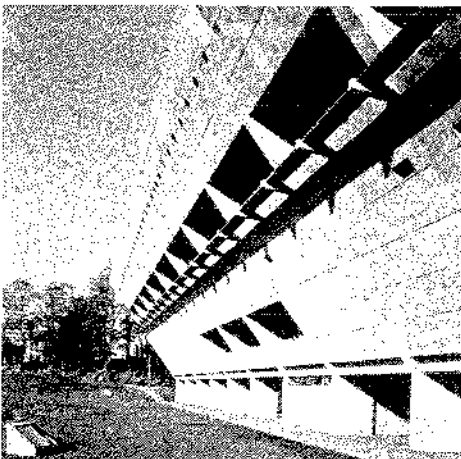
38



39



40



41



**A- CARATTERISTICHE MECCANICHE:**

- 1- Resistenza; a compressione
  - a trazione
  - a stati di tensione composta agli urti
  - alla fatica (elastica e plastica)
  - all'abrasione
- 2- Modulo elastico all'origine
- 3- Forma del diagramma  $\sigma-\epsilon$  e deformazione ultima  $\epsilon_u$  - Duttilità
- 4- Aderenza alle barre d'armatura
- 5- Ritiro
- 6- Viscosità
- 7- Coefficiente di dilatazione termica
- 8- Calore d'idratazione
- 9- Resistenza al fuoco

**B- CARATTERISTICHE FISICO-CHIMICHE:**

- 1- Resistenza agli attacchi chimici
- 2- Resistenza all'azione dell'atmosfera
- 3- Porosità - Impermeabilità
- 4- Apparenza - faccia visto
- 5- Conduttibilità termica
- 6- Proprietà acustiche
- 7- Comportamento alle alte e basse temperature

**C- DURABILITA':**

- Resistenza all'azione dell'atmosfera
- Resistenza agli attacchi chimici
- Resistenza all'abrasione
- Resistenza ad ogni processo di deterioramento
- Resistenza a conservare inalterate le caratteristiche meccaniche

**D- APPARENZA:**

- Faccia visto

**E- LAVORABILITA':**

- Tempi di maturazione

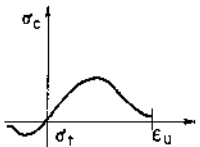
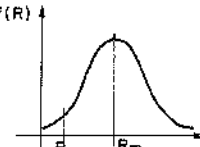
**F- OMOGENEITA':**

- Affidabilità

**CALCESTRUZZO ORDINARIO:**

**CALCESTRUZZI SPECIALI:**

- Leggero
- Pesante
- Fibra-rinforzato
- Polimero-impregnato

**1 - Proprietà e caratteristiche di un conglomerato.**

Il progresso raggiunto ha permesso di portare le tensioni ammissibili a compressione del conglomerato dai 30 kg/cm<sup>2</sup> delle prime norme italiane del 1907, a 150 kg/cm<sup>2</sup> delle norme attualmente in vigore per il c.a. e 190 kg/cm<sup>2</sup> per il c.a.p.

Per questa via si sono ottenuti calcestruzzi di resistenza estremamente alta, fino a 1.200 kg/cm<sup>2</sup> con moduli elastici dell'ordine di 450.000 kg/cm<sup>2</sup>, ma tale beneficio ha effetti collaterali meno soddisfacenti: un conglomerato molto resistente a compressione è più fragile e meno duttile, per cui complessivamente può essere meno accettabile.

Nel campo delle alte resistenze il conglomerato polimero-impregnato, rappresenta il più elevato livello. E' un calcestruzzo ordinario che dopo l'indurimento è essiccato e riempito con liquidi monomerici capaci di polimerizzare dentro i pori capillari della pasta cementizia e le macrocavità del calcestruzzo.

Si ottengono resistenze a compressione che possono arrivare a 3.000 kg/cm<sup>2</sup>, ma anche la resistenza a trazione è elevata e soprattutto la resistenza agli attacchi degli acidi.

Mi sono soffermato su questo materiale, perché era stata preannunciata una memoria, ma anche per ricordare l'Ing. Sergio Musmeci che studiò un'interessante applicazione su strutture reticolari prefabbricate da assemblare, per comporre un organismo strutturale (foto 12 tav. f.t.).

Numerose ricerche e tentativi sono stati fatti per aumentare la resistenza a trazione del conglomerato.

Il calcestruzzo fibro-rinforzato, che oltre agli ordinari componenti, contiene delle fibre diffuse nella massa del conglomerato, è un'altra proposta.

Come fibre sono state, nel tempo, adottati i tipi più diversi: i peli di cavallo, le fibre di cotone, di amianto, di materiali plastici, di vetro, di acciaio ecc.

Un utilizzo a tutti noto è il cemento-amianto, le cui origini risalgono agli inizi del secolo, utilizzato per realizzare elementi sottili in foglio, tubi fino al diametro di 3 m, ecc.

Il calcestruzzo che sembra presentare, almeno in Italia, le più promettenti prospettive di utilizzo, è quello che usa le fibre d'acciaio, anche se il successo non è tanto legato all'idea iniziale di un risparmio di armatura, rispetto al normale cemento armato, ma perché il materiale ha qualità e caratteristiche nuove e diverse sia rispetto al conglomerato che al cemento armato.

L'AICAP, proseguendo nella sua politica di promozione e diffusione di nuovi materiali, nell'ambito della commissione AICAP « Calcestruzzi Speciali », come già fatto per i « Calcestruzzi leggeri », ha preparato delle « Raccomandazioni tecniche per l'impiego del conglomerato cementizio fibroso con armatura costituita da fibre d'acciaio ».

Le fibre, con lunghezza compresa tra 2 ed 8 cm e dimensioni trasversali pari a circa 1/100 della lunghezza, diffuse nella matrice di cemento (fig. 2), si oppongono al propagarsi delle micro-fratture che si formano nella massa del conglomerato sottoposto a stati tensionali; cosicché per una prova di carico monoassiale a velocità di deformazione costante, del tipo short-time ( $\dot{\epsilon} = 1\%/min$ ), il diagramma  $\sigma-\epsilon$  mostra il ramo, oltre la resistenza massima, meno cadente, rispetto al normale conglomerato.



**2 - Calcestruzzo fibro-rinforzato; A) fibre di acciaio a disposizione casuale; B) con fibre orientate in campo magnetico.**

Questa proprietà porterebbe ad una più elevata capacità di assorbire energia di deformazione e quindi ad una più elevata tenacità, una maggiore resistenza all'intaglio, ad una fessurazione visibile ritardata, ad una maggiore resistenza alla fatica per elevato numero di cicli, ed un meno rapido deterioramento per basso numero di cicli a carico elevato; inoltre la uniforme dispersione di fibre nel conglomerato da una isotropia di resistenza che non si ha nel c.a.

Le applicazioni del conglomerato fibroso, si sono avute pertanto per gli elementi strutturali sottoposti ad urti come le pavimentazioni di aeroporti (un esempio è la pavimentazione dell'aeroporto internazionale di



Tampx (U.S.A.), o a shock termici, o a fatica (un esempio sono i dolmen di difesa marina).

Un'interessante applicazione è illustrata nella memoria: « Comportamento dei rivestimenti di conglomerato cementizio fibroso nelle gallerie soggette a forti deformazioni », autore l'Ing. Giuseppe Calcerano, che riguarda il rivestimento della Galleria Abatemarco nel monte Mula in Calabria, della lunghezza di 6.200 m e diametro 3,5 m.

L'utilizzo è stato preceduto da una serie di prove preliminari, su travetti presso-inflessi e su conci del rivestimento, volto a definire le caratteristiche del materiale e il dosaggio ottimale di fibre.

Un pronunciato tratto di deformazione a carico costante del diagramma  $\sigma - \varepsilon$ , permette all'autore di porre in luce un maggiore margine di sicurezza del rivestimento fibro-rinforzato nei riguardi di impreviste convergenze della roccia, rispetto ad un rivestimento in calcestruzzo semplice.

Una seconda memoria sullo stesso tema « Impiego del calcestruzzo superfluido rinforzato con fibre d'acciaio per aumentare la duttilità strutturale nelle costruzioni in zona sismica », autore l'Ing. Dario Almesberger, affronta un aspetto negativo del calcestruzzo fibro-rinforzato: quello della diminuzione di lavorabilità, che l'autore suggerisce possa essere superato, senza far decadere le caratteristiche meccaniche, mediante l'impiego dei superfluidificanti.

Tale impiego, rendendo l'impasto molto fluido, permetterebbe anche di iso-orientare le fibre mediante l'uso di bobine che creino un campo magnetico: si avrebbe il vantaggio di un risparmio di fibre, per ottenere le stesse resistenze, negli elementi lineari sottoposti a stati tensionali monoassiali.

Un'altra tecnologia capace di dare al conglomerato una apparente resistenza a trazione è anche quella del ferro-cemento, costituito da una matrice cementizia e da un'armatura metallica diffusa, formata da reti a maglia piccola ( $\approx 2,5$  cm) di filo sottile ( $0,5 < \varnothing < 2,0$  mm).

Anche per questo materiale l'AICAP, attraverso la sua commissione « Calcestruzzi Speciali », ha preparato delle « Raccomandazioni Tecniche per l'impiego del ferro-cemento ».

La prima applicazione risale a Monier e nel tempo, specie nella costruzione di barche, sono stati fatti molti tentativi.

Un'applicazione nuova ed evolutiva è illustrata nella memoria: « Tubo in calcestruzzo ad armatura diffusa », autore Ing. Massimo Mariani.

Il tubo in c.a. ha armatura trasversale e longitudinale costituita da un elevatissimo numero di fili continui, di piccolo diametro, uniformemente distribuiti nello spessore della parete. La diffusione dell'armatura dà luogo ad un materiale composito, che mostra una resistenza apparente a trazione fino a  $150 \text{ kg/cm}^2$ , perché la diffusione dell'armatura permette il completo svilupparsi della deformazione post-elastica del conglomerato teso.

Inoltre superata la pressione di microfessurazione, questa va estendendosi alla intera superficie di tubo, con ampiezza molto ridotta, sicché il passaggio di acqua assume più l'aspetto di un trasudo diffuso, che una perdita concentrata, e nel suo insieme il tubo mantiene intatta la sua funzionalità.

## 2.2. Peso

Nel campo strutturale l'elemento negativo del conglomerato cementizio è rappresentato dall'elevato peso

proprio, che penalizza fortemente il rendimento delle strutture in cemento armato e cemento armato precompresso, ossia il rapporto tra carico portato e la somma del carico portato più peso proprio.

Dallo sforzo di aumentare tale rendimento, sono nati i calcestruzzi alleggeriti, la cui classe più importante è quella che usa inerti leggeri in sostituzione di quelli pesanti: a parità di resistenza, il peso del conglomerato si riduce fino a due terzi.

Le prime applicazioni si hanno infatti in quei campi dove la riduzione del peso proprio è un vantaggio predominante. Durante la Prima Guerra Mondiale la « Emergency Fleet Building Corp » costruisce una serie di navi in calcestruzzo leggero di cui la « Selma » di circa 7.500 t, lunga 132 m, rimane in servizio fino agli anni '70.

Il calcestruzzo leggero (C.L.) viene utilizzato nella costruzione dei grattacieli (foto 13 tav. f.t.), delle grandi coperture (foto 14 tav. f.t.), dei ponti di grande luce (foto 15 tav. f.t.), nella prefabbricazione, ed in particolare nel riutilizzo di opere esistenti senza modificarne le strutture principali o le fondazioni, ma semplicemente alleggerendo le strutture secondarie: esemplare è il caso della ricostruzione dell'impalcato del Tacoma Narrows Bridge (foto 16 tav. f.t.), ponte sospeso tristemente famoso, che crollò sotto l'azione dinamica di un vento di modesta intensità, e che fu ricostruito con l'impalcato in calcestruzzo leggero, in modo da potere riutilizzare i piloni originari che erano rimasti integri.

Oltre al minor peso, gli studi sul comportamento del C.L. mettono in luce altre caratteristiche positive, rispetto a quello pesante: una maggiore durabilità, dovuta ad una maggiore deformabilità, ad un più basso coefficiente di dilatazione termica, e quindi a minori stati di coazione. Alle vantaggiose caratteristiche, cosiddette « statiche » si aggiunge poi la minor conducibilità termica.

Il minor peso a parità di resistenza, rispetto al calcestruzzo pesante, sembra presentare grandi vantaggi per la realizzazione di strutture in zona sismica, stante la riduzione delle forze d'inerzia dovute al moto sismico.

Se si valutano le azioni secondo quanto stabilito dalle attuali norme sismiche italiane e se si eseguono le verifiche di sicurezza secondo il metodo delle tensioni ammissibili, tali vantaggi appaiono immediati.

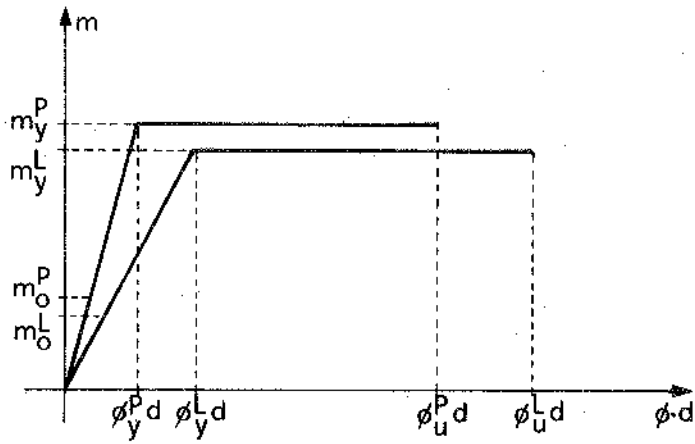
Si pone il quesito se pari sicurezza si abbia qualora si studi il comportamento delle costruzioni sottoposte alle accelerazioni sismiche che si hanno durante i terremoti, alle quali la struttura è in grado di resistere anche in funzione della sua duttilità. Il problema viene affrontato in due memorie.

Nella prima:

« L'impiego del calcestruzzo leggero per le strutture intelaiate in zona sismica: i rapporti con le strutture in calcestruzzo ordinario e controllo della sicurezza ». Autori Proff. Gaetano Zingone, Maurizio Papa e Nunzio Scibilia.

Gli autori confrontano due ipotetiche strutture a telaio in calcestruzzo leggero e pesante, considerando il comportamento elasto-plastico del sistema, che viene ai fini della sicurezza, correlato al prodotto  $\mu \cdot \alpha$ , in cui  $\mu$  è la duttilità strutturale ed  $\alpha$  è un parametro che caratterizza la riserva di sicurezza in campo plastico.

L'analisi permette agli autori di concludere che, per strutture con periodo fondamentale  $T > 0,8$  sec, il grado di sicurezza delle soluzioni in calcestruzzo leggero è sicuramente non inferiore a quello in calcestruzzo pesante (fig. 3).



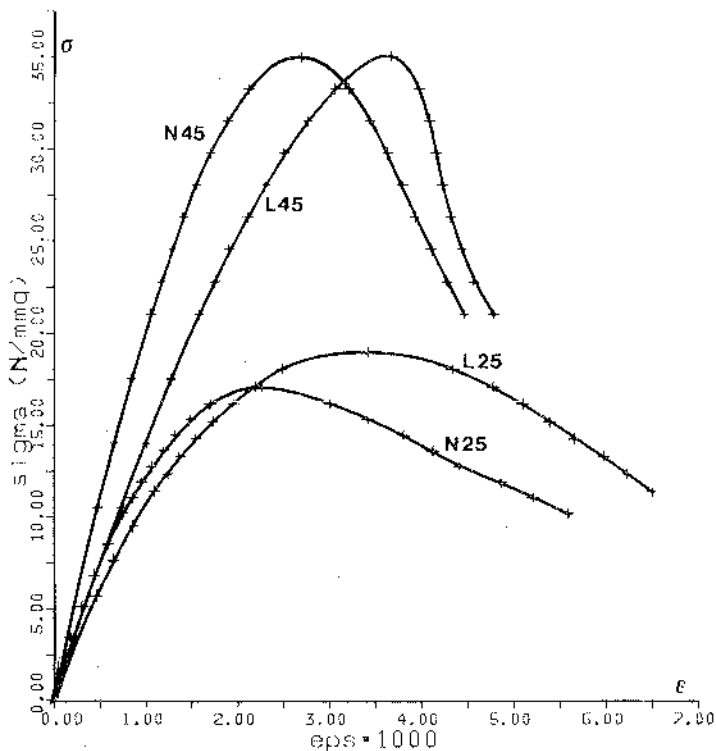
3 - Diagrammi momento-curvatura di confronto tra calcestruzzo leggero (L) e pesante (P).

La seconda:

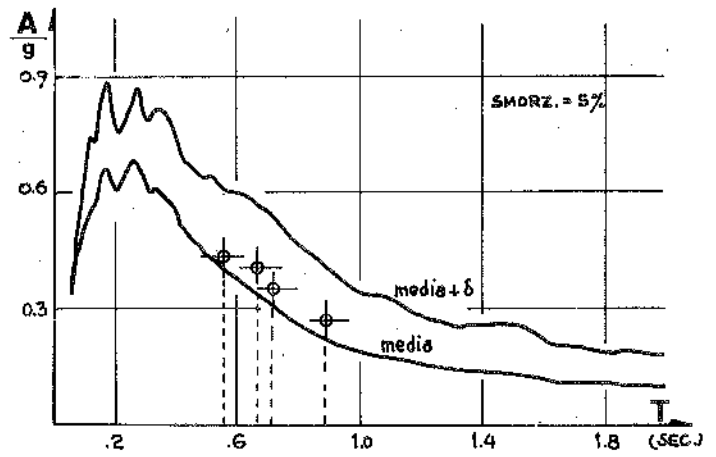
«Strutture in calcestruzzo leggero in zona sismica: valutazione della duttilità». Autori Proff. Remo Calzona, Ing. Piero Persia.

Affronta lo stesso tema, partendo per definire il legame momento-curvatura delle sezioni, da curve \$\sigma - \epsilon\$ sperimentali interpolate da una legge di Sargin, e procedendo ad un'indagine numerica riferita a due conglomerati pesanti N25-N45 e due leggeri equivalenti L25-L45 (fig. 4).

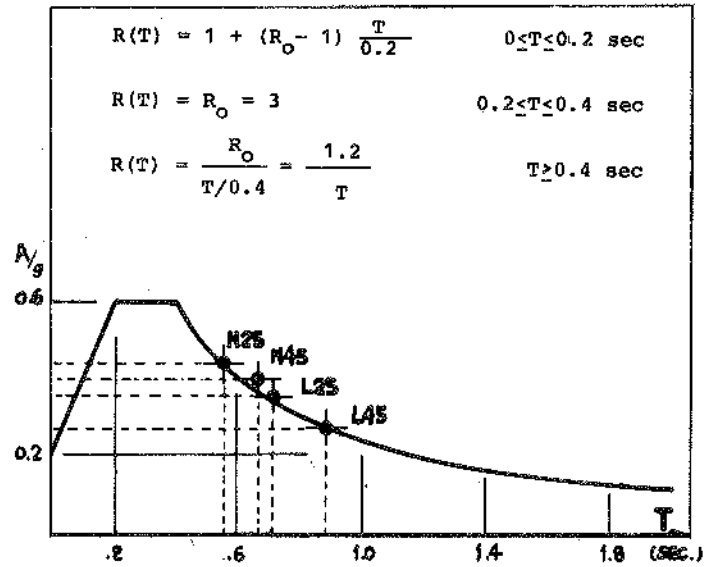
CALCESTRUZZO		\$E_c\$ (N/mm <sup>2</sup> )	\$E_o\$ (mm/m)	\$r_u\$ (mm/m)	K	D
Normale	N25	17	2.20	5.60	2	0.8
Normale	N45	35	2.60	4.25	2	0.0
Leggero	L25	19	3.00	6.50	1.5	0.8
Leggero	L45	35	3.50	4.75	1.5	0.0



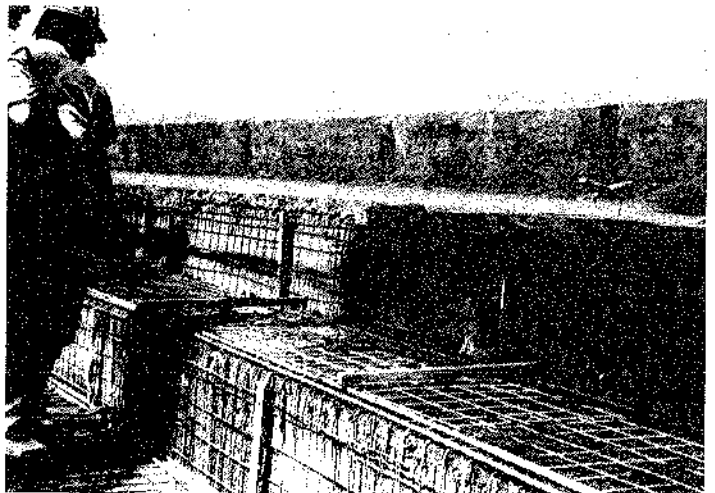
4 - Curve di calcestruzzi pesanti e leggeri.



5 - Spettro di risposta del terremoto del Friuli. I punti rappresentano la ipotetica accelerazione massima sopportabile dagli edifici.



6 - Spettro convenzionale della «Commissione Sismica C.E.B.».



7 - Consolidamento dello stadio di Livorno.

Viene analizzata la verifica sismica dello stesso edificio, realizzato con i 4 diversi conglomerati e progettato secondo le prescrizioni della normativa italiana. Lo studio mostra, che le accelerazioni spettrali massime sopportabili da ciascun edificio rappresentate dai 4 punti nei diagrammi accelerazioni spettrali-periodo proprio di figg. 5 e 6, paragonate ad uno spettro di risposta

medio del terremoto del Friuli (fig. 5) e ad uno spettro convenzionale suggerito dalla « Commissione Sismica del C.E.B. » (fig. 6), sono tali che un edificio in calcestruzzo leggero ha la stessa sicurezza di uno in calcestruzzo pesante, pur con dimensione dei pilastri minore.

### 3. Tecnologia per il restauro strutturale

Una casistica che sempre più frequentemente occorre affrontare è quella del restauro, nelle due condizioni di riparazione e consolidamento, delle opere sia in cemento armato che in muratura.

La tecnologia del conglomerato ha risposto producendo conglomerati fluidi, senza ritiro, ad alta resistenza, ecc. e permettendo la messa a punto di tecniche raffinate.

Un esempio molto accurato di restauro è illustrato nella memoria « Il restauro statico dello stadio comunale di Livorno », autori Ing. Cesare Rimi e Prof. Vincenzo Laudazzi.

Il restauro riguarda le strutture dello stadio comunale di Livorno fortemente degradate per effetto degli agenti atmosferici (fig. 7).

E' stato eseguito con la tecnica dello spritz-beton, utilizzata peraltro spesso anche per le nuove costruzioni (foto 17 tav. f.t.).

Gli autori mettono bene in luce la grande importanza che riveste un attento studio della tecnologia di messa in opera, stante la grande soggezione del risultato anche a piccole imprecisioni esecutive.

Questa è una questione molto preoccupante, in particolare con i nuovi materiali, che richiedono tecnologie di confezionamento sofisticate: un materiale anche di elevate caratteristiche medie se è poco affidabile, o se richiede eccessivi magisteri per esserlo, non è un buon materiale.

### 4. La tecnologia per l'esecuzione delle opere

I problemi esecutivi, legati anche alla lavorabilità del conglomerato, sono unanimemente riconosciuti come i più importanti per la buona riuscita di un'opera.

Assumono ancora più rilevanza, nell'esecuzione di strutture che non si vedono e possono portare, se non ben affrontati, a clamorosi insuccessi.

Il tema è affrontato nella memoria:

« Il conglomerato cementizio nei pali trivellati e nei diaframmi. Problemi di posa in opera e di controllo » dell'Ing. Lucio Diamanti.

La memoria descrive i problemi connessi alla esecuzione dei pali trivellati e dei diaframmi, esaminando attentamente le varie cause che possono portare ad errori.

Alla luce di questa analisi emerge che la realizzazione di un palo senza difetti, è assicurata da un calcestruzzo molto lavorabile, poco segregabile e con inizio di presa sufficientemente ritardato. Ciò è possibile con l'uso degli additivi fluidificanti e cementi a presa più lenta.

Sempre nel campo esecutivo, la memoria: « Struttura di copertura in travi precomprese a conci » dell'Arch. Adriano Conti, illustra la tecnica esecutiva utilizzata, che ripete quella dei ponti costruiti per conci.

I conci, prefabbricati, sono assemblati su un ponteggio e precompressi in opera dopo avere regolarizzato le facce a contatto mediante resine epossidiche.

Viene posto l'accento come con tale tecnica, non siano necessari, né grandi mezzi di trasporto né di sollevamento.

### 5. La problematica del controllo

Come ho avuto modo di dire precedentemente, uno dei grandi cambiamenti che si sono avuti nel campo delle costruzioni in conglomerato, è stato l'introduzione dei concetti probabilistici per definire la sicurezza delle opere.

