TEMA A

CALCESTRUZZI LEGGERI STRUTTURALI

RELAZIONE GENERALE

CALCESTRUZZI LEGGERI STRUTTURALI

PIZZETTI Giulio

Dipartimento di Progettazione Architettonica
Politecnico di Torino

CALCESTRUZZI LEGGERI STRUTTURALI

Giulio PIZZETTI

Politecnico di Torino

Il calcestruzzo leggero strutturale compie settanta anni proprio in questo 1988. Penso infatti non vi sia alcun dubbio sulla sua data di nascita che risale al 1918 quando venne varato lo steamer "Atlantus" in calcestruzzo costituito da aggregati leggeri e resistenti ottenuti trattando argille e scisti al forno rotatorio.

L'invenzione del prodotto era stata di Stephen Hyde ed il materiale necessario per la costruzione dello steamer "Atlantus" venne prodotto in una fabbrica di mattoni nei pressi di Birmingham nell'Alabama.

Il calcestruzzo leggero strutturale nasce dunque in America e nasce proprio dallo specifico intento di soddisfare un'aspirazione che aveva accompagnato fin dalla nascita la storia del cemento armato - ricordiamo la barca di Lambot - e che era quella di utilizzare questo materiale capace di assumere qualsiasi forma, per la costruzione di natanti.

Questa aspirazione - mai sopita in tutta la storia del cemento armato - nasceva tanto da ragioni economiche - basso costo del materiale - quanto dalla legittima speranza di ottenere quella resistenza all'attacco degli agenti marini che il legno ed il ferro non potevano garantire.

Era un intento difficile da realizzare per il forte peso proprio del calcestruzzo ordinario e di conseguenza per il basso rapporto fra possibilità di prestazione e peso morto.

Il problema fu peraltro avviato a soluzione quando gli studi di fattibilità condotti dagli ingegneri navali dell'epoca misero in evidenza che una nave in cemento armato avrebbe potuto risultare pratica se il calcestruzzo usato avesse potuto raggiungere resistenze unitarie non inferiori ai 350 kg/cm^2 con peso specifico non eccedente i 1.750 kg per metro cubo. Fu effettuata un'adeguata serie di prove e si constatò che le esigenze specificate non potevano essere soddisfatte usando aggregati leggeri di produzione naturale, mentre gli aggregati leggeri ottenuti dal trattamento termico (al forno rotativo) di argille e scisti potevano soddisfarle con buon margine.

Mi si perdoni questo piccolo "excursus" storico: non è per amore di aneddottica ma per il fatto che la tecnologia ci ha dimostrato che nella storia di un materiale - sia esso affatto nuovo oppure si presenti come nuovo membro di una famiglia esistente - le ragioni esplicite o recondite del suo nascere, le caratteristiche fisionomiche e prestazionali messe in luce al suo apparire sono **sempre** di fondamentale importanza per il giudizio sulla sua futura personalità. Non solo ma generalmente è proprio al momento della nascita che zampillano le intuizioni e le prefigurazioni delle possibilità e dei compiti futuri, talune magari del tutto avventate, ma talaltre molto perspicaci.

Effettivamente proprio le primissime applicazioni del calcestruzzo leggero strutturale evidenziano - ancor prima delle prove di laboratorio - quelle che saranno alcune delle sue

caratteristiche più interessanti: ossia la sua grande durabilità in presenza di acque marine, la sua resistenza ai cicli di gelo e disgelo, la sua resistenza alla corrosione.

La dimostrazione di queste proprietà al di là di ogni ragionevole dubbio si è avuta - proprio nell'arco di questi settanta anni di vita del calcestruzzo strutturale - dagli studi e dalle prove sperimentali effettuate su un altro piroscafo in calcestruzzo leggero con aggregati di argilla espansa, la nave cisterna SELMA, varata nel 1919 e dopo alcuni anni di onorato servizio, affondata di proposito nella baia di Galveston (Texas) dove rimase - ed ancor oggi è - parzialmente sommersa.

Lo scafo è rimasto nell'acqua marina per oltre 60 anni con una fascia di circa un metro esposta (causa il vento e le maree) all'imbibizione ed all'essicazione di aria marina. Il ponte e la struttura superiore sono rimasti sempre esposti risultando ripetutamente inondati in occasione di uragani o mare grosso.

L'Istituto per gli studi sulle argille e scisti espansi eseguì, nel corso degli anni, diverse sperimentazioni sulla Selma, riportandole poi in una interessante pubblicazione del 1953 (Bibl. A - Fig. 1).

La resistenza a compressione su campioni di materiale ricavati dalla fascia di bagnasciuga risultarono dell'ordine di 550 kg/cm^2 con punte a 750 kg/cm^2, mentre il modulo di elasticità si aggirava intorno ai 200.000 kg/cm^2; l'aderenza delle barre (tondi non sagomati) era intorno ai 35 kg/cm^2 (Fig. 2).

Quanto alla corrosione si constatò con stupore che essa era minima, malgrado il limitato ricoprimento (16 mm).

Le prove furono ripetute su larga scala nel 1980 accertandosi, in esplorazioni accurate anche in tutta la parte sommersa, che il degrado era pressocchè nullo senza alcun segno di fessurazione o vie di penetrazione nelle zone trapanate per il ricavo dei campioni nel 1953. Il calcestruzzo si rivelava eccezionalmente compatto (il getto era stato vibrato con vibratori ad immersione; si trattò di uno dei primissimi casi di uso di tale tecnica); limitatissima la presenza di vuoti di aria di entità apprezzabile, l'aggregato (con D_{max} = 13 mm) molto ben legato alla malta, ben distribuito nella massa. La forma degli aggregati era tondeggiante o semi angolare, con struttura porosa del tutto analoga a quella degli aggregati odierni.

La corrosione superficiale così come l'arruginimento delle barre risultò pressocchè nulla.

I valori delle resistenze alla compressione infine risultarono superiori a quelli medi riscontrati nel 1953 e così pure quelli relativi al modulo di elasticità (Bibl. A).

Se, per il momento almeno, ci limitiamo ad identificare la categoria dei calcestruzzi leggeri strutturali secondo le norme di regolamento, ossia come "il conglomerato cementizio con aggregato leggero artifificale costituito da argilla e scisti espansi" può essere interessante ricordare rapidamente quali sono state, in questi settanta anni, le tappe fondamentali del suo sviluppo, sotto il profilo tecnologico, scientifico e costruttivo.

Val la pena osservare anzitutto che la "vocazione marina" del c.l.s. ha trovato ampia conferma sia sotto il profilo applicativo, che sotto quello scientifico sperimentale.

Nel corso della seconda guera mondiale vennero costruite ben 104 navi di vario tipo e stazza in cinque diversi bacini - sempre negli Stati Uniti - e tutte fornirono un eccellente stato di servizio (Bibl. B) confermando su larga scala quello che era stato riscontrato per la Selma ossia le doti di resistenza e durabilità eccezionali nei riguardi dell'aggressione delle acque marine.

Logicamente, a guerra terminata, gli studi sperimentali e le prove di laboratorio si

moltiplicarono: particolarmente insistite furono le prove di resistenza ai cicli di gelo e disgelo, ripetutamente condotte in situazioni particolarmente severe (Bibl. C-D-E) nonchè tutte le altre prove chimico-fisiche e meccaniche per stabilire, oltre ogni ragionevole dubbio, le possibilità prestazionali del materiale.

Come conseguenza il calcestruzzo con aggregati di argilla espansa divenne - ancora nel settore delle costruzioni marine - un protagonista di primo piano per la realizzazione delle piattaforme marine per trivellazioni petrolifere, sia pure non come struttura primaria ma come struttura complementare, anche per quelle destinate a lavorare in zone di condizioni atmosferiche proibitive. Siamo tutti al corrente della utilizzazione del c.l.s, nella gigantesca piattaforma TROLL alta 470 m, tutta in c.a. che sarà terminata nel 1995 e per la quale sono previsti calcestruzzi ad altissima esistenza (fino a 1.000 kg/cm^2) con significativa presenza di calcestruzzi leggeri anch'essi di altissima resistenza (oltre 600 kg/cm^2). E ancora il c.l.s. è stato usato per la costruzione di bacini di carenaggio e - sempre negli Stati Uniti - per impianti galleggianti di conversione energetica, per condotte sommerse realizzate in tubi di grande diametro, particolarmente richieste nelle installazioni delle centrali di produzione energia sulla costa del Pacifico negli Stati Uniti, dove le fabbriche di produzione di aggregati in argilla espansa si sono moltiplicate.

* * *

Altro campo di notevole applicazione del c.l.s. fu quello degli impalcati da ponte sia per le doti di leggerezza che per quelle già sottolineate parlando della sua "vocazione" marina.

Come esempi di notevole significato ricordo:

- la ricostruzione dell'impalcato del famoso ponte di Tacoma che si potè realizzare con corsie addizionali, rispetto a quello originario, senza necessità di ricorrere - grazie alla leggerezza del materiale - ad interventi di rinforzo delle pile esistenti che peraltro avevano subito danni assai limitati;
- l'impalcato del ponte di Chesapeake (Annapolis - Maryland) della lunghezza di 7 km, costruito nel 1954 per il quale le specifiche prestazionali erano assai severe: su tale impalcato nel 1975 (in occasione della costruzione del raddoppio per far fronte all'aumento dei volume di traffico) vennero eseguite diverse prove in sito e diversi prelievi di campioni per prove di laboratorio: si riteneva infatti che gli effetti del gelo e disgelo combinati alle forti escursioni termiche, alle vibrazioni ed ai fenomeni di fatica tipici dei ponti di gran luce avrebbero costituito, nel corso di venti anni, un banco di prova severo e significativo. Le varie prove (Bibl. F) rivelarono uno stato di conservazione eccellente per settori costruiti in calcestruzzo leggero strutturale, mentre altre parti in calcestruzzo **normale** mostrarono segni di deterioramente richiedendo interventi di riparazione. Così dopo che studi e prove dimostrarono che non era necessario intervenire sull'impalcato in calcestruzzo leggero ci si limitò a ripristinare il manto di usura ed il ponte fu rimesso in servizio.

Comunque sul tema della durabilità degli impalcati da ponte in c.l.s. vi è una notevole documentazione ricavata dall'Istituto per gli studi sulle argille e scisti espansi che promosse una larga indagine su molti ponti costruiti in America.

Ancora in America voglio ricordare una notevole realizzazione, quella del Parrot's Ferry Bridge costruito sull'invaso creato dalla Diga New Melones sul fiume Stanislaus in California. E' questo l'impalcato di ponte in c.l.s. che detiene il record di luce (195 m luce centrale, lunghezza totale 393 m) (Figg. 3 e 4).

Le pile furono costruite in c.a.o. mentre l'impalcato (larghezza 12 m) venne gettato a conci di 5 m di lunghezza con gli usuali procedimenti di post-sollecitazione applicata secondo le tre direzioni. La sezione è a cassone, h m 9,50 all'imposta e m 2,20 in chiave. Il getto venne eseguito con centrale di pompaggio ubicata a valle (limitatamente ai conci di imposta) e successivamente trasferita alla sommità della pila. Le caratteristiche del calcestruzzo usato

furono le seguenti:

- massa volumica	1.830	kg/m^3
- cemento	463	kg/m^3
- percentuale di aria	5.6	
- resistenza di progetto	34.5	MPa
- resistenza effettiva a 28 gg	42.7	MPa
- modulo di elasticità a 28 gg	$16.5 \cdot 10^3$	MPa

Anche in Italia abbiamo un bel ponte con impalcato in calcestruzzo leggero, quello sul Rio Sinigo in provincia di Bolzano: anche questo ponte è stato costruito per conci gettati in opera ed è un arco a 3 cerniere di luce 125 m con spalle in c.a.o. e con impalcato in c.l.s. della lunghezza di 115 m e larghezza 8 m. Le figure da 5 a 8, prese dall'articolo pubblicato sulla Industria Italiana del Cemento, illustrano l'opera.

Le caratteristiche del calcestruzzo leggero strutturale furono le seguenti:

- massa volumica	1.830	kg/m^3
- cemento (per m^3)	400	kg
- sabbia (per m^3)	600	kg
- inerte leggero (per m^3)	740	kg
- acqua (per m^3))	170	lt
- additivo superfluidificante (per m^3)	2.1	kg
- resistenza caratteristica di progetto	380	kg/cm^2
- modulo elastico di progetto	200.000	kg/cm^2

Nel campo delle costruzioni in generale il c.l.s. ha avuto moltissime e notevolissime applicazioni: fra queste ricordo il notissimo palazzo uffici della B.M.W. di Monaco e lo stadio del ghiaccio di Calgary (Canada) che è probabilmente l'applicazione più significativa del c.l.s. nel campo delle grandi strutture per il geniale sfruttamento delle caratteristiche del materiale che hanno permesso - a detta dello stesso progettista ing. Bobrowsky - una realizzazione altrimenti non accessibile al c.a.o. (figure da 9 a 15).

Grazie alla leggerezza del materiale fu possibile prefabbricare e movimentare elementi di grandi dimensioni ed impegno statico come le grandi colonne ricurve di sostegno dell'anello di bordo.

Per quanto attiene ai dati relativi al peso, osserviamo che la massa volumica andava da 1.500 kg/m^3 (pannello di copertura) a 1.600 kg/m^3 con resistenze caratteristiche variabili da 300 a 500 kg/cm^3. E' ancora da ricordare come il valore relativamente basso del modulo elastico (inferiore ai 250.000 kg/cm^2) ha permesso di assorbire deformazioni imposte (soprattutto quelle insorgenti nel travone anulare di ancoraggio dei cavi) senza dar luogo a stati di coazione pregiudizievole.

In Italia ricordiamo la bella struttura della cupola del palazzetto dello Sport di Vasto (prof. Calzona - 1979): una cupola del tipo a padiglione, proiezione in pianta m 53 x 47, freccia m 8, spessore da 30 a 15 cm, volta sottile a superficie ellittica, massa volumica 1.760 kg/m^3, $R_{ck} \cong$ 270 kg/cm^2 (figure da 16 a 18).

Ricordiamo infine una realizzazione recentissima, ossia la cupola centrale della Moschea di Roma. Tale moschea è una costruzione di una certa personalità (il progettista è il prof. Portoghesi) con una copertura caratterizzata da 16 cupolette in c.a.o. che fanno corona alla cupola centrale che ha diametro alla base di circa m 20, freccia m 9 circa ed è formata da 5 anelli circolari di diametro decrescente da quello di imposta per cui l'impressione dall'esterno è quello di una struttura a gradoni: il calcestruzzo usato è stato confezionato con inerti di argilla espansa Termolite, peso specifico variabile da 1.780 a 1.830 kg/m^3, resistenza caratteristica a 28 gg intorno ai 360 kg/cm^2 (figure da 19 a 22).

Comunque, a prescindere da questi riferimenti alle più recenti realizzazioni costruttive, tutti siamo consapevoli dell'esistenza di un vero e proprio processo di rilancio del calcestruzzo l.s.

- Nel campo delle costruzioni stradali:
  a) come sottofondo, sempre in virtù della sua leggerezza, delle sue qualità isolanti e di resistenza al gelo e disgelo;
  b) come possibile materiale adatto per barriere di sicurezza e per barriere antirumore: sappiano che il settore delle barriere di sicurezza è molto studiato e molto sperimentato, in rapida evoluzione. Barriere di sicurezza in c.l.s. sono state già montate sulla A.10, nel tratto Genova-Savona e precisamente sui viadotti San Pietro, Varenna I e Varenna II per complessivi 534 m. Quanto alle barriere antirumore gli studi teorici e sperimentali sono molto avanzati e le prospettive appaiono interessanti.
- Nel settore del restauro strutturale, eminentemente per la sua leggerezza ma anche per le notevoli possibilità offerte da miscele preconfezionate con inerti di argilla espansa di granulometria minima e che servono per iniezioni di sutura e bonifica in elementi strutturali ammalorati e non solo nel campo del calcestruzzo, ma anche in quello del legno.

Sono poi al corrente - anche se non sono in grado di fornirvi dettagli - di iniziative di applicazione nel campo dell'adeguamento antisismico di strutture in muratura: adeguamento che verrebbe realizzato grazie all'apposizione di "fodere" in pannelli prefabbricati di calcestruzzo leggero armato, opportunamente solidarizzate agli effetti statici.

Non vi dispiaccia questo rapido excursus sui "primi settanta anni" del c.l.s. che ho desiderato fare poichè penso ci possa essere utile per formulare un primo bilancio di attività e per dedurne previsioni per il futuro.

Due punti mi pare possano essere messi in rilievo:
- **il primo** è la notevole familiarità che il mondo della costruzione è venuto ad assumere con il c.l.s. particolarmente nella terra di origine - l'America del Nord - dove le applicazioni sono state eclatanti, ed in molti paesi d'Europa;
- il **secondo** è l'interesse che questo materiale va finalmente riscuotendo in Italia - come dimostrano sia le relazioni ricevute, di cui subito parleremo - che gli studi e le realizzazioni in corso, di cui del pari ci occuperemo.

Si direbbe che la strana diffidenza del mondo dei progettisti e dei costruttori per questo materiale considerato come un prodotto "fuori campo" ossia troppo esigente per una mentalità approssimativa, abituata all'uso di calcestruzzi mal studiati e male eseguiti non è affatto quel materiale "eterno" che, ancora con molta superficialità, si era considerato.

Quindi - e scusate la povertà del mio linguaggio - il calcestruzzo per essere durevole deve essere studiato con rigore come mix-design e deve essere realizzato con altrettanto rigore come composizione, getto, rispetto del ricoprimento dei ferri.

Gli inerti devono essere rigorosamente vagliati, gli inerti naturali vanno avviandosi all'esaurimento perchè di cave naturali non se ne parlerà più, fra non molto tempo: avremo qiundi solo inerti di frantoi od inerti artificiali.

In questa nuova atmosfera il posto per il calcestruzzo leggero strutturale si fa più ampio, sia sotto il profilo tecnologico che sotto quello concorrenziale: non sarà più un calcestruzzo sofisticato, che richiede la bilancia del farmacista e che al postutto risulta più caro del c.o. (come da molte parti in Italia veniva sommariamente giudicato), ma sarà un calcestruzzo che richiede le stesse attenzioni e la stessa serietà che ormai saranno richieste a tutti i tipi di calcestruzzi e che - tutto considerato - non risulterà affatto più caro.