E' a tutti noto quale rivoluzione ciò abbia portato: le prove sul conglomerato sporadiche ed insignificanti, fino al 1972, con il nuovo regolamento italiano sono diventate essenziali per qualificare un conglomerato attraverso la misura della « Resistenza Caratteristica ».

Ma questo è stato solo il primo passo, che tutti sanno insufficiente.

Occorre poter conoscere le caratteristiche del conglomerato messo in opera, mediante procedure di controllo di qualità, che rendendo il materiale più affidabile permettano di aumentare i tassi di lavoro a parità di sicurezza richiesta.

Questa problematica è chiaramente affrontata nella memoria del Prof. Malotra « Tecnologia del calcestruzzo nell'anno 2000 » che distingue due tipi di controllo, che vanno al di là delle classiche prove standard a compressione a 28 giorni:

a) La determinazione della resistenza del conglomerato a tempi brevissimi, mediante prove accelerate di resistenza meccanica, quali i metodi standardizzati dall'ASTM:

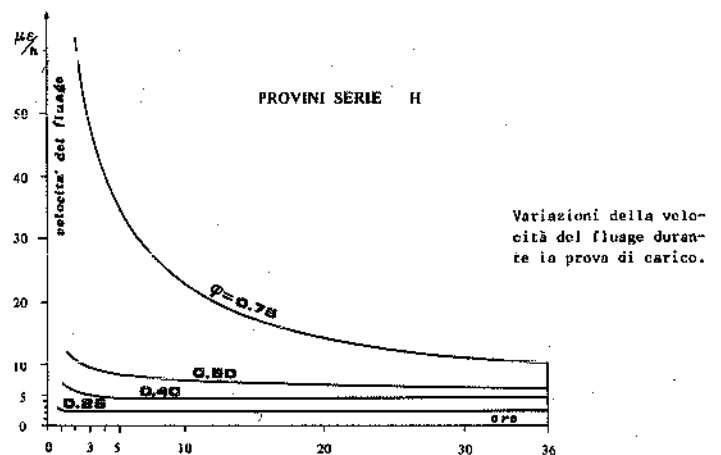
Procedura A: Metodo dell'acqua calda.

Procedura B: Metodo dell'acqua bollente.

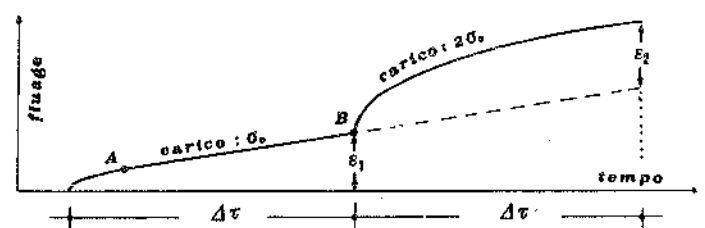
Procedura C: Metodo autogeno

che permettono di provare il conglomerato a 24-28 ore dalla confezione e sono in grado di far prevedere con ottima precisione la resistenza meccanica a 28 giorni.

b) La determinazione della resistenza meccanica del calcestruzzo in opera, per mezzo di vari metodi tra i quali i più promettenti sono quelli che:



8 - Velocità di deformazione del fluage in funzione del livello di tensione.



9 - Andamento del fluage al variare del livello di tensione.

b.1) Misurano la variazione di temperatura del conglomerato mediante termocoppie.

b.2) Determinano la velocità di un impulso attraverso il conglomerato.

b.3) Determinano la resistenza a penetrazione e la durezza del conglomerato.

b.4) Prove di pull-out.

La stessa problematica, ma riferita al collaudo delle opere è ripresa dal Prof. Pozzo nella memoria « Studio di nuove metodologie di collaudo delle strutture in calcestruzzo semplice od armato ».

Partendo da un'analisi delle caratteristiche del fluage a tempi brevi del conglomerato, l'autore propone due brillanti metodi per valutare lo stato tensionale nel conglomerato in opera.

Il primo controlla la velocità di deformazione del fluage e mostra che per tensioni inferiori al 40% di quelle di rottura tale velocità è costante, mentre per valori maggiori è rapidamente decrescente (fig. 8).

Nel secondo metodo l'informazione sul livello tensionale viene data dal rapporto  $\xi = \varepsilon_2/\varepsilon_1$ , fra le deformazioni  $\varepsilon_2$  per un carico  $P_2$  applicato al tempo  $t_2$  e quella  $\varepsilon_1$  per un carico  $P_1$  applicato al tempo  $t_1$  (fig. 9).

## 6. Conclusioni: il futuro

Il progresso della « nuova » tecnologia del conglomerato, dalla fine della 2<sup>a</sup> guerra mondiale ad oggi è testimoniato dalle realizzazioni in conglomerato che vanno dagli edifici alle dighe (foto 18-19 tav. f.t.).

Guardando al passato è sorprendente constatare come le grandi opere d'ingegneria siano nate utilizzando la carpenteria metallica e successivamente questa sia stata soppiantata dal cemento armato normale e precompresso e relegata in applicazioni particolari.

E' stato così fin dall'800, per le ossature degli edifici, per le grandi coperture, per i ponti, dai più svariati schemi strutturali, ad arco, strallati, a travata, per i serbatoi sopraelevati e per le condotte idrauliche, per le alte antenne; per i bacini galleggianti; più recentemente per i contenitori delle centrali nucleari e per le grandi piattaforme off-shore, rapidissimamente passate da quelle in acciaio a quelle gigantesche in cemento armato (foto 20-37 tav. f.t.).

C'è chi afferma che, ove non fosse per una drammatica

crisi che si avrebbe nella cantieristica navale, l'economia richiederebbe che le nuove navi fossero fatte in conglomerato.

Inoltre come diceva il Prof. Pizzetti, il conglomerato ha permesso ai grandi architetti di plasmare opere di eccezionale espressività artistica (foto 39-41 tav. f.t.).

Quanto accaduto in passato sarà ancora più vero nel futuro, in cui il risparmio energetico richiederà materiali a basso consumo di energia ad alta temperatura.

Già oggi il consumo di tale energia in una struttura in cemento armato rispetto ad una equivalente in acciaio è di 1 ad 1,5.

La tecnologia del conglomerato affronta questo problema:

a) Producendo cementi a minor consumo energetico: cementi con miscela di ceneri-volanti, scorie d'alto forno, silice colloidale.

b) Utilizzando i prodotti della chimica, come gli additivi fluidificanti e superfluidificanti, che da un lato possono ridurre i quantitativi di cemento e dall'altro risparmiano l'energia di vibrazione ed il calore di maturazione, se questa è artificiale.

La tecnica del conglomerato armato (normale e precompresso) affronterà la sfida del futuro attraverso la capacità degli ingegneri, progettisti e costruttori, a saper trarre i vantaggi della qualità che la tecnologia ha dato al conglomerato.

La possibilità di confezionare conglomerati che abbiano non solo la resistenza voluta, ma anche peso ottimale, stabilite caratteristiche di deformabilità sotto carico per deformazioni impresse od impedita e di deformabilità post-elastica, apre nuovi orizzonti alle scelte progettuali, alla forma ed ai vincoli delle strutture, permettendo di rispondere consapevolmente alle esigenze di sicurezza e durabilità.

E ciò non solo per la realizzazione delle opere da primato, che coinvolgono l'avanguardia dei ricercatori, progettisti e costruttori, ma anche per le opere che possiamo dire normali per le quali, però, occorre, almeno in Italia, la riscoperta della cultura da ingegnere, che cerca le soluzioni più adatte e disegna la forma delle sue opere, piuttosto che ripetere pedissequamente sempre le stesse soluzioni statiche, limitandosi a leggere degli out-put di calcolatore.

## PRESENTAZIONE DELLE RACCOMANDAZIONI A.I.C.A.P.

Bari, Maggio 1983

**Ancoraggi nei terreni e nelle rocce**

PROF. ING. ANTONIO MIGLIACCI

**PREFAZIONE**

La diffusione dell'uso degli ancoraggi, quale strumento ausiliario della stabilità di opere di rilievo interagenti con il terreno, verificatasi nella tecnica edilizia, ha indotto l'A.I.C.A.P. a raccogliere ed ordinare gli aspetti più salienti della loro progettazione, esecuzione e controllo attraverso apposite Raccomandazioni.

L'elaborato è il risultato di un lavoro svolto con notevole impegno da una apposita Commissione di studio della quale hanno fatto parte personalità competenti sui vari aspetti, soci dell'A.I.C.A.P. o dell'A.G.I., realizzando nella compilazione di questo documento una collaborazione fra Associazioni di intenti affini, più volte auspicata dall'A.I.C.A.P.

Questa Commissione ha consultato le Raccomandazioni già apparse nelle diverse Nazioni e, in particolare, ha seguito i lavori della Commissione internazionale della F.I.P. Tali Raccomandazioni trattano in generale unicamente i tiranti pretesi mentre si è ritenuto utile estenderle ai bulloni ed ai chiodi che trovano anch'essi larga applicazione in casi specifici.

Peraltro, esclusi i casi particolari di impiego dei bulloni (ad es. in galleria), il tirante preteso è considerato di livello tecnico superiore a quello non preteso. In effetti, se si deve riconoscere che l'ancoraggio preteso ha dei pregi sia perché è già scontato l'allungamento e quindi offre un punto particolarmente fermo, sia perché la pretensione costituisce già di per sé un controllo, anche l'ancoraggio non preteso o parzialmente preteso può avere utili impieghi proprio per i consentiti spostamenti all'entrata in forza del tiro.

Le tecnologie esecutive ed i controlli di ambedue i tipi di ancoraggio sono stati poi distinti a seconda che essi debbano restare a servizio dell'opera in una fase provvisoria — come spesso avviene per esigenze di cantiere — ovvero siano permanenti.

In ambedue i sistemi di ancoraggio, provvisori o permanenti, sussiste il problema della capacità portante la quale, se è certa quando si va a ricercare la reazione al tiro entro le rocce lapidee, non è priva di incognite quando la reazione è affidata ai terreni (rocce sciolte) talché l'attenzione è richiamata sulle indagini preliminari per garantirne l'efficienza.

Negli ancoraggi permanenti sussiste l'alea della portanza nel tempo, ma soprattutto sussiste il rischio incombente della conservazione nel tempo, tanto più quando il tirante debba vivere in ambiente particolarmente aggressivo e quindi soggetto a corrosione.

Il lettore troverà al riguardo delle indicazioni, ma il problema è tutt'altro che risolto ed è attualmente allo studio delle diverse Nazioni, come ci si può rendere conto dalla stampa tecnica internazionale.

Quindi, sotto tale essenziale aspetto ed anche sotto altri, questa seconda edizione delle Raccomandazioni — che segue quella presentata al convegno di Ravenna del 1981 — non può ritenersi definitiva e di conseguenza viene presentata in edizione provvisoria e sottoposta ad inchiesta da parte degli specialisti operanti nel settore. Del resto difficilmente possono essere ritenute definitive delle Raccomandazioni che devono necessariamente seguire gli sviluppi dei progressi tecnologici e le maggiori conoscenze che pervengono dall'esperienza.

Nel chiudere questa prefazione, a nome anche del Consiglio Direttivo dell'Associazione, mi è gradito ringraziare vivamente i Colleghi che con entusiasmo e passione hanno partecipato ai lavori della Commissione dedicandovi notevole impegno di tempo, e non ultima l'arch. Roberia Masiello che, con lavoro paziente ed intelligente, ha riordinato il testo delle Raccomandazioni.

IL PRESIDENTE DELL'A.I.C.A.P.  
CARLO CESTELLI GUIDI

**Composizione della Commissione di studio A.I.C.A.P.****Coordinatori:**

C. CESTELLI GUIDI, A. MIGLIACCI

**Membri:**

M. ARPAIA, A. CANCELLI, B. D'ELIA, G. GATTI, L. JURINA, C. MARIONI, S. MARTINETTI, C. MASCARDI, G. MIGLIETTI, B. MORANDI, G. PEDROCCO, C. PREVEDINI, M. PUCCIO, R. RIBACCHI, A. RIO, E. SEGRE, T. SILVESTRI, C. SOCCO DATO, P. VENTURA

**Comitato di redazione:**

A. CANCELLI, C. CESTELLI GUIDI, B. D'ELIA, S. MARTINETTI, G. PEDROCCO, P. VENTURA

**Segreteria tecnica:**

R. MASIELLO

## PREMESSE

La Commissione AICAP, « Ancoraggi nei terreni e nelle rocce », della quale sono coordinatori i Proff. C. Cestelli Guidi e A. Migliacci, ha iniziato i suoi lavori nell'autunno 1979. Già nelle giornate AICAP di Ravenna nel maggio 1981 era stata presentata una prima bozza di Raccomandazioni, sottoposta a indagine pubblica. Parallelamente sono proseguiti i lavori della Commissione, in specie del Comitato di redazione, il che ha consentito di redigere un'edizione provvisoria di tali Raccomandazioni distribuita ai partecipanti alle Giornate AICAP di Bari nel maggio del corrente anno 1983. L'auspicio è che esse possano trovare giusta collocazione fra le Raccomandazioni e le Norme vigenti in Italia ed acquisire quindi validità applicativa, non limitandosi a rappresentare un utile documento di riferimento.

Infatti, il problema degli ancoraggi è diventato veramente di attualità in questi ultimi anni presentando luci ed ombre spesso preoccupanti, sia nel progetto che nell'esecuzione e nell'uso, tanto da farne richiedere una normativa specifica piuttosto oculata ed in linea di principio severa, come del resto è stato fatto già da tempo in altri Paesi.

In questa presentazione, anche per la ristrettezza di spazio, si è pensato di illustrare tali Raccomandazioni per i punti più significativi e particolari. La lettura dell'intero documento è però indispensabile per avere il quadro completo del lavoro.

Prima però di passare a tale illustrazione, vale la pena di sottolineare un aspetto fondamentale delle Raccomandazioni, si potrebbe dire lo « spirito progettuale » cui esse sono informate. Precisamente, a differenza delle normative riguardanti le costruzioni in genere (ad esempio, in calcestruzzo armato o in acciaio) o anche certe strutture specifiche (ad esempio, le ciminiere industriali) — per le quali è possibile istituire un calcolo teorico sufficientemente affidabile, tant'è che il progetto così redatto sulla base delle ipotesi teoriche e delle informazioni raccolte attraverso la sperimentazione di base viene realizzato ed una volta realizzato non ha sostanziale bisogno di prove che ne garantiscano la validità — per gli ancoraggi invece, in linea di principio, il progetto « a tavolino » deve essere verificato in opera attraverso la preventiva esecuzione e la prova di opportuni ancoraggi preliminari di prova: i risultati delle prove potranno indurre a variare le caratteristiche progettuali delle opere definitive. Questo spirito informatore delle Raccomandazioni ne costituisce quindi una precisa peculiarità.

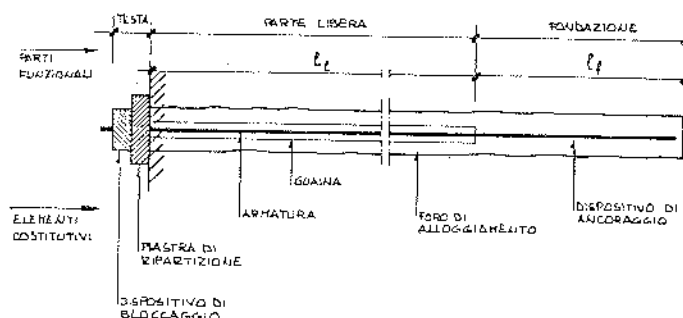
Procedendo nell'illustrazione, nel seguito vengono mantenuti gli stessi titoli e le stesse numerazioni dei capitoli delle Raccomandazioni, all'interno di ciascun capitolo mostrando, come si è detto, gli aspetti di maggior interesse attraverso annotazioni e commenti.

## 1. GENERALITÀ E DEFINIZIONI

Nei paragrafi 1.5, 1.6 ed 1.7 si hanno le definizioni relative ai diversi ancoraggi: *tiranti*, *bulloni* e *chiodi*. Si sottolinea la definizione delle parti funzionali, nonché la classifica dei diversi ancoraggi. I tiranti, per poter essere dichiarati provvisori, devono essere impiegati per un tempo limitato, comunque non superiore a tre anni.

In dettaglio si ha quanto segue.

Nel paragrafo 1.5, relativo ai tiranti di ancoraggio, il tirante viene definito come un elemento strutturale operante in trazione, atto a trasmettere forze al terreno, per il quale si riconoscono gli elementi costitutivi e le parti funzionali di fig. 1.



1 - Rappresentazione schematica del tirante di ancoraggio.

I tiranti vengono principalmente classificati in relazione all'entità della forza di tesatura  $N_t$  che può essere uguale a quella di esercizio  $N_{es}$  nei tiranti pretesi, minore di  $N_{es}$  nei tiranti parzialmente pretesi, nulla nei tiranti non pretesi. Nei riguardi della durata di esercizio, i tiranti si distinguono in permanenti e provvisori, questi ultimi, come già si è sottolineato, con durate limitate comunque non superiori a tre anni.

Le diverse tipologie dei tiranti offrono il modo di formulare ulteriori distinzioni, in relazione al dispositivo di bloccaggio (unico, multiplo), alle armature (barre, fili, trefoli), alle guaine (semplice, multipla, composta) e ai dispositivi d'ancoraggio (forma del foro di alloggiamento, tipo e messa in opera del legante, ancoraggio ad espansione meccanica).

Nel paragrafo 1.6, relativo ai bulloni di ancoraggio, il bullone viene definito come un particolare tirante impiegato in roccia la cui armatura è costituita da barre di lunghezza limitata (in genere non superiore a 5 ÷ 6 m) prive di guaina.

Gli elementi costitutivi (salvo la guaina, che è assente) e le definizioni delle parti funzionali, nonché le diverse classificazioni, sono gli stessi di quelli relativi ai tiranti indicati in precedenza. Le tipologie dei bulloni sono invece più limitate, essendo legate solo al diverso dispositivo di ancoraggio (per cementazione o ad espansione meccanica).

Nel paragrafo 1.7, per i chiodi di ancoraggio, costituiti essenzialmente da una barra o da un profilato di acciaio, connessi per tutta la loro lunghezza con il mezzo attraversato e privi di dispositivi di bloccaggio esterni al foro, si può riconoscere in linea di principio un funzionamento in un « dominio di trazione e taglio ». Un chiodo presenta l'intera lunghezza connessa, per un primo tratto funzionante come fondazione e nel tratto restante come testa, con compiti analoghi alla fondazione ed alla testa di un tirante.

## 2. SITUAZIONI AMBIENTALI E GEOTECNICHE

Si sottolinea la necessità di un'adeguata estensione delle indagini e di una completa definizione delle diverse situazioni, topografica, geologica, ecc.

In dettaglio si ha quanto segue.

Nel paragrafo 2.3, estensione delle indagini, si prescrive che queste siano estese al cosiddetto volume significativo.

In una prima stesura delle Raccomandazioni, tale volume era indicato da figure schematiche per i casi più importanti (come sotto rappresentato), mentre successivamente si è preferito tradurre in parole i concetti alla base di tali esemplificazioni, giacché altrimenti si sarebbe richiesta una rappresentazione ben più estesa per poter descrivere tutte le situazioni possibili.

Il volume significativo viene pertanto definito come quella parte di « sottosuolo » che verrà influenzata, direttamente o indirettamente, dalla costruzione sia degli ancoraggi che dell'eventuale struttura ancorata o che influenzerà il comportamento della costruzione stessa.

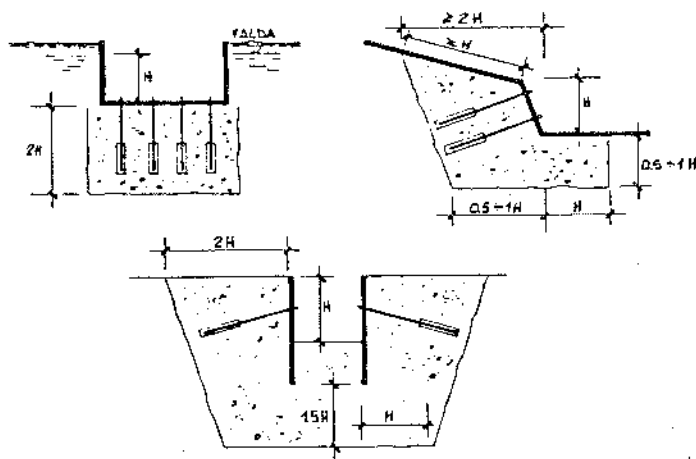


Fig. 2.

Nei riguardi della stabilità globale del complesso — struttura, ancoraggi, terreno — tale volume dovrà quindi contenere tutte le potenziali superfici di scorrimento, così come nel caso di opere con scavi sotto falda, contenere la parte di terreno sede di presumibili fenomeni di filtrazione.

Nel paragrafo 2.4, relativo agli elementi base da definire, dopo aver indicato la necessità di descrivere la situazione topografica attraverso un adeguato rilievo plano-altimetrico, si passa ad illustrare gli elementi base da definire per ottenere un quadro rappresentativo della situazione sia geologica che geotecnica ed ambientale.

Per la situazione geologica, l'indagine deve essere adeguata all'importanza dell'opera ed alla complessità del sito e rivolgersi in modo particolare all'esame dei caratteri geomorfologici (eventuali dissesti in atto o potenziali e loro prevedibile evoluzione), litologici (principali litotipi) e strutturali (ad esempio, nel caso di ammassi rocciosi, famiglie di discontinuità e descrizione dei loro principali caratteri), nonché all'individuazione dello schema idrogeologico della zona (falde a pelo libero ed eventuali falde in pressione).

Per la situazione geotecnica, l'indagine dovrà essere finalizzata ad individuare le « zone » di sottosuolo geotecnicamente omogenee nei riguardi del funzionamento degli ancoraggi ed a fornire un modello di comportamento meccanico di ciascuna di esse, ciò attraverso la

misura diretta delle proprietà fisiche e meccaniche dei terreni (in particolare, resistenza al taglio e deformabilità) con idonee prove in sito e in laboratorio e della distribuzione delle pressioni dell'acqua interstiziale completando la misura con la necessaria indicazione del grado di variabilità di tali proprietà nell'ambito di ciascuna zona omogenea; ciò al fine di aumentare eventualmente il numero minimo di ancoraggi preliminari di prova.

Infine, viene trattato il problema della definizione delle situazioni ambientali aggressive, per quanto riguarda sia principalmente il terreno circostante che le acque di contatto sotterranee e superficiali, stagnanti o correnti, ed in relazione anche all'atmosfera. L'aggressione è esaltata dal movimento dell'acqua, dalla temperatura elevata e dalle correnti vaganti.

### 3. MATERIALI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI

Espressa la necessità di utilizzare acciai ed apparecchi di testata conformi con le disposizioni ministeriali vigenti, nel paragrafo 3.3 vengono sottolineate per le miscele d'iniezione ed i loro componenti le specifiche cui essi devono soddisfare per l'impiego nelle opere di ancoraggio; analogamente, nel paragrafo 3.4 vengono date prescrizioni per gli elementi di protezione e gli altri materiali.

In dettaglio si ha quanto segue.

Nel paragrafo 3.3, per quanto riguarda il cemento, si sottolinea il fatto che la sua scelta deve tenere conto dei diversi fattori in gioco (ritiro, resistenza e lavorabilità, interazioni cemento-acciaio e cemento-ambiente).

Nel caso di utilizzo di acciaio per c.a.p., per evitare il pericolo della « stress corrosion », si prescrive l'uso di cementi con limitato contenuto di  $Cl^-$  e di  $S^{--}$ . L'idoneità del cemento deve essere certificata dal fabbricante.

Per le resine (attualmente resine epossidiche a due componenti o resine poliesteri insature), si obbliga la scelta della resina in relazione a viscosità; tempo di gel; assenza di solventi, diluenti o altri componenti estranei alla reticolazione; compatibilità con l'eventuale presenza di acqua in fase di reticolazione. Per tali fattori, determinanti la scelta del materiale, si indicano le metodologie di misura e, ove possibile, i campi di valore entro i quali è necessario attenersi.

Per gli aggregati, dopo avere indicato la necessità che essi siano costituiti da elementi non gelivi, privi di parti friabili e di sostanze comunque nocive alla resistenza della miscela ed alla conservazione delle armature, si prescrive il controllo del tenore di impurità organiche. Inoltre, la dimensione massima degli aggregati non dovrà superare un terzo dello spessore dell'intercapedine da sigillare o del diametro minimo dei condotti di iniezione. Gli aggregati per miscele a legante idraulico o a legante resina devono poi soddisfare a requisiti specifici (controllo del passante, studio della curva granulometrica).

Viene poi ammesso l'impiego di additivi, sempreché non pregiudizievole per la durabilità ed affidabilità di tutti i componenti dell'ancoraggio. Per le miscele di iniezione con legante cemento, vengono ricordate nei commenti le due funzioni essenziali che esse devono assolvere: quella di ancoraggio, attraverso il collegamento della fondazione al terreno, e quella di protezione anticorrosiva delle armature, attraverso la for-

mazione di un ambiente alcalino. Pertanto, occorre che le miscele abbiano una buona fluidità per colmare ogni interstizio tra le armature e il terreno, accoppiata ad una sufficiente densità, ciò perché nel pompaggio non avvengano segregazioni dei componenti e durante la maturazione non si presentino eccessive essudazioni d'acqua e ritiri, ed infine affinché la resistenza della miscela sia adeguata alle sollecitazioni previste. Per accertare che fluidità, essudazione, ritiro, tempo di presa e resistenza meccanica siano conformi a quanto previsto, si richiedono prove preventive e prove di cantiere. Soprattutto nei riguardi dell'articolazione di tali controlli, le miscele di iniezione cementizie vengono suddivise in due categorie fondamentali, quelle tradizionali — costituite essenzialmente da acqua, cemento ed eventuali additivi (con possibilità d'impiego addizionale di elementi fini) — e quelle speciali — costituite da cementi speciali, acqua ed additivi appropriati oppure costituite da cementi speciali e non, acqua ed uno o più costituenti sintetici —. Per le miscele speciali, oltre all'obbligatorietà delle prove prescritte per le miscele tradizionali, si richiede che sia garantita l'assenza di ioni aggressivi e verificata l'adattabilità della miscela al caso specifico.

Per le miscele di iniezione con legante resina, specificatamente impiegate per ottenere resistenze finali superiori a quelle con legante cemento e tempi di presa più brevi, si insiste sulla necessità di una regolare certificazione. Il produttore deve dichiarare la composizione ed i rapporti della miscela, certificare i due requisiti — fluidità e tempo di indurimento alla temperatura di applicazione — cui tali miscele devono sottostare, ed infine indicare esplicitamente i valori delle temperature limiti di impiego con i relativi tempi di indurimento a 20°C.

In mancanza di certificazione del fabbricante, devono essere esibiti certificati di un Laboratorio Ufficiale. Il controllo sulla qualità della miscela in cantiere (fluidità) completa le operazioni di accettazione.

Infine, nel paragrafo 3.4, si trattano gli elementi di protezione e gli altri materiali.

Così si pongono apposite prescrizioni per le guaine (spessori, diametri e caratteristiche). Per i tiranti di ancoraggio si riconosce l'impiego di due tipi di guaine, lisce — a protezione dell'armatura nel tratto libero del tirante — e corrugate — a protezione dell'armatura nel tratto di fondazione del tirante e per la trasmissione della forza di ancoraggio all'interno della zona di iniezione —.

Per gli acciai, si forniscono prescrizioni per le operazioni di ingrassaggio e di inguainamento in cantiere, riconoscendo peraltro la convenienza d'impiego di acciai direttamente ingrassati ed inguainati nello stabilimento di produzione. Qualora la tipologia del tirante preveda la realizzazione dell'ancoraggio di fondazione per aderenza, particolare cura andrà osservata per la rimozione del grasso.

Quindi si riconosce ai distanziatori il compito di garantire il centraggio dell'armatura nel foro di alloggiamento, senza ostacolare nel contempo il corretto passaggio della miscela di iniezione.

Si individuano poi le principali caratteristiche dei condotti di iniezione, sostanzialmente, una resistenza adeguata alle pressioni d'iniezione ed un diametro interno utile che possa consentire il passaggio delle miscele d'iniezione con valori minimi in relazione alla « consistenza » della miscela (il valore minore,  $\varnothing = 6$

mm, per il caso di miscele resine; il valore maggiore,  $\varnothing = 16$  mm, nel caso di impiego di aggregati fini).

Infine, per i tamponi di separazione fra la parte libera e la fondazione, si riconosce l'esigenza di essere impermeabili alla miscela e tali da resistere alle relative pressioni.

#### 4. TECNOLOGIE ESECUTIVE

Il capitolo è rivolto all'importante esame delle operazioni indispensabili per la corretta realizzazione degli ancoraggi. I metodi, i materiali, le prove da eseguire sono richiamati nel seguito per i loro aspetti principali.

Nel paragrafo 4.1, riguardante i metodi di perforazione, si prescrive che le operazioni siano condotte in modo tale da comportare il minimo disturbo del terreno e da evitare danni alle opere circostanti. Pertanto, il metodo di perforazione deve essere scelto in modo tale da: impedire il franamento del foro, variare al minimo il contenuto d'acqua nel terreno, ridurre al minimo la decompressione del terreno e, per quanto possibile, non alterare le falde idriche e le relative distribuzioni delle pressioni. Allorché la perforazione incontra falde acquifere con quota piezometrica superiore alla quota boccaforo, dovranno usarsi particolari accorgimenti per evitare la fuoriuscita di materiale solido.

Il fluido di perforazione e gli eventuali additivi non devono risultare inquinanti secondo quanto previsto dalle leggi vigenti.

Precise tolleranze devono essere rispettate nell'esecuzione dei fori: diametro del foro come da progetto, riduzione della lunghezza effettiva della fondazione ( $L_e$ ) non maggiore del 5% di quella teorica ( $L_a$ ), variazione di inclinazione e di direzione azimutale non maggiore di  $\pm 2^\circ$ , scostamento massimo dell'asse del foro dalla linea retta non maggiore di 1/30 della lunghezza totale del foro stesso.

Nel paragrafo 4.2, riguardo le prove d'acqua e le iniezioni preventive, si sottolinea la necessità di impermeabilizzare il foro, in roccia fratturata, se la perdita totale d'acqua per  $m^2$  di superficie e misurata per un periodo di 10 minuti eccede 5 l/min/100 KPa. Analogamente si deve procedere in presenza di falde artesiane. La prova di tenuta idraulica va ripetuta dopo un periodo di almeno un giorno con le stesse modalità.

In 4.3, 4.4, per l'assemblaggio degli elementi e la posa in opera delle armature, si danno prescrizioni per la corretta formazione dell'elemento metallico di trazione, esprimendo tutte le cautele indispensabili e gli obblighi da rispettare affinché sia assicurato tale obiettivo. Ad esempio, per le armature, è indispensabile evitare franamenti parziali del foro, frammistione di detriti, danneggiamenti degli elementi di protezione o dei distanziatori, pena l'obbligo di completo rivestimento del foro stesso con tubazione da recuperare dopo la posa in opera dell'armatura.

Nel paragrafo 4.5, per la connessione al terreno, si danno similmente le necessarie prescrizioni per evitare errori ed inconvenienti, spesso legati alla particolare tecnologia impiegata. Ad esempio, nel caso di iniezione in pressione, specie nel tratto di fondazione, è necessario l'uso di un dispositivo di otturazione. Se la pressione di iniezione è superiore a quella litostatica (caso



di iniezione ad alta pressione), non devono comunque prodursi fenomeni di rottura radiale del foro (fratturazione idraulica, detta comunemente « claquage »).

In 4.6 e 4.7, con riferimento alla posa in opera dei dispositivi di bloccaggio e alla messa in trazione delle armature, si richiama l'attenzione su alcuni problemi di controllo e di regolazione delle trazioni introdotte. Ad esempio, la necessità di poter regolare il tiro agendo sul dispositivo di bloccaggio stesso (tiranti regolabili), oppure la necessità che nella fase di tesatura, da eseguirsi con gradualità, l'allungamento misurato sia confrontato con quello teorico, che i manometri siano frequentemente tarati, in ogni caso almeno all'inizio di ogni giornata lavorativa e comunque dopo la messa in trazione di non più di 100 ancoraggi, ed infine che le apparecchiature di tesatura abbiano a garantire una precisione sul valore del tiro effettivo di più o meno il 5% del valore nominale.

Nell'ultimo paragrafo 4.8, si fa cenno alle protezioni anticorrosive da realizzarsi in opera, ponendo l'accento sul problema del ritiro delle malte e dei betoncini cementizi, per i quali risulta indispensabile ricorrere a prodotti espansivi e/o prevedere adeguate armature metalliche. Per l'indispensabile protezione dei dispositivi di bloccaggio, possono anche usarsi vernici elastiche o altri materiali e dispositivi di sigillatura protettiva, tenendo presente la necessità della loro rimozione e ripristino nel caso si tratti di tiranti regolabili.

## 5. PROGETTO

Trattasi del capitolo di maggiore significatività, assieme a quello successivo rivolto alle prove preliminari, le quali sole possono garantire la validità del progetto stesso.

Le caratteristiche definitive degli ancoraggi — tipo e durata; numero e interasse; lunghezza della fondazione e dell'eventuale tratto libero e, nel caso di chiodi, lunghezza della « testa »; diametro di perforazione; posizione ed inclinazione; forze di esercizio e di tesatura per tiranti e bulloni; tolleranze, protezioni, misure di controllo ed eventuale monitoraggio; programma di tesatura per tiranti e bulloni; conseguenze per la perdita di efficienza di uno o più ancoraggi; tutto ciò sia per la situazione finale che per le fasi intermedie — possono essere stabilite sulla base dei risultati ottenuti nelle prove sugli ancoraggi preliminari di prova. Le caratteristiche di tali ancoraggi vanno a loro volta determinate sulla base degli elementi e dei dati illustrati nei precedenti capitoli, nonché in relazione alle caratteristiche dell'opera da ancorare e alle sue esigenze nei riguardi del funzionamento degli ancoraggi stessi (requisiti degli ancoraggi). Pertanto, la prima fase consiste appunto nella progettazione degli ancoraggi preliminari di prova, secondo i criteri riconosciuti dalla bibliografia specifica. In assenza di tali ancoraggi preliminari, come talvolta avviene quando si passa alla realizzazione diretta degli ancoraggi definitivi, è pur sempre richiesto attraverso apposite prove preliminari il controllo del dimensionamento degli ancoraggi stessi, dimensionamento fatto sulla base di valutazioni empiriche e teoriche.

Nel progetto, si richiede l'analisi della stabilità del complesso costituito dall'opera e dal volume di ter-

reno interessato significativamente dall'opera e dagli ancoraggi, a secondo dei casi considerando uno o più meccanismi cinematici di collasso possibili. Ulteriori dati e aspetti tecnici da valutare sono l'influenza esercitata dall'opera ancorata sui manufatti adiacenti (deformazioni, spostamenti e stabilità globale), la distanza delle fondazioni degli ancoraggi dalle altre opere e manufatti, in particolare dalle loro fondazioni, e l'influenza delle iniezioni su queste stesse opere.

Nel paragrafo 5.3, nei riflessi dell'introduzione degli ancoraggi nel terreno, possono sorgere questioni di carattere legale, appunto in relazione all'esecuzione e alla presenza degli ancoraggi che possono ripercuotersi sulle proprietà adiacenti, e alla necessità di stabilire accordi e vincoli di servitù per la presenza degli ancoraggi nel sottosuolo di proprietà di terzi. La descrizione delle zone di sottosuolo raggiunte dai tiranti, specie se permanenti, deve essere completa e conservata per evitare che successivi lavori siano eseguiti senza tener conto della presenza di tali tiranti.

Nel paragrafo 5.4, si evidenziano i due casi fondamentali di opere d'ancoraggio, necessarie per il solo equilibrio della struttura oppure richieste da un complesso di altre considerazioni (condizioni d'equilibrio, di spostamento e di deformazione di una massa di terreno), al fine di definirne le corrispondenti forze di esercizio ( $N_{es}$ ) e di tesatura ( $N_i$ ). In 5.5, vengono analogamente definite le forze limite ultime, relative all'armatura ( $N_{su}$ ), alla fondazione ( $N_{su}$ ) e alla testa ( $N_{tu}$ ). In tal modo, possono allestirsi in 5.6 le necessarie verifiche teoriche di sicurezza.

In dettaglio si ha quanto segue.

Le due situazioni (A) e (B) di opere di ancoraggio per le quali si ha una diversa valutazione delle forze d'esercizio e di tesatura sono:

la (A), quando i tiranti devono fornire una forza nota per la stabilità della struttura ancorata (ad esempio, bacino di carenaggio con sottospinta idraulica, blocchi di ancoraggio di teleferiche o di ammaraggio delle sospensioni di ponti, dighe con spinta idraulica equilibrata in tutto od in parte dai tiranti ancorati);

la (B), quando i tiranti o i bulloni hanno lo scopo di controllare o modificare le condizioni di equilibrio, di spostamento e di deformazione di una massa di terreno contenuta o non da una struttura (ad esempio, muri di sostegno, rivestimenti di gallerie).

Conseguentemente, nel primo caso la forza  $N_{es}$  discende da considerazioni relative al solo equilibrio della struttura ancorata, nel secondo caso da considerazioni relative, sia all'equilibrio, sia all'entità degli spostamenti e delle deformazioni della massa di terreno ancorata e dell'eventuale struttura di contenimento. Per quanto riguarda la forza  $N_i$ , nel primo caso la sua entità dipende dagli spostamenti ammissibili per la struttura ancorata, nel secondo dagli spostamenti e dalle deformazioni ammissibili per la massa di terreno e per l'eventuale struttura di contenimento, tenuto pure conto del valore di  $N_{es}$ . In questo secondo caso, sono impiegabili tiranti e bulloni regolabili sulla base del controllo del loro comportamento nel tempo.

Per i chiodi, che costituiscono un caso particolare della situazione B, avendosi un meccanismo di funzionamento complesso ed incerto può assumersi convenzionalmente (e in via prudenziale) quale  $N_{es}$  (agente lungo l'asse del chiodo stesso) la massima risultante

delle forze di trazione e di taglio agenti nelle sezioni trasversali della barra d'acciaio.

Poiché (paragrafo 5.5) lo stato ultimo può aversi per il raggiungimento della crisi nell'armatura oppure nella fondazione, e nel caso dei chiodi anche nella testa, occorre considerare nel caso più generale tre forze normali ultime, la prima ( $N_{su}$ ) relativa all'armatura e corrispondente allo « snervamento » convenzionale o non del materiale che la costituisce, la seconda ( $N_{au}$ ) relativa alla fondazione (per sfilamento dell'armatura dalla fondazione o dell'intera fondazione dal terreno), la terza ( $N_{tu}$ ) relativa alla « testa » dei chiodi (per sfilamento dell'armatura nel tratto funzionante come « testa » o dell'intera « testa » dal terreno oppure per rottura del terreno stesso). Allorché si ha un sensibile comportamento viscoso del terreno, la forza  $N_{su}$  può risultare contenuta dalla limitazione posta alla variazione di velocità di deformazione viscosa.

Le definizioni precedenti, valide per un ancoraggio singolo, possono applicarsi anche ai gruppi di ancoraggi purché le interazioni mutue restino limitate. Per questo si richiede che l'interasse, nei tiranti non sia inferiore a dieci volte il diametro della perforazione e ad un terzo della lunghezza della fondazione  $l_{ur}$  ove si tratti di tiranti pretesi, nei bulloni e nei chiodi sia maggiore di 1,50 m, intendendosi per interasse la distanza minima tra le fondazioni quando non vi sia parallelismo fra gli assi.

Conseguentemente (paragrafo 5.6), nel caso più generale si hanno tre verifiche di sicurezza che vengono presentate nella forma abituale del metodo agli stati limite, ossia (resistenza di progetto =  $R_d$ )  $\geq \gamma_n \cdot$  (sollecitazione di progetto =  $S_d$ ), essendo  $\gamma_n$  un adeguato coefficiente di comportamento.

Tali verifiche sono quindi le seguenti, sia per gli ancoraggi permanenti che per quelli provvisori:

— nell'armatura

$$a) \frac{f_{yk} A_s}{\gamma_s} \geq \gamma_n \cdot (\gamma_f N_{es}),$$

— nella fondazione

$$b) \frac{N_{au}}{\gamma_a} \geq \gamma_n \cdot (\gamma_f N_{es}),$$

— nella testa (per i chiodi)

$$c) \frac{N_{tu}}{\gamma_t} \geq \gamma_n \cdot (\gamma_f N_{es}),$$

dove con simbologia abituale:

$f_{yk}$  è il valore caratteristico dello « snervamento » dell'armatura (per barre e fili corrispondente allo 0,2% dell'allungamento permanente, per trefoli corrispondente all'1% di deformazione totale elastica permanente),

$A_s$  è l'area della sezione dell'armatura,

$\gamma_s = 1,15$ , (abituale coefficiente relativo all'acciaio),

$\gamma_n = 1 + 1,3$  è il coefficiente di comportamento introdotto nel metodo agli S.L. con il preciso scopo di tener conto dell'importanza dell'opera e del rischio per la pubblica incolumità,

$\gamma_f = 1,3$ , (coefficiente relativo alle sollecitazioni),

$N_{es}$  = forza di esercizio assunta nel progetto ed eventualmente da adattare sulla base dei risultati delle prove svolte sugli ancoraggi preliminari di prova,

$N_{au}$  ed  $N_{tu}$ , da determinarsi attraverso i risultati delle prove sugli ancoraggi preliminari di prova,

$\gamma_a = \gamma_t = 1,4$ , per tener conto delle notevoli incertezze e dispersioni relative alla caratterizzazione geotecnica ed al funzionamento della fondazione o della testa.

## 6. ANCORAGGI PRELIMINARI DI PROVA

Nello spirito di quanto espresso nel precedente capitolo, e come già più volte sottolineato, per la progettazione definitiva di un'opera di ancoraggio si richiede l'esecuzione e la sperimentazione di ancoraggi preliminari, così definiti in quanto in base al loro comportamento può procedersi al dimensionamento definitivo degli ancoraggi da eseguire, determinando il valore delle forze di esercizio  $N_{es}$  assumibili nel progetto. I risultati delle prove potranno quindi indurre a variare le caratteristiche progettuali degli ancoraggi definitivi.

Lo spirito e i principi generali delle prove sono in sostanza gli stessi sia per i tiranti e i bulloni che per i chiodi. Per questi ultimi le prove preliminari sono sempre obbligatorie.

Nelle prescrizioni generali, si richiama la necessità di impiegare personale specializzato ed apparecchiature tarate presso un Laboratorio Ufficiale, che consentano di effettuare le misure con le seguenti precisioni:

— per gli allungamenti, 2% dell'allungamento teorico  $\delta_t$ ,

— per le forze, 3% del valore teorico  $N_{au}$  della forza limite ultima della fondazione, determinata con criteri empirici o teorici,

— per le prove che richiedono la misura di incrementi di allungamenti e di forze, 0,5% di  $\delta_t$  o di  $N_{au}$ .

I successivi paragrafi 6.3, 6.4, 6.5 esprimono in dettaglio le modalità e le caratteristiche delle prove per i diversi tipi di ancoraggio.

In 6.3, per i tiranti, si precisa che lo scopo delle prove preliminari è appunto la determinazione della forza ultima  $N_{au}$  al fine di calcolare, tramite l'uguaglianza (b) di cui al precedente capitolo, il valore della forza di esercizio  $N_{es}$  e verificare che essa sia ammissibile. I tiranti preliminari sono obbligatori tutte le volte che il numero totale dei tiranti da realizzare (siano essi permanenti o provvisori) è uguale o maggiore a 30 e consistono in una coppia di tiranti di prova (primo e secondo tirante preliminare) per ogni gruppo di 100 tiranti, o frazione di 100, dello stesso tipo con terreno pure dello stesso tipo. Al riguardo, i tiranti si intendono dello stesso tipo allorché assolvono alla medesima funzione, hanno uguale armatura (tipo e sezione), uguale modalità e diametro di perforazione, nonché uguale modalità e pressione d'iniezione; per

parte loro, si considerano dello stesso tipo quei terreni ai quali le indagini sono giunte ad attribuire lo stesso comportamento geotecnico.

Per un numero di tiranti inferiore a 30, non sono richiesti tiranti preliminari, ma è obbligatoria la verifica del dimensionamento mediante prove non distruttive da eseguirsi sui primi tiranti realizzati seguendo le modalità di collaudo ed i criteri di accettazione generalmente validi per tutte le opere di ancoraggio (capitolo 7).

Quando i tiranti impiegati in una data opera si differenziano solo per il diverso valore di  $N_{es}$ , cioè solo per la sezione di armatura e il diametro di perforazione diversi, a parità di tipo di terreno, il progettista può in alternativa, o realizzare la prescritta coppia di tiranti di prova per ogni gruppo di tiranti aventi un'uguale  $N_{es}$ , oppure realizzare la coppia di tiranti di prova solo per il gruppo di tiranti di max  $N_{es}$  ricavando dalle prove il valore di una tensione tangenziale ultima convenzionale di aderenza tra la fondazione ed il terreno attraverso la relazione:

$$\tau_{au} = \frac{N_{au}}{\pi D l_a}$$

(D = diametro convenzionale della fondazione),

e quindi attribuendo ai tiranti con minori valori di  $N_{es}$  una  $\tau_{au}$  di valore uguale ai 2/3 della precedente.

Al preciso scopo, da un lato con il primo tirante di prova di determinare il valore di  $N_{au}$  e dall'altro lato con il secondo tirante, oltreché di confermare i risultati del primo, di controllare il valore assunto per  $N_{es}$ , congiuntamente verificando il comportamento del tirante nel tempo e stabilire i criteri di accettazione per il collaudo dei tiranti da eseguire, i due tiranti preliminari e le rispettive prove sono organizzati in modo diverso.

Il primo tirante ha un'armatura sovradimensionata in modo da evitare un'anticipata rottura dell'armatura stessa, nonché eccessivi stati tensionali al di là dei quali il rilassamento dell'acciaio potrebbe inficiare le misure.

Il secondo tirante, invece, è uguale ai tiranti da eseguire ed il percorso di carico nella prima parte della prova è identico a quello che verrà prescritto per il collaudo di tutti i tiranti eseguiti. Se i risultati non confermassero quelli ottenuti sul primo tirante, si rende necessaria la esecuzione e la prova di altri tiranti successivi, che comunque non varranno nel conteggio del numero totale dei tiranti di prova stabilito.

Per quanto riguarda il primo tirante di prova, le Raccomandazioni prescrivono quanto segue.

L'armatura sarà maggiorata, nella sezione ( $A_s$ ) o eventualmente nella qualità del materiale ( $f_{yk}$ ), in modo tale che la forza limite  $N_{aut}$  valutata nel primo dimensionamento possa essere raggiunta senza superare nell'armatura lo 0,85 della sua corrispondente forza limite  $N'_{su}$ , ossia:

$$N_{aut} \leq 0,85 N'_{su}$$

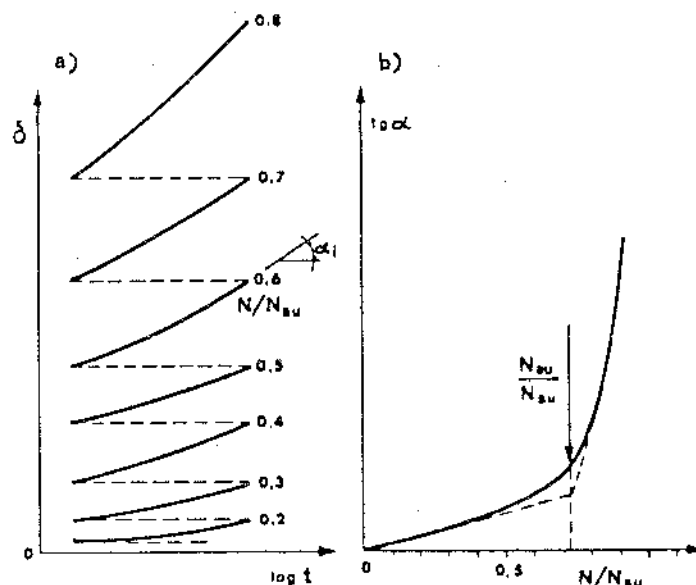
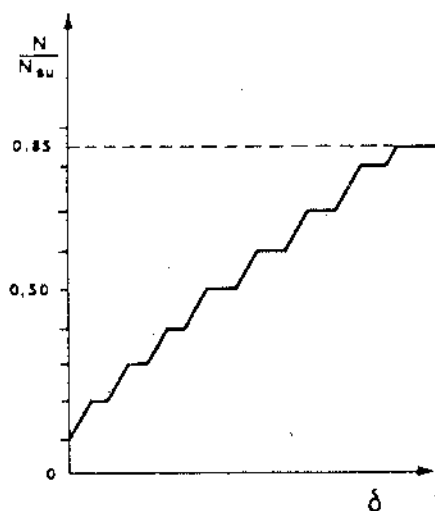
il tutto senza aumentare il diametro della perforazione.

Qualora ciò non fosse possibile, la garanzia che il primo tirante non abbia a presentare una crisi anticipata della sua armatura può ottenersi riducendo fittiziamente la lunghezza della sua fondazione ( $l_a$ ) sem-

pre nella stessa percentuale del 15%. Operando in tal modo, per i tiranti da eseguire (che non presentano riduzione di  $l_a$ ) si assume convenzionalmente quale forza limite  $N_{au}$  il valore risultante dalla prova maggiorandolo nella stessa percentuale (ossia,  $N_{au}$  prova/0,85).

Quando infine non si può artificialmente maggiorare la  $N_{su}$  attraverso la maggiorazione di  $A_s$  e/o di  $f_{yk}$  oppure ridurre la  $N_{au}$  attraverso la riduzione di  $l_a$ , come avviene nei tiranti in barre con ancoraggio ad espansione meccanica, la prova sul primo tirante va eseguita su un tirante uguale a quelli da eseguire, ma spinta fino al raggiungimento della rottura che può anche avvenire nella stessa armatura. Il valore massimo così raggiunto viene assunto come valore di  $N_{au}$  (e quindi può anche coincidere con il valore della  $N_{su}$ ).