* * *

Le relazioni presentate sono sei, delle quali due attinenti a tipiche prove meccaniche di laboratorio, su provini approntati con calcestruzzi leggeri di diversa R_{ck}; le altre quattro ancora basate su prove di laboratorio, ma più specificamente orientate allo studio del comportamento di elementi strutturali, con particolare riguardo alla loro risposta in presenza di sollecitazioni sismiche.

* * *

La prima relazione è quella del prof. Alunno Rossetti ed ha il titolo "Determinazione sperimentale delle proprietà del calcestruzzo leggero ai fini della progettazione strutturale". Essa riferisce su un'ampia rosa di prove eseguite su calcestruzzi leggeri strutturali confezionati con aggregati leggeri di produzione nazionale e di facile reperibilità e con R_{ck} diversa: l'intento è stato quello di effettuare un'indagine sistematica atta a coprire per un determinato tipo di aggregato tutto il campo di quelle caratteristiche che il regolamento stesso implicitamente ritiene potersi differenziare a seconda del tipo usato, quando ne raccomanda l'accertamento. Il tutto con il fine di poter contribuire a colmare certe lacune esistenti nel settore delle correlazioni fra taluni parametri in modo da offrire un valido supporto per la progettazione strutturale secondo le prescrizioni della normativa italiana ed europea.

I calcestruzzi leggeri provati corrispondono alle tre classi di R_{ck} 30-35-40 N/mm^2: non vi elenco le prove eseguite - lo farà l'autore - vi dico solo che esse sono complete, salvo le prove di fatica che sono state trattate nella relazione del prof. Calzona, ancora con riferimento agli stessi tipi e classi di calcestruzzi.

* * *

La relazione del prof. Calzona infatti ha il titolo "Studio sperimentale sul comportamento a fatica del calcestruzzo leggero" e riguarda alcune serie di prove sperimentali su provini di diverso tipo in calcestruzzo leggero confezionato con diverse qualità dell'aggregato leggero e con diverse proporzioni fra inerti, legami ed additivi. Più precisamente le prove eseguite sono state esperite su provini cilindrici sottoposti a cicli di carico di ampiezza costante da 500 mila e 3 milioni di cicli in un campo di tensione compreso tra il 15% ed il 40% della resistenza ultima di compressione monoassiale.

Le prove di compressione monotonica sono state esperite sia su provini prismatici vergini che su provini cilindrici reduci da vari stati di trattamento al carico pulsante: sono state spinte fino ad una deformazione massima del 7.5% ed hanno compreso il ramo cadente del diagramma sforzi-deformazioni.

Lo studio presentato è inteso ad offrire un'interpretazione dei dati ottenuti alla luce delle più recenti conoscenze del fenomeno fatica, proponendo un legame costitutivo tensioni-deformazioni che tenga conto del numero e della frequenza dei cicli di fatica per tensione monoassiale di compressione.

* * *

Abbiamo poi una relazione - molto ampia ed accurata - presentata dall'ing. Camillo Nuti su "Studi sperimentali sul comportamento sismico di strutture in calcestruzzo leggero strutturale".

In tale relazione è descritta e commentata un'indagine sperimentale eseguita presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma "La Sapienza" ed intesa ad accertare l'idoneità del calcestruzzo leggero all'impiego nelle strutture di costruzioni in zona sismica.

L'indagine è stata svolta in due fasi.

Nella prima si sono analizzate separatamente le grandezze fondamentali che determinano il comportamento ciclico di un elemento in cemento armato. Sono presentate le modalità esecutive ed i risultati di prove cicliche di compressione su provini con e senza armatura di contenimento nonchè prove cicliche di scorrimento tra le barre longitudinali ed il conglomerato. Le prove sono state eseguite su provini in c.l.s. e su provini di confronto in c.a.o. Sono presentate le curve monoassiali tensione-deformazione, mettendo in evidenza l'effetto delle armature di contenimento sulla resistenza e sulla deformabilità ultima.

La seconda fase della ricerca riguarda prove effettuate su elementi strutturali ossia pilastri soggetti a carichi verticali costanti e sollecitazioni orizzontali cicliche, ben oltre la soglia elastica, sino al collasso. Anche in questo caso le prove sono state eseguite sia su colonne in c.l.s. che, per confronto, su colonne in c.o. a scala reale, mantenendo fissa la carpenteria e l'armatura verticale, e variando da provino a provino il passo delle staffe ed il carico assiale.

Si sono così ottenute le curve forza-spostamento e momento-curvatura media della sezione di base del pilastro; si sono inoltre ricavate le storie delle medie nelle zone di base e l'energia dissipata.

I risultati sono stati quindi analizzati criticamente in relazione alle normative sismiche italiane ed internazionali vigenti ed in corso di elaborazione, soffermandosi in particolare sull'influenza dello sforzo assiale e delle armature di contenimento.

* * *

La relazione dell'arch. Baggio ha il titolo "Il coefficiente di struttura per telai in conglomerato normale ed alleggerito - Analisi numerico sperimentale". Essa si ricollega alle prove esposte nella seconda parte della relazione dell'ing. Nuti, per discutere l'uso del coefficiente di struttura riferito alla duttilità disponibile come è oggi formulato dalle moderne proposte di normativa sismica.

A tale proposito i pilastri sperimentali soggetti a carico assiale e laterale ciclico vengono usati come elementi di strutture più complesse. Si ottiene così un campionario di casi strutturali con diverse caratteristiche dinamiche globali e caratteristiche locali sperimentalmente note.

La resistenza sismica in termini di picco di accelerazione viene studiata mediante analisi dinamiche non lineari ponendo come limite quello effettivamente individuato negli elementi sperimentali, che spesso è più compiutamente espresso dalla deformazione ultima che non dalla duttilità disponibile.

* * *

Vi è infine la relazione Galeota - Gianmatteo - Grillo sul "Legame costitutivo di calcestruzzi confinati normali e leggeri, sottoposti a compressione monoassiale".

In essa vengono riportati i risultati di un'indagine esperita presso la Facoltà di Ingegneria - Università di L'Aquila intesa allo studio teorico e sperimentale del comportamento del c.l.s. ed ordinario in provini cerchiati, con diverse percentuali volumetriche di staffatura e sottoposti a compressione assiale monotonica.

L'indagine è stata impostata in modo da esaminare l'influenza, sul legame costitutivo dei calcestruzzi realizzati, di una serie di fattori quali:
- tipo di conglomerato (normale e leggero strutturale);
- classe di resistenza (bassa, media);
- livello di cerchiatura (basso, medio, elevato).

Per le prove sono stati impiegati campioni prismatici di misura 120x120x360 mm, contenenti staffe quadrate ϕ 4 mm, di lato 100 mm, saldate, disposte secondo tre diverse spaziature.

Le prove sono state eseguite per ciascuna combinazione dei fattori elencati e questo ha consentito di trarre alcune indicazioni statisticamente valide, circa la significatività dell'influenza di ciascun fattore.

E' stato inoltre eseguito, con tecniche di identificazione, il confronto tra i diagrammi tensione-deformazioni sperimentali, e le curve ottenibili dai modelli analitici di Blakeley-Park e Tanigawa, effettuando in tal modo la taratura dei coefficienti dei modelli stessi per i due tipi di materiale impiegati; ciò è di particolare rilievo per il calcestruzzo leggero, essendo stati i due modelli formulati per il calcestruzzo normale.

BIBLIOGRAFIA

A. "Story of the Selma - Expanded Shale Concrete Explores the Ravages of Time", The Expanded Shale Clay and Slate Institute, Bethesda, Maryland, June 1960, Second Edition, p. 11

B. Vasta J., "The Concrete Ship Program of World War II", Soc. of Naval Architects and Marine Engineers, Chesapeake Section, May 8, 1952

C. Gerwick, B.C. Jr. "State of the Art Report, Durability of Concrete Structures Under Water", Proceedings of the Conference on Concrete Ships and Floating Structures, University of California, September, 1975

D. Klieger P., Hanson J.A., "Freezing and Thawing Tests of Lightweight Aggregate Concrete", Journal ACI, January, 1961

D. Pfeifer D.W. "Sand Replacement in Structural Lightweight Concrete - Freezing and Thawing Tests", Journal ACI, November, 1967

E. "Freeze-Thaw Durability of Structural Lighweight Concrete", Lightweight Concrete Information Sheet No. 13, The Expanded Shale Clay and Slate Institute, 1970

F. Report of Evaluation of Concrete Deck, Chesapeake Bay Bridge - Annapolis, Maryland - Law Engineering Testing Company, May 1973

STORY OF THE SELMA
EXPANDED SHALE CONCRETE
ENDURES THE RAVAGES OF TIME
EXPANDED SHALE, CLAY AND SLATE INSTITUTE
NATIONAL PRESS BUILDING, WASHINGTON, D C.

Fig.1

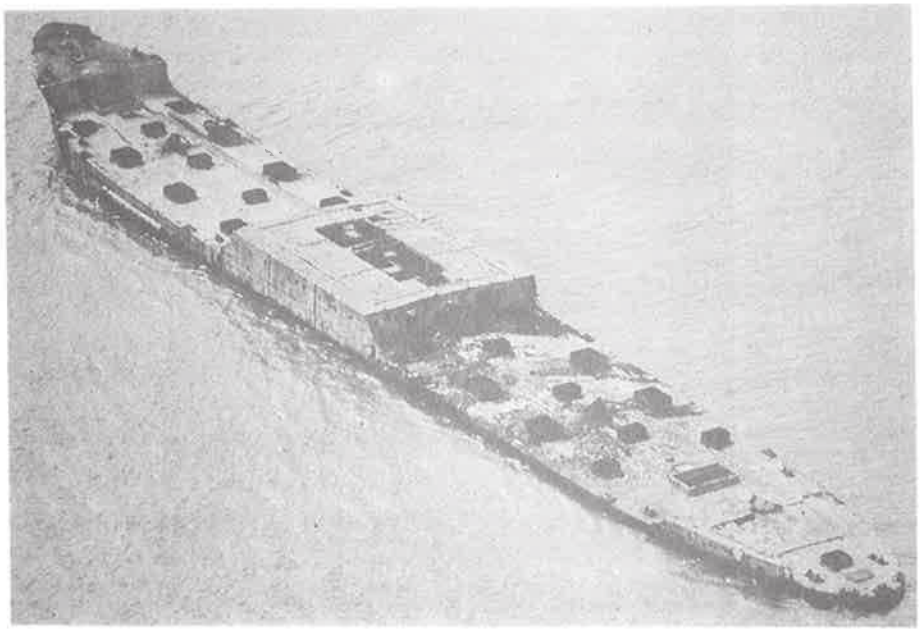
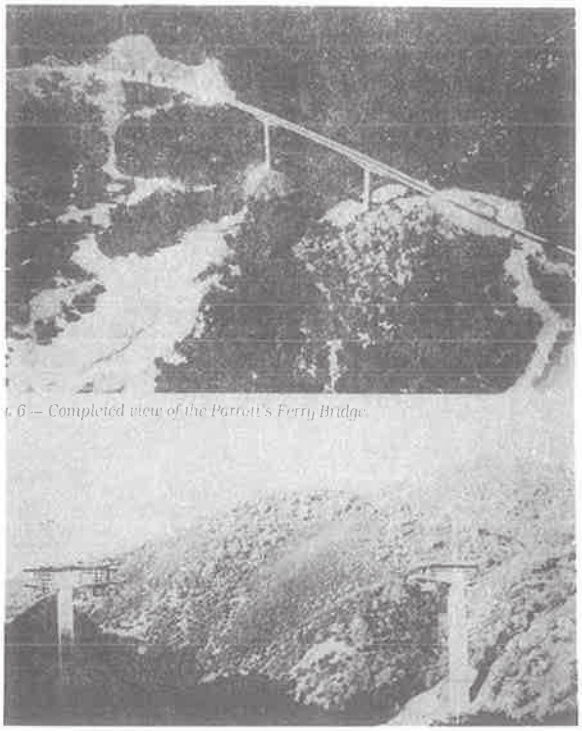


Fig.2



. 6 — Completed view of the Parrott's Ferry Bridge

Fig.3

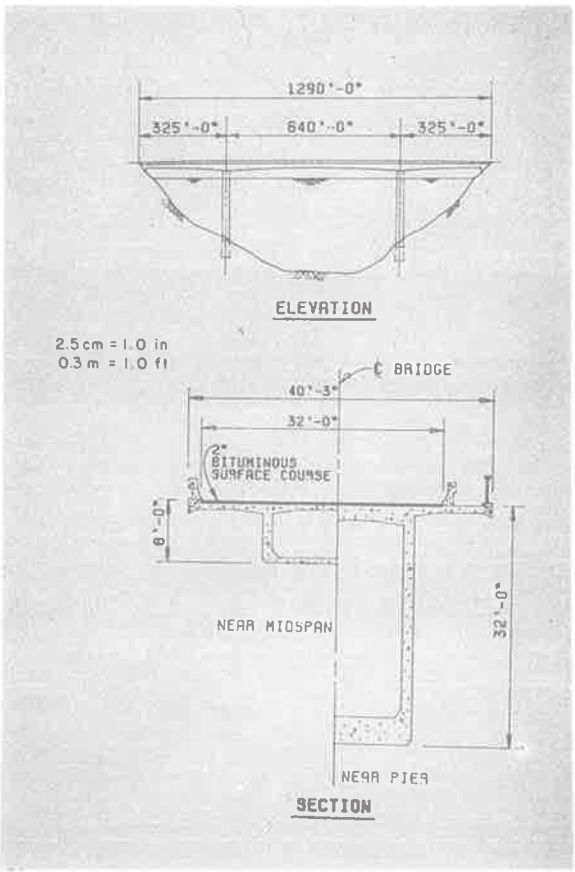


Fig.4

Fig.5

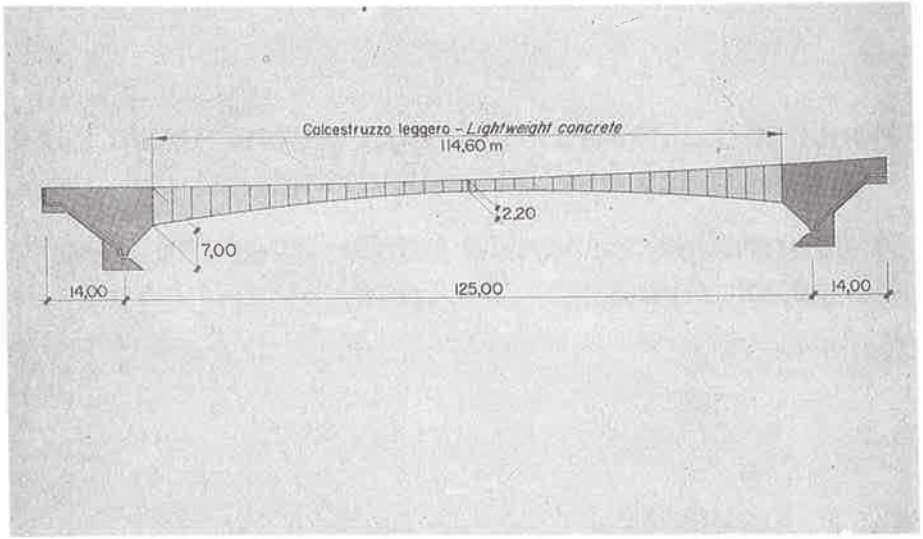

Calcestruzzo leggero - Lightweight concrete
114,60 m
2,20
7,00
14,00
125,00
14,00