In ogni caso, la prova sul primo tirante va svolta attraverso una tesatura a gradini (fig. 3), con incrementi uguali a 0,1  $N'_{su}$ , essendo  $N'_{su}$  la forza limite



4  
3.4 - 1° tirante di prova.

ultima dell'armatura del tirante di prova, seguiti da soste a tensione costante fino a raggiungere il valore massimo 0,85  $N'_{su}$ .

Per rocce e terreni non coesivi la sosta su ogni gra-

dino sarà di 15' con misura dell'allungamento all'inizio e alla fine dell'intervallo; per terreni coesivi la sosta sarà di un'ora con misura dell'allungamento ai minuti 0-2-4-8-15-30-60.

Al termine della prova va tracciato il relativo diagramma forze-allungamenti (fig. 3), per terreni coesivi rappresentando anche in scala semilogaritmica le curve dell'allungamento in funzione del logaritmo del tempo  $t$  per tutte le soste a forza costante (fig. 4, a) e l'andamento della pendenza finale  $tg \alpha$  delle predette curve in funzione della forza applicata (fig. 4, b).

Per tiranti in roccia e in terreni non coesivi, si assumerà come forza limite  $N_{au}$  il massimo valore della forza raggiunto durante la prova.

Per terreni coesivi, si assume come  $N_{au}$  il valore della forza per la quale la curva di fig. 4, b presenta un'evidente variazione di pendenza.

Il valore così determinato per  $N_{au}$  introdotto nella verifica di sicurezza  $b)$  di cui al precedente capitolo può rendere positiva la verifica stessa, oppure richiedere un aumento della lunghezza di fondazione progettata  $l_a$  od imporre una riduzione di  $N_{es}$ , allorché non possa aumentarsi  $l_a$ , ciò affinché la suddetta verifica  $b)$  sia soddisfatta.

Per il secondo tirante di prova, avente armatura ed ogni altra caratteristica uguali a quelle dei tiranti da realizzare, lunghezza  $l_a$  oppure forza  $N_{es}$  corrette in base ai risultati della prova sul primo tirante, si organizza la prova attraverso le seguenti fasi (figg. 5 e 6):

— tesatura fino alla forza di allineamento  $N_0 = 0,1 N_{es}$ , (le misure degli allungamenti iniziano dal termine di questa fase);

— tesatura fino al valore  $N_c = 1,2 N_{es}$  (forza di collaudo dei tiranti da realizzare) senza alcuna interruzione e con gradiente uguale a quello che si terrà nei tiranti da realizzare, misura dell'allungamento finale ( $\delta_b$ );

— sosta a tiro costante per 5' in rocce o terreni non coesivi e 15' per terreni coesivi, misura dell'allungamento alla fine della sosta ( $\delta_c$ );

— discesa fino al valore  $N_0$  con misura dell'allungamento residuo ( $\delta_d$ );

— risalita al valore  $N_{es}$  con misura dell'allungamento ( $\delta_e$ );

— bloccaggio e sosta di durata uguale a quella prescritta in progetto, comunque non inferiore a 72 ore, e misura della forza ( $N_r$ ) al termine della sosta allo sbloccaggio (prova ad « allungamento costante », fig. 5); oppure, qualora il sistema di bloccaggio non consenta tale tipo di misura o eventuali spostamenti della testa falsino le misure, la sosta andrà effettuata sotto forza costante al valore di esercizio, misurando l'allungamento finale ( $\delta_f$ ) (prova a « forza costante », fig. 6);

— tesatura al valore  $0,85 N_{au}$  e misura dell'allungamento ( $\delta_g$ );

— sosta a forza costante  $0,85 N_{au}$  per un periodo di 15' nel caso di roccia o terreni non coesivi e di 60' per terreni coesivi, misura dell'allungamento finale ( $\delta_h$ ).

La prova sarà positiva, e quindi avrà confermato i valori assunti per la lunghezza  $l_a$  e per la forza di esercizio  $N_{es}$ , se, non essendosi verificati la rottura o lo sfilamento del tirante, sono soddisfatte le seguenti condizioni:

$$\frac{tg \beta_2}{tg \beta_1} \geq 0,9$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{es} - N_r \leq 5\% N_{es}, \text{ oppure} \\ \delta_f - \delta_e \leq 5\% \delta_e. \end{array} \right.$$

Inoltre, dedotta l'effettiva lunghezza libera del tirante ( $l_r$ ) mediante la relazione

$$l_r = \frac{(\delta_e - \delta_d) \cdot E_s A_s}{N_{es} - N_0}$$

per questa dovrà risultare nei riguardi del valore teorico ( $l_t$ ):

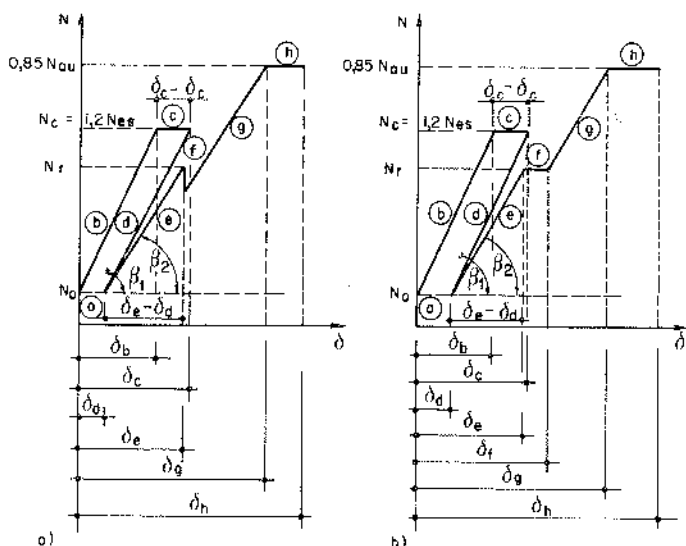
$$\left\{ \begin{array}{l} l_r \geq 0,9 l_t, \quad \text{a garanzia della non penetrazione dell'iniezione nel tratto libero,} \\ l_r \leq l_t + 0,5 l_a, \quad \text{a limitazione della deformabilità del tirante.} \end{array} \right.$$

Se tutte le precedenti relazioni non sono congiuntamente soddisfatte, occorre procedere alla realizzazione di un nuovo tirante di prova, o con lunghezza di fondazione maggiore oppure con forza di esercizio minore, da sottoporre a nuova prova con le stesse modalità e requisiti di accettazione, ripetendo la procedura finché tali relazioni non risultino soddisfatte.

Nei paragrafi 6.4 e 6.5, vengono trattate le prove preliminari per i bulloni e i chiodi, rispettivamente.

Per i bulloni le prove sono obbligatorie allorché il numero totale dei bulloni da realizzare, permanenti o provvisori, sia uguale o maggiore a 50. Se tale numero è inferiore a 50, è sufficiente effettuare sul primo bullone da realizzare una prova di carico fino ad una forza uguale allo  $(0,85 \cdot f_{yk} A_s)$ , con bloccaggio e successiva misura della forza residua (prova ad allungamento costante). La prova sarà positiva se dopo 15' la forza residua non è scesa al di sotto del 95% della forza applicata inizialmente. In tal caso, il bullone servito per la prova può essere utilizzato riducendo il va-

2° Tirante di prova



5 - Prova ad « allungamento costante »; 6 - Prova a « forza costante ».

lore della sua forza di tesatura a quello di esercizio, altrimenti il bullone non è utilizzabile e la prova va ripetuta su un altro bullone, riducendo la forza di esercizio.

Con almeno 50 bulloni il numero dei bulloni preliminari di prova è 5; se il numero dei bulloni previsto (dello stesso tipo e nella stessa roccia) è compreso fra 50 e 100, va aggiunto un bullone di prova ogni 100 o frazione di 100 ulteriori bulloni da realizzare.

Come per i tiranti, lo scopo delle prove è appunto quello di determinare la forza limite ultima  $N_{au}$  e quindi di verificare mediante la nota relazione *b)* del capitolo 5 se la forza di esercizio  $N_{es}$  è ammissibile. Similmente a quanto si può verificare per i tiranti, nel caso di bulloni con ancoraggio per cementazione che si diversifichino solo per un diverso valore delle forze di esercizio, si può limitare la prova ai soli bulloni soggetti alla forza di esercizio maggiore. Si ricaverà una tensione tangenziale limite di aderenza:

$$\tau_{au} = \frac{N_{au}}{\delta D l_a}$$

potendosi poi dimensionare i bulloni con forze di esercizio minori assumendo per la  $\tau_{au}$  un valore uguale ai 3/4 di quello ricavato dalla prova tramite la relazione sopra indicata.

Quando invece l'ancoraggio è ad espansione meccanica, la precedente possibilità di prova non è consentita.

Le prove sono poi diverse per i due tipi di ancoraggio, ad espansione meccanica o per cementazione.

Nel primo caso, la prova di tesatura, da eseguirsi alla stessa velocità costante che si terrà nei bulloni da realizzare, va spinta fino alla rottura della fondazione o, se questa non si verifica, fino al raggiungimento dello snervamento dell'armatura. La forza corrispondente viene assunta come forza limite ultima del bullone.

Nel caso di ancoraggi per cementazione, la prova di tesatura, da svolgersi con le modalità precedentemente descritte, va eseguita su bulloni con lunghezza di fondazione pari a  $0,85 l_{au}$  (di primo dimensionamento). Quale forza limite ultima del bullone si assume il valore della forza per cui si è verificata la rottura della fondazione diviso per 0,85 oppure, se tale rottura non si verifica, il valore corrispondente allo snervamento della barra impiegata.

Con l'impiego delle relazioni di cui al capitolo 5, si potrà così confermare od aumentare la lunghezza della fondazione originariamente prevista, oppure ridurre la  $N_{es}$  per i bulloni con ancoraggio ad espansione meccanica.

Per i chiodi, lo scopo delle prove preliminari è ancora quello di verificare in sito i valori di  $N_{es}$  nei riguardi sia del tratto che funziona come « fondazione » che per la « testa ».

Se il numero dei chiodi da realizzare (stesso tipo e stesso terreno) è minore di 50, il numero delle coppie di prova (per la verifica della fondazione e della testa) è uguale a 3; con numero di chiodi tra 50 e 100, il numero delle coppie di prova è 5; per numero di chiodi superiore a 100, il numero delle coppie di prova va aumentato di un'unità ogni ulteriori 100 chiodi o frazione di 100.

Ciascuna prova va eseguita, tesando il chiodo a velocità costante fino a raggiungere la forza corrispondente allo snervamento dell'armatura in un tempo minimo di 15'.

Sia per la prova della « fondazione » che della « testa », ciascuna prova ha termine, o quando si perviene alla rottura del tratto connesso, oppure quando si raggiunge lo snervamento dell'armatura.

Quale forza limite del chiodo si assume il valore minore fra quelli determinati nelle due prove della « fondazione » e della « testa ».

## 7. COLLAUDI E CONTROLLI

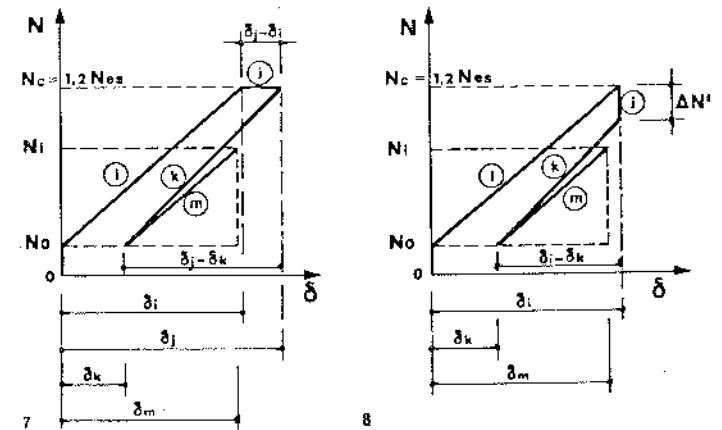
Nell'ottica ormai riconosciuta di validità generale per quasi tutte le costruzioni, anche per le opere di ancoraggio non solo vengono prescritti precisi collaudi, ma anche si auspicano controlli sistematici nel tempo al fine di assicurarne il buon funzionamento al di là dell'accettazione avvenuta.

Il collaudo, ovviamente di carattere non distruttivo, va applicato per l'accettazione su ogni tirante eseguito e nel caso dei bulloni su una coppia ogni 150 ancoraggi.

Per i tiranti, la prova consiste in un ciclo semplice di carico e scarico del tirante secondo le seguenti modalità:

— tesatura a partire da  $N_0 = 0,1 N_{es}$  fino al valore  $N_c = 1,2 N_{es}$ , misura del corrispondente allungamento ( $\delta_i$ );

— sosta di 5' in roccia o per terreni non coesivi e di 15' in terreni coesivi, con forza costante  $N_c$  oppure con allungamento costante  $\delta_i$ ; misura dell'incremento di allungamento  $\delta_j - \delta_i$  (fig. 7), oppure del decremento di forza  $\Delta N'$  (fig. 8);



7-8 - Prova di collaudo.

— scarico del tirante fino al valore  $N_0$ , misura dell'allungamento permanente  $\delta_k$ ;

— tesatura del tirante al valore  $N_i$  previsto dal progetto e bloccaggio finale.

La prova sarà positiva, e quindi possibile l'accettazione, se sono verificate le seguenti condizioni:

$$^{(a)} \left| \begin{array}{l} \delta_j - \delta_i \leq 2\% \delta_i, \text{ oppure} \\ \Delta N' \leq 2\% N_c, \end{array} \right.$$

$$l_r \leq l_t + 0,5 l_a,$$

$$\delta_k \leq 1,3 \delta_k \quad (\text{riscontrato nelle prove preliminari sul secondo tirante di prova}),$$

dove l'allungamento teorico dell'ancoraggio ( $\delta_i$ ) e la

lunghezza effettiva del tratto libero del tirante ( $l_t$ ) sono calcolabili con le relazioni:

$$\delta_t = \frac{N_c l_t}{E_s A_s},$$

$$l_t = \frac{(\delta_j - \delta_k) E_s A_s}{N_c - N_o}, \text{ nella prova a carico costante, oppure}$$

$$l_t = \frac{(\delta_j - \delta_k) E_s A_s}{(N_c - \Delta N') - N_o}, \text{ nella prova ad allungamento costante.}$$

Se la prima condizione (\*) non è soddisfatta, la sosta all'apice del ciclo di carico e scarico va prolungata per un tempo di durata triplo e le ulteriori variazioni di allungamento o di forza non devono superare rispettivamente l'1% di  $\delta_t$  oppure l'1% di  $N_c$ .

I tiranti non accettati vanno sostituiti con nuovi tiranti.

Per i bulloni, il collaudo si svolge applicando al bullone una forza di valore  $1,1 N_{cs}$  e, mantenuto costante l'allungamento per un tempo di 15', verificando che la forza residua non sia scesa al di sotto del 95% del valore della forza inizialmente applicata.

Se tale condizione di accettazione non è soddisfatta, occorre provvedere ad eseguire nuovi bulloni preliminari di prova al fine di adeguare il progetto.

## 8. REGISTRAZIONE DEI LAVORI

Le Raccomandazioni si chiudono con l'obbligatorietà della registrazione delle principali operazioni e delle caratteristiche dei materiali e degli elementi impiegati.

Così come per le strutture in c.a.p., per le quali ad esempio è prescritta la tenuta di appositi registri di precompressione, per le opere di ancoraggio occorre tenere la registrazione di tutte le situazioni, le caratteristiche e le grandezze in gioco, precisamente:

- le situazioni ambientali e geotecniche,
  - i materiali (acciaio d'armatura, materie plastiche e simili, grassi e sostanze protettive),
  - i procedimenti costruttivi (perforazioni, prove d'acqua, malte, operazioni di tesatura, prove),
- completando la raccolta delle registrazioni con la stesura di un circostanziato rapporto generale che descriva compiutamente i lavori eseguiti.

## La précontrainte des dalles en béton

Relazione su invito: Prof. Ing. Roger Lacroix

### 1. Les dalles en béton précontraint

Appliquée à l'origine à des éléments linéaires, poutres et poteaux, ou cylindriques, tuyaux et réservoirs, la technique du béton précontraint s'est étendue aux dalles dès les années 1950, en Europe et aux Etats-Unis. Nous examinerons successivement les dalles posées sur le sol, les dalles des planchers, en essayant de dégager les tendances ouvertes par les progrès accomplis au cours des dernières années.

### 2. Les chaussées et pistes d'envol en béton précontraint

2.1. Il y a une vingtaine d'années environ, l'application de la précontrainte à la réalisation des dalles sous chaussée a suscité de nombreuses études, recherches et expérimentations dans divers pays d'Europe occidentale. Cette application est en effet séduisante du point de vue théorique, car, dans une dalle reposant sur le sol, des contraintes de traction importantes peuvent apparaître sous l'effet d'une part, des variations de température et d'hygrométrie, et d'autre part et surtout sous l'action des charges roulantes. En donnant à ces revêtements une précontrainte suffisante, on peut diminuer ces contraintes, et réduire le risque de fissuration.

Le calcul des dalles reposant sur le sol comporte des différences essentielles avec celui des planchers: leur géométrie est en général beaucoup plus simple, et surtout leur rupture n'engendre pas d'effondrement catastrophique: si la dalle se rompt, il suffit en effet de réparer la chaussée, sans autre conséquence; il en résulte que l'on peut adopter des coefficients de sécurité beaucoup plus faibles, c'est-à-dire beaucoup plus voisins de un que dans les ouvrages d'art et les bâtiments. En revanche, les contraintes des matériaux sont plus élevées, et l'on ne peut se contenter de vérifications dans le domaine élastique.

Une autre caractéristique des dalles de chaussée est qu'elles constituent une structure à trois dimensions, car on ne peut déterminer les contraintes qui y règnent sans faire intervenir les couches de fondations, et le sol, d'épaisseur théoriquement infinie. Le calcul de cette structure ne peut ainsi être effectué qu'au moyen d'un appareil mathématique complexe, quoique notablement facilité aujourd'hui par les moyens de l'informatique.

Enfin, il faut souligner la nature particulière des charges de trafic, qui sont répétitives, souvent voisines de leur valeur de calcul, ou même supérieures à celle-ci, et qui peuvent engendrer des phénomènes de fatigue.

2.2. La solution mathématique du problème d'une dalle élastique reposant sur un massif indéfini élastique

est connue; on sait également résoudre le cas d'une couche élastique de fondation interposée, pour des charges centrées, aussi bien que pour des charges appliquées sur les bords.

Ces calculs montrent clairement qu'une précontrainte, même faible, permet de réduire considérablement l'épaisseur des dalles; en effet, les contraintes dans la dalle augmentent rapidement avec la rigidité de celle-ci: une dalle plus flexible sollicite davantage la fondation, mais elle est le siège de flexions moins intenses. L'augmentation de la résistance à la flexion provoquée par la précontrainte permet de diminuer l'épaisseur de la dalle, et cette réduction d'épaisseur entraîne une réduction beaucoup plus importante de la rigidité, proportionnelle au cube de l'épaisseur, d'où une diminution notable des contraintes.

On a pu vérifier cette amélioration de la tenue des dalles, même avec des contraintes de compression permanentes modestes, de l'ordre de 0,75 à 1 MPa. L'on peut ainsi descendre à des épaisseurs de l'ordre de 15 cm, qui correspondent à un effet sur les couches de fondation équivalent à celui d'une chaussée souple de 60 cm d'épaisseur environ.

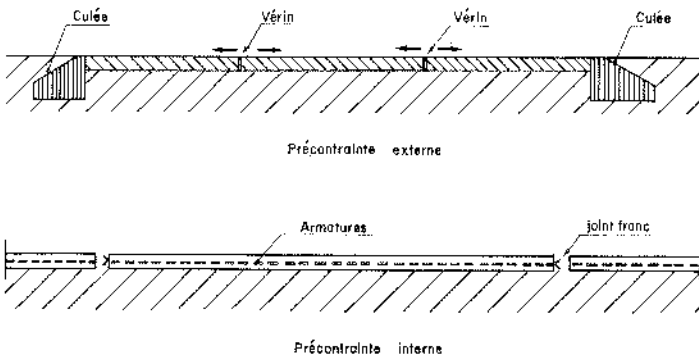
On peut ainsi conclure que les chaussées en béton précontraint conduisent à une excellente répartition des charges sur le terrain de fondation.

2.3. Les techniques de précontrainte qui ont fait l'objet d'expérimentations ressortissent à deux types principaux, suivant que la précontrainte est interne ou externe (fig. 1).

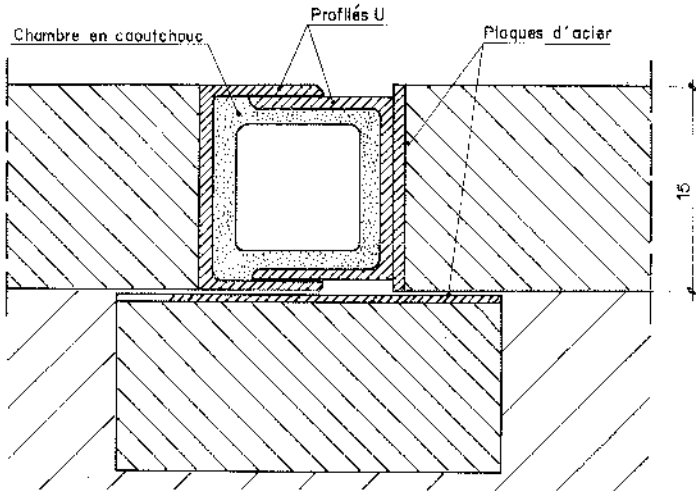
2.3.1. Dans les systèmes à précontrainte interne, la force permanente est obtenue par la mise en tension de câbles ou barres ancrés aux extrémités d'éléments limités par des joints. On a utilisé concurremment la précontrainte par pré-tension, appliquée à des éléments préfabriqués, ou la précontrainte par post-tension, les câbles étant placés dans les gaines injectées après la mise en tension.

L'évolution de la force de précontrainte est ainsi semblable à celle d'une structure en élévation, elle dépend essentiellement du retrait, et du fluage du béton, et de la relaxation de l'acier.

Ce système présente cependant un inconvénient, qui réside dans le frottement de la dalle sur le sol: la mise en compression du béton ne peut se produire qu'au prix d'un raccourcissement de celui-ci, c'est-à-dire d'un déplacement des différents points de la dalle par rapport à sa fondation; or, le frottement s'oppose à ce déplacement, et il en résulte une diminution de la contrainte de com-



1 - Précontrainte des chaussées.



2 - Coupe d'un joint pneumatique.

pression dans la zone centrale de la dalle. Les essais réalisés en particulier à Fontenay-Tresigny ont montré que le coefficient de frottement pouvait dépasser notablement la valeur basée sur l'angle de frottement interne du sol: c'est ainsi que pour une dalle reposant sur un sable d'angle de frottement interne de 31°, le coefficient de frottement théorique aurait été de 0,60, alors que le coefficient mesuré était de l'ordre de 1,0 à 1,2.

Une solution à ce problème a été proposée, qui consiste à interposer entre la dalle et sa fondation des feuilles de polyéthylène recouvertes d'un lubrifiant.

On voit ainsi qu'un compromis doit être recherché, entre une perte de précontrainte excessive dans le cas de dalles de grande longueur, et un coût trop élevé des joints et des ancrages, pour des dalles plus courtes.

Un exemple de réalisation peut être donné par la piste d'envol de l'aéroport d'Orly réalisée en 1953; il s'agit de dalles de 18 cm d'épaisseur, précontraintes transversalement par des câbles 12 Ø 7 espacés de 1,33 m.

2.3.2. Dans les systèmes à précontrainte externe, la force de compression est introduite au moyen de vérins plats qui prennent appui sur des culées fixes situées aux extrémités de la dalle. Après mise en pression des vérins, on bloque les joints au moyen de cales, puis on libère les vérins, et on remplit leurs logements.

En fait, ce système a donné lieu à des difficultés de deux ordres:

Tout d'abord, les variations de température engendrent des variations de contraintes considérables: pour

un corps de coefficient d'élasticité  $E$ , et de coefficient de dilatation  $\lambda$ , soumis, à longueur constante, à une élévation de température  $DT$ , la contrainte de compression a pour valeur:

$$\sigma = E \lambda DT.$$

Avec  $\lambda = 10^{-5}$ ,  $E = 3,10^4$  MPa, la contrainte augmente de 0,3 MPa pour une élévation de température de 1°C. Or, sous l'action des rayons solaires, une chaussée peut facilement subir une élévation de température de 50°C, ce qui correspond à une contrainte de 15 MPa. En outre, l'élévation de température n'est pas uniforme, mais prend la forme d'un gradient décroissant depuis la surface; il en résulte des moments de flexion importants, et un risque certain de flambement. Des flambements se sont d'ailleurs produits en cours d'étés particulièrement chauds, sur des tronçons expérimentaux en Belgique et en France.

Une autre difficulté réside dans les déformations différées du béton, retrait et fluage, qui engendrent une diminution considérable de la contrainte de compression. Il est donc nécessaire, soit de procéder périodiquement à des remises en compression au moyen de vérins que l'on laisse sur place à demeure, soit, plus simplement, de disposer entre les extrémités des dalles et les culées des ressorts qui permettent de conserver la majeure partie de la force de compression, même lorsque la dalle subit une contraction.