Fig.6

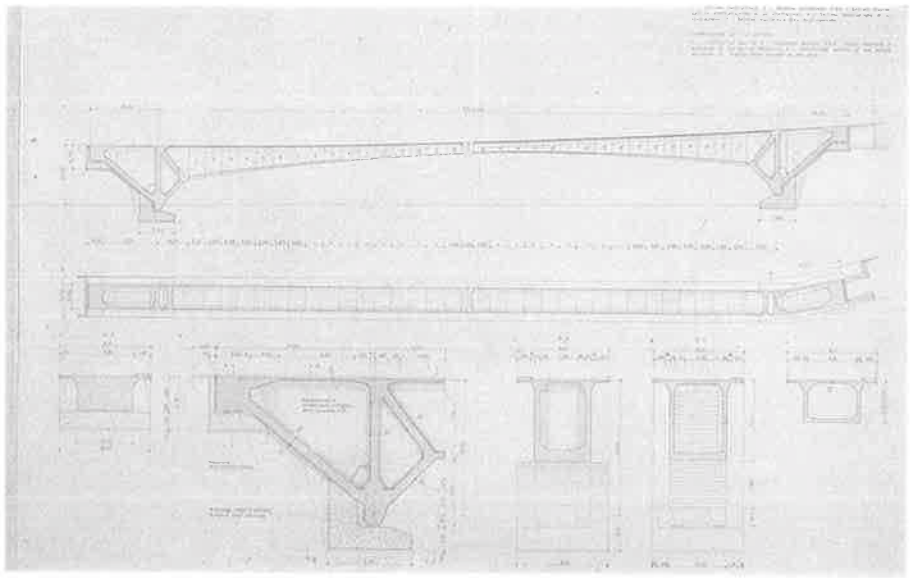


Fig.7

Fig.8

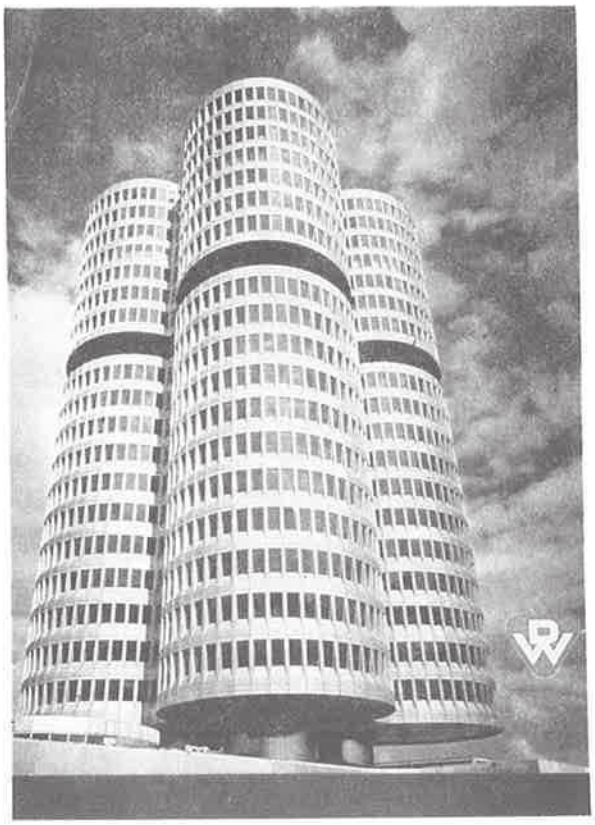


Fig.9

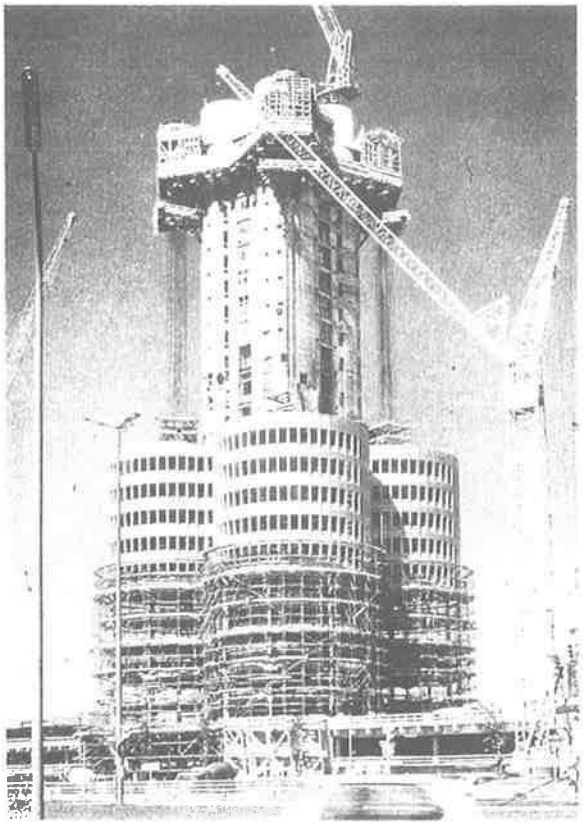


Fig.10

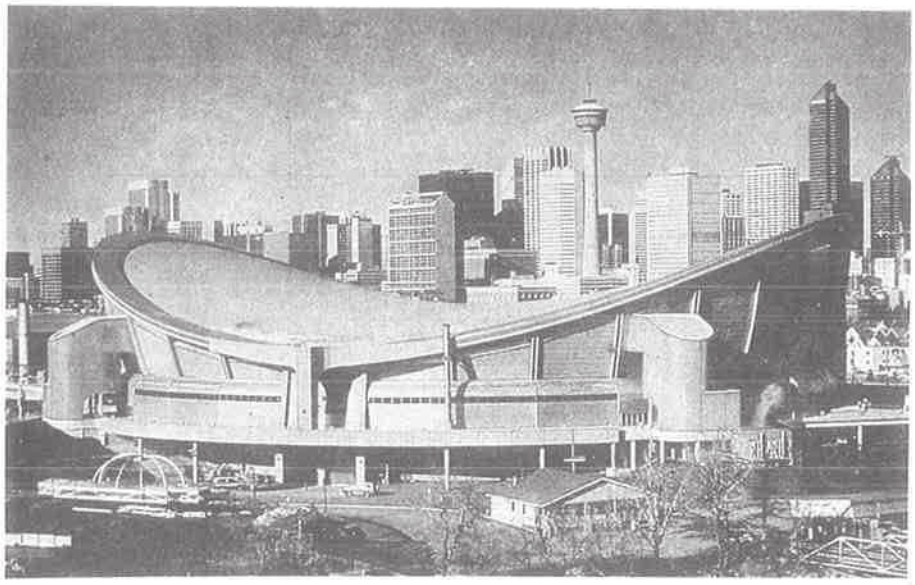


Fig.11

Fig.12

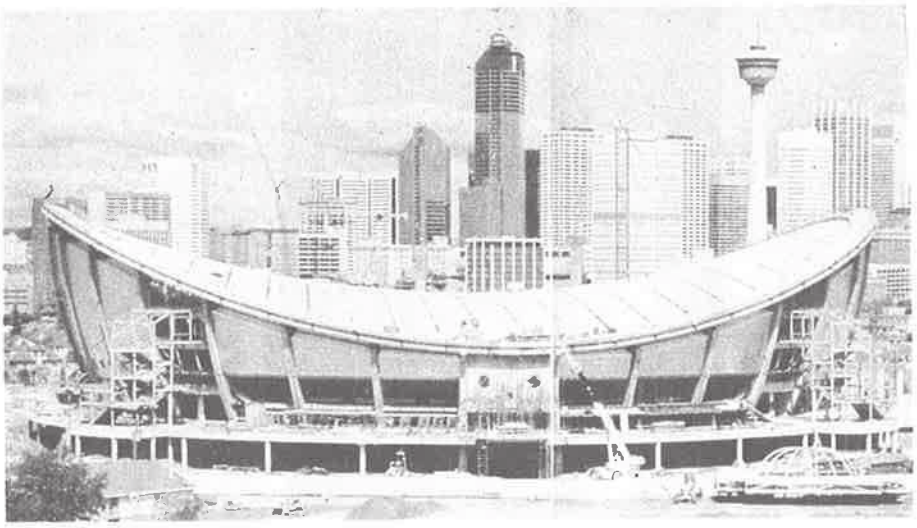


Fig.13

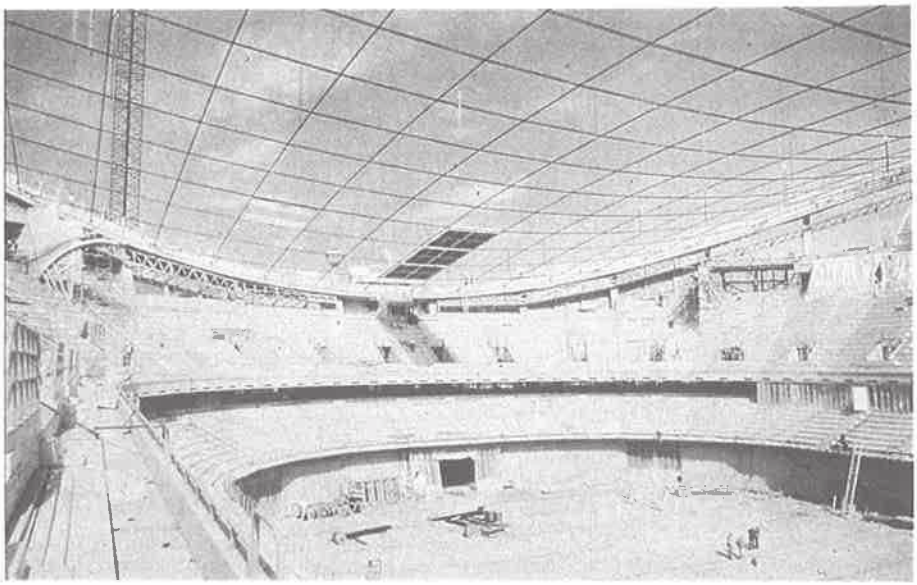


Fig.14

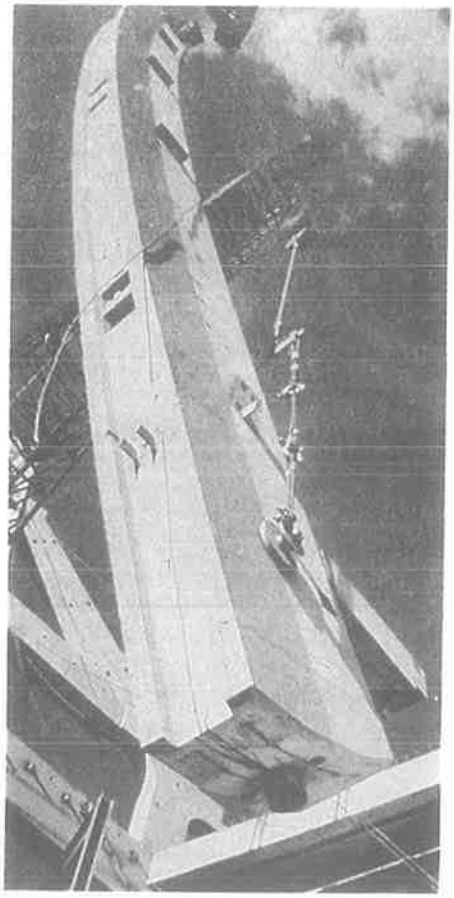


Fig.15

Fig.16

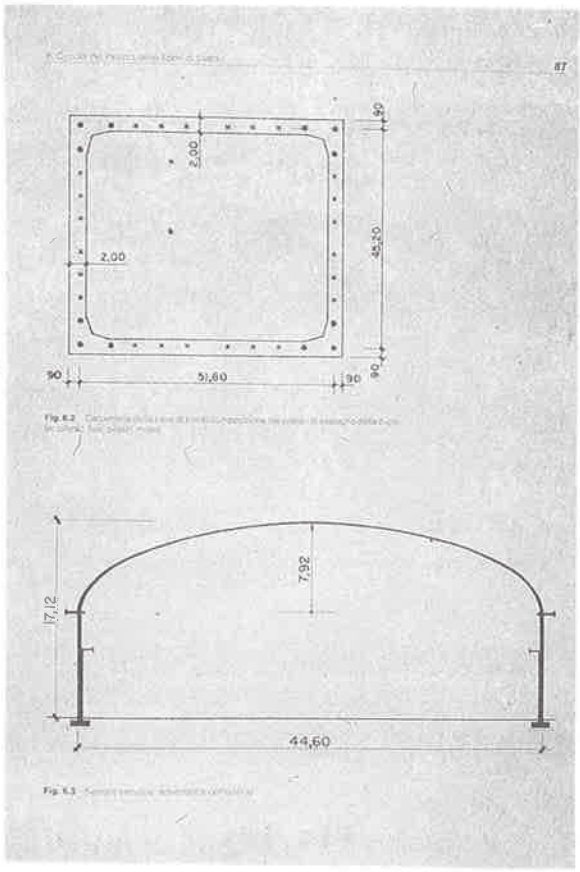


Fig.17

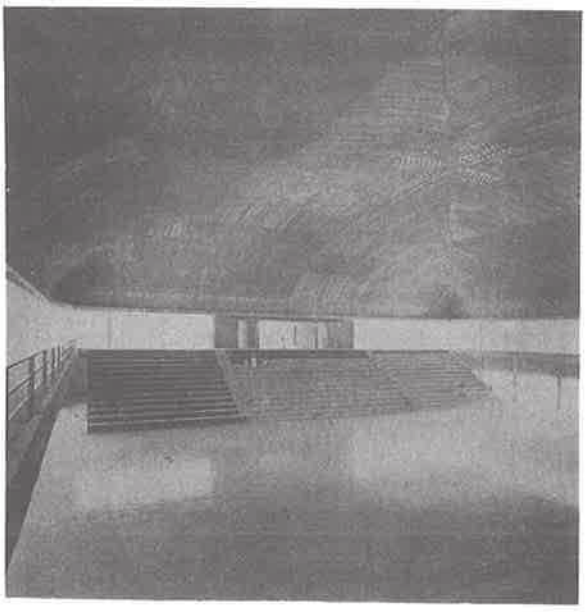


Fig.18

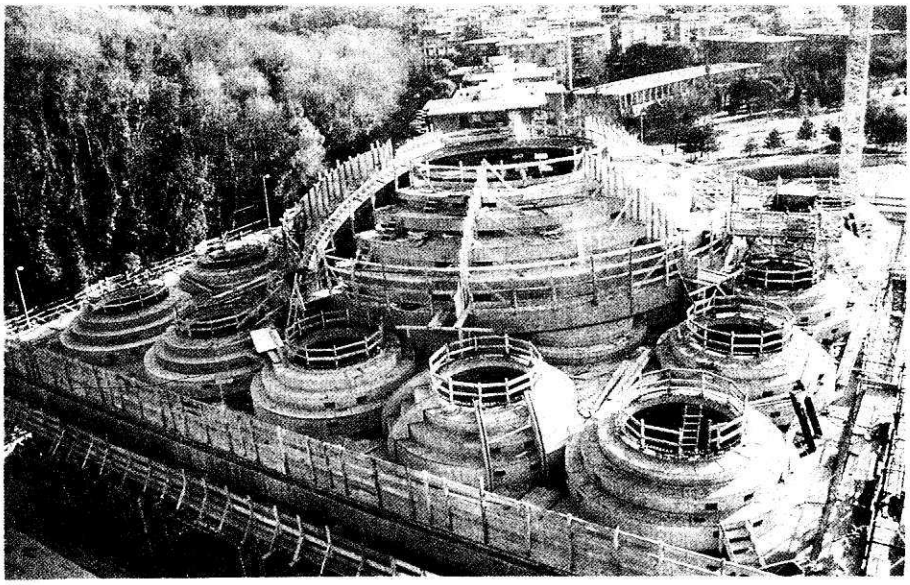


Fig.19

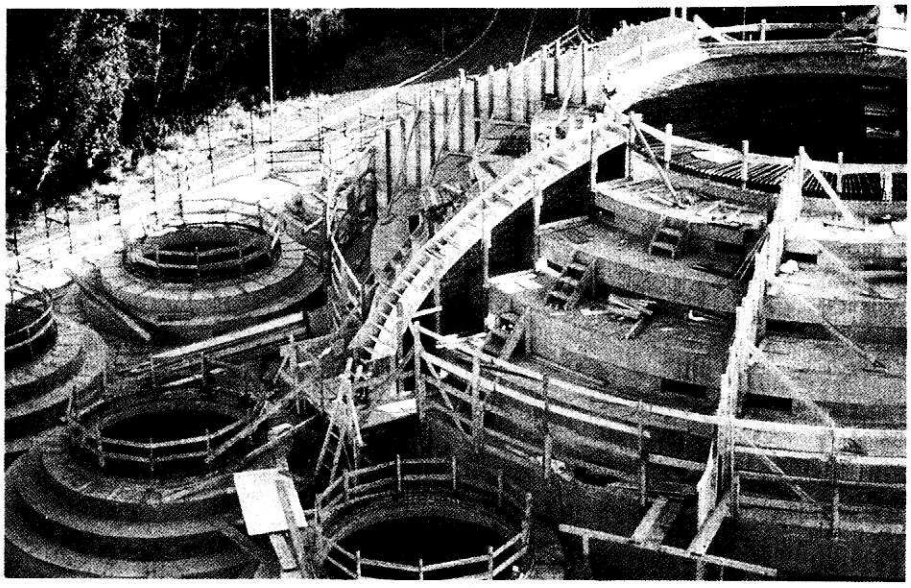


Fig.20

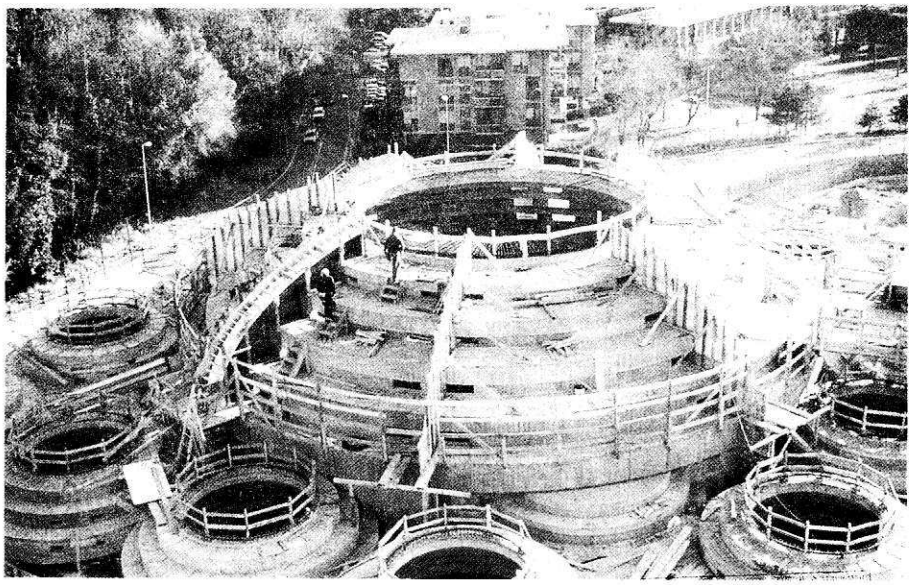


Fig.21

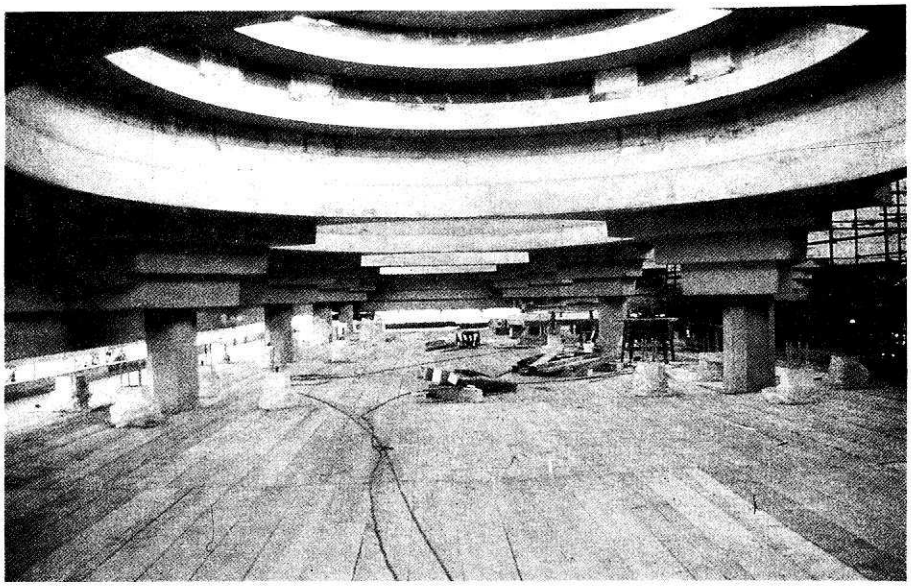


Fig.22

MEMORIE

DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DELLE PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO LEGGERO AI FINI DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

ALUNNO ROSSETTI Vito

Facoltà di Ingegneria - Università di Roma "La Sapienza"

DETERMINAZIONE SPERIMENTALE DELLE PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO LEGGERO AI FINI DELLA PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Vito ALUNNO ROSSETTI
Facoltà di Ingegneria - Università di Roma "La Sapienza"

SOMMARIO

A causa della variabilità delle caratteristiche degli aggregati leggeri, prodotti con diverse materie prime e tecnologie, le proprietà dei calcestruzzi leggeri con essi ottenuti possono risultare sensibilmente diverse, come si può dedurre dalla letteratura e dalle normative.

La sperimentazione oggetto della presente nota intende apportare un contributo alla conoscenza del complesso delle caratteristiche di calcestruzzi leggeri che possono essere confezionati con aggregati di produzione italiana, al fine di costituire un supporto per la progettazione strutturale, secondo le prescrizioni della normativa italiana ed europea.

SUMMARY

Due to the different properties of lightweight aggregates, made with different raw materials and technologies, the properties of the resulting lightweight concretes can be quite variable, as an insight of the technical literature and various codes can show.

The scope of the present experimentation is to determine the properties of lightweight concretes made of italian aggregates, to give an adequate basis for the structural design, according to the italian and european codes.

1. INTRODUZIONE

Le Norme Tecniche per l'applicazione della Legge 1086 (paragr. 1) richiedono la disponibilità dei risultati di apposite sperimentazioni per la progettazione e l'impiego del calcestruzzo leggero strutturale. Tale prescrizione non si applica invece per il calcestruzzo ordinario, se non ovviamente per la resistenza a compressione.

Anche la Circ. Min. 27996, al punto C.5. stabilisce che, data la variabilità di proprietà in funzione della composizione e del tipo di aggregato leggero utilizzato, la maggior parte delle caratteristiche necessarie ai fini del calcolo strutturale vadano definite per via sperimentale.

Analogamente il D.M. 3.12.1987 (norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle strutture prefabbricate), al punto 3.1 dispone: "nel caso di strutture realizzate con inerti leggeri, il calcestruzzo con essi confezionato dovrà essere opportunamente sperimentato".

Le prescrizioni suddette trovano la loro motivazione nella considerazione che per il calcestruzzo leggero, anche se di classe definita, non si conoscono tutte le caratteristiche richieste dalla norma per una corretta progettazione, nè è noto se sia possibile applicare quelle stesse relazioni tra diverse caratteristiche (ad esempio tra resistenza a compressione ed a trazione) valide per i calcestruzzi ordinari.

Ciò si deve al fatto che i pur copiosi dati reperibili nella letteratura tecnica nazionale ed internazionale, si riferiscono a calcestruzzi con aggregati leggeri ottenuti con diverse tecnologie ed a partire da materiali di varia natura; tali dati mostrano pertanto un'ampia variabilità e non possono venire utilizzati direttamente e generalmente.

In base alle prescrizioni precedentemente ricordate, per superare il problema costituito dalla necessità di una caratterizzazione sperimentale del materiale da impiegare nella realizzazione di strutture e manufatti in cemento armato ottenuto con aggregato leggero, sono state eseguite le prove qui presentate.

Tali prove hanno lo scopo di fornire ai progettisti che intendano fare uso di calcestruzzo leggero, le correlazioni ed i valori sperimentali necessari per la progettazione e richiesti dalla normativa.

A tal fine sono stati confezionati impasti di calcestruzzo leggero aventi diversa resistenza media a compressione di progetto, corrispondente approssimativamente a tre diverse classi di resistenza caratteristica, sui quali sono state quindi determinate le diverse proprietà prese in considerazione dalle Norme citate; sono state inoltre eseguite prove meccaniche complementari e, ai fini della durabilità, prove correlate al comportamento dei calcestruzzi leggeri in ambienti aggressivi.

Il complesso dei risultati ottenuti è naturalmente valido limitatamente ai calcestruzzi esaminati e non può venire esteso direttamente a qualsiasi calcestruzzo leggero.

Si deve tuttavia tener conto del fatto che, una volta che sia stata fissata la resistenza a compressione del calcestruzzo leggero, l'influenza maggiore sulle proprietà dei conglomerati è esercitata dal tipo e quantità dei granuli di aggregato leggero, mentre le variazioni di composizione associate agli altri componenti hanno un'influenza decisamente minore.

Per i motivi suindicati si deve in definitiva ritenere che, limitatamente a calcestruzzi realizzati con l'argilla espansa (prodotta dalla Soc. SMAE) e nelle pezzature qui utilizzate, e per le classi di resistenza qui considerate, i risultati esposti sono del tutto riproducibili e tali da soddisfare pienamente le prescrizioni di Norma sopramenzionate, in merito alla determinazione sperimentale diretta delle proprietà del calcestruzzo leggero.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nel corso della sperimentazione eseguita, le prove sono state effettuate generalmente con le metodiche descritte nelle **Norme UNI** (Unificazione delle Norme Italiane), salvo rari casi in cui in mancanza di norme UNI si è dovuto far ricorso a Normative diverse: un elenco completo è riportato al paragrafo 7.

Nell'impostazione del programma di prove e nella discussione dei risultati ottenuti si è fatto costante riferimento alle Norme italiane; sono state inoltre tenute in considerazione alcune normative europee, sia perchè di esse si dovrà tener conto in futuro, sia per evidenziare analogie e differenze nelle caratteristiche del calcestruzzo leggero previste nei diversi casi.

Si ricorda che le norme europee, che si riferiscono ad aggregati leggeri di vario tipo, danno valori delle caratteristiche del

calcestruzzo anche sensibilmente diversi tra loro e da quelli sperimentali.

Nell'elenco seguente i termini in grassetto sono quelli utilizzati nel testo per fare riferimento alle varie normative.

- **Norme Tecniche** (le Norme Tecniche per l'applicazione della Legge 5.11.1971, n. 1086, nell'edizione del D.M. 27.7.85, pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale del 17.5.86)
- **Circolare Ministeriale** (Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici N.27996 del 31-10-86, Parte c): Istruzioni per le strutture in conglomerato cementizio con armatura normale o di precompressione e confezionato con aggregati leggeri artificiali)
- **Eurocodice EC2** (Bozza di Norma Europea: Eurocode No 2- Common unified rules for concrete structures, April 1988 draft)
- **EN 206** (Progetto di Standard Europeo: ENV 206 "Concrete - Performance, Production, Placing and Compliance Criteria" 6/88
- **Codice CEB/FIP** (Codice-Modello CEB/FIP per le Strutture in Cemento Armato, Ed.AITEC, 1978)
- **Raccomandazioni CEB/FIP** (CEB/FIP, Raccomandazioni internazionali per il calcolo e l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso-Principi e raccomandazioni- Ed. AITEC 1973)
- **Proposta AICAP** (Bozza di una proposta AICAP relativa alle Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in conglomerato cementizio con armatura normale o di precompressione e confezionato con aggregati leggeri strutturali, Ed. AITEC, 1976)

3. SCELTA E SIGNIFICATO DELLE CLASSI

Sono state scelte tre classi di calcestruzzo allo scopo di soddisfare i requisiti di resistenza più comunemente incontrati nella pratica delle costruzioni, e precisamente:

- Classe 30 (Rck =30 N/mm², 300 Kg/cm²)
- Classe 35 (Rck =35 N/mm², 350 Kg/cm²)
- Classe 40 (Rck =40 N/mm², 400 Kg/cm²)

Si tratta di tre classi di resistenza medio alta, ottenuta con bassi valori del rapporto acqua/cemento, capaci perciò di soddisfare anche i requisiti della Norma UNI 8981 sulla "Durabilità delle opere e dei manufatti in calcestruzzo"; tale norma basa la realizzazione di calcestruzzi ed opere durabili sulla scelta e dosaggio del cemento, sul rapporto acqua/cemento e su un'adeguata compattazione del materiale.

4. MATERIALI IMPIEGATI

4.1 Cemento

Per il confezionamento degli impasti si è fatto uso di cemento portland 425; le stesse classi di calcestruzzo possono essere nondimeno ottenute facendo uso di cemento pozzolanico o d'altoforno, qualora requisiti particolari (ad esempio la durabilità) delle opere da eseguire lo richiedano.

Fatta eccezione per le caratteristiche di resistenza chimica agli agenti aggressivi, le variazioni delle proprietà del calcestruzzo leggero conseguenti ad un cambiamento del tipo di cemento sarebbero nulle o trascurabili e comunque del tutto paragonabili a quelle che potrebbero essere riscontrate su di un calcestruzzo ordinario.

4.2 Aggregati leggeri

Per il confezionamento delle miscele si è fatto uso di argilla

espansa, nei tipi T6 3/8 e T6 8/12, prodotta dalla Soc. SMAE.

Nella tabella seguente sono riportati i valori di alcune caratteristiche determinate secondo la Norma UNI 7549 riscontrabili sul materiale impiegato e sulla normale produzione della SMAE.

Come già affermato precedentemente, a parità di resistenza a compressione le caratteristiche del calcestruzzo leggero sono strettamente dipendenti dal tipo di argilla espansa impiegata; i valori della tabella determinano pertanto l'applicabilità dei dati qui presentati per lo scopo previsto.

Tabella 4.1- Caratteristiche dell'aggregato leggero

Tipo di argilla espansa:		T6 3/8	T6 8/12
Massa volumica del materiale in mucchio	(Kg/m³)	670	620
Massa volumica media del granulo	(Kg/dm³)	1,2	1,1
Resistenza dei granuli allo schiacciamento	(N/mm²)	12,5	8,5
Coefficiente di imbibizione	(% in peso)	7	8
Diametro minimo	(mm)	3	8
Diametro massimo	(mm)	8	12

Prove eseguite secondo UNI 7549

4.4 Aggregati convenzionali

Per il confezionamento dei calcestruzzi si è fatto uso di sabbie di normale produzione provenienti dall'alveo dei fiumi Po e Ticino. La curva granulometricadell'aggregato combinato rientrava nel fuso della UNI 7163.

Naturalmente, se si cerca di riprodurre i calcestruzzi leggeri descritti nel presente articolo facendo uso di sabbia differente da quella qui descritta, si dovranno certamente apportare delle variazioni nel quantitativo d'acqua di impasto (per mantenere invariata la lavorabilità) e, di conseguenza, delle variazioni nel dosaggio di cemento e dell'additivo.

Si sottolinea ancora che, una volta raggiunta la parità di resistenza a compressione e con un aggregato leggero di uguali caratteristiche e nelle stesse proporzioni qui impiegate, le prestazioni dei conglomerati dipendono assai poco dal tipo di sabbia impiegata e dalle variazioni di composizione.

4.5 Additivi

Tutti gli impasti eseguiti contenevano un additivo superfluidificante con effetto collaterale accelerante secondo ASTM C 494 tipo F, rispondente anche alla UNI 8145.

Gli additivi sono stati adottati per portare la lavorabilità ad un valore tale da ottenere impasti pompabili pur mantenendo i bassi valori desiderati del rapporto acqua/cemento.

5. COMPOSIZIONE DELLE MISCELE

Le miscele sono state proporzionate ricorrendo al un metodo di mix-design analogo a quello descritto nella Norma UNI 7549 parte 12 per il calcestruzzo con aggregato leggero, basato sul calcolo dei volumi assoluti dei componenti, con curva granulometrica degli aggregati contenuta nel fuso di Fuller.

Tale metodo prevede essenzialmente le seguenti fasi:

- determinazione delle caratteristiche di progetto del calcestruzzo, sia allo stato fresco che indurito (lavorabilità, massa volumica, resistenza a compressione, durabilità),
- determinazione del rapporto a/c occorrente al raggiungimento della

resistenza e delle altre prestazioni richieste,
- determinazione della massa volumica media del granulo e del coefficiente di imbibizione secondo la Norma UNI 7549,
- determinazione delle proporzioni dei componenti dell'impasto mediante il bilancio dei volumi,
- esecuzione di impasti di prova per verificare la richiesta d'acqua di impasto e la resistenza a compressione ottenuta.

La composizione e le caratteristiche del del calcestruzzo fresco sono riportate nella tabella seguente. Il coefficiente di Walz e lo slump osservati indicano una buona lavorabilità del calcestruzzo.

Tabella 5.1 - Composizione e caratteristiche del calcestruzzo fresco

Classe prescelta		30	35	40
Miscela		A	B	C
Cemento	(Kg/m³)	330	395	490
Sabbia normale	(kg/m³)	675	690	680
T6 - 3/8	(Kg/m³)	370	335	300
T6 - 8/12	(Kg/m³)	145	130	115
Additivo	(Litri/q.le cemento)	,50	,40	,40
Aria inglobata	(% in volume)	2	3	4
Massa Volumica	(Kg/m³)	1720	1760	1800
Rapporto A/C efficace		,55	,48	,40
Consistenza (slump)	(cm)	11	14	15
Consistenza Walz	(UNI 7549/12)	1,04	1,06	1,06

6. MODALITA' DI MATURAZIONE

Per tutti i provini realizzati, salvo diversa indicazione, si è seguito lo stesso procedimento di maturazione consistente:
- nel tenere il calcestruzzo nella cassaforma per le prime 24 ore dopo il getto,
- nel mantenere successivamente i provini nella camera di maturazione umida a 20°C per tutto il tempo intercorrente fino alla stagionatura prevista,
- nell'estrarre i provini un'ora prima della prova e conservarli nell' ambiente di prova fino al momento di effettuarla.

7. PROPRIETA' MISURATE E METODI DI PROVA

In base ai criteri indicati nel paragrafo precedente, si è provveduto all'esecuzione delle seguenti prove:

- consistenza, secondo UNI 7163,
- massa volumica del calcestruzzo fresco secondo UNI 6394/1, del calcestruzzo a 28 giorni secondo UNI 7548, del calcestruzzo secco a 110°C secondo UNI 6394/2,
- resistenza a compressione su cubi secondo UNI 6132, e valutazione della resistenza caratteristica Rck,
- resistenza a compressione su provini cilindrici secondo UNI 6394/2,
- modulo elastico a compressione, (UNI 6556) e curva σ/ϵ,
- modulo elastico dinamico,
- coefficiente di Poisson,
- resistenza a trazione diretta, indiretta (brasiliana) secondo UNI 6135, a trazione per flessione secondo UNI 6133,
- ritiro idraulico, secondo UNI 6555
- deformazione viscosa,
- dilatazione termica secondo la Norma americana CRD C39,

- aderenza ferro-calcestruzzo (beam-test), Norma CNR-UNI 10020,
- aderenza ferro-calcestruzzo col metodo del pull-out (ASTM C 234),
- parametri relativi alla meccanica della frattura (secondo il progetto di norma RILEM Commissione 50-MC),
- comportamento a fatica,
- carbonatazione secondo la raccomandazione RILEM CPC 18,
- resistenza alla degradazione per cicli di gelo e disgelo secondo UNI 7087 ,
- permeabilità secondo ISO DIS 7032;

Le prove sono state eseguite presso diversi laboratori sia Ufficiali che privati; nella presente pubblicazione sono riportati i risultati più significativi in forma sintetica.

8. MASSA VOLUMICA

La massa volumica (densità) ϱ del calcestruzzo leggero è particolarmente importante sia direttamente, ai fini della determinazione del peso delle strutture, sia indirettamente, come parametro che consente di valutare certe caratteristiche del conglomerato ai fini della progettazione.

La Circolare Ministeriale, prevede a tale proposito la determinazione della massa volumica o secondo la UNI 7548 Parte 2; tale norma ammette di ricavare o dalla massa volumica del calcestruzzo fresco (determinata secondo UNI 6394 Parte 1), detraendo da detto valore 80 Kg/m³. Nella tabella che segue sono riportati i valori di massa volumica del calcestruzzo fresco e del calcestruzzo a 28 giorni determinate come anzidetto.

Si è altresì eseguita una determinazione di massa volumica per essiccamento all'aria in ambiente esterno al coperto; i valori ottenuti, riportati in tabella, corrispondono con buona approssimazione a quelli calcolati a partire dalla massa volumica del calcestruzzo fresco.

L'Eurocodice EC2 ed il codice modello FIP/CEB, per la determinazione di alcune proprietà del calcestruzzo leggero, fanno d'altra parte riferimento alla massa volumica del materiale essiccato a 110°C; nella tabella è perciò riportato anche tale valore, determinato secondo UNI 6394 Parte 2.

Per completezza si riporta in tabella anche il valore della massa volumica del calcestruzzo armato secondo la valutazione suggerita dalla Circolare Ministeriale.

I valori di massa volumica riportati nella tabella dipendono anche dal tipo di sabbia naturale impiegata e pertanto debbono essere considerati approssimati: essi dovranno essere verificati con le sabbie effettivamente disponibili in sito. Le variazioni aspettate si aggirano comunque sull'ordine di ± 15 Kg/m³ al massimo rispetto ai valori indicati.

Tabella 8.1 - Massa volumica del calcestruzzo leggero

Massa volumica ϱ (kg/m³)	Classe 30	Classe 35	Classe 40
Calcestruzzo fresco (UNI 6394)	1720	1760	1800
A 28 giorni (UNI 7548)	**1640**	**1680**	**1720**
Asciutto in ambiente esterno	1655	1690	1740
Secco a 110°C (UNI 6394)	1585	1625	1665
Calcestruzzo armato	**1740**	**1780**	**1820**

9. RESISTENZA A COMPRESSIONE SU PROVINI CUBICI E CILINDRICI

9.1 Prove su cubi

Le prove sono state eseguite su cubi di 15 cm di lato, secondo la norma UNI 6132, come previsto dalle norme tecniche citate.Per ciascuna miscela sono stati confezionati non meno di 4 impasti e con ciascuno di essi sono stati preparati due o tre provini; in tal modo per ogni stagionatura erano disponibili 10 provini per la misura della resistenza a compressione.

Nella tabella 9.1 sono riportati per le varie miscele i valori medi delle prove eseguite alle diverse stagionature;nella stessa tabella sono riportati i valori del coefficiente di variazione V per i valori di resistenza a 28 giorni dei 10 provini assoggettati alla prova a tale stagionatura.

Nel grafico della Fig.1 sono riportati i valori di resistenza a compressione alle diverse stagionature. Le curve del grafico evidenziano un andamento regolare e progressivo della resistenza nel tempo, che per nessuna classe sembra esaurirsi a 90 giorni.