Le ressort peut être en acier, mais il est alors sujet à la corrosion, et il est extrêmement difficile d'assurer convenablement sa protection; une autre solution a consisté à disposer des joints pneumatiques formés par une chambre à air gonflée; ces joints eux-mêmes, qui ont fait l'objet de plusieurs essais en vraie grandeur, ont montré des défauts de fonctionnement par coincement du caoutchouc, et leur utilisation ne s'est pas développée (fig. 2).

Il faut souligner en outre que le recours à des ressorts ou des joints pneumatiques n'élimine pas le risque de flambement, qui suffit à condamner les chaussées à précontrainte externe.

### 3. Les planchers précontraints

3.1. Les planchers des bâtiments sont constitués par des nervures, généralement préfabriquées, supportant des hourdis en béton ou céramique et une dalle générale de quelques centimètres d'épaisseur, soit par une dalle pleine en béton. Cette dernière conception a connu un grand succès dans les pays industrialisés où la main-d'oeuvre est d'un coût élevé, et elle présente plusieurs avantages fonctionnels: faible épaisseur, qui peut conduire à « gagner » un étage dans le cas où la hauteur totale de l'immeuble est limitée, et excellente isolation acoustique.

Les dalles en béton armé sont d'emploi très fréquent, mais elles sont souvent sur-dimensionnées, pour répondre à des exigences de flèche: la limitation de la déformation impose en effet une épaisseur minimale et un ferrailage qui s'avèrent surabondants vis-à-vis des sollicitations.

Le recours au béton précontraint constitue alors une solution très intéressante, puisque ce matériau permet une véritable compensation des charges, et donc une diminution très importante de l'épaisseur.

Les premiers planchers précontraints furent conçus en Europe Occidentale et aux États-Unis dans les années 50. Dans la plupart des cas, grâce à la limitation des flèches, le béton précontraint permet de supprimer les nervures qui relient les poteaux dans une ossature clas-



sique en béton armé, et la forme usuelle d'un plancher en béton précontraint est celle d'un « plancher-champignon », on plus exactement, d'un plancher-champignon sans champignons, l'expression plancher-champignon désignant une dalle appuyée sur des poteaux par l'intermédiaire de chapiteaux.

3.2. Du point de vue mécanique, les dalles sont hyperstatiques, et ne se prêtent pas à un calcul manuel exact. Jusqu'à l'avènement de l'informatique, plusieurs méthodes approchées ont été développées, dont l'emploi a donné des résultats tout à fait satisfaisants. Aujourd'hui, de nombreux programmes de calcul aux éléments finis existent, qui permettent une approche plus fine des sollicitations. En fait, dans la plupart des cas, le recours à ces programmes est inutile, et peut même se révéler dangereux, dans la mesure où les méthodes approchées, ayant la sanction de l'expérience, tiennent compte implicitement des redistributions d'efforts dont les structures en béton sont le siège, sous l'effet du fluage, et de la microfissuration.

Pour la détermination du tracé des câbles de précontrainte, et pour le calcul des efforts la méthode la plus couramment employée est celle du « load-balancing », introduite aux Etats-Unis par T.Y. Lin, et qui consiste à rechercher, dans la mesure du possible, la compensation directe des charges appliquées à la dalle par les efforts radiaux dus à la courbure du câble. Pendant plus de dix ans, le critère dit « DL + 10 » a été très populaire en Amérique, DL + 10 signifiant que la force verticale dirigée vers le haut apportée par le câble devait compenser la charge permanente (Dead Load), augmentée de 10 psf (soit environ 50 kg/m<sup>2</sup>). Cet effet de compensation directe des charges, ajouté à la compression transversale qui diminuait le risque de fissuration, a permis de réaliser nombre de planchers, dont le comportement a donné satisfaction.

De nombreux essais ont été entrepris, dès la fin des années 50, en Californie, au Texas, aussi bien qu'en Nouvelle-Zélande, afin de vérifier la sécurité présentée par les planchers précontraints, et de déterminer la disposition optimale des armatures.

Dans le cas d'un plancher-dalle sur poteaux, une disposition fréquemment employée consiste à disposer dans un sens un cours d'armatures uniformément réparties, qui viennent s'appuyer sur des bandes qui rejoignent les poteaux dans l'autre sens. Les armatures de précontrainte sont complétées par des armatures passives situées au droit des poteaux; leur rôle est d'augmenter la résistance de la dalle au poinçonnement.

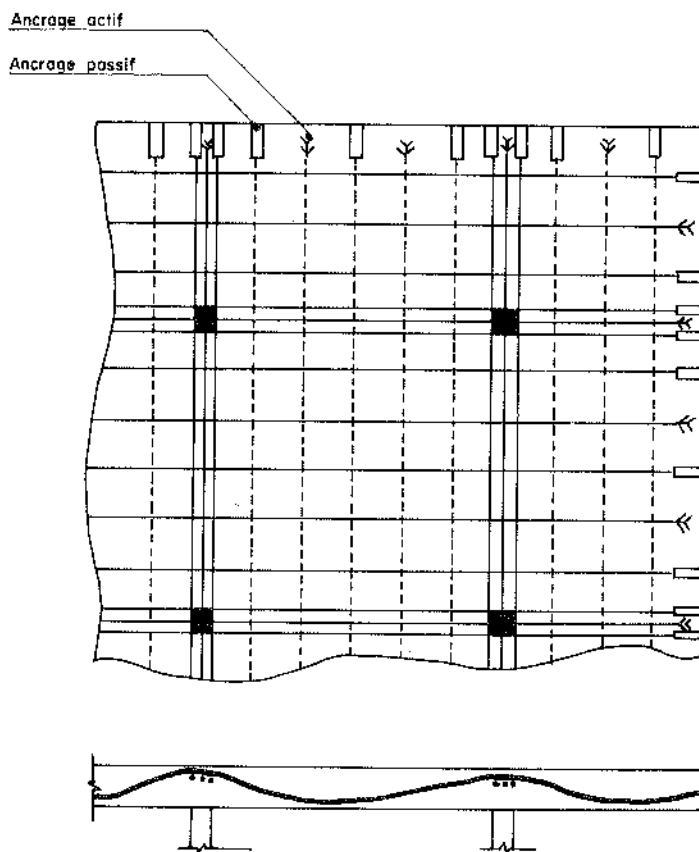
3.3. Pour la post-tension des planchers, on emploie généralement des armatures non adhérentes, constituées aujourd'hui par des torons, d'un diamètre de 1/2" ou 0,6" (13 ou 15 mm), graissés et munis d'une gaine de polyéthylène. Les torons sont préparés en usine et livrés gainés sur le chantier. Leurs avantages sur les armatures injectées classiques sont les suivants:

— Grâce à leur faible diamètre, les torons peuvent être disposés plus près de la face inférieure de la dalle, et l'augmentation de la hauteur utile qui en résulte permet une économie d'acier non négligeable.

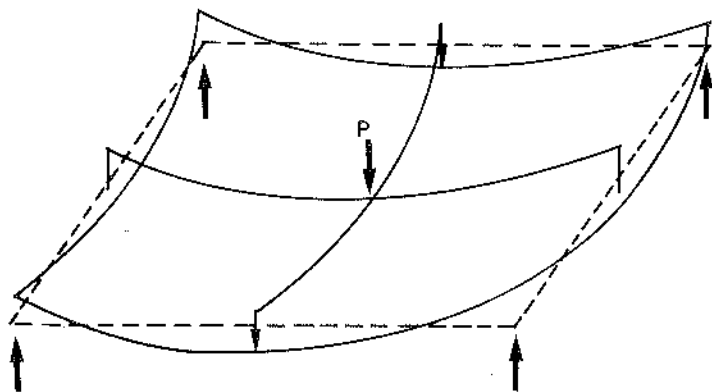
— La protection des torons par une graisse dont la viscosité reste constante dans le domaine d'utilisation normale de la structure, est excellente.

— L'utilisation des torons non-adhérents se traduit par un gain de main-d'oeuvre, et donc de coût, important, par rapport aux câbles classiques.

En revanche, il faut noter, -à leur passif, une plus



3 - Câblage d'un plancher-champignon.



4 - Transmission des charges jusqu'aux appuis.

faible résistance du plancher à l'état-limite ultime, puisque l'absence d'adhérence interdit de prendre en compte une surtension de l'armature. En outre, la résistance de l'armature toute entière repose sur celle de son ancrage, ce qui exige de celui-ci une fiabilité particulière. Enfin, certains ont incriminé leur plus faible résistance au feu, et aux séismes.

Malgré ces inconvénients, les torons non adhérents semblent promis à un avenir brillant, et leur emploi encore très modeste en Europe ne paraît dû qu'à une excessive prudence. (En ce qui concerne la résistance à l'incendie, le comportement de dalles armées de torons non adhérents s'est avéré tout à fait satisfaisant; on admet généralement qu'une protection de 18 mm de béton permet d'assurer deux heures de résistance au feu).

Dans le cas de dalles de grande surface, fréquent en bâtiment, une mention particulière doit être faite pour les joints: les joints de construction ne posent pas de problème particulier si l'ensemble de la dalle est coffré, de façon que les armatures soient complètement mises en place avant bétonnage: des orifices sont simplement ménagés dans les coffrages formant joint, pour le passage des torons. Dans le cas contraire, les torons sont enroulés en attente, ou, de préférence, munis de coupleurs; la mise en oeuvre de coupleurs permet la mise en tension de la partie coulée en première phase, et son décoffrage éventuel avant la mise en place des coffrages de la phase suivante. Les coupleurs sont d'un coût élevé, mais cependant, cette solution s'avère plus économique et plus sûre que celle qui consiste à laisser les torons en attente.

**4. Les ponts-dalles en béton précontraint**

4.1. Les ponts-dalles présentent sur les ponts à poutres de nombreux avantages, pour les portées faibles et moyennes, c'est-à-dire jusqu'à une trentaine de mètres:

- ils sont de conception plus simple, et exigent souvent une résistance du béton inférieure à celle des ponts à poutres;

- leur réalisation est plus facile, car la mise en place du béton est aisée;

- pour des ouvrages hyperstatiques, ils sont moins sensibles que les ponts à poutres aux tassements différentiels, en raison de leur faible épaisseur, et ils conviennent donc bien aux franchissements en terrain médiocre. Cette faible sensibilité aux tassements d'appuis est d'ailleurs l'expression d'une propriété souvent caractéristique du béton précontraint: matériau homogène et élastique, il est peu sujet à la fissuration sous l'effet d'actions accidentelles;

- leur aspect est souvent meilleur, en raison de leur grand élanement;

- du point de vue économique, les ponts-dalles demandent souvent une plus grande quantité de béton et d'acier que les ponts à poutres. Cependant, le gain sur les coffrages, et sur la main-d'oeuvre, en raison de la facilité de mise en place du béton, permet de compenser cette différence; d'autre part, dans le cas fréquent où la hauteur du franchissement est commandée par un gabarit de circulation, la différence de hauteur entre un pont à poutres et un pont-dalle permet une économie sensible sur les remblais; c'est ainsi, par exemple, que pour un passage supérieur d'autoroute à quatre travées, de l'ordre de 11 - 15 - 15 - 11 m le gain de hauteur est de l'ordre de 40 à 50 cm, ce qui représente environ 2.000 m<sup>3</sup> de remblai pour une route de 6 m de largeur.

A la lumière d'une trentaine d'années d'expérience, les avantages des ponts-dalles en béton précontraint sont démontrés par le nombre très faible de cas pathologiques rencontrés sur ce type d'ouvrage, par rapport aux ponts à poutres.

4.2. La conception des ponts-dalles est très simple: leur coupe transversale est un rectangle; leurs bords peuvent se terminer par des encorbellements, qui contribuent à accentuer la minceur et l'élégance de l'ouvrage.

L'élanement optimum est de l'ordre de 1/30; il peut descendre jusqu'au 1/35ème dans le cas de travées continues.

En général, et sauf cas de très grande largeur, les ponts-dalles sont précontraints seulement dans le sens de la longueur; les câbles sont filants, c'est-à-dire qu'ils règnent sur toute la longueur de l'ouvrage. Cette disposition permet d'éviter la complication des ancrages inter-

médiaires, toujours délicats à réaliser, et plus sensibles à la corrosion que les ancrages d'extrémité. Compte-tenu de l'épaisseur du béton, il est possible d'utiliser des armatures d'assez forte puissance, telles que les câbles de 12 torons de 15 mm, de 150 t environ de force utile.

Un cas particulier important et fréquent est celui des ponts biais. Si  $\varphi$  est l'angle du biais, l'analyse montre qu'en milieu de travée, les directions principales du tenseur de flexion de la plaque sont déviées suivant un angle  $\psi$  compris entre  $\varphi$  et  $\pi/2$ . Si  $\eta$  est le rapport de la portée droite à la largeur droite, les angles  $\varphi$  et  $\psi$  sont liés par les relations empiriques approximatives,  $\varphi$  et  $\psi$  étant exprimés en grades:

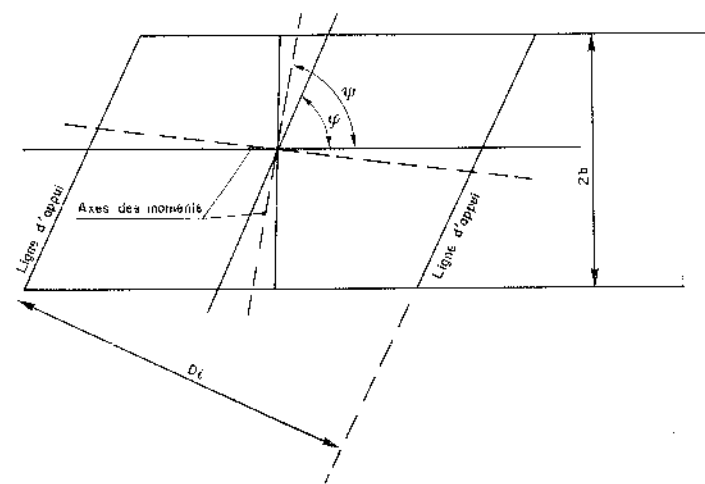
pour  $\eta \leq 0,5$   $\psi = \varphi$   
 pour  $0,5 < \eta < 2,7$   $\psi = \frac{\eta - 0,5}{2,2} (100 - \varphi)$   
 pour  $\eta \geq 2,7$   $\psi = 100$ .

Pour une même portée biaise, l'influence des charges d'exploitation est plus faible pour un pont biais que pour un pont droit: pour un biais mécanique  $\psi$ , le coefficient minorateur peut être pris égal à  $\sin^2 \psi$ .

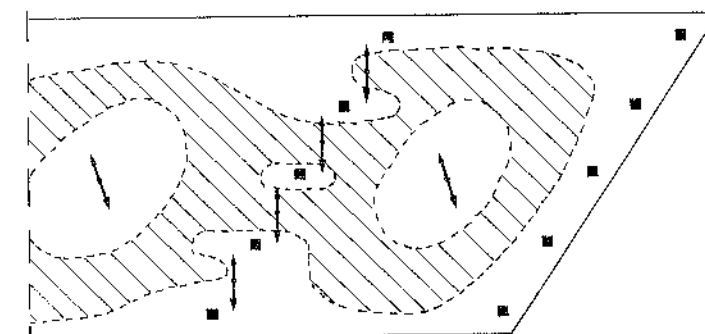
En revanche, les flexions transversales au voisinage des bords sont plus difficiles à traiter: les directions des contraintes principales de flexion sont sensiblement parallèles et normales au bord, et il est donc préférable de reprendre les efforts transversaux par un ferrailage perpendiculaire au bord libre, plutôt que par des aciers parallèles aux lignes d'appui.

4.3. Comme dit plus haut, la construction des ponts-dalles est particulièrement simple. Outre les précautions habituelles au béton précontraint, les deux difficultés suivantes doivent être évitées:

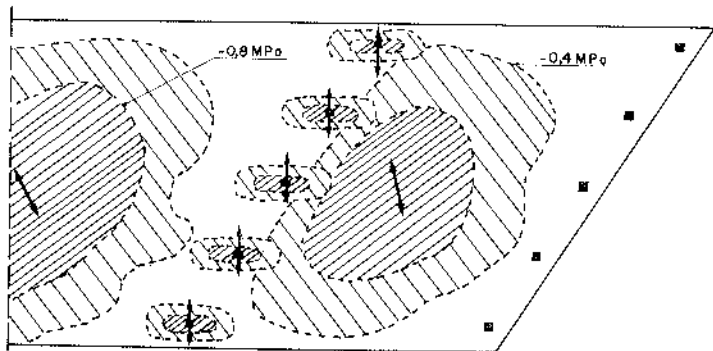
- L'échafaudage doit présenter une grande rigidité; en effet, s'il est trop souple, lors de la mise en tension



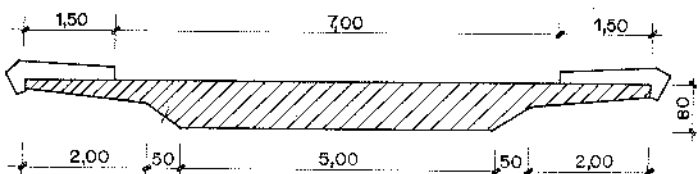
5 - Biaise mécanique d'une dalle.



6 - Pont biais - flexion transversale: contraintes de traction en face inférieure.



7 - Pont biais - flexion transversale: contraintes de traction en face supérieur.



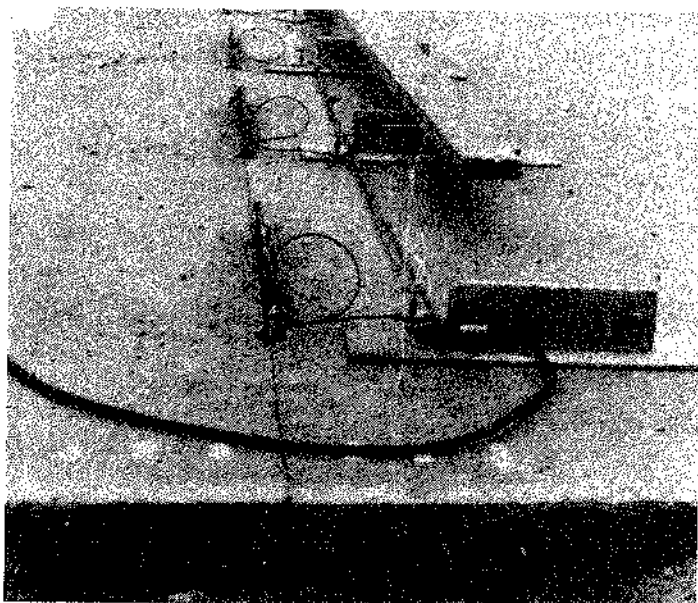
8 - Pont dalle: coupe transversale.

des armatures de précontrainte, le tablier, au lieu de décoller du cintre sous l'effet de la précontrainte, risquerait de se rompre par défaut de charge verticale, le poids propre étant toujours supporté par le cintre.

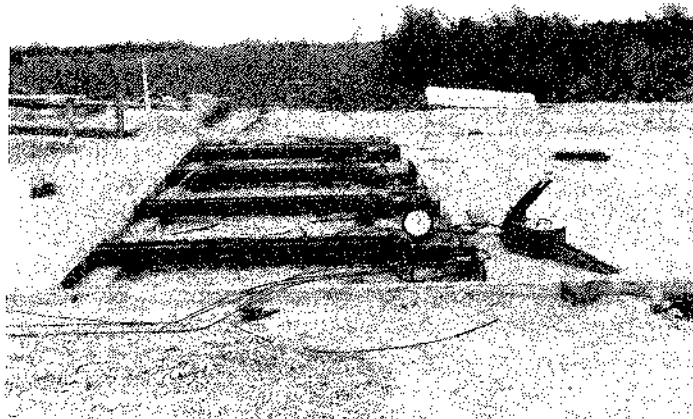
— Enfin, dans le cas d'un ouvrage hyperstatique, les câbles ont un tracé sinueux, avec un point haut au droit de chaque appui; il en résulte un risque particulier de défaut de remplissage des gaines par le coulis d'injection.

### 5. Conclusion

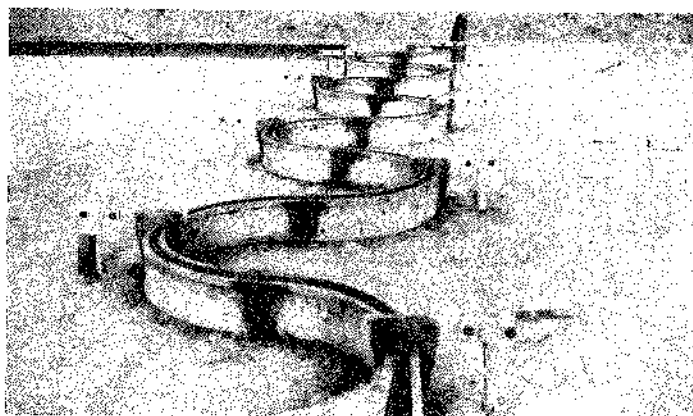
Les trois applications brièvement rappelées par cet article ne sont que des exemples de l'utilisation de la précontrainte dans des structures à deux dimensions. Sans même évoquer les coques, et notamment les parois des réservoirs, on peut citer bien d'autres types d'ouvrages faisant appel à cette technique. C'est ainsi que certaines couvertures de bâtiment, des radiers de



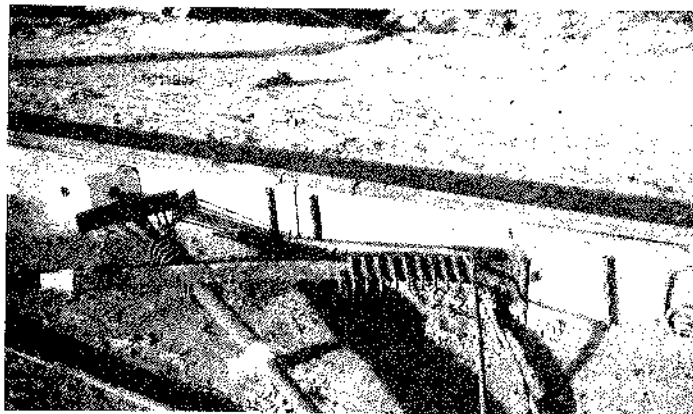
9 - Vérins plats pour mise en précontrainte d'un tronçon de piste.



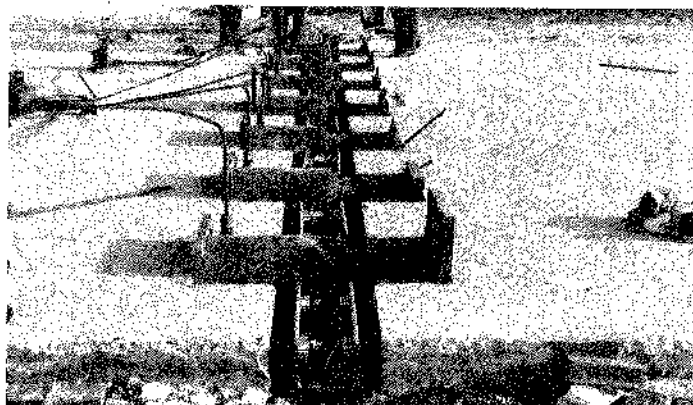
10 - Vérins et dispositif d'appui sur culée pour précontrainte externe d'un tronçon de piste.



11 - Piste précontrainte: mise en place d'un joint avec câble intérieur.



12 - Précontrainte interne d'une piste: vue du coffrage avec deux extrémités de câbles, actif et passif.



13 - Vérins de mise en tension pour précontrainte externe d'une piste, avec dispositif de mesure des déplacements.

fondation, des radiers d'écluse peuvent être conçus avec l'utilisation d'armatures de précontrainte, qui permettent une véritable transformation du matériau béton ainsi que l'avait annoncé Eugène Freyssinet dès le début des années 1930. Après plus de 50 ans d'existence, la précontrainte est encore loin aujourd'hui d'avoir épuisé toutes ses possibilités. L'amélioration des qualités des matériaux et en particulier, du béton, avec notamment l'emploi croissant des fluidifiants, et les progrès accomplis dans la conception des structures, permettront certainement une extension plus grande encore du champ d'application de ce matériau.

Cependant, quelques questions fondamentales sont encore non résolues, et parmi celles-ci figure la justification des dalles vis-à-vis de l'état-limite ultime: la méthode des lignes de rupture, si féconde pour les dalles de pourtour non régulier, ne s'applique que si la capacité de rotation des sections est suffisante pour épuiser la

résistance de la dalle à la flexion le long des charnières, ce qui n'est pas toujours le cas en précontrainte pure.

En revanche, la précontrainte partielle, en juxtaposant dans une même section les aciers actif et passif, permet de donner aux dalles la ductilité suffisante pour que la théorie des lignes de rupture s'applique, tout en conservant les avantages fondamentaux de la précontrainte quant à la durabilité.