Tabella 9.1 - Resistenze medie a compressione (Rcm) in N/mm² a diversi tempi di stagionatura

Giorni	3	7	28	V(%)	90
Classe 30	23,0	29,1	**38,4**	3,9	43,7
Classe 35	29,1	35,0	**43,9**	5.0	48,9
Classe 40	38,0	44,4	**49,6**	3.4	54,0

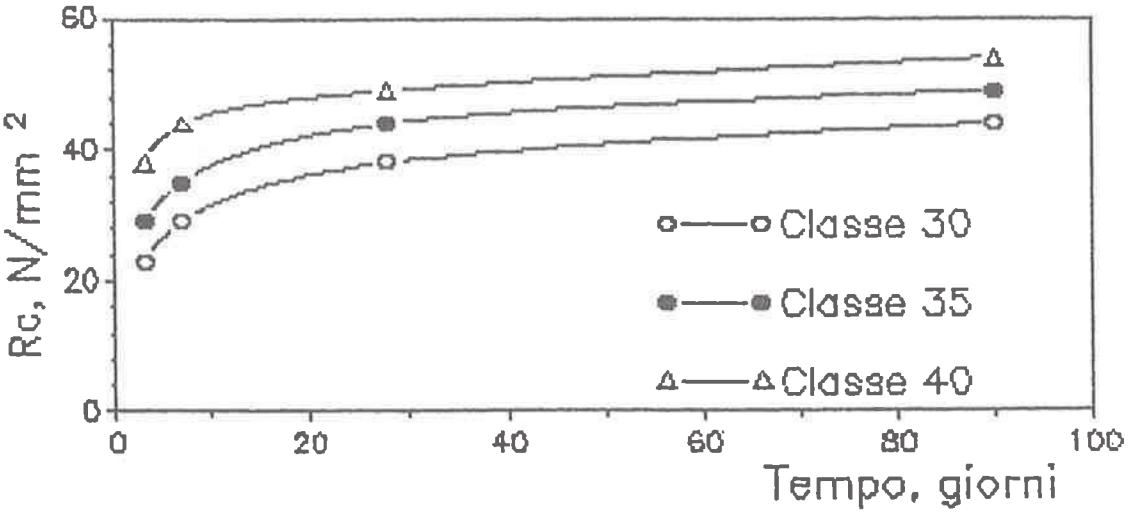


Figura 1 - Resistenza a compressione Rc nel tempo, su cubi

I risultati a 28 giorni, riportati nella precedente tabella, tenendo presente la definizione di resistenza caratteristica data dalla normativa e l'inevitabile maggior dispersione dei dati ottenibili in cantiere, consentono di assegnare le tre miscele alle tre classi di resistenza prescelte:

- miscela A, Classe 30: Rck = **30** N/mm² (300 Kg/cm²)
- miscela B, Classe 35: Rck = **35** N/mm² (350 Kg/cm²)
- miscela C, Classe 40: Rck = **40** N/mm² (400 Kg/cm²)

Sono questi i valori di resistenza caratteristica che è opportuno ottenere nell'eseguire lo studio preliminare di qualificazione del conglomerato previsto dalle Norme tecniche; durante l'esecuzione di

tale studio, prendendo come base la composizione delle miscele precedentemente riportata, si dovrà altresì eseguire l'aggiustamento della composizione di cui al paragrafo 5.2, dovuto all'influenza della sabbia naturale sulla richiesta d'acqua e quindi sul dosaggio del cemento.

9.2 Prove su cilindri

9.2.1 Scopo e modalità di prova

Come è noto, la progettazione strutturale con il metodo semiprobabilistico agli stati limite prevede tra l'altro, per la valutazione della resistenza di calcolo del calcestruzzo, l' impiego della relazione:

$$fck = Rck \cdot 0,83 \qquad (1)$$

in cui viene assunto 0,83 come fattore di trasformazione della resistenza caratteristica a compressione ricavata su provini cubici nella corrispondente resistenza caratteristica a compressione ricavata su provini cilindrici.

Inoltre l'Eurocodice EC2 e l'Euronorma EN 206, prevedono entrambi la possibilità di valutare in alternativa la resistenza caratteristica a compressione sulla base della misura su provini cubici o cilindrici.

Allo scopo di verificare la validità della suddetta relazione per il calcestruzzo leggero, sono state preparate alcune serie di provini i cui risultati sono riportati nelle tabelle seguenti.

Le prove di resistenza a compressione su provini cilindrici sono state eseguite su provini di altezza 30 cm e diametro 15 cm, secondo quanto indicato nella Norma UNI 6130 e UNI 6132. I risultati sono ottenuti come media di quattro misure per ciascun valore. e sono riportati nella tabella seguente:

Tabella 8.2. Risultati di resistenza a compressione su provini cilindrici, fc (N/mm²), per le varie classi di dicalcestruzzo.

Giorni	3	7	28	90
Classe 30	18,5	24,8	31,5	35,2
Classe 35	25,6	30,6	37,4	42,6
Classe 40	33,4	37,5	42,0	45,9

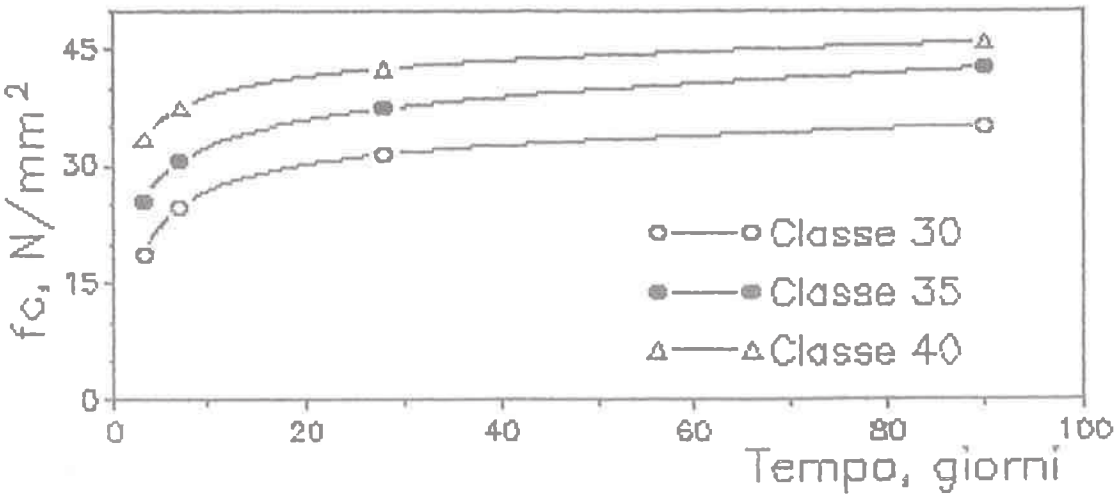


Figura 2 - Resistenza a compressione fc nel tempo, su cilindri

Gli stessi dati sono altresì riportati nel grafico di Fig.2 evidenziando un regolare sviluppo di resistenze fino a 3 mesi di stagionatura.

9.2.2 Valutazione dei risultati

I risultati di resistenza a compressione su cilindri sono stati riportati sul grafico della Fig.3 in funzione della resistenza a compressione su cubi; sullo stesso diagramma è pure riportata la retta avente l'equazione (1) e la retta avente l'equazione:

$$fc = 0{,}87 \cdot Rc - {,}872 \quad N/mm^2$$

determinata applicando il metodo dei minimi quadrati ai valori di resistenza a compressione riportati nelle precedenti tabelle; il coefficiente di correlazione risulta: r = 0,993.

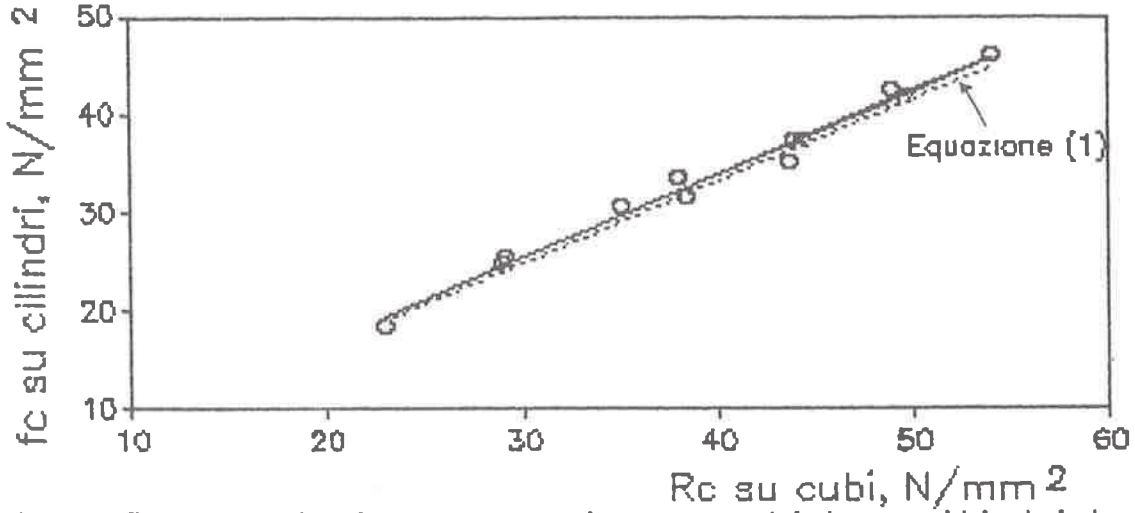


Figura 3 - Correlazione tra resistenze cubiche e cilindriche

Come si vede le due curve sono praticamente coincidenti: perciò, per il calcestruzzo leggero qui esaminato, si può fare senz'altro uso dell'equazione proposta dalla normativa.

9.2.3 Resistenza caratteristica cilindrica

In merito all'attribuzione dei valori di resistenza caratteristica cilindrica, i valori di resistenza media ottenuti suggeriscono di assegnare le tre miscele studiate alle classi di resistenza della seguente tabella; la corrispondenza è la stessa prevista dall'Eurocodice e dalla EN 206.

Tabella 8.3 - Corrispondenza tra le resistenze caratteristiche

Classe di resistenza su cubi	Classe di resistenza su cilindri
30	25
35	30
40	35

10. MODULO ELASTICO SECANTE A COMPRESSIONE

10.1 Modalità di prova e risultati

Le misure di modulo elastico secante a compressione del calcestruzzo leggero Elcm (o modulo di deformazione longitudinale, secondo EC2), sono state eseguite in diversi Laboratori su provini

sottoposti a sforzo di compressione con le modalità indicate dalla UNI 6556, mediante macchine di prova almeno di classe ISO R147.

Per ciascuna prova è stata determinata la deformazione longitudinale di un provino di dimensioni 10 x 10 x 40 cm, mediante estensimetri LVDT aventi una sensibilità di 1/1000 mm, montati su di una base di 100 mm. Sono state eseguite anche misure mediante estensimetri a resistenza (strain-gauges).

Le misure sono state eseguite a 7 e 28 giorni, su tre provini per ciascuna determinazione.

Nella tabella seguente sono riportati i risultati medi ottenuti alle due scadenze di prova, i valori a 28 giorni, evidenziati, sono quelli di cui la Circolare Ministeriale richiede la determinazione diretta.

Tabella 10.1 - Valori del modulo Elcm (UNI 6556, N/mm²)

Classe	30	35	40
7 giorni	16900	18500	19200
28 giorni	**18100**	**20200**	**21600**

10.2 Raffronti con la normativa

I valori ottenuti a 28 giorni sono stati messi a confronto nella tabella 10.2 con quelli che possono essere ricavati con l'equazione proposta dall'Eurocodice EC2:

$$Elcm = 9{,}5 \cdot \eta_1 \cdot (fck+8)^{1/3} \quad , \quad (N/mm^2)$$

in cui $\eta_1 = (\rho / 2400)^2$, ρ è la massa volumica del materiale essiccato a 105°C, fck è la resistenza caratteristica a compressione su cilindri in N/mm².

Nella tabella 10.2 sono pure riportati i valori in KN/mm² ricavati mediante l'equazione proposta dalle Raccomandazioni CEB/FIP:

$$Ec28 = 6000 \sqrt{\rho^3 \cdot fc28} \quad , \quad (Kg/cm^2)$$

in cui fc28 è la resistenza media a compressione a 28 giorni su cilindri in Kg/cm² e ρ è la densità del calcestruzzo in T/m³ del materiale essiccato a 110°C.

In tabella sono infine riportati i valori suggeriti nella proposta AICAP.

Tabella 10.2 - Raffronto tra moduli elastici (KN/mm²)

Classe	Valori sperimentali	Valori EC2	Raccomand. CEB/FIP	Proposta AICAP
30	**18,1**	13,6	19,3	16,0
35	**20,2**	15,0	21.9	17,0
40	**21,6**	16,4	24.5	18,0

L'esame della tabella indica che i valori di Elcm a 28 giorni presentati dai calcestruzzi qui sperimentati (richiesti dalla Circolare Ministeriale per la progettazione), risultano sensibilmente diversi da quelli ricavabili secondo le indicazioni delle Euronorme e della proposta AICAP, ed in discreto accordo con i valori delle Raccomandazioni CEB/FIP.

Nel grafico della fig. 4 sono riportati i valori dei moduli elastici di ciascun provino in funzione della sua resistenza a

compressione misurata nel corso della determinazione delle curve σ/ϵ o di modulo elastico (quindi su provini di forma cilindrica), in diversi laboratori. I punti si riferiscono a provini di varia età e di varia massa volumica e la dispersione risulta notevole: la regressione col metodo dei minimi quadrati eseguita su tutti i dati dà la retta di equazione:

$$Elcm = 7500 + 300 \cdot fc \qquad (N/mm^2)$$

con un'approssimazione di circa ± 2500 N/mm².

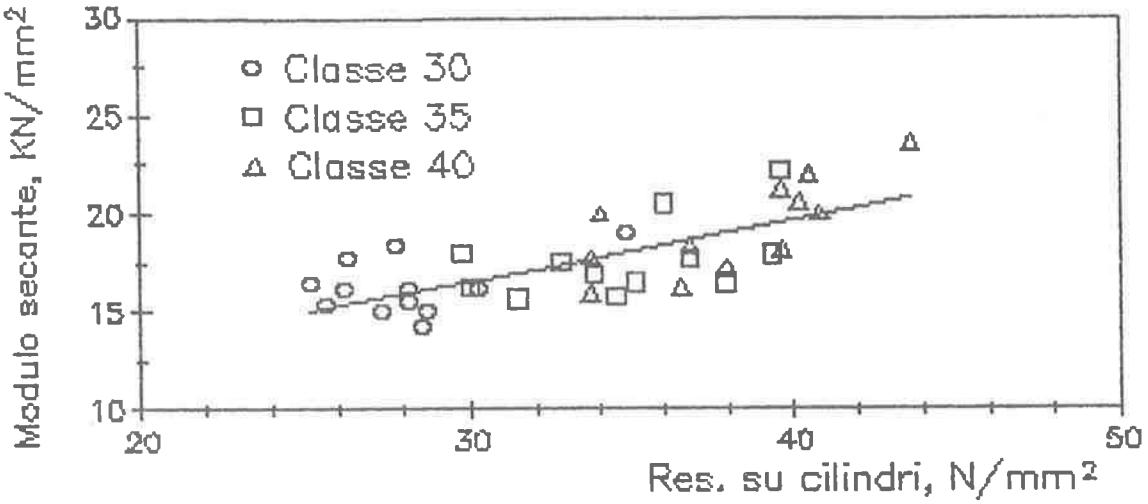


Figura 4 - Correlazione tra resistenza a compressione e modulo elastico su cilindri.

10.3 Modulo elastico dinamico

Oltre alle misure di modulo elastico longitudinale "statico" già descritte, sono state eseguite misure di modulo elastico dinamico, che rivestono interesse nella valutazione del comportamento delle strutture per effetto di sollecitazioni dinamiche.

Allo scopo suddetto si è misurata, mediante un accelerometro posto in direzione parallela a quella di eccitazione, la risposta alla forza armonica applicata da un eccitatore elettrodinamico in grado di generare una forza sinuisoidale di frequenza ed entità regolabile. Con tale dispositivo, si è potuto individuare il valore della frequenza naturale f1 associata al primo modo di deformazione assiale, e quindi il valore del modulo elastico Ed dall'equazione: $Ed=(2 \cdot f1 \cdot l)^2 \cdot \rho$; in cui l è la lunghezza del provino e ρ la densità del materiale.

I valori rilevati su provini prismatici di 10x10x42 cm, che sono riportati nella tabella 10.3, risultano ben corrispondenti a quelli riportati al paragrafo precedente.

Tabella 10.3 - Moduli elastici dinamici

Classe	Ed (N/mm²)
30	18800
35	20100
40	21500

11. COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA

La determinazione del coefficiente di dilatazione termica λ è stata eseguita su prismi di calcestruzzo delle tre classi di

dimensioni 10x10x50 mm maturati 28 giorni in condizioni umide, con le modalità descritte nella Norma americana CRD C 39.

Tabella 11.1 - Coefficienti di dilatazione termica

Classe	λ
Classe 30	$9{,}8.10^{-5}$ $^{o}C^{-1}$
Classe 35	$9{,}7.10^{-5}$ $^{o}C^{-1}$
Classe 40	$9{,}9.10^{-5}$ $^{o}C^{-1}$

Tale Norma prevede la determinazione delle variazioni di lunghezza di un provino mantenuto inzialmente a 20°C e successivamente trasferito e stabilizzato termicamente alla temperatura di 50°C.

I valori ottenuti per i calcestruzzi qui esaminati, riportati in tab. 11.1 risultano in ottimo accordo con le indicazioni delle Norme Tecniche.

12. COEFFICIENTE DI POISSON

I coefficienti di Poisson a compressione ν a 28 giorni delle tre miscele studiate, sono stati determinati su due provini cilindrici Ø 15 x 30 cm per ciascuna classe, misurando le deformazioni laterale e longitudinale mediante strain-gauges disposti a 120° in mezzeria del provino. I carichi applicati erano pari ad 1/3 del carico massimo determinato su provini cilindrici.

I valori medi dei risultati ottenuti sono riportati nella tabella seguente (deformazioni in μm/m).

Tabella 12.1 - Coefficienti di Poisson

Classe	σ (N/mm²)	Deformazione laterale	Deformazione longitudinale	ν
30	11,7	126	603	**0,21**
35	13,0	145	658	**0,22**
40	14,5	152	716	**0,21**

I valori ottenuti risultano leggermente più elevati di quanto previsto dall'Eurocodice, che assume lo stesso valore di 0,2 per il coefficiente di Poisson del calcestruzzo leggero ed ordinario.

13. CURVE TENSIONE/DEFORMAZIONE (σ/ε)

Le curve tensione/deformazione dei calcestruzzi leggeri studiati, sono state ottenute in tre diversi laboratori, impiegando macchine di prova tali da consentire la rilevazione del ramo cadente. Una serie di tali prove è stata eseguita nel corso della realizzazione delle prove di fatica ed i relativi risultati sono commentati in un successivo paragrafo

Le curve ottenute sulle diverse classi di calcestruzzo e a diversi tempi di stagionatura, hanno mostrato differenze apprezzabili solo nei valori di carico massimo raggiunto; sono invece risultate poco significative le differenze riscontrate nella forma delle varie curve e nei valori di deformazione in corrispondenza del carico massimo. Nella figura 5 è riportato un tipico diagramma tensione deformazione per i calcestruzzi qui esaminati.

I risultati ottenuti confermano la differenza nelle curve σ/ε del calcestruzzo ordinario e leggero proposta nel Codice Modello CEB/FIP, che fornisce il diagramma schematico della Fig. 6 ed i valori limite dei parametri delle curve che nella tabella 13.1 sono posti a

confronto con quelli rilevati in questa sperimentazione.

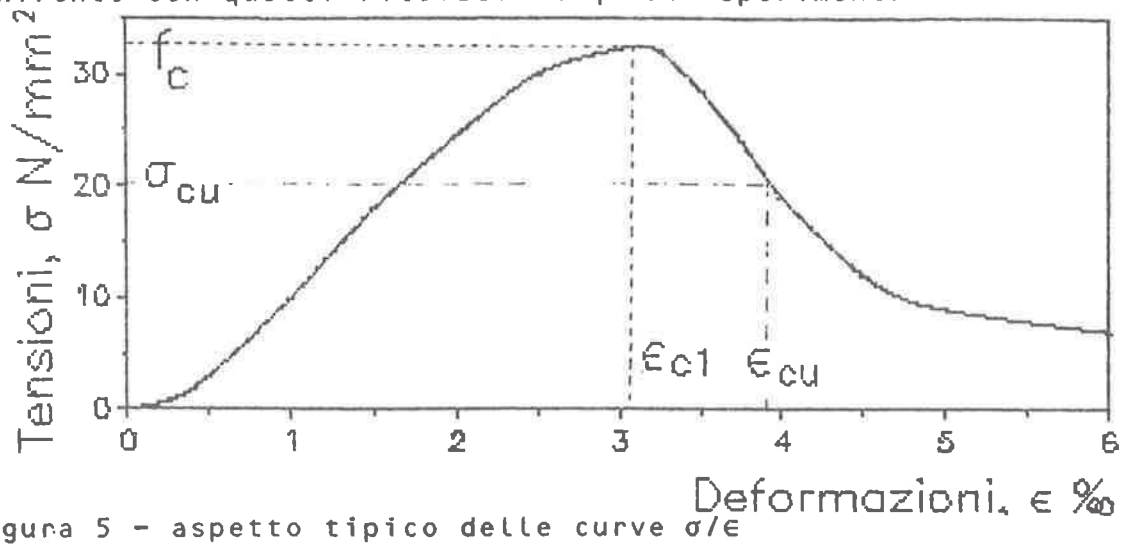


Figura 5 - aspetto tipico delle curve σ/ε

Tabella 13.1 - Parametri limite delle curve σ/ε

Calcestruzzo	εc1	εcu	σcu
Ordinario	> 0,0020	> 0,0035	< 0,75 fcu
"	< 0,0025	< 0,0070	> 0,25 fcu
Leggero	> 0,0030	> 0,0035	< 0,80 fcu
"	< 0,0040	< 0,0055	> 0,30 fcu

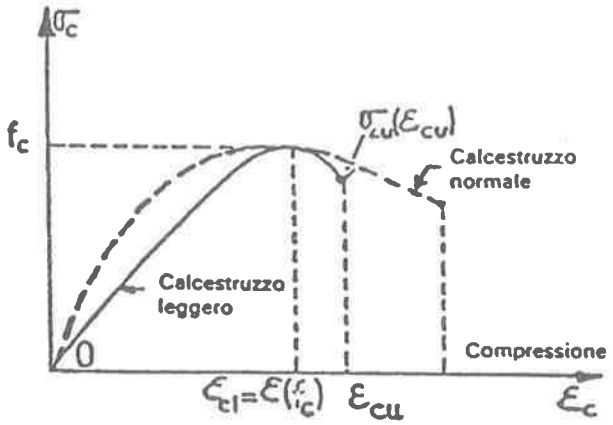


Figura 6 - Curva σ/ε del calcestruzzo ordinario e leggero (FIP/CEB)

14. RESISTENZA A TRAZIONE

14.1 Modalità di prova e risultati

Secondo la citata Circolare Ministeriale, il valore della resistenza a trazione **fctm** del conglomerato leggero deve essere determinato mediante prove sperimentali a trazione semplice, da eseguire con le modalità previste dalla Norma UNI 6135.

Si è pertanto proceduto alla determinazione suddetta, con una macchina che consente un controllo accurato della coassialità delle forze applicate e del parallelismo delle superfici su cui tali forze sono applicate; in mancanza di tali caratteristiche i risultati di prova possono risultare poco significativi.

I risultati ottenuti, relativi alle tre classi di calcestruzzo leggero esaminate, sono riportati in tab. 14.1. Ognuno dei valori riportati nella tabella è la media di quattro determinazioni eseguite su altrettanti provini ottenuti da almeno due impasti diversi maturati in ambiente umido 28 giorni.

I valori della tabella sembrano indicare una sostanziale indipendenza dei valori ottenuti in tali condizioni dalla composizione del materiale: tale risultato è probabilmente da mettere in relazione con la notevole dispersione dei risultati che caratterizza questo tipo di prova.

14.2 Raffronti con la normativa

E' peraltro evidente che non tutti i Laboratori Sperimentali siano dotati di tale apparecchiatura; si è perciò proceduto all'esecuzione (sugli stessi impasti di calcestruzzo, conservati nelle stesse condizioni) delle altre prove di trazione previste dalla UNI citata, di esecuzione molto più semplice. Tali risultati possono essere usati per correlare i valori ricavati con le diverse modalità.

Nella tabella 14.1 sono riportati anche i valori di resistenza di trazione indiretta (o brasiliana) **fcsm**, e di modulo di rottura (o resistenza a trazione per flessione) **fcfm** a 28 giorni; i risultati indicano che la resistenza a trazione semplice è approssimativamente correlabile a quella ottenuta con gli altri procedimenti mediante i seguenti rapporti suggeriti dall'Eurocodice per il calcestruzzo ordinario:

$$fctm = 0,9 \cdot fcsm; \qquad fctm = 0,5 \cdot fcfm.$$

Sembra invece che non sia soddisfacente l'uso della relazione proposta dalla Circolare Ministeriale:

$$fcfm = 1,2\ fctm\ .$$

Osserviamo anche che risultati del tutto accettabili si ottengono dalla relazione proposta dall'Eurocodice tra la resistenza caratteristica cilindrica a compressione e la resistenza a trazione diretta :

$$fctm = 0,3 \cdot fck^{2/3} \cdot (0,3+0,7 \cdot \rho/2400)$$

ρ = massa volumica del calcestruzzo secco a 105°C. I valori **fcEc** calcolati con tale espressione sono pure riportati in tabella 14.1.

Tabella 14.1 - Resistenze a trazione ottenute con vari metodi di prova.

Classe	Rc	fc	fctm	fcfm	fcsm	fcEc
30	46	38	2,3	4,1	2,9	2,0
35	50	41	2,2	4,2	3,3	2,2
40	52	43	2,3	4,0	3,7	2,5

14.2 Correlazione tra resistenza a compressione e a trazione

Parallelamente all'esecuzione delle prove di resistenza a compressione su cubi e cilindri, sono state eseguite anche determinazioni di resistenza a trazione indiretta **fcsm** a vari tempi; i risultati sono riportati nella tabella 14.2 e nel grafico di figura 7.

Ognuno dei valori riportati è la media di quattro determinazioni eseguite su almeno due impasti diversi.

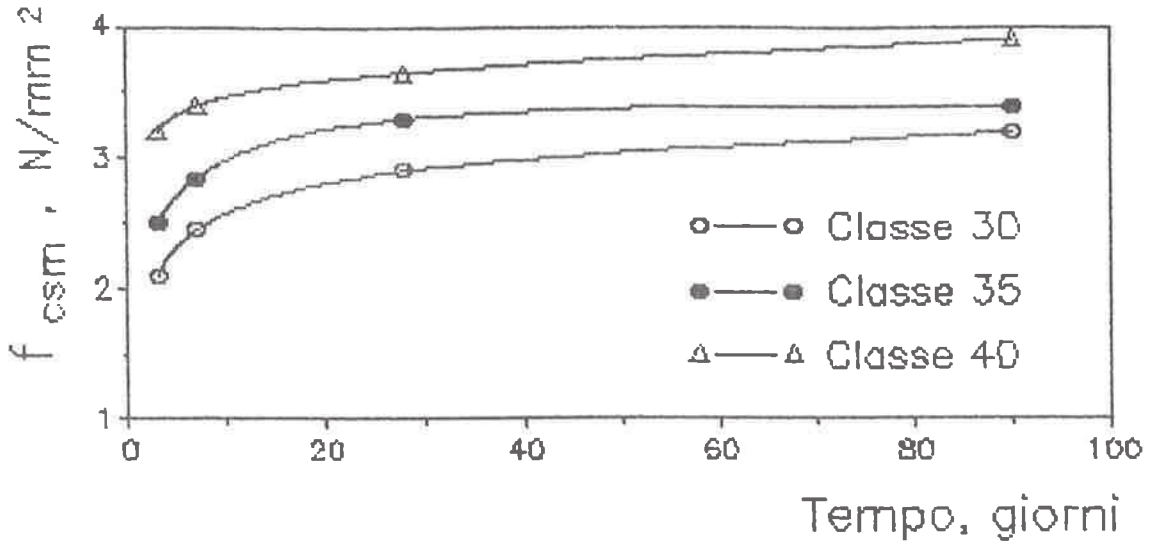


Figura 7 - Resistenza a trazione indiretta (brasiliana) nel tempo

Tabella 14.2 - Resistenza a trazione indiretta nel tempo.

Giorni	3	7	28	90
Classe 30	2,10	2,45	2,90	3,20
Classe 35	2,50	2,85	3,30	3,40
Classe 40	3,20	3,40	3,65	3,90

Nel grafico della figura 8 sono riportati i valori delle resistenze a trazione indiretta in funzione delle resistenze a compressione su cubi. Nello stesso diagramma è altresi tracciata la retta di regressione avente l'equazione :

$$f_{csm} = 0{,}896 + 0{,}057\ Rc \qquad (2)$$

ricavata con il metodo dei minimi quadrati alle due serie di valori (coefficiente di correlazione = 0,87).

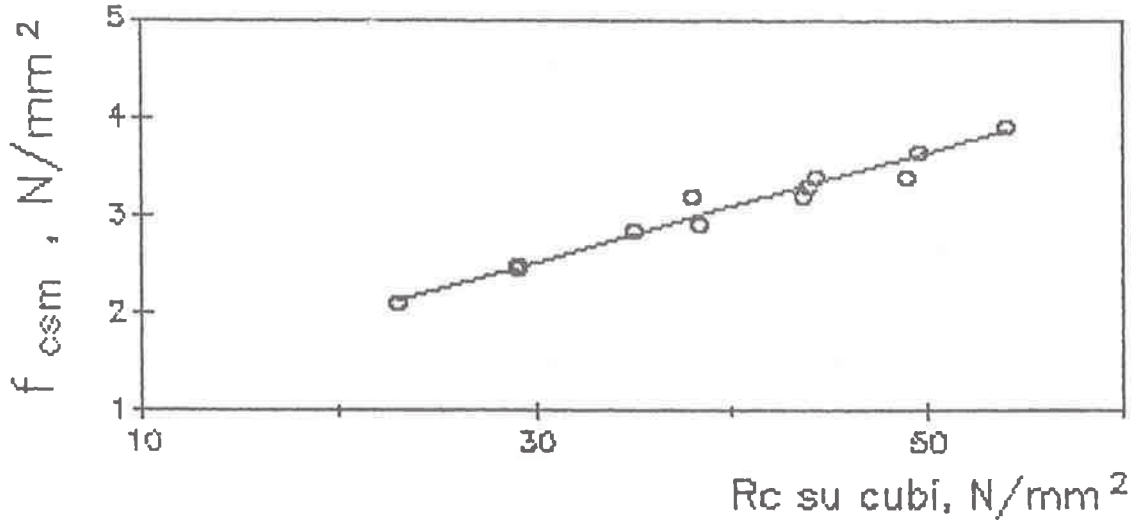


Figura 8 - Correlazione tra resistenza a trazione e a compressione

Tale equazione è in accordo con quanto indicato in letteratura in merito: ad esempio con riferimento al manuale FIP per il calcestruzzo ad aggregato leggero (1983) la curva di correlazione (2) cade approssimativamente tra la curva limite inferiore della correlazione

per i calcestruzzi ordinari e quella limite superiore per i calcestruzzi leggeri, e coincide in modo praticamente esatto con la curva media di correlazione dei calcestruzzi ordinari, di equazione:

$$f_{csm} = 0{,}275 \cdot R_c^{2/3} \qquad N/mm^2 .$$

15. RITIRO

Le misure del ritiro su calcestruzzo leggero ϵ_{lcs} sono state eseguite su prismi di 50 cm di lunghezza, con le modalità indicate nella Norma UNI 6555, consevando per 7 giorni i provini in camera umida e trasferendoli poi in ambiente esterno coperto, a 20 °C in atmosfera ad umidità relativa del 60%.
Nella tabella 15.1 sono raccolti i risultati ottenuti (valori di $\epsilon_{lcs} \cdot 10^3$); l'andamento dei risultati stessi è rappresentato anche sul grafico di figura 9.

Tabella 15.1 - Misure di ritiro ($\epsilon \cdot 10^3$)

Giorni	40	60	165	215	260	365	420	520	630
Cl 30	,020	,080	,300	,360	,420	,450	,460	,480	,480
Cl 35	,020	,080	,310	,380	,440	,480	,490	,510	,520
Cl 40	,040	,110	,370	,430	,490	,520	,530	,540	,540

I risultati ottenuti consentono di rilevare che dopo un anno il ritiro può essere considerato in via di esaurimento. Si può inoltre affermare che i valori di ritiro sono in ottimo accordo con quelli deducibili dalle Norme Tecniche e dalla Circolare Ministeriale in cui il ritiro del calcestruzzo leggero si ottiene moltiplicando per il coefficiente $\eta_1 = 1{,}5$ i valori base del calcestruzzo ordinario ϵ_{cs} (per l'Eurocodice il valore del coefficiente è 1,2).

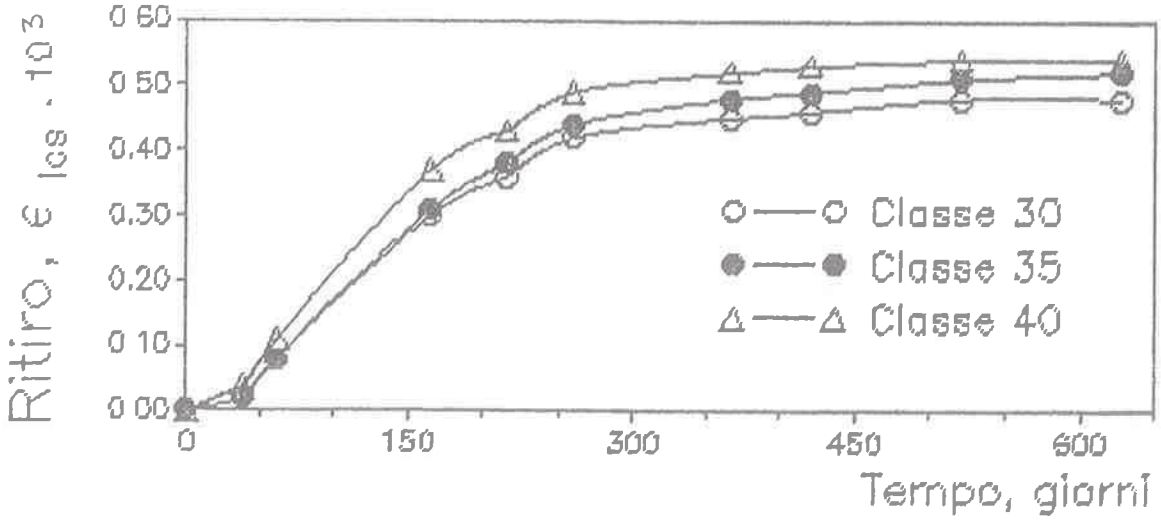


Figura 9 - Andamento del ritiro nel tempo

In particolare, considerando le dimensioni dei provini, le condizioni di maturazione e l'età to del calcestruzzo a partire dalla quale il calcestruzzo stesso si trova in ambiente essiccante, il valore base del ritiro desumibile dalla normativa citata per il calcestruzzo ordinario dovrebbe essere: $\epsilon_{cs}(t_\infty, t_o) \simeq 0{,}4 \cdot 10^{-3}$.

I valori del suddetto coefficiente $\eta 1$, ottenuti dal rapporto tra i valori sperimentali di ritiro finale per il calcestruzzo leggero ed il valore desunto dalla normativa per il calcestruzzo ordinario ($0,4 \cdot 10^{-3}$) risultano perciò dal seguente prospetto:

Tabella 15.2 - Coefficiente di ritiro (valori sperimentali)

Classe	$\eta 1$
30	1,20
35	1,30
40	1,35

Si può in definitiva assumere, per i calcestruzzi leggeri qui studiati, che:

$$\epsilon lcs = \epsilon cs \cdot \eta 1$$

16. DEFORMAZIONE VISCOSA

16.1 Modalità di prova e risultati

Per l'esecuzione delle prove di deformazione viscosa sono stati impiegati provini prismatici aventi lunghezza di 50 cm, assoggettati ad un carico costante di compressione in un ambiente a 20°C e umidità relativa pari al 60%. Per ciascun impasto sono stati impiegati quattro provini, di cui due sono stati caricati dopo sette giorni di maturazione in ambiente umido e due dopo ventotto giorni.I carichi erano ad entrambe le scadenze pari approssimativamente al 30% della resistenza a compressione.