Des essais sur le comportement des structures partiellement précontraintes sont en cours aujourd'hui dans de nombreux laboratoires, en Europe et dans le monde; ces essais portent essentiellement sur les relations entre fissuration et corrosion, et sur la résistance des armatures à la fatigue. Des résultats de ces essais naîtront de nouvelles conceptions, et des prescriptions réglementaires plus réalistes, qui nous permettront de réaliser à moindre coût des ouvrages aussi fiables, et plus durables.

## Some modern aspects of creep of concrete

Relazione su invito: A. Neville, J.J. Brooks

A fundamental principle in life is that nothing in life can be obtained free. It is almost an extension of the 1st law of thermodynamics. For instance, in the business and political world, there is no such thing as a free lunch: the giver of the lunch expects, sooner or later, a compensatory favour. A rich wife may make her home life unpleasant. And so on.

So also, with my being here. It is a great honour for me to be invited to the Giornate of AICAP but I pay for the privilege in worry about my presentation. I have looked at your list of papers to the Congress, which is most impressive in scope and in importance of the topics. I am afraid I cannot match these, and indeed I am planning to limit myself to a brief discussion of some aspects of creep of concrete. I have used the word modern in my title because I have just recently reviewed the entire creep scene for the purpose of writing a book on creep. This may be an appropriate time to advertise the book, which has become available at the end of 1983 (Fig. 1).

### Creep of plain and structural concrete

**A. M. Neville**  
Principal and Vice-Chancellor, University of Dundee, Scotland

**W. H. Dilger**  
Professor of Civil Engineering, University of Calgary, Canada

**J. J. Brooks**  
Lecturer in Civil Engineering, University of Leeds, England



Construction Press  
London and New York

Fig. 1

I should emphasize that this is our second book on creep; the first one was published more than 10 years ago, and knowledge has advanced so much that a second edition is not enough: a completely new book needed to be written.

While the book deals both with creep of concrete as a material and with consideration of creep in structural design, here today, in accordance with your programme, I am limiting myself to the material aspects.

Why this continuing and indeed growing interest in creep? The complexity of structures and their size have continued to increase, and this has resulted in a greater importance of their strain characteristics and in more serious consequences of their deformation. Thus, designers and engineers need to know the creep properties of concrete and must be able to take them into account in the analysis of their structures. After all, the end product of an engineer's endeavours is a structure whose strength must be adequate, but not wastefully excessive, whose durability should be commensurate with the conditions of exposure, and whose serviceability should ensure fitness for the purpose. Consideration of creep is a part of a rational approach to satisfying these criteria.

But there is also another reason why we are interested in creep. Deformation characteristics of materials are an essential feature of their properties, and a vital element in the knowledge of their behaviour. Since we use concrete so extensively, it is only right that we should learn to know it better, and an understanding of creep and of the underlying phenomena is essential in this respect.

Naturally, in the short time available, I have to be very selective, and I propose to concentrate on the influence on creep of cement and admixtures, and also of aggregate. However, to begin with, I should just give some basic definitions.

For normal levels of stress in service in concrete, the strain-time curve is of the form shown in Figure 2, and creep is simply defined as the gradual increase in strain with time under a *sustained* stress. Now concrete which is subject to drying, whether it is under load or not, undergoes shrinkage. We assume that shrinkage and creep are additive, but there is a complication which I would like to illustrate with the aid of Figure 3.

Diagram (a) represents the shrinkage of an unloaded specimen. For our purposes, we are interested only in that part of shrinkage which occurs from instant  $t_0$ . This is the instant at which a concrete specimen similar to that used for the shrinkage test is subjected to a sustained load. The components of the deformation in this case are shown in diagram (b). The specimen undergoes both creep and shrinkage but we are unable to measure them separately. We assume, as I have already said, that the shrinkage of a specimen under load is the same as in an unloaded specimen, i.e. we transfer the shrinkage strain marked by No. 1 from diagram (a) to diagram (b). We mark also the elastic strain. The remaining deformation is what we call creep, i.e. No. 2.

This is the situation when drying and creep occur

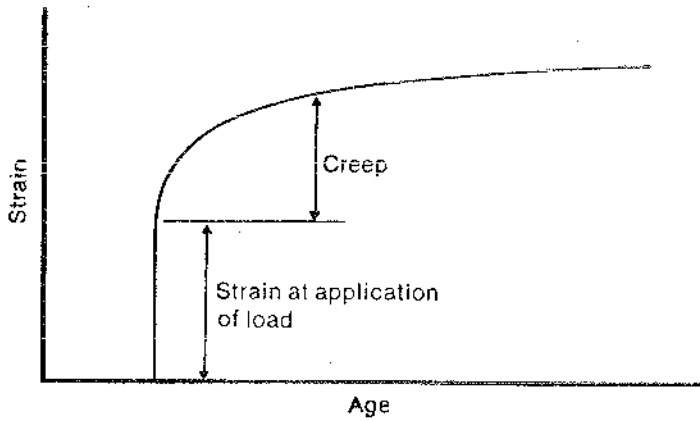


Fig. 2

concurrently but it is also possible for a specimen to be under load under conditions of no drying. It could be in water or it could have, prior to loading, reached hygral equilibrium. Diagram (c) shows the situation. Because there is no drying, there is no shrink-

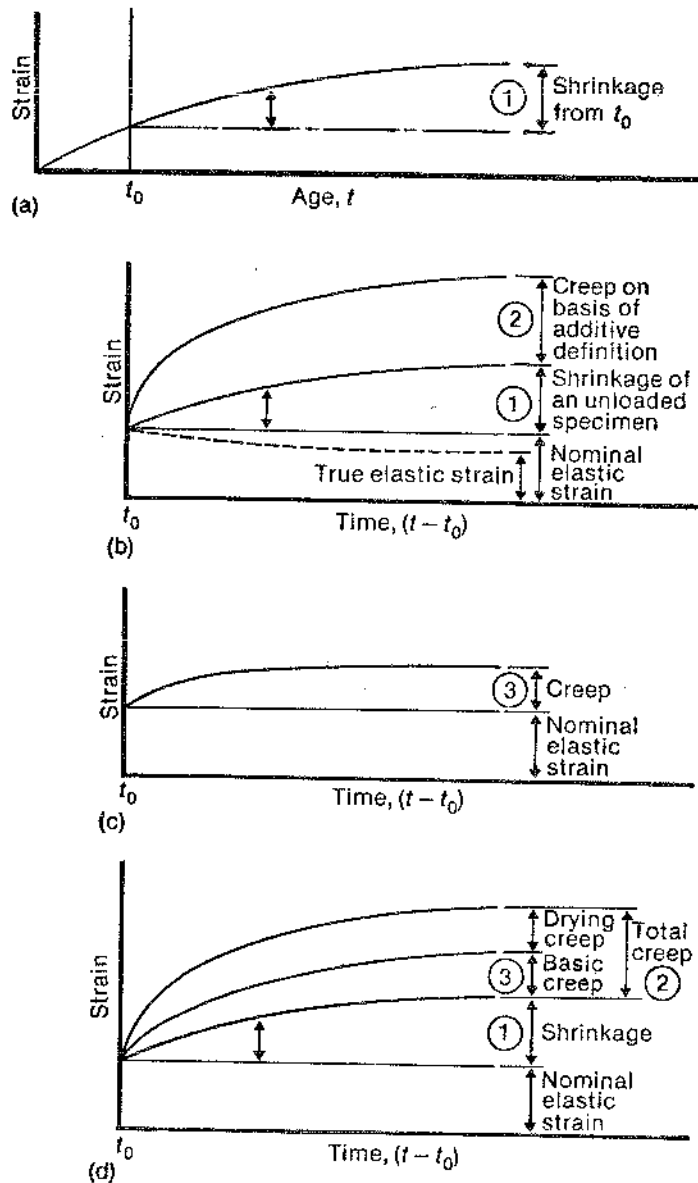


Fig. 3

kage. There is only elastic deformation and creep. But, what is important is that the creep under these conditions is smaller than when concurrent drying takes place. In our diagram this creep is No. 3.

We can now look at diagram (d), which is basically the same as diagram (b). What we have done here is to subdivide creep No. 2 into two parts: one is that part which occurs under hygral equilibrium, i.e. No. 3, and which we call basic creep. The rest we call drying creep and it is that part of creep which is due to concurrent drying but which is over and above shrinkage.

Let me now, as promised, turn to the influence of cement on creep. Logically, cement is the most important factor in creep because the hydrated cement paste is the seat of the phenomenon. The influence of cement is twofold: that arising from the physical and chemical properties of the cement, and that due to the variation in the amount of the hydrated cement paste.

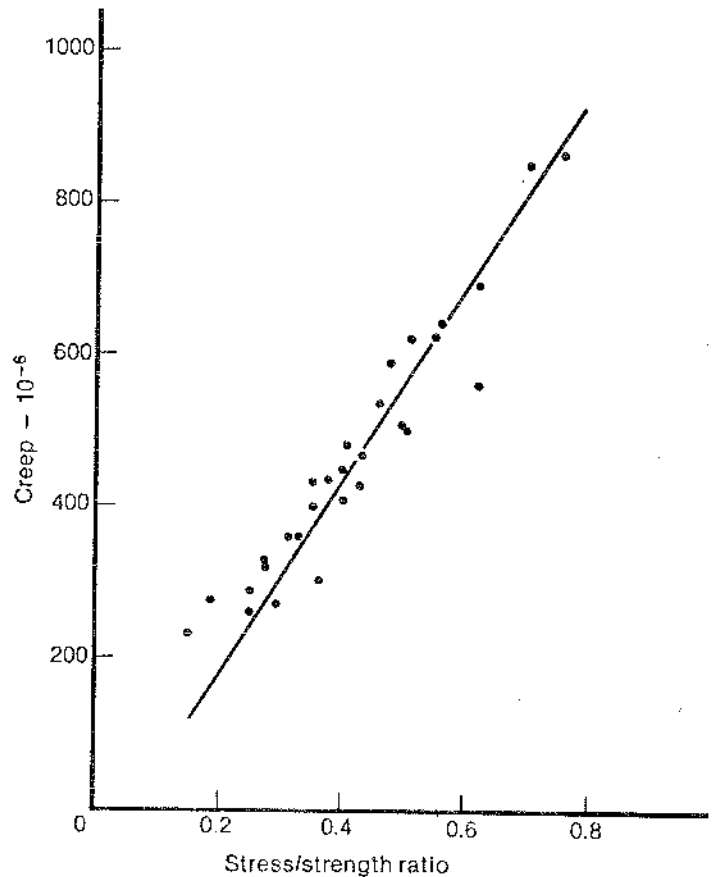


Fig. 4

The latter effect is complementary to the effect of the quantity of aggregate, which has a restraining influence on creep, although in some cases aggregate can influence the structure of the paste, e.g. by absorbing some of the mixing water or introducing additional air voids.

A long time ago — in fact this was the work for my first doctorate I conducted an experimental investigation of creep of mortars made with cements of different chemical composition. It has failed to show a simple direct correlation between creep and the chemical composition of cement. This does not mean, however, that the compound composition of cement has no effect on creep but rather that there are other factors which modify the direct influence of chemical composition. It was found that these other, possibly un-

known, factors influence also the strength developed by the cement on hydration and there is a correlation between creep and the strength of mortar at the time at application of load. Since creep is proportional to the stress applied, for the usual range of service stresses, we can say that creep is proportional to the stress/strength ratio, as shown in Figure 4. I should acknowledge here that the original work in this area was done by Professor Elio Giangreco in the early 1950s. There is one other comment which I should make: the limit of proportionality depends on the homogeneity of the material. For neat cement pastes and for mortar, the limit is very high: perhaps 0,7 of the static strength, but for concrete, which contains large aggregate particles, the limit is 0,5 or even 0,4 of the static strength, as seen in Figure 5. However, for practical purposes, the value of the limit does not matter as the sustained service stress in structure is never higher than 0,4 or even 0,3. I have referred to the stress/strength ratio at the time at loading. If the stress remains constant but strength under load increases, the effective stress/strength ratio decreases, and, in consequence, creep increases more slowly than when the strength increases but little.

Let me go back to compound composition of cement and make a peripheral remark. A correlation of other properties of hydrated cement paste, such as strength, with chemical composition has not been successful to a degree that would permit a prediction of strength. In other words, we are not yet able to describe the properties of cement in chemical or physical terms to such an extent that we could deduce the mechanical properties of cement paste and of concrete. This is something that needs to be done and that needs a breakthrough if we are to put cement and concrete on a scientific rather than technological footing. This point links well to what is said in your brochure on Temi del Convegno where there is reference to «un filone di indagini teoriche, che si svolge nell'ambito dei metodi della meccanica della frattura e che getta una luce chiarificatrice sui fenomeni che regolano le proprietà macroscopiche di resistenza alla compressione ed alla trazione del conglomerato cementizio, esso stesso materiale composito di complesse caratteristiche».

Despite the difficulties about cement composition, there are some broad influences on creep of the cement composition as characterized by the type of cement. In general, and this agrees with the earlier comments on the influence of strength, creep seems to be inversely proportional to the *rapidity of hardening* of the cement used. Thus, for a given age at loading, creep is in an increasing order of magnitude for concretes made with the following cements: high-alumina, rapid-hardening Portland, ordinary Portland, Portland blastfurnace, low-heat, and Portland-pozzolana. The order of the last three is not clearly established. Of course, at the same age, these cements have achieved varying proportions of their final strengths, and it seems logical that the more hardened the paste the more rigid it is and the lower its creep potential at a given applied stress.

It should be noted that this comparison of creep of the different cements was made for the same applied stress or on the basis of specific creep, i.e. for a stress of 1 MPa. If, however, as would usually be the case in practice, the stress applied in each case bears the same proportion to the strength at that time, the type of cement *per se* does not influence creep, although the

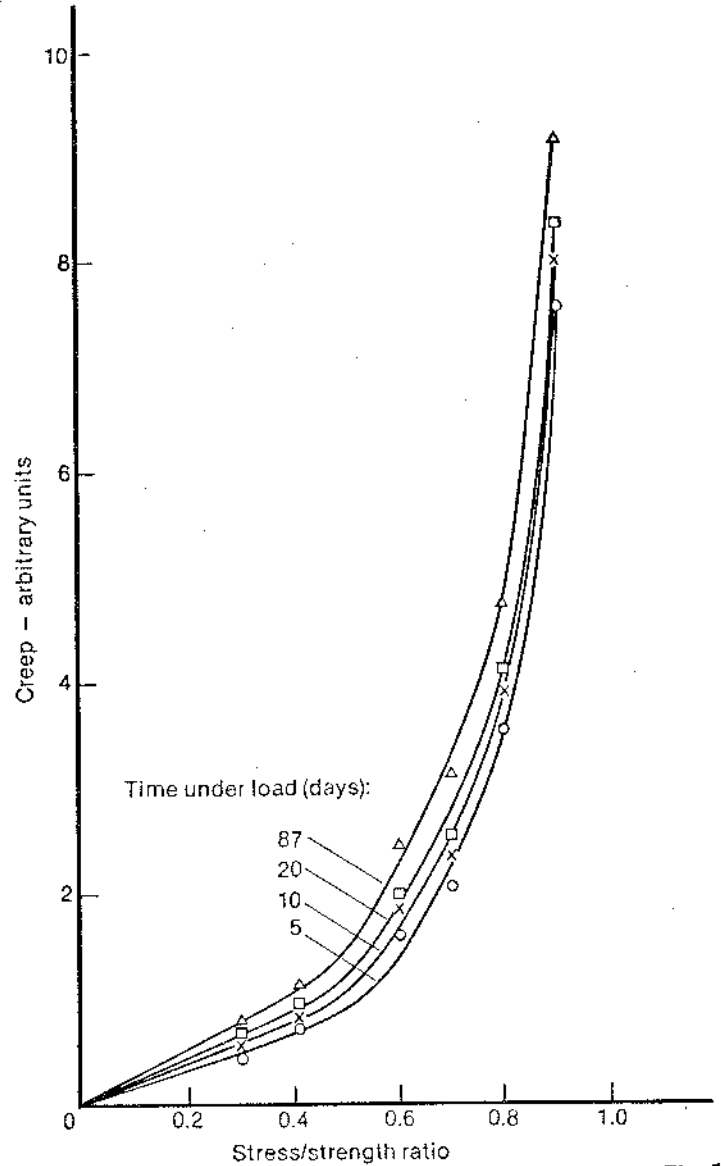


Fig. 5

rate of hydration while the specimen is under load is a factor, and this rate varies for different cements. Some typical data are shown in Figure 6. Here, Type I refers to ordinary Portland cement and Type III to rapid-hardening Portland cement.

In recent years, there has been an upsurge in the use of Portland-blastfurnace and Portland-pozzolana cements in mass concrete and in large volume pours where the heat of hydration needs to be minimized

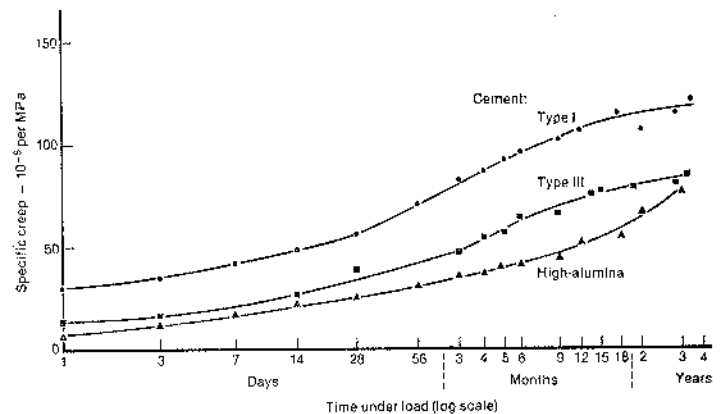


Fig. 6

so as to reduce cracking at early ages. An important factor in preventing or reducing cracking in such applications is creep, and, in particular, basic creep since in mass concrete there is little or no moisture exchange between the concrete and surrounding environment. In this connection, we made tests on concrete made with Cemsave, which is dry-ground granulated slag of the same fineness as cement added at the mixer as a partial replacement of Portland cement. In Cemsave concrete, the basic creep was smaller when compared with ordinary Portland cement concrete having a similar 28-day strength and subjected to the same stress. This is shown in Figure 7. However, under conditions of drying at a relative humidity of 60 per cent, the total creep of Cemsave concrete was slightly greater than for ordinary Portland cement concrete, as shown in Figure 8.

The explanation of the lower basic creep of Cemsave concrete is two-fold. First, when compared with ordinary Portland cement concrete having the same workability, the cement paste content is less for Cemsave concrete, and creep decreases with a decrease in the cement paste content. I shall show that later in my

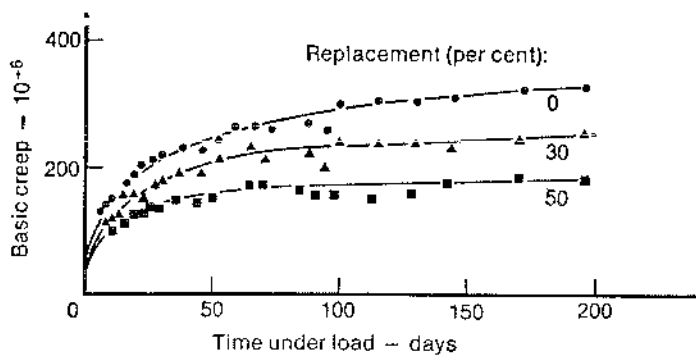


Fig. 7

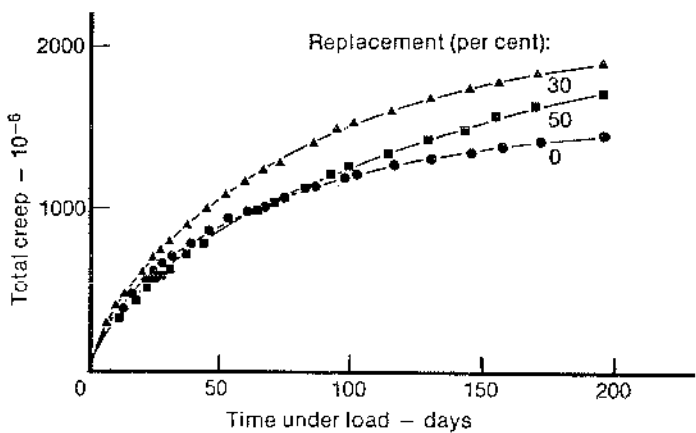


Fig. 8

talk. Second, Cemsave concrete exhibited a greater increase in strength under load, and creep is less in a concrete having a greater strength development. As for total creep, concrete cured in water and then exposed to drying conditions firstly increases in strength before showing a slow retrogression of strength. With Cemsave concrete, it was suspected that the retrogression of strength was more rapid than that of ordinary Portland cement concrete and, consequently, the longer-term total creep of Cemsave concrete was slightly greater.

Let us now turn to concrete made with pozzolana — a topic very appropriate in Southern Italy. For the

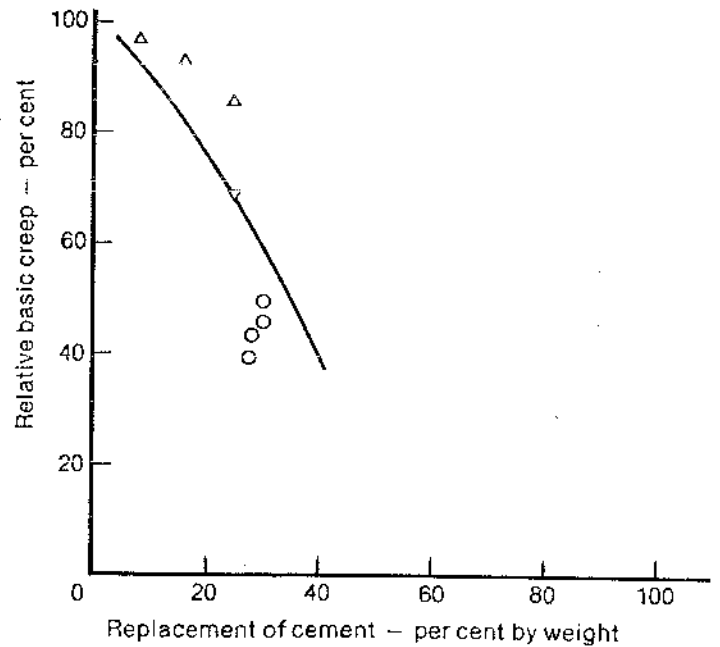


Fig. 9

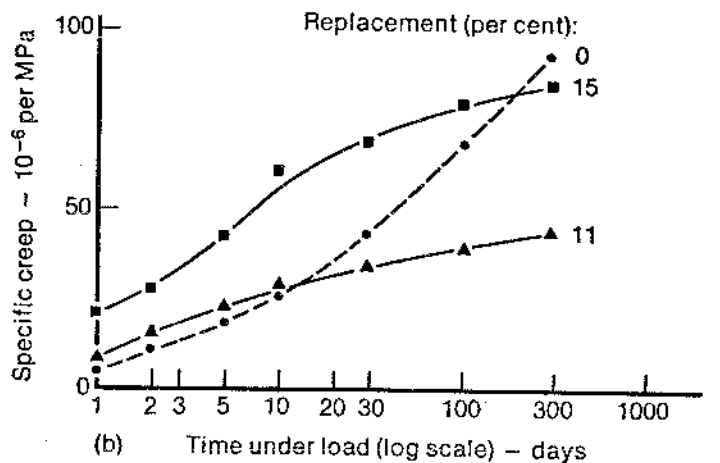
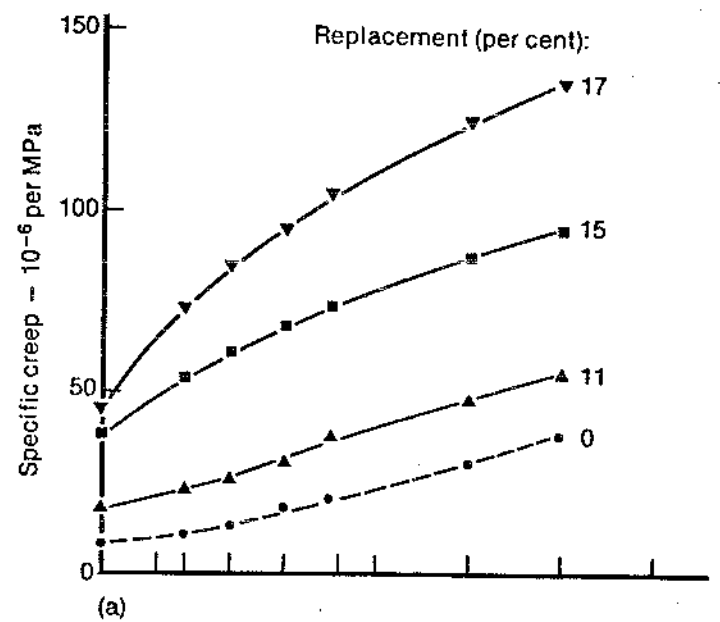


Fig. 10

same applied stress, replacement of Portland cement by pozzolana increases creep, probably because the strength of the mix at early ages is reduced. Nowadays,



probably the pozzolanic material most commonly used as part replacement of cement is fly ash or pulverized fuel ash. Up to 25 per cent replacement, fly ash was found to have little effect on creep when concrete was at a relative humidity of 90 per cent. In sealed concrete, there was even a significant reduction in creep. Thus, as with blastfurnace slag, replacement of cement with fly ash appears to decrease basic creep at a constant initial stress/strength ratio, as shown in Figure 9.

We performed some tests on concrete with fly ash under saturated conditions and found an increase in creep compared with plain concrete. Other tests were made using ordinary Portland cement-and-fly ash together with a superplasticizing admixture; this led to significant reductions in basic creep, in total creep, and in shrinkage, the comparison with admixture-free concretes being on the basis of a similar workability. The advantage of combining a superplasticizer with part-replacement of cement by fly ash is to improve the low early-age development of strength of ordinary Portland cement-and-fly ash concrete through a reduction in mixing water content, without losing the benefit of the later development of strength associated with the slow pozzolanic activity. The net effect of a reduction in water content and of an increase in development of strength during the period of sustained loading is to decrease basic creep.

Thus, replacement of cement probably influences basic creep at a given initial stress/strength ratio *only* in so far as the long-term rate gain of strength is affected. Hence, for early ages at application of load, replacement by fly ash may slightly reduce basic creep in a similar way to replacement by blastfurnace slag.

Let us now turn to concrete made with expansive cement, which is used to produce shrinkage-compensating concrete, i.e. to reduce cracking caused by restrained drying shrinkage. This material is of interest, and, indeed, there is a paper on the subject at the present conference. Figure 10 shows the results of some Japanese tests and we can see from the top diagram that specific creep increases with an increase in the replacement content for concrete stored in water

20°C but, the lower diagram, which is for storage in air at 50 per cent relative humidity and 20°C, shows that the specific creep of expansive cement concrete with a replacement of 11 per cent is less than of plain concrete.

It may be noted that the strength at the time at application of the load decreased with the replacement level so that the stress/strength ratio at application of load increased with replacement level. However, creep at a constant stress/strength ratio *also* increased with the replacement level for concrete continuously immersed in water. The effect of increasing age at application of load is to decrease creep of expansive cement concrete, i.e. after expansion has ceased creep is smaller. Herein could lie the explanation of the lower creep of the dry-stored specimens: there is less water available for continuing expansion compared with the immersed storage condition. Taking a broader view, it is worth noting that, although expansion occurs in the opposite sense to the applied stress, creep is increased by a concurrent expansion, which is an important observation for the purpose of understanding the mechanism of creep.

I should add that American tests show that, for the

same applied stress, creep is greater when expansive cement is used than when it is not. This agrees with the Japanese workers quoted by me. Figure 11, from the American experiments, indicates that creep after three years under load is considerably greater for Types K and S expansive cement concretes than for ordinary Portland cement concrete, there being no obvious correlation with initial expansion or with subsequent shrinkage which was similar for all the concretes, which were subjected to the same stress at a relative humidity of 55%. I have to admit that the situation in reinforced concrete is not entirely clear because the period of moist curing as well as the stress/strength ratio at the age at application of load affect the creep situation.

These days, we use many specialised concretes to which reference has been made in your conference programme brochure. Creep data are too scarce to make generalised observations possible and I am sure you would not want me to report individual tests in detail, but I would like to give some brief information.

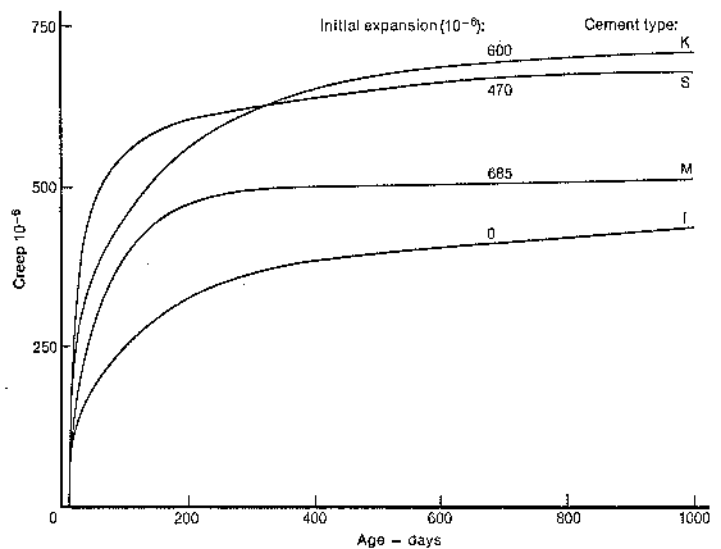


Fig. 11

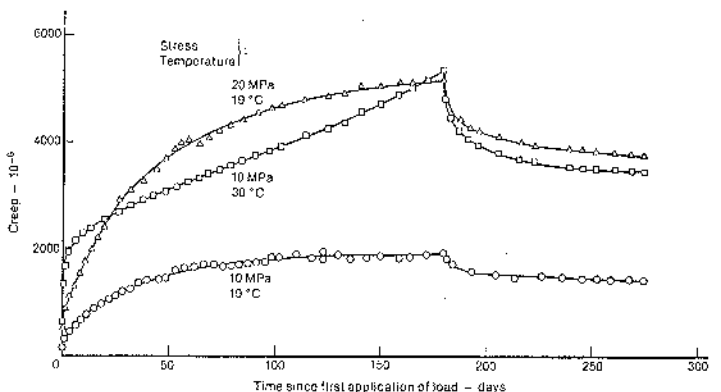


Fig. 12

Tests carried out on a polyester resin concrete with sand as the fine aggregate indicated that creep was adversely affected by elevated temperature; the results are shown in Figure 12. I should report that after six months under load, creep at 19°C was between three and four times the initial elastic strain; at 30°C, creep

was eight times the initial elastic strain. Subsequent creep recovery tests indicated that recovery was still continuing after 90 days from unloading and, at that time, the proportions of creep recovered were 28 and 36 per cent for the respective storage temperatures of 19 and 30°C.

Some other data obtained during the same tests showed that, with prolonged storage at 19°C, there were slight reductions in strength and in the static modulus of elasticity, and a small shrinkage occurred. However, at 30°C, there were large reductions in strength and in the static modulus of elasticity, and these were accompanied by swelling. The deterioration in the properties of polyester concrete with an increase in temperature would seem to be caused by a slow change or reversal in the polymerization process which leads to a product of greater volume, with a lower strength and a lower static modulus of elasticity, and appears to be more viscous in nature.

Creep tests on two types of polyester concrete revealed that the levels of creep are generally the same as in Portland cement concrete under the same stress but polyester concretes are sensitive to small temperature fluctuations. The results are shown in Figure 13, and it can be seen that time-dependent failures occurred at stress/strength ratios of 0,50 for the cement-filled polyester concrete, and at 0,33 and upwards for the aggregate-filled polyester concrete. After 500 hours under load, the rate of creep tended to become constant

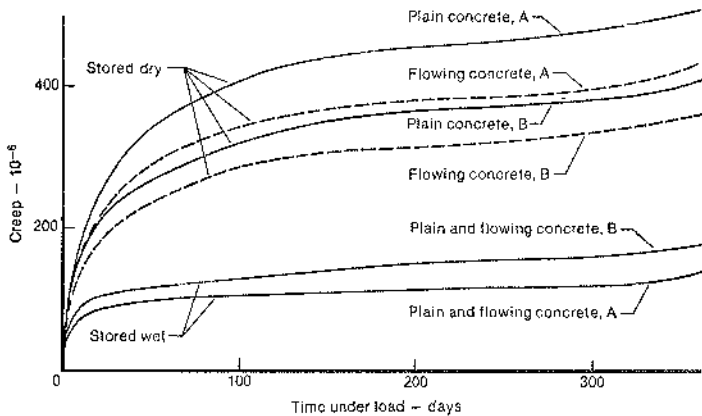


Fig. 13

for the lower-stressed specimens, and creep recovery was approximately 50 per cent of the final creep.

Concrete which is impregnated with a monomer solution with polymerization accomplished by a gamma radiation or by thermal treatment has been reported to exhibit virtually no creep. A possible explanation of this is the fact that the process of polymer impregnation involves prior dehydration of the concrete; removal of evaporable water causes a reduction in creep and polymer impregnation makes the concrete impermeable so that there is no moisture movement to the surrounding medium. However, it would appear, that above a certain limit of polymer content, creep increases because the polymer or resin itself becomes the more creep-sensitive phase. Hence, the greater levels of creep quoted earlier for resin and polymer concretes when compared with Portland cement concretes.

To finish the discussion of the cement phase in concrete, I would like to consider admixtures. In fact, I shall limit myself to the most recently introduced water-

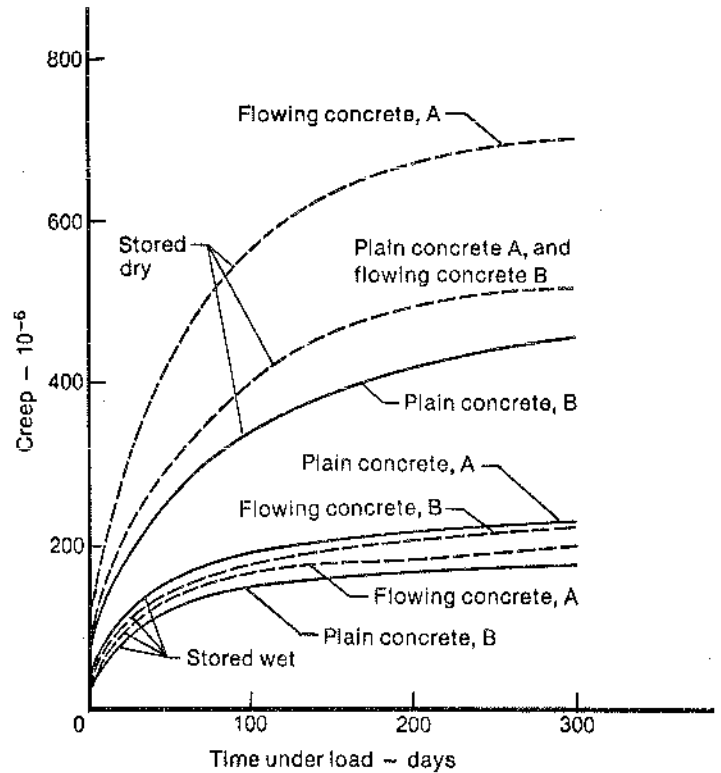


Fig. 14

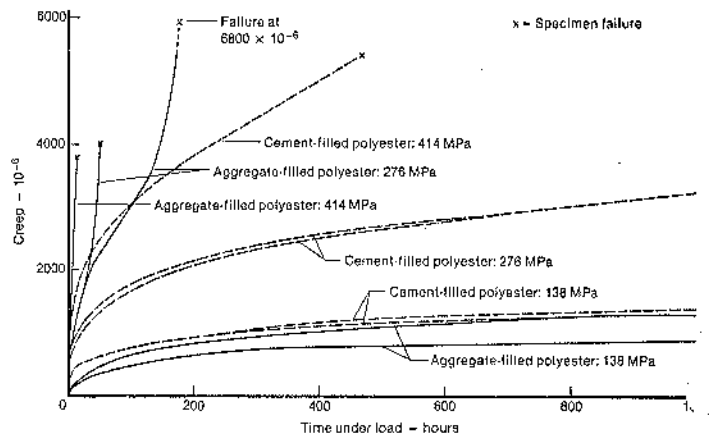


Fig. 15

reducers called superplasticizers. They are used to produce not only high workability (flowing) concrete but also a water-reduced (high-strength) concrete.

Tests on concrete with a superplasticizer, based on sulphonated naphthalene formaldehyde condensates, have shown no effect on creep, for both flowing concrete and high-strength concrete.

The results of our own tests on flowing concrete are shown in the next two figures. Mix A had a cement content of 300 kg/m<sup>3</sup> and water/cement ratio of 0,64. For mix B, the values were 360 and 0,53, respectively. We can see from the lower part of the diagram that the addition of the admixture to the control concretes has no significant effect on the basic creep of either non-air-entrained or air-entrained concrete.

For total creep, Figure 14 shows that the presence of the admixture increases the total creep of non-air-entrained concrete whilst, in Figure 15, which is for air-entrained concrete, the effect of the admixture is seen to decrease the total creep of air-entrained con-

crete; these effects apply especially to the lower strength concretes, i.e. those labelled A. After one year under load, the average increase in total creep of non-air-entrained concrete was 24 per cent and, for air-entrained concrete, the average decrease in total creep was 14 per cent. The effect of the admixture on total creep cannot be explained in terms of variations in the cement paste content, in development of strength under load or in shrinkage since all these parameters were similar for the concretes with and without the admixture.

We also made some tests on concrete made with the same superplasticizer applied for the purpose of water-reduction at a conventional workability. With moist curing, the specific basic creep was similar for the plain concrete and for the water-reduced admixture concrete; also, the specific total creep and shrinkage were similar for the plain and water-reduced admixture concretes. However, both basic creep and total creep at a constant stress/strength ratio of 0,3 were higher for the water-reduced admixture concrete than for the plain concrete because the former concrete had a lower development of strength under load. For the concretes subjected to a cycle of steam curing, the one-year basic creep was 20 per cent higher for the water-reduced admixture concrete, while total creep and shrinkage were unaffected by the presence of the admixture. The

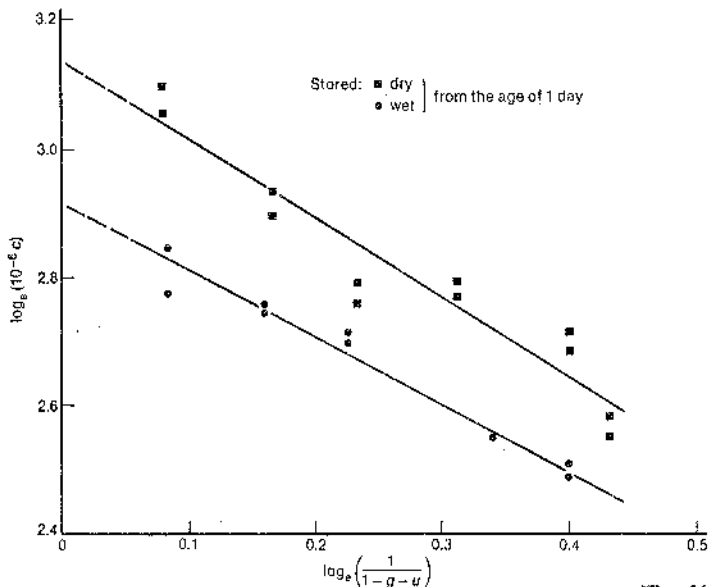


Fig. 16

difference in basic creep cannot be explained in terms of development of strength under load since this parameter was similar for both the admixture and plain concretes.

To sum up the situation with respect to superplasticizers, we can say that when superplasticizers are used to obtain flowing concrete there appears to be no serious detrimental effect on creep, although, under conditions of drying, there are inconsistencies which cannot be explained. For a water-reduced (high-strength) concrete, the limited experimental data suggest a small increase in total creep which is concomitant with an increase in shrinkage. Another application for superplasticizers is to make ultra-high-strength concrete (80 to 100 MPa), and the creep properties under these circumstances are, as yet, unknown.

I have talked at some length about the influence of the type of cement and of some admixtures on creep, but it is not only the kind of cement that matters; the quantity of cement also affects creep. Strictly speak-

ing, it is the amount of cement paste that we are concerned with. Since the volumes of cement paste and of aggregate are complementary, we can consider either for our purposes. The relation is typically as shown in Figure 16, where  $g$  is the fractional volume of aggregate and  $u$  the fractional volume of unhydrated cement grains. These grains behave like very fine aggregate until such time as they have hydrated into cement paste. The ordinate on the axis represents the creep of the appropriate neat cement paste. Thus, the more aggregate is present the lower the creep but the modulus of elasticity of aggregate also influences the creep restraint.

An important conclusion from these tests is that the pattern of influence of cement paste content, or aggregate content, on creep is the same whether light-weight or normal weight aggregate concrete is used. Furthermore, the general relation between creep and

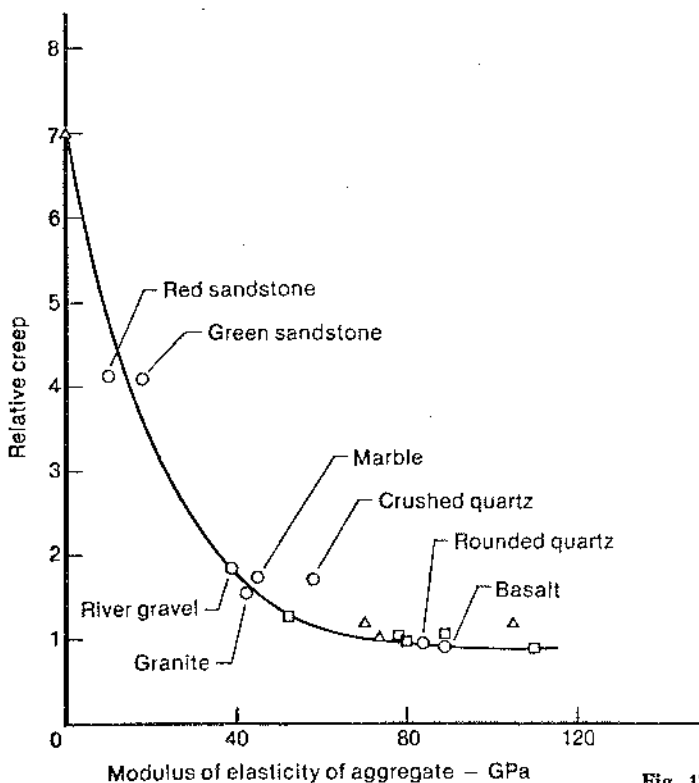


Fig. 17

aggregate content for a wide range of aggregate contents indicates that there is no discontinuity of behaviour between neat cement paste, mortar and concrete. I should make it clear, however, that the influence of the modulus of elasticity of aggregate to which I alluded is important in the lower range of the values of the modulus, as seen in Figure 17. Creep of cements is taken as one when the modulus of elasticity of the aggregate is 69 GPa.

Porosity of aggregate has also been found to influence the creep of concrete but, since aggregates with a higher porosity generally have a lower modulus of elasticity, it is possible that porosity is not an independent factor in creep. On the other hand, it can be visualized that the porosity of aggregate, and even more so its absorption, see Figure 18, play a direct role in the transfer of moisture within concrete; this transfer is likely to be associated with creep. We should note that the modulus of elasticity of a material depends not only on the deformability of its constituents but also on the

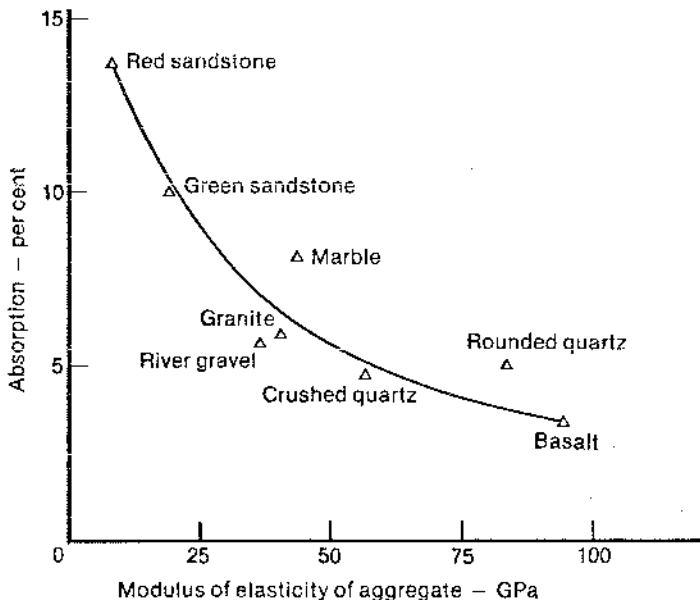


Fig. 18

structure of the material, mainly its porosity, so that a relation between the modulus of elasticity, porosity and absorption, which is affected by porosity, is possible.

By combining the data of the last two slides, it could be shown that creep of concrete and absorption of aggregate are correlated, too, but this of course does not establish a functional relation. It is possible that water absorbed by aggregate during mixing is transferred, during the drying of concrete, to the surrounding paste. This moisture movement affects the extent of shrinkage and indeed what might be termed the internal climate (relative humidity) of the concrete. If the aggregate is not saturated at the time of mixing, movement of water from the paste can take place more readily. This would lead to more creep. No measurements supporting this hypothesis are available but it is believed that the presence of internal water sinks is a factor in creep.

I feel that it is logical to move from consideration of aggregate to reinforced cement composites, i.e. cement paste, mortar or concrete reinforced with steel, glass, asbestos- or polypropylene fibres, which have become available in the construction industry. A knowledge of the time-dependent behaviour of these is important since fibre composites are required to accommodate movements caused by external influences, and to control the tendency to crack. In addition, fibre cement composites tend to be richer than other cement-based materials and the fibre volume is relatively low, i.e. 5 to 10 per cent, so that creep and shrinkage might be expected to be important factors. The data on creep behaviour of glass fibre reinforced cement, which we call GRC, are scarce. All we can say is that its creep is qualitatively similar to that of the cement matrix at all levels of stress and, at stresses below the limit of proportionality, the creep of the composite is quantitatively the same as that of the matrix material. Further, the creep behaviour of sprayed GRC in bending, at stresses below the limit of proportionality, is uninfluenced by the fibres and is identical with that of the matrix material made in the same way. In dry conditions, creep is initially greater than creep of GRC stored in water but, after longer times since loading, creep under the two storage environments is similar.

Table 1 compares the creep of the various mixes after

Table 1

Material	Fibre by volume %	Creep as percentage of control	
		in tension	in compression
mortar	0 (control)	100	100
	glass: 1,5	40-45	20-27
	glass: 0,5	42-44	21-32
	polypropylene: 0,5		
concrete	0 (control)	100	100
	steel: 1,0	52-60	10-13
	glass: 0,5	61-62	24-28
	glass: 0,3	91-95	30-39
	polypropylene: 0,5		

a time under load of 50 days, and the effect of fibre reinforcement in reducing creep is clearly demonstrated. In the mortar specimens, replacement of some of the glass fibres by polypropylene does not result in a significant increase in creep. The glass and polypropylene fibres are less effective in the concrete mix because they are prone to damage in the presence of coarse aggregate. Steel fibres are most successful in reducing creep. The overall trend of the results shown in this figure is that fibre reinforcement is more effective

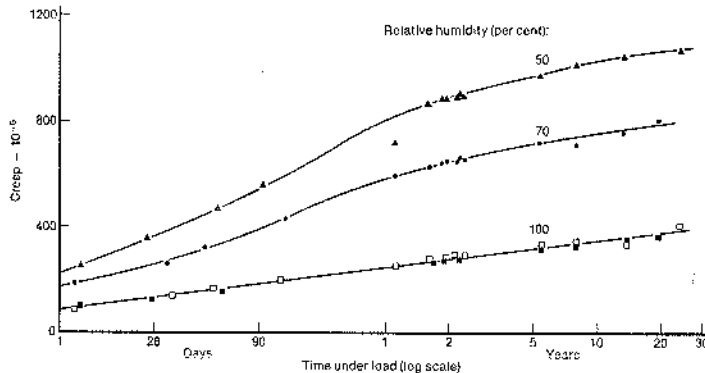


Fig. 19

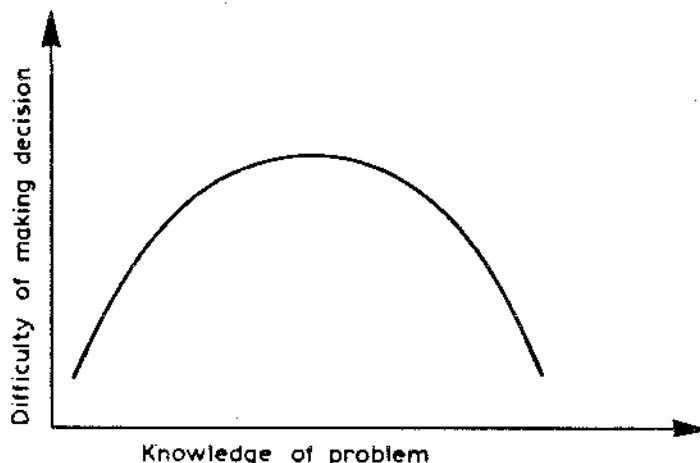


Fig. 20

in reducing creep in compression than in tension. The reasons for this are possible microcracking occurring in the tensile stress zone and a higher effective stress/strength ratio in tension compared with that in compression for a given applied flexural load.

To sum up, the effect of fibre reinforcement in mortar or concrete in reducing creep is due to the additional restraint on the paste or mortar matrix — the fibres can be thought of as additional fine aggregate of special shape which stiffens the cement paste matrix and supplements the bond between fine aggregate and cement paste. The influencing factors on creep are therefore: the modulus of elasticity, the quantity and possibly the shape of the fibres, their combined effect being more apparent in mortar mixes.

I started my talk today with reference to the effects of drying on creep. Toward the end of my talk, I would like to return to the subject. Drying concrete creeps at a higher rate and achieves a higher ultimate creep than concrete which remains wet or remains dry. The influence of relative humidity is large, for, at a relative humidity of 50 per cent, creep may be two to three times greater than at a relative humidity of 100 per cent, as seen in Figure 19, but the effect decreases with an increase in the size of the specimen. The increase in creep under drying conditions is, of course, termed drying creep, as I said at the beginning.