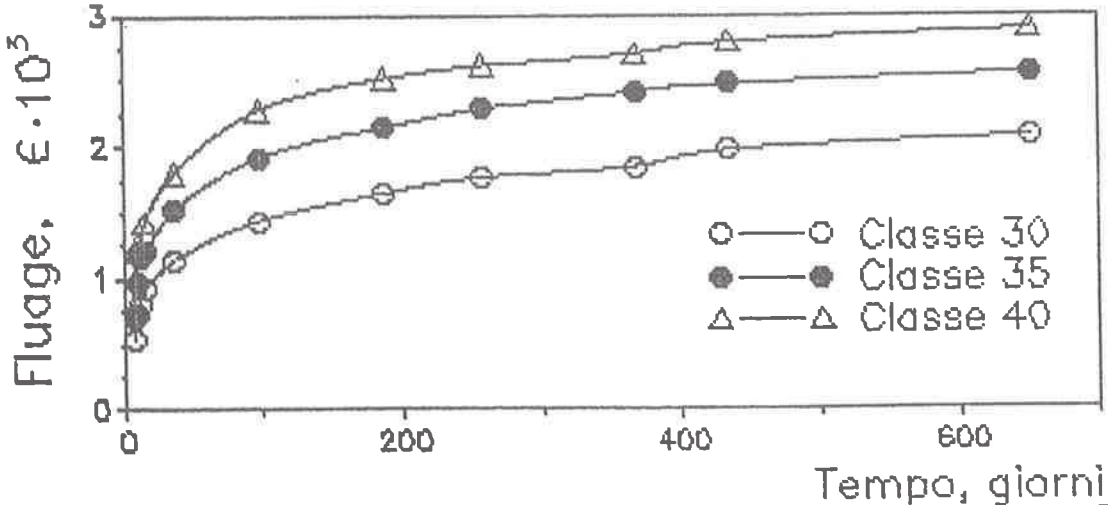


Figura 10 - Deformazioni totali nel tempo, messa in carico a 7 giorni

Le letture sono state eseguite su quattro basi di misura per ciascun provino, applicando carichi permanenti pari a circa un terzo della resistenza caratteristica.

I valori di deformazione viscosa osservati ($\epsilon \cdot 10^3$) sono riportati nella tabella ;l'andamento della deformazione viscosa nel tempo è rappresentato nelle figure 11 e 12. Si può rilevare che il fluage a 2 anni aumenta all'aumentare della classe del calcestruzzo; tale risultato, in accordo con le indicazioni della letteratura, è dovuto al fatto che i provini dei calcestruzzi di classe più elevata contengono più pasta di cemento ed inoltre sono maggiormente caricati. In effetti il confronto tra le deformazioni viscose "specifiche", relative cioè all'unità di carico applicato, indica che

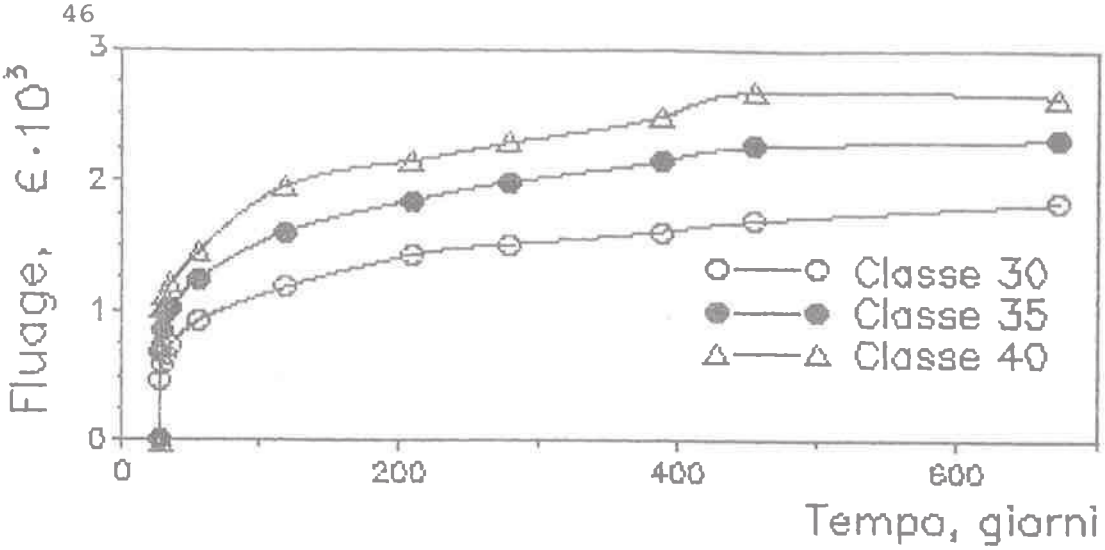


Figura 11 - Deformazioni totali nel tempo, messa in carico a 28 giorni

queste ultime risultano minori per i calcestruzzi delle classi più elevate.

Per un'opportuna lettura dei risultati di fluage, essendo stati mantenuti i provini (non sigillati e quindi in grado di perdere umidità) in ambiente non saturo, è necessario apportare una correzione, detraendo ai valori letti ad ogni stagionatura il corrispondente valore di ritiro.

A tale scopo i valori massimi del fluage osservati a 650 giorni circa, possono essere ridotti di circa $0{,}45 \cdot 10^{-3}$ (per la classe 30) fino a $0{,}55 \cdot 10^{-3}$ (per la classe 40) per tener conto del ritiro.

E' noto che secondo le Norme italiane ed Europee, a meno di determinazioni sperimentali, la deformazione viscosa finale $\epsilon(t_\infty, t_o)$ del calcestruzzo ordinario per un tempo di messa in carico t_o può essere calcolata mediante l'equazione:

$$\epsilon(t_\infty, t_o) = \epsilon_{e28} \cdot \phi(t_\infty, t_o); \qquad \text{in cui:}$$

Tabella 16.1 - Fluage a vari tempi, messa in carico a 7 e 28 giorni, (valori di $\epsilon \cdot 10^3$)

Messa in carico a 7 giorni				Messa in carico a 28 giorni			
Giorni	30	35	40	Giorni	30	35	40
7	,54	,71	,82	28	,46	,67	,79
8	,72	,96	1,22	29	,59	,86	1,02
14	,91	1,20	1,44	35	,73	1,02	1,21
35	1,14	1,52	1,80	56	,92	1,24	1,45
97	1,44	1,92	2,28	118	1,18	1,60	1,96
187	1,65	2,15	2,52	208	1,43	1,85	2,15
367	1,85	2,42	2,71	388	1,61	2,15	2,49
650	2,08	2,56	2,89	671	1,83	2,31	2,64
ϵ_{e28}	,46	,67	,79		,46	,67	,79
ϵ_f	1,09	1,35	1,52		,92	1,14	1,30
ϵ_∞	1,25	1,55	1,75		1,06	1,31	1,49
$\phi=\epsilon_\infty/\epsilon_{e28}$	2,72	2,30	2,21		2,30	1,94	1,88
$\eta_{sp}=\phi/\phi_N$	,80	,68	,65		,82	,69	,67

- $\epsilon e28$ è la deformazione elastica all'atto della applicazione del carico, riferita convenzionalmente al modulo elastico a 28 giorni:

$$\epsilon e28 = \frac{\sigma co}{Ec28}$$

- $\phi(t\infty,to)$ è dato dalla tabella 16.2, ripresa dalle Norme Tecniche, in cui α è la dimensione fittizia del manufatto. Nelle condizioni di prova adottate nella presente sperimentazione, e con le caratteristiche geometriche dei provini impiegati, i valori di $\phi(t\infty,t7)$ e di $\phi(t\infty,t28)$ proposti dalla normativa possono essere assunti pari rispettivamente a 3,4 e 2,8.

Nella normativa attuale non sono date indicazioni in merito alla legge di variazione della deformazione nel tempo nè dell'influenza della composizione del calcestruzzo: indicazioni in proposito vengono fornite dalle Raccomandazioni CEB/FIP.

Tabella 16.2 - Valori di $\phi(t\infty,to)$ dalle Norme tecniche (ØN)

t_0	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ cm	
3 ÷ 7 giorni	2.7	2.1	a) Atmosfera con umidità relativa di circa 75%
8 ÷ 60 »	2.2	1.9	
> 60 »	1.4	1.7	
t_0	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ cm	
3 ÷ 7 giorni	3.8	2.9	b) Atmosfera con umidità relativa di circa 55%
8 ÷ 60 »	3.0	2.5	
> 60 »	1.7	2.0	

Per il calcestruzzo leggero, in mancanza di sperimentazione diretta, l'equazione precedente diventa:

$$\epsilon(t\infty,to) = \epsilon e28 \cdot \phi(t\infty,to) \cdot \eta \cdot \eta_2 \qquad (3)$$

in cui η è un coefficiente che vale 1 per la normativa italiana ed 1,2 per l'Eurocodice; $\eta 2$ è definito: $\eta 2 = (\rho/2400)^2$.

Nella tabella 16.1, oltre ai valori della deformazione totale nel tempo, sono riportati:

- i valori ϵf delle deformazioni finali misurate, depurate dei valori di ritiro precedentemente indicati e della deformazione elastica iniziale,
- i valori $\epsilon\infty$ calcolati incrementando del 15% i valori di ϵf; tale maggiorazione è basata sull'applicazione del fattore $(1-e^{-t})$ desunto dall'edizione delle Norme Tecniche del 1976,
- i valori del rapporto $\phi = \epsilon\infty/\epsilon e28$ tra la deformazione finale e la deformazione elastica a 28 giorni,
- i valori di $\eta sp = \phi/\phi(t\infty,to)$. Tali valori di ηsp sostituiscono nell'equazione (3) il prodotto $\eta \cdot \eta_2$.

I valori sperimentali riportati nella tabella precedente sono leggermente inferiori a quelli calcolabili mediante i coefficienti proposti dalla normativa; si ritiene tuttavia che per la progettazione si possa fare uso dell'equazione:

$$\epsilon(t\infty,to) = \frac{\sigma co}{Elc28} \cdot \phi(t\infty,to) \cdot \eta sp.$$

in cui Elc28 è, come già ricordato il modulo elastico del calcestruzzo leggero a 28 giorni, ηsp è riportato in tabella 16.1 e Ø(t∞,to) è il valore del coefficiente di fluage desunto dalle Norme Tecniche o, preferibilmente dall'Eurocodice EC2 (si veda la tabella 16.3).

Tabella 16.3 - Coefficienti di fluage secondo l'Eurocodice

age at loading t_o (days)	dry atmospheric conditions (Inside) (RH = 50 %) notional size $2A_c/u$ (mm)			humid atmospheric conditions (outside) (RH = 80 %) notional size $2A_c/u$ (mm)		
	50	150	600	50	150	600
1	4.6	4.4	4.0	3.3	3.2	2.9
7	3.9	3.8	3.4	2.7	2.6	2.4
28	3.3	3.2	2.9	2.3	2.2	2.0
90	2.8	2.7	2.5	2.0	1.9	1.7
365	2.4	2.3	2.1	1.7	1.6	1.5

17. ADERENZA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

17.1 Prove di beam-test

Le prove di aderenza ferro-calcestruzzo, sono state condotte a 63 giorni di stagionatura secondo la normativa UNI-CNR 10020, con il metodo detto "beam-test"; la prova ha lo scopo di verificare la qualità dell'aderenza per le barre ad aderenza migliorata; in questo caso si è eseguita per valutare la capacità del calcestruzzo leggero delle diverse classi a sopportare lo sforzo di sfilamento delle barre.

La prova consiste nell'assoggettare a trazione per flessione un provino costituito da un travetto di calcestruzzo, nell'interno del quale è immersa una barra d'armatura. L'applicazione del carico di flessione produce una sollecitazione di sfilamento che consente di rilevare la tensione di aderenza τd.

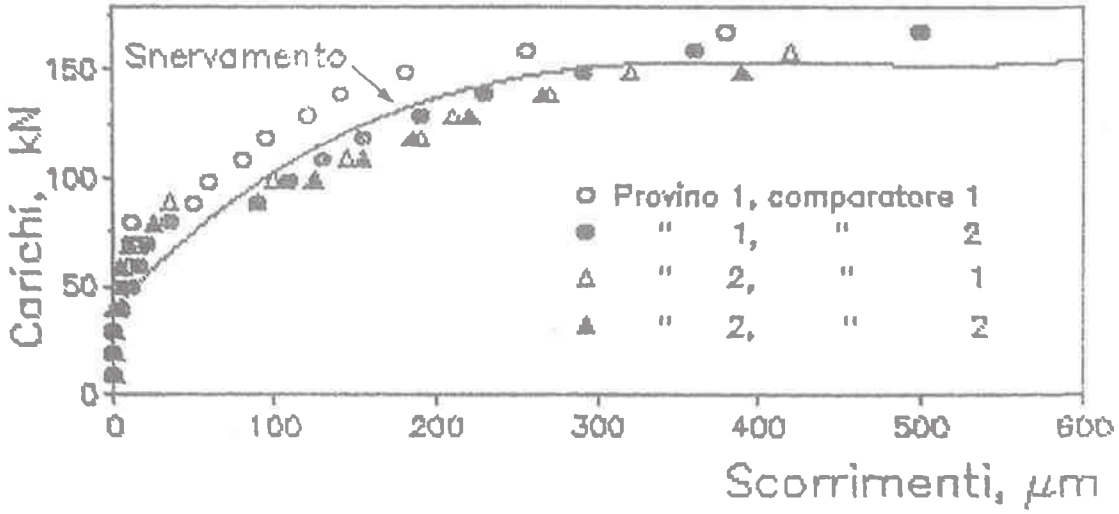


Figura 12 - Prova di aderenza (Beam-test), diagramma tensioni/scorrimenti

Nel grafico della fig. 12 sono riportati i valori dei carichi applicati in funzione degli sfilamenti rilevati per la miscela B con una barra di Ø 22 mm (due provini e due comparatori per provino); per le altre prove eseguite i grafici sono del tutto analoghi. Si può rilevare che lo snervamento della barra avviene in corrispondenza di uno scorrimento limitato e che gli scorrimenti proseguono richiedendo incrementi regolari del carico, indicando l'ottimo comportamento del materiale.

Dai vari diagrammi si ottengono poi la tensione di aderenza massima τr, i valori della τ di aderenza in corrispondenza di vari valori di scorrimento ($\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$ e τ_1) e, mediando tra i precedenti, τm cioè la tensione media di aderenza (che costituisce il risultato della prova), tali valori sono riportati nella tabella 17.1.

Tabella 17.1 - Prove di Beam-test (τd, N/mm²)

Barre Ø (mm)	Classe 30		Classe 35		Classe 40	
	10	22	10	22	10	22
Tensione di aderenza corrispondente agli scorrimenti: 0,01 mm	6,37	5,90	6,00	6,00	5,00	4,20
0,1 mm	11,90	9,60	12,60	10,00	7,30	9,00
τr (Tensione massima)	12,70	13,20	12,80	13,00	(1)	(1)
τm (Tensione media)	**10,30**	**9,56**	**10,47**	**9,66**	**8,80**	**9,10**

(1) Non calcolabile

17.2 Prove di pull-out

Le prove di aderenza sono state condotte anche secondo la norma ASTM 234 con il metodo del Pull-Out, consistente nell'applicare una sollecitazione di trazione ad una barra di acciaio ad aderenza migliorata, registrando il graduale sfilamento della barra (espresso in mm) in funzione del carico applicato, impiegando provini cubici di lato 10 cm, con barra d'acciaio ad aderenza migliorata avente Ø 10 mm.

Tabella 17.2 - Risultati della prova di Pull-out (τp, N/mm²)

Sfilamento (mm)	,005	,01	,10	1,00	2,00	3,00	τp
Classe 30	1,66	2,52	4,18	6,78	5,73	4,91	**3.9**
Classe 35	2,68	3,30	4,92	7,48	5,14	5,53	**4.3**
Classe 40	2,80	3,73	7,33	10,20	9,08	7,46	**7.7**

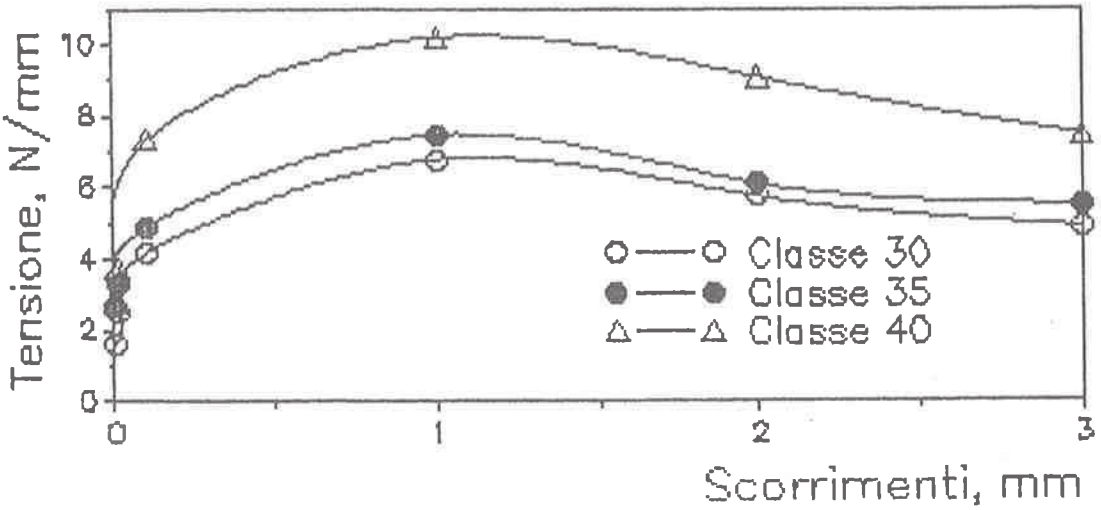


Figura 13 - Prove di Pull-Out, Curva carico/scorrimento

I valori della tensione di aderenza τp misurati col metodo del Pull-out riportati nella tabella 17.2 e nel grafico di figura 13, indicano che i valori di aderenza a 28 gg sono notevolmente elevati e che la tensione massima si osserva in corrispondenza di uno sfilamento

di circa 1 mm, risultando pertanto sensibilmente superiore a quanto indicato in letteratura [cfr manuale FIP citato].