It is important to realize that, when we consider the influence of the relative humidity on creep, this implies that the equilibrium relative humidity within the concrete (or, more accurately, within the cement paste) is higher than the ambient humidity. When the concrete is in hygral equilibrium with the ambient medium, basic creep is assumed, for present purposes, to be unaffected by the level of humidity. Thus we can see that all the curves in the slide are parallel to one another from the age of just under one year, i.e. from the time when shrinkage is virtually completed. The rate of creep of all the concretes, now in hygral equilibrium, is the same. This last statement is something that makes me very pleased with myself, and I know that this is not the modest behaviour expected of the

Table 2

Cement/aggregate ratio	1:9	1:6	1:4,5
Water/cement ratio	0,75	0,55	0,40
Volume of cement paste, %	24	27	29

British. The situation is that the experimental work on creep of concrete at different humidities was conducted over many years: the slide plots values after 25 years under load. All that I did was to study the diagram of the American results and to see that the curves from the age of about one year are all parallel — a very rapid research, indeed.

Perhaps I should end by summing up the main influences on creep. First, creep is proportional to the stress/strength ratio at the time at application of load. This is an approximation but not a bad one. This rule includes the effects of the type of cement to a large extent. Admixtures can affect creep but superplasticizers do not cause trouble.

Second, the aggregate content modifies the creep of neat cement paste. The effect depends on the modulus of elasticity of aggregate. The aggregate content is important and should be borne in mind when we consider very rich mixes but, for the usual structural mixes, the variation in creep is small because the change in the volumetric fraction of neat cement paste is small. For instance, typically mixes would be as shown in the table.

Third, drying while under load greatly increases creep. Consequently, thick and massive concrete members, which dry less, creep less than thin laboratory specimens. It is important to remember this fact when transferring experimental results from the laboratory into the actual situation in a full-size structure.

All this is simple but of course for practical purposes of use in design of creep sensitive structures you have to consider all the factors in detail. This is where our book will help you and what I have wanted to do today is to encourage you to buy it.

«GIORNATE AICAP 1983» - BARI, CASTELLO SVEVO

## Assemblea dei Soci dell'A.I.C.A.P.

27 MAGGIO 1983

Il Presidente, dopo aver ricordato che scade nei prossimi mesi la gestione dell'attuale Consiglio Direttivo ha comunicato che viene demandato al successivo Consiglio il Simposio che avrà luogo nel Novembre '83 all'ISMES di Bergamo sugli «Stati di coazione negli interventi di riparazione delle strutture cementizie» ed un Corso sulle Costruzioni in zone sismiche richiesto dall'Ordine degli Ingegneri di Latina e che si terrà nel Marzo 1984.

Rinviano alla relazione del Consigliere Segretario Prof. Radogna per la illustrazione della attività dell'AICAP durante la reggenza dell'attuale Consiglio, il Presidente si è limitato a ringraziare tutti coloro che hanno prestato in modo particolare la loro opera nella attività della Associazione pur senza far nomi onde non incorrere in spiacevoli dimenticanze.

Ha ricordato anzitutto il lavoro dei membri delle Commissioni di Studio della Associazione: le Commissioni sui calcestruzzi leggeri, sugli ancoraggi nei terreni e nelle rocce, rivolgendo per quest'ultima Commissione un particolare ringraziamento ai soci dell'AGI che hanno mostrato come sia possibile e fruttuosa la collaborazione fra varie associazioni su argomenti di comune interesse.

A questo proposito ricorda gli sforzi fatti dall'AICAP per un collegamento fra le varie Associazioni di scopi sociali affini promovendo un Comitato di Collegamento che se pure ha avuto breve vita ha lasciato dei frutti essendosi creata una efficiente rete di reciproche informazioni. E' stato possibile anche istituire corsi di aggiornamento interassociazione quali i corsi AICAP-AIDIS-ASSIRCCO sulle costruzioni in zona sismica.

Il Presidente ha infine espresso la gratitudine del Consiglio agli Enti ed Imprese che con particolari contributi od anche con le quote di socio sostenitore danno il loro apporto morale e materiale alla vita della Associazione, fra le quali l'AITEC che stampa sulla propria rivista il Notiziario dell'AICAP.

Un particolare elogio e ringraziamento al personale della segreteria dell'Associazione che svolge con entusiasmo ed intelligenza un pesante lavoro organizzativo ed esecutivo fra cui il coordinamento del Notiziario, non risparmiandosi nei momenti di intensa attività della Associazione per il raggiungimento dei suoi scopi sociali.

\* \* \*

Vengono successivamente letti i medaglioni dei Soci Onorari AICAP 1983, Prof. Ing. Sandro Dei Poli e Dott. Ing. Ulrich Finsterwalder.

La medaglia del Prof. Dei Poli, impossibilitato a partecipare all'Assemblea, è stata ritirata dal Prof. Antonio Migliacci, consigliere AICAP, che si è fatto portavoce dei sentimenti di gratitudine del Prof. Dei Poli e del suo rammarico di non aver potuto essere presente di persona.

La medaglia dell'Ing. Finsterwalder è stata ritirata dagli Ingg. Eike e Hermann che hanno riportato il commosso ringraziamento dell'Ing. Finsterwalder stesso.

Nel prossimo numero del Notiziario verranno pubblicate integralmente le motivazioni delle suddette nomine a Socio Onorario AICAP.

### Relazione del Consigliere Segretario

Prof. Ing. Emanuele Filiberto Radogna

Signor Presidente, Signori Soci,

quest'anno la data dell'Assemblea generale coincide, praticamente, con il termine del mandato conferito al Consiglio Direttivo della nostra Associazione.

Per questa ragione è sembrato opportuno che la relazione odierna del Consigliere Segretario fornisca un quadro per quanto possibile completo della attività svolta dal Consiglio uscente, durante l'intero periodo della sua carica.

Ciò comporta di dover citare qualcuna delle notizie contenute nella mia precedente relazione, presentata a Ravenna quasi esattamente due anni fa, il 29 Maggio 1981.

L'arco di tempo considerato parte dal Gennaio 1980 ed arriva fino ad oggi: esso comprende i cinque mesi della proroga, che, come tutti ricorderete, si è resa necessaria per ragioni tecniche.

La nostra Segreteria si è trovata nella impossibilità materiale di svolgere contemporaneamente il lavoro di organizzazione del Convegno Nazionale appena concluso e quello relativo agli adempimenti richiesti dall'espletamento del referendum postale: aggiornamento dell'elenco dei Soci in regola con il versamento delle quote sociali, solleciti ai ritardatari, aggiornamento degli indirizzi e delle qualifiche di appartenenza alle varie categorie professionali, rappresentate nel Consiglio Direttivo.

Ricordo, in via preliminare, che il Consiglio Direttivo attuale è stato eletto nel Dicembre 1979 in conformità alle nuove regole dello Statuto dell'AICAP, che riguardano sia la non rieleggibilità delle cariche sociali, che la designazione del Presidente dell'Associazione, demandata ai quindici Consiglieri risultati eletti.

Ricordo ancora che nelle prossime elezioni si applicheranno per la seconda ed ultima volta le norme transitorie, in base alle quali nel primo triennio potevano essere rieletti non più di dieci consiglieri dei quindici uscenti, mentre nel secondo triennio, che è quello relativo alle prossime elezioni, non potranno essere rieletti più di cinque dei dieci consiglieri rieletti nel primo triennio.

Successivamente, terminato il regime transitorio, si applicherà la regola della non rieleggibilità a tutte le cariche sociali, dopo due trienni consecutivi di permanenza in esse.

Per quanto riguarda l'attività dell'AICAP, svolta a partire dal Gennaio 1980, giova tenere presente due date, che costituiscono la chiave di interpretazione della maggior parte delle iniziative intraprese:

— Il 29 Giugno 1980, data di pubblicazione sulla Gazzetta Ufficiale del D.M. 26.3.1980, che, per la prima volta in Italia, ha introdotto il metodo di verifica agli stati limite, in posizione paritetica con quello tradizionale alle tensioni ammissibili.

— Il 23 Novembre 1980, data in cui si è verificato il primo degli eventi sismici che hanno tanto duramente e dolorosamente colpito la Campania, la Basilicata, la Puglia.

Questi due eventi hanno profondamente inciso sui programmi inizialmente previsti: la tradizionale attività culturale, svolta dall'AICAP secondo le sue finalità statutarie, è stata prontamente messa a servizio della comunità nazionale dei tecnici, al fine di promuovere la conoscenza delle nuove norme e di fornire una guida per la progettazione degli interventi di riparazione, di consolidamento e di ricostruzione nelle zone terremotate. Questa seconda attività è stata svolta in stretta collaborazione con l'AIDIS, l'Associazione Italiana di Ingegneria Sismica e con l'ASSIRCCO, l'Associazione Italiana per il Restauro ed il Consolidamento.

Tutte queste iniziative sono state rese possibili grazie alla partecipazione di numerosi Colleghi che, con grande dedizione e competenza, si sono messi a disposizione per animare le tavole rotonde, per organizzare gli incontri, per svolgere i corsi.

A essi va il caloroso ringraziamento del Consiglio Direttivo e dell'Associazione tutta.

Per dare un'idea dell'impegno con il quale sono stati affrontati questi compiti, sono sufficienti alcuni dati significativi.

Nel periodo compreso fra il Maggio 1980 ed il Febbraio 1982 sono stati organizzati una ventina fra incontri e tavole rotonde sulle nuove norme tecniche, in alcuni casi con durata di più di un giorno, di cui è stata data comunicazione sul Notiziario.

Ricordo, in particolare:

1 - la tavola rotonda organizzata il 9 Maggio a Firenze dalla Delegazione Regionale Toscana (coordinatore il Prof. Augusti) con la collaborazione del Collegio degli Ingegneri della Toscana, dell'Istituto di Ingegneria Civile dell'Università di Firenze e della Fondazione C. Pontello;

2 - la tavola rotonda organizzata il 26 Giugno 1980 a Trieste dalla Delegazione Regionale Friuli-Venezia Giulia (coordinatore Ing. Guella), in collaborazione con l'Ordine degli Ingegneri di Trieste;

3 - la tavola rotonda organizzata a Roma il 21 Ottobre 1980 dall'AICAP e dall'ANCE;

4 - il corso di aggiornamento sul D.M. 26.3.1980 organizzato nei giorni 17-18-20-21 Novembre 1980 a Milano dall'Ordine degli Ingegneri di Milano sotto gli auspici dell'AICAP;

5 - sempre a Milano il 2 ed il 7 Dicembre 1980 l'Ordine degli Ingegneri organizza, sotto gli auspici dell'AICAP, due incontri, uno sulle Istruzioni CNR relative alle Azioni sulle Costruzioni e l'altro sulle Istruzioni CNR sulle strutture prefabbricate;

6 - nei giorni 9-10-16-17 Gennaio 1981 a Bologna la Delegazione Regionale dell'Emilia (coordinatore Prof. Chiarugi) organizza una serie di incontri per illustrare la nuova normativa;

7 - il 16 Gennaio 1981 a Udine la Delegazione Regio-

nale Friuli Venezia Giulia organizza con il Gruppo MEP-FRIULSTAFF, con il gruppo PITTINI-SPAV, con l'Associazione Industriali — ANCE — della provincia di Udine, con l'Università degli Studi di Udine un incontro sul D.M. 26.3.1980;

8 - il 23 Febbraio 1981 a Firenze la Delegazione Regionale Toscana organizza in collaborazione con l'Associazione degli Industriali della Provincia di Firenze una tavola rotonda sul D.M. 26.3.1980;

9 - nei giorni 9-10-12-13 Marzo 1981 a Como la Delegazione Regionale Lombarda e l'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Como organizzano una serie di incontri sulla nuova normativa;

10 - Il 20-21 Marzo 1981 a Pescara la Delegazione Regionale Abruzzese (coordinatore l'Ing. Vitullo) organizza due Giornate di studio sulla nuova normativa, con la collaborazione dell'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Pescara;

11 - il 27 Marzo 1981 a Reggio Calabria per iniziativa del Prof. Mele l'AICAP e l'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Reggio Calabria organizzano una tavola rotonda sulla nuova normativa;

12 - il mese di Aprile 1981 la Delegazione Regionale del Piemonte (coordinatore Prof. Rossetti) conclude una serie di incontri sulla inchiesta pubblica relativa al documento sulle Azioni del CNR;

13 - il 5 Maggio a Roma l'AICAP ed il CTA organizzano un incontro di studio sulle « Nuove tendenze attuali e le nuove prescrizioni per le azioni sulle costruzioni »;

14 - nei giorni 5-8-15-19 Giugno 1981 a Firenze la Delegazione Toscana promuove con il Collegio degli Ingegneri della Toscana, con il patrocinio dell'Associazione Industriali di Firenze e dell'AICAP una serie di incontri per illustrare i criteri applicativi delle nuove norme sul c.a. e c.a.p.;

15 - il 12 Giugno 1981 a Roma l'AICAP e l'ANCE promuovono un incontro-dibattito sulla nuova normativa tecnica per le strutture prefabbricate in c.a.;

16 - il 21 Novembre 1981 a Biella la Delegazione Regionale Piemontese AICAP e la Associazione Tecnico Scientifica Biellese organizzano una riunione per discutere le Norme sulle Azioni e sulle Strutture prefabbricate sottoposte ad inchiesta pubblica;

17 - nei giorni 25 e 26 Febbraio 1982 si è tenuto a Frosinone un incontro sulla normativa, organizzato dall'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Frosinone in collaborazione con la Delegazione Regionale AICAP del Lazio.

Nel 1981 e nel 1982 sono stati organizzati a Roma dall'AICAP in collaborazione con l'AIDIS e l'ASSIRCCO due corsi sulla progettazione antisismica e sugli interventi di consolidamento.

Il primo corso ha sostituito il III corso annuale AICAP sulla progettazione delle opere in c.a. e c.a.p., che era già stato previsto per il periodo 19-28 Giugno 1981, come testimonianza di solidarietà della nostra Associazione ai problemi della ricostruzione delle zone terremotate.

Il primo corso ha avuto 100 iscritti, dei quali il 30% provenienti da Roma, sede del corso, il 30% dall'Italia Meridionale, il 23% dall'Italia Settentrionale, il 17% dall'Italia Centrale, Roma esclusa.

Il secondo corso ha avuto 145 iscritti, di cui il 20% provenienti da Roma, sede del corso, il 35% dall'Italia Meridionale, il 25% dall'Italia Settentrionale, il 20% dall'Italia Centrale, esclusa Roma.

Anche la decisione di tenere a Bari il XIV Convegno Nazionale dell'AICAP è scaturita dal desiderio di incontrare i Colleghi delle Regioni colpite dagli eventi sismici, Colleghi che hanno dato un ammirevole esempio di dedizione nell'affrontare con prontezza e determinazione le drammatiche conseguenze del sisma, dando immediatamente l'avvio all'opera di riparazione e di ricostruzione.

E' interessante rilevare che negli incontri, corsi di aggiornamento, tavole rotonde, la partecipazione degli intervenuti è stata sempre attiva e vivace, dando luogo ad osservazioni costruttive e mostrando una particolare sensibilità per il tema dell'analisi non lineare delle strutture iperstatiche e per le regole costruttive che assicurino predeterminati livelli di duttilità.

Altre iniziative riguardano temi speciali:

— nel Giugno 1980 un incontro sulle Costruzioni marine, organizzato a Milano dalla Delegazione Regionale Lombarda AICAP (Prof. Caironi);

— nell'Ottobre 1980 una Conferenza sulle costruzioni alte organizzata a Treviso dall'AICAP in collaborazione con la Società MAC;

— tra la fine di Ottobre ed i primi di Novembre 1982, sempre a Treviso, un Seminario sulla «Manutenzione e riparazione dei ponti: criteri per la durabilità», organizzato dall'AICAP e dalla Società MAC.

Il contributo delle associazioni culturali alla corretta divulgazione delle norme tecniche, mentre corrisponde al soddisfacimento delle esigenze di informazione e di aggiornamento dei singoli, rappresenta uno strumento efficace per raggiungere un obiettivo di più vasto interesse, quello del miglioramento della qualità delle prestazioni professionali nel campo della ingegneria strutturale.

Questo miglioramento favorisce la razionale utilizzazione delle risorse del Paese, delle nuove tecnologie dei nuovi materiali.

In questo quadro trova anche la sua immediata collocazione il settore dello studio delle nuove norme tecniche.

Come già è stato illustrato questa mattina, una commissione di studio, coordinata dai Professori Cestelli Guidi e Migliacci, ed alla quale hanno validamente collaborato membri dell'Associazione Italiana di Geotecnica (AGI) ha elaborato un testo di raccomandazioni sugli Ancoraggi nei terreni e nelle rocce, di cui la prima edizione è stata presentata al Convegno di Ravenna e la seconda edizione è stata distribuita a tutti i partecipanti al Convegno di Bari.

L'altra Commissione di studio, coordinata dal Prof. Rio, sta attivamente lavorando alla redazione di un testo di raccomandazioni sui calcestruzzi speciali: all'ora attuale è stata completata la parte relativa ai calcestruzzi rinforzati con fibre di acciaio ed è quasi ultimata quella relativa al ferrocemento, il materiale composito ideato dal Prof. Nervi. E' prevista una terza parte sui calcestruzzi impregnati con polimeri ed, eventualmente, una quarta, sui calcestruzzi al tempo stesso rinforzati con fibre ed impregnati con polimeri.

Altri importanti contributi ai temi della precompressione parziale ed a quello delle costruzioni marittime sono stati dati nel corso del XIII Convegno Nazionale AICAP tenuto nel Maggio 1981 a Ravenna, così come significativi contributi ai temi delle strutture bidimensionali piane e curve ed alla moderna tecnologia del calcestruzzo si sono avuti nel corso dell'attuale Convegno.

La presenza stimolatrice dell'AICAP non si limita al campo di attività dei professionisti, ma opera anche nell'Università, attraverso i premi di laurea AICAP-Ferrocemento.

L'ultimo concorso, per laureati nell'anno accademico 78-79, è stato espletato nel Luglio 1982 e si è concluso con l'assegnazione di due premi:

al Dott. Arch. Fabio Ortolani, che si è laureato presso la Facoltà di Architettura di Roma, svolgendo una tesi sull'analisi del rischio sismico per sistemi distribuiti nello spazio;

ed al Dott. Ing. Giovanni Avarino, laureatosi presso la Facoltà di Ingegneria di Catania con una tesi sugli impalcati di ponti in c.a.

Per completare il panorama delle attività della nostra Associazione occorre considerare altri due aspetti significativi, la collaborazione di soci dell'AICAP alle Commissioni del CEB e la pubblicazione del Notiziario AICAP.

Per avere un'idea della notevole partecipazione italiana ai lavori delle Commissioni del CEB basta ricordare i nomi dei Soci dell'AICAP che ne fanno parte e che leggerò in ordine alfabetico; ulteriori informazioni relative alle Commissioni di cui fanno parte sono reperibili sul Notiziario AICAP.

- |                      |                  |
|----------------------|------------------|
| 1) M. Ballatore      | 9) F. Levi       |
| 2) A. Cauvin         | 10) G. Macchi    |
| 3) L. Cedolin        | 11) G. Mancini   |
| 4) C. Cestelli Guidi | 12) P. Marro     |
| 5) M.A. Chiorino     | 13) M. Menegotto |
| 6) G. Creazza        | 14) A. Migliacci |
| 7) A. Giuffrè        | 15) P.E. Pinto   |
| 8) M. Loporati       | 16) E.F. Radogna |

Inoltre, sotto la direzione del Prof. Cestelli, si è costituito un Gruppo italiano che ha collaborato e sta attivamente collaborando con il Task Group CEB del Prof. Tassios sui problemi di riparazione delle costruzioni in c.a. e c.a.p.. Di tale gruppo fanno parte i Professori Avramidou, Croci, Mele.

Nel corso della loro attività di collaborazione al CEB, i nostri Soci hanno organizzato in Italia sia riunioni di Task Groups e di Commissioni a Roma ed a Firenze, sia il corso CEB sull'Analisi non lineare e sul progetto delle strutture in c.a. e c.a.p. tenuto a Pavia dal 28 Settembre al 2 Ottobre 1981 su iniziativa congiunta del CEB, della Università degli Studi di Pavia e dell'Institut für Bautechnik di Berlino, diretto dal Prof. Macchi.

Passando al Notiziario, che esce come supplemento alla Rivista «L'Industria Italiana del Cemento», di cui è direttore responsabile l'Ing. Bologna e che è distribuito a tutti i Soci, esso ha ormai raggiunto una sua configurazione stabile: ciascun fascicolo, a periodicità mensile, è costituito da un numero di pagine che varia, mediamente, da 12 a 16. Il Notiziario contiene diverse rubriche a contenuto informativo, precisamente:

- 1) Comunicati AICAP.
- 2) Convegni e Congressi.
- 3) Corsi di Istruzione.
- 4) Notizie dalle sedi regionali.
- 5) Comunicati del Comitato di Collegamento Inter-associazione.



Contiene inoltre, di regola, un articolo tecnico, che spesso è tratto dalle relazioni presentate al Convegno di studio AICAP, e, a conclusione, il Servizio Bibliografico, che è organizzato presso la rivista « L'Industria Italiana del Cemento » e pubblicato temporaneamente sul Notiziario.

Due rubriche, destinate ad accogliere contributi dei lettori, non hanno raccolto l'adesione sperata:

— la prima riguarda le osservazioni ed i quesiti sulla normativa tecnica, con particolare riguardo alla pratica applicazione del metodo agli stati limite;

— la seconda è destinata a contenere note tecniche, relative a progetti e realizzazioni a cui hanno preso parte i Soci.

Anche inviti a partecipare alla inchiesta internazionale promosso dalla Commissione IX del CEB (Manutenzione e riparazione delle costruzioni in c.a. e c.a.p.) e rivolta a raccogliere informazioni su casi di danneggiamento, non ha avuto un consenso quantitativamente numeroso, anche se i contributi ricevuti in numero limitato sono stati molto interessanti e sono stati in parte inclusi nel documento ufficiale del CEB sulla inchiesta internazionale.

L'apparente scarso interesse dei Soci per le rubriche a loro destinate non va né taciuto né valutato, ma deve essere oggetto di riflessione, anche perché è in contrasto con la partecipazione attiva ai corsi ed alle tavole rotonde, di cui già si è fatta menzione.

Terminata la parte di consuntivo dell'attività svolta, concludo la mia relazione accennando a iniziative proposte per il futuro, che sono naturalmente di competenza del nuovo Consiglio, ma che vengono qui riferite per informazione come testimonianza di vitalità e di continuità nei rapporti fra l'Associazione ed i Suoi aderenti.

E' stata formulata la proposta di organizzare a Bergamo, in collaborazione con l'ISMES, un seminario sul tema « Tecnica delle coazioni impresse nelle riparazioni », e quella di promuovere, in collaborazione con l'Ordine degli Ingegneri di Latina, un nuovo corso sulla progettazione antisismica. Questa seconda iniziativa trae origine dalla inclusione di numerosi comuni della Provincia di Latina nelle liste aggiornate delle zone sismiche.

#### Relazione del Consigliere Tesoriere

Dott. Ing. Gaetano Bologna

Il bilancio consuntivo 1982 si chiude in pareggio, grazie all'attivo della parte relativa ai Convegni.

La sopravvenienza attiva, che alla fine del 1981 era di L. 16.394.702, alla fine del 1982 è risultata di L. 16.684.431, cioè praticamente il bilancio dell'Associazione nel 1982 è risultato in pareggio.

Naturalmente la parte più rilevante delle entrate è quella relativa alle quote sociali: 630 soci individuali, 44 soci collettivi, 16 soci sostenitori.

Per quanto riguarda i soci sostenitori mettiamo in rilievo i 10 milioni di contributo della Società Ferrocemento. Questa Società, il cui sostegno all'AICAP è rilevante ed encomiabile, si è impegnata a versare all'Associazione lo stesso contributo per il 1983 e forse anche per gli anni futuri.

Vengono presentati a parte i bilanci dei convegni e dei corsi.

Nelle giornate AICAP del 1981 si è avuto un attivo di poco più di un milione, nonostante che la mostra fotografica organizzata in coincidenza del Convegno abbia dato un forte passivo.

Il Corso di progettazione antisismica, tenutosi a Roma nel Maggio 1982, ha avuto un bilancio praticamente in pareggio.

Nel Seminario AICAP-MAC sulla manutenzione e riparazione dei ponti, tenutosi a Treviso alla fine Settembre 1982, l'AICAP ha avuto un attivo di 8 milioni, dato che una parte delle spese è stata assunta dalla MAC.

Si spera, per il 1983, sull'aumento delle entrate e in un attivo della parte relativa ai convegni, a cominciare da queste « Giornate AICAP », allo scopo di non intaccare le limitate riserve economiche dell'Associazione.

\* \* \*

Il rendiconto economico, distribuito ai presenti all'Assemblea, viene altresì trasmesso a tutti i Soci, allegato alla Relazione dell'Ing. Bologna.

\* \* \*

Le relazioni, messe in votazione separatamente, sono state approvate all'unanimità dalla Assemblea dei Soci AICAP.