18. MECCANICA DELLA FRATTURA

Lo studio dei parametri che caratterizzano la meccanica della frattura del calcestruzzo, che possono essere utilizzati per la previsione del comportamento del conglomerato a flessione, a trazione, per urto ed a seguito di sollecitazioni di tipo sismico, è stato eseguito applicando il procedimento descritto nella raccomandazione RILEM 50 FMC del Comitato per la meccanica della frattura del calcestruzzo (Materiaux et Constructions, No 106).

Tale metodo prevede l'impiego di provini da 10 x 10 x 84 cm, al centro dei quali è praticato un intaglio prismatico di dimensioni 10 x 5 x 0,8 cm; i provini vengono sollecitati a flessione applicando il carico tra due coltelli distanti 80 cm ed un terzo coltello centrale in corrispondenza dell'intaglio. Durante l'applicazione del carico viene rilevata, mediante opportuna strumentazione, la curva carico/freccia.

Il metodo consente di determinare l'energia della frattura Gf, definita come l'energia occorrente alla formazione di un'area unitaria di fessura.

I valori determinati per il calcestruzzo maturato 28 giorni sono i seguenti:

Classe 30 Gf = 74,7 N/m
Classe 35 Gf = 82,6 N/m
Classe 40 Gf = 99,2 N/m.

Tali valori sono del tutto paragonabili a quelli che possono essere ottenuti con lo stesso metodo di prova da calcestruzzi di massa volumica normale e di resistenza a compressione paragonabile: ad esempio P.E.Petersson (1) trova per calcestruzzi aventi Rc da 38 a 50 N/mm^2, con aggregati costituiti da materiale siliceo, valori di Gf da circa 80 a circa 90 N/m.

19. COMPORTAMENTO A FATICA

Le prove di fatica sono state eseguite su provini cilindrici (altezza 30 cm e diametro 15 cm) delle tre classi esaminate, a 6-7 mesi dalla data di getto.

I provini sono stati sottoposti a ripetizioni di carico in compressione, con frequenza dei cicli variabile da 200 a 500 cicli/minuto, con valore massimo della tensione pari a circa 1/3 di quella di rottura e valore minimo pari ad 1/3 di quello massimo. Il numero di cicli per ciascun campione variava da 500.000 a 3.000.000.

Sui provini, in numero di 12 per ciascuna classe sono stati misurati il peso, la massa volumica secondo UNI 7548 e, dopo un numero variabile di cicli:

- la deformazione a carico nullo ed al carico massimo applicato in ciascun ciclo, a diverso numero di cicli,
- la deformazione dovuta all'applicazione del carico come derivabile per differenza da quelle indicate al paragrafo precedente (per ciascun numero di cicli),
- il valore di un modulo elastico secante istantaneo dopo un determinato numero di cicli,
- il legame tensione deformazione monotonico in compressione.

---

1) P. E. Petersson "Fracture energy of concrete", in Cement and Concrete Research, p 91, 1980

I risultati ottenuti permettono di constatare che il calcestruzzo leggero, assoggettato a sollecitazione di fatica con le modalità delle presenti prove, sopporta fino a 3 milioni di cicli di carico senza risentirne apprezzabilmente. Si osserva infatti che:

- il modulo elastico secante determinato nel corso della prova non varia apprezzabilmente,
- anche la misura della velocità degli ultrasuoni indica che il modulo elastico dinamico del materiale non varia apprezzabilmente a seguito della ripetizione ciclica dei carichi (la variazione è contenuta al di sotto del 3%),
- le curve carico deformazione indicano che il materiale possiede una buona capacità di deformazione plastica, che non viene modificata in modo molto sensibile dall'applicazione dei carichi,
- la deformazione a carico nullo rilevabile dopo la prova di fatica protratta fino a 3 milioni di cicli non supera in nessun caso il valore di 0,35 per mille, e cioè circa la decima parte della deformazione massima a rottura,
- non sono rilevabili, nelle condizioni di prova, apprezzabili inversioni della concavità delle curve σ/ϵ.

Sono in corso ulteriori prove con cicli a minor frequenza aventi anche lo scopo di ricavare diagrammi di Goodman modificati per i calcestruzzi oggetto della presente indagine.

20. CARBONATAZIONE

La penetrazione dell'anidride carbonica dell'aria nei calcestruzzi riduce il valore del pH della pasta di cemento e facilita fenomeni di ossidazione delle armature. La misura della profondità di carbonatazione nel tempo assume pertanto una notevole importanza ai fini della durabilità del calcestruzzo armato.

Per le prove di carbonatazione eseguite con le modalità richieste dalla raccomandazione RILEM CPC 18 sono stati impiegati provini prismatici aventi dimensioni di 10 x 10 x 40 cm, conservati all'ambiente esterno, al coperto.

I provini sono stati sezionati a 28 e a 90 giorni, nebulizzando sulla superficie di frattura appena formata una soluzione di fenolftaleina, in modo da evidenziare lo spessore corticale carbonatato.

Tabella 17. Profondità di carbonatazione a 20 mesi.

Miscela	Carbonatazione (mm)
Classe 30	5
Classe 35	4
Classe 40	2

Per tutti i provini e a scadenze fino ad 1 anno non si è potuta rilevare una profondità apprezzabile di carbonatazione. Alla scadenza di 20 mesi si sono apprezzate le profondità di carbonatazione che risultano dalla tabella 17.1, i quali indicano che il fenomeno varia sensibilmente al variare del tipo di calcestruzzo evidenziando la miglior qualità del calcestruzzo a più basso rapporto acqua/cemento.

E' notevole il fatto che la carbonatazione sia proceduta in modo inapprezzabile nei primi 12 mesi: ciò si può probabilmente mettere in relazione con l'elevato contenuto d'acqua nei provini, inizialmente assorbita nella porosità dei granuli di argilla espansa e solo successivamente persa per migrazione attraverso il calcestruzzo e per evaporazione all'aria.

21. RESISTENZA AL GELO

Per l'esecuzione di queste prove sono stati impiegati provini prismatici aventi dimensioni di 10 x 10x 40 cm in numero di 4 per ciascuna classe di calcestruzzo. Di tali provini uno è stato impiegato per una lettura e controllo della temperatura interna ed esterna del provino durante i cicli, mediante applicazione di due termocoppie, uno è stato mantenuto in ambiente umido a temperatura costante (20°C).

Tabella 20.1 - Variazione del modulo elastico a seguito dei cicli gelo-disgelo

Cicli	Riferimento	Provino 1	Provino 2
0	19050	20410	21060
25	20210	20410	20000
50	19610	20210	19610
75	20000	19420	19420
100	22041	19610	20410
125	19610	20620	20210
150	21230	20090	21850
175	20280	21230	21230
200	20090	19400	19740
225	20840	19570	19740
250	20840	21430	21850
275	20840	19070	21640
300	21230	20460	21230

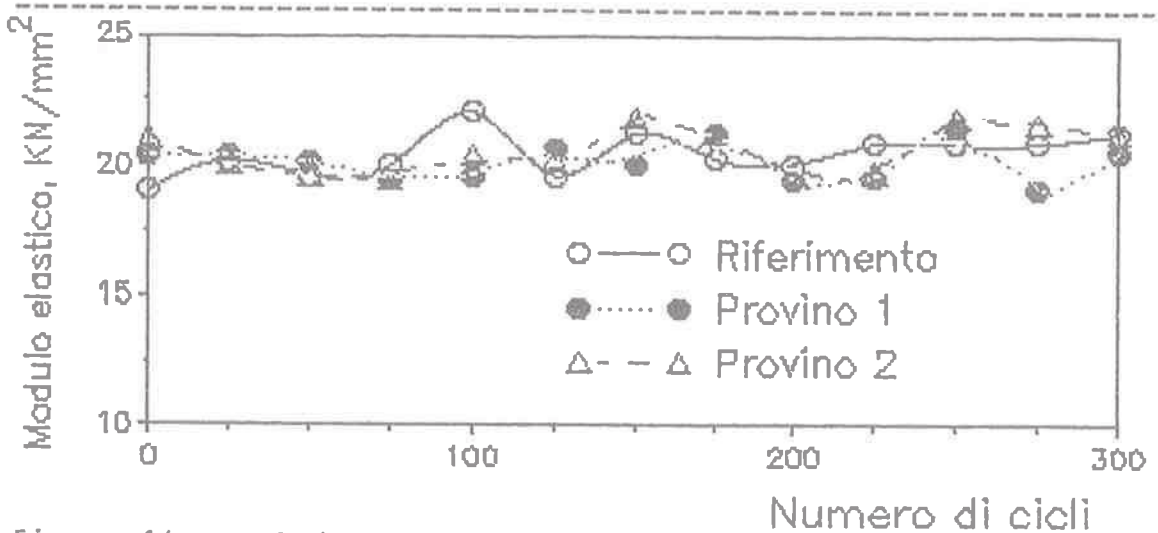


Figura 14 - Andamento del modulo elastico in funzione del numero di cicli

I provini sono stati sottoposti a cicli termici tra le temperature di + 5 e - 25 °C. Periodicamente si è interrotta l'esecuzione dei cicli e si è proceduto alla determinazione del modulo elastico mediante rilevamento con strain-gauges della deformazione sotto carico.

I risultati ottenuti sono riportati nella tabella 18.2 e nel grafico, limitatamente ad una sola delle tre classi di calcestruzzo

esaminate (Classe 35), in quanto i risultati delle altre sono molto simili. I valori di modulo elastico riscontrati indicano, pur evidenziando una apprezzabile dispersione dei risultati della misura del valore del modulo (peraltro già rilevata), che anche per un numero elevato di cicli (fino a 300 cicli) l'effetto del trattamento risulta molto contenuto, e confermano l'ottima resistenza al gelo dei calcestruzzi leggeri riportata in letteratura.

22. PERMEABILITA'

Per la prova di permeabilità sono stati impiegati provini cubici da 15 cm di lato, la cui superficie superiore ed inferiore sono state ravvivate eliminando la pasta di cemento superficiale e le cui facce laterali sono state impermeabilizzate con resina epossidica.

I provini, dopo 28 giorni di maturazione, sono stati assoggettati alle seguenti pressioni piezometriche:

- 48 ore a 5 atm,
- 48 ore a 10 atm,
- 120 ore a 20 atm.

Ad eccezione della classe 30, non si è riscontrata nessuna permeazione sui provini esaminati; si può pertanto dedurne che la permeabilità (coefficiente di Darcy) è inferiore a 10^{-11} cm/sec.

Quanto alla classe 30 si è riscontrata permeazione solo a 20 atmosfere: i dati ottenuti mostrano che il coefficiente di permeabilità medio su quattro provini esaminati è pari a $6{,}5 \cdot 10^{-11}$.

Tenendo presente la Norma ISO 7031, (secondo la quale il calcestruzzo risulta di sufficiente impermeabilità ai fini della durabilità se la massima penetrazione dell'acqua risulta minore di 50 mm e se la penetrazione media risulta minore di 20 mm) si è poi provveduto alla valutazione visiva della penetrazione d'acqua nei provini suddetti, riscontrando una penetrazione non superiore in ogni caso a 20 mm (salvo per la classe 30).

23. CONCLUSIONI

Il complesso dei risultati sperimentali ottenuti indica che i calcestruzzi leggeri esaminati nel corso della presente sperimentazione:

- presentano caratteristiche meccaniche e proprietà attinenti alla durabilità delle opere tali da renderli perfettamente adatti all'impiego come calcestruzzi strutturali.
- Il complesso delle proprietà non risulta in genere molto diverso da quanto ricavabile applicando le indicazioni delle norme Tecniche oppure dalle normative internazionali qui considerate.
- I risultati ottenuti su impasti confezionati in diversi laboratori sono del tutto congruenti e confermano la possibilità di utilizzare i dati della presente sperimentazione per la progettazione, a patto di impiegare le stesse classi di calcestruzzo e gli stessi aggregati qui utilizzati.

RINGRAZIAMENTI

L'autore desidera ringraziare per gli utili suggerimenti e discussioni il Prof. R. Calzona, il Dr. L. Cussino, il Prof. G. Pizzetti e l'Ing. V. Volta. Ringraziamenti sono altresi dovuti per il supporto finanziario ed organizzativo a:
Soc. SMAE,
Centro Ricerche UNICEM,
Laboratorio Prove Materiali e Strutture Calcestruzzi SpA.

Le prove sono state eseguite presso i Laboratori ora citati ed i seguenti:

- Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Roma "la Sapienza",
- Dipartimento di Ingegneria Strutturale del Politecnico di Torino,
- Istituto di Scienza delle Costruzioni della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bologna,
- Istituto di Scienza delle Costruzioni, Istituto Universitario di Architettura di Venezia,
- ISMES di Bergamo,
- Istituto di Ricerche e Collaudi M.Masini di Milano.

Tabella 23.1 - LE PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO LEGGERO

Classe		30	35	40
Composizione del calcestruzzo				
Cemento	(Kg/m³)	330	395	490
Sabbia normale	(kg/m³)	675	690	680
T6 - 3/8	(Kg/m³)	370	335	300
T6 - 8/12	(Kg/m³)	145	130	115
Additivo	(Litri/100 Kg di cemento)	,50	,40	,40
Rapporto A/C efficace		,55	,48	,40
Consistenza	(cm)	11	14	15
Proprietà del calcestruzzo				
Massa volumica del calcestruzzo fresco o	(Kg/m³)	1720	1760	1800
" a 28 giorni	(Kg/m³)	1640	1680	1720
" del calcestruzzo armato	(Kg/m³)	1740	1780	1820
Resistenza cubica media a 28 giorni, Rm	(N/mm²)	38,4	43,9	49,6
Resistenza cubica caratteristica Rck,	(N/mm²)	30	35	40
Resist. cilindrica media a 28 giorni, fc	(N/mm²)	31,5	37,4	42
Resist. cilindrica caratteristica, fck	(N/mm²)	25	30	35
Correlazione resistenza cubi-cilindri:		fc = Rc - 0,83		
Modulo elastico secante a compress. a 28 gg, Elcm,	(N/mm²)	17800	20200	21600
Correlazione tra resistenza cilindrica e modulo elastico:		Elcm = 7500 + 300·fc		
Coefficiente di Poisson, ν		,21	,22	,21
Resistenza a trazione diretta fctm	(N/mm²)	2,30	2,20	2,30
Correlazione tra fctm e brasiliana fcsm	(N/mm²):	fctm = 0.9 fcsm		
Correlazione tra resistenza a trazione brasiliana ed Rc:		fcts = 0.896 + 0,057 Rc		
Correlazione tra il ritiro del calc. ordinario e leggero:		$\epsilon_{lcs} = \epsilon_{cs} \cdot \eta_1$		
η_1		1,20	1,30	1,35
Fluage del calcestruzzo		$\epsilon(t_\infty,t_0) = \frac{\sigma_{co}}{E_{lc28}} \cdot \theta(t_\infty,t_0) \cdot \eta_{sp}$		
Coefficiente η sperimentale, η_{sp}		,81	,69	,66
Coefficiente di dilatazione termica, λ	$\cdot 10^{-5}$ (°C^{-1})	9,8	9,7	9,9
Energia per la frattura, Gf.	N/m	74.7	82.6	99.2
Permeabilità all'acqua, coeff. di Darcy	(cm/s·10^{-11})	6,50	<1	<1

IL FATTORE DI STRUTTURA NEI TELAI IN CALCESTRUZZO NORMALE E ALLEGGERITO

BAGGIO Carlo

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Facoltà di Architettura dell'Università di Roma "La Sapienza"

IL FATTORE DI STRUTTURA NEI TELAI IN CALCESTRUZZO NORMALE E ALLEGGERITO

Carlo BAGGIO

Dipartimento di Ingegneria strutturale e Geotecnica
Università La Sapienza
ROMA

SOMMARIO

Nel presente lavoro si indaga come il variare di alcuni parametri, fra i quali il numero dei piani e l'entità del carico assiale influenzino il comportamento di un telaio modello in regime dinamico. Si conclude con osservazioni riguardo alla richiesta di duttilità negli elementi strutturali e nella validità di criteri di progettazione che impongano sovraresistenze alle sezioni dei pilastri.

SUMMARY

Influence of vertical loading and number of storeys on the dynamic behaviour of r.c. model frames is analyzed. Conclusions are drawn about the ductility demand in the structural elements. Some observations are also made on the validity of design criteria tending to impose over-strengths to columns sections.

INTRODUZIONE

Nella proposta di norme CNR-GNDT (I) per le costruzioni in zone sismiche, accanto alla analisi dinamica, è consentito il calcolo della risposta strutturale mediante il metodo agli stati limite e analisi modale con spettro di risposta e mediante il metodo dell'analisi statica equivalente.
Escluso il caso dell'analisi dinamica diretta, negli altri casi la progettazione risulterà convenzionalmente incentrata sul comportamento della struttura in campo elastico, e sulla sua resistenza al limite di questo. Il comportamento dinamico sotto l'azione di un importante input sismico, necessariamente non lineare, non verrà normalmente esplorato dal progettista, ma coperto nei confronti della sicurezza rispetto agli stati di danno e rispetto al collasso, dal fattore di struttura K.
Intento del presente lavoro è quello di indagare come il variare di alcuni parametri (il numero dei piani ed il carico assiale, principalmente) influenzino il comportamento post-elastico di un telaio modello convenzionalmente progettato, sottoposto ad azione dinamica.
La disponibilità dei risultati di prove sperimentali (II) sul comportamento ciclico di pilastri in calcestruzzo normale, (CA) e alleggerito, (CLS), di sezione 25 x 25 cm ha permesso di definire con precisione i dati di ingresso per un programma di analisi

non-lineare al passo, come il ben noto DRAIN-2D (III).
La scelta di utilizzare i dati disponibili dalle prove, quindi la sola sezione 25 x 25, è limitante solo in apparenza; contringe l'analisi nell'ambito di un telaio piano 'modello', più che di un edificio reale, ma conduce più direttamente allo scopo, riducendo le variabili di progetto.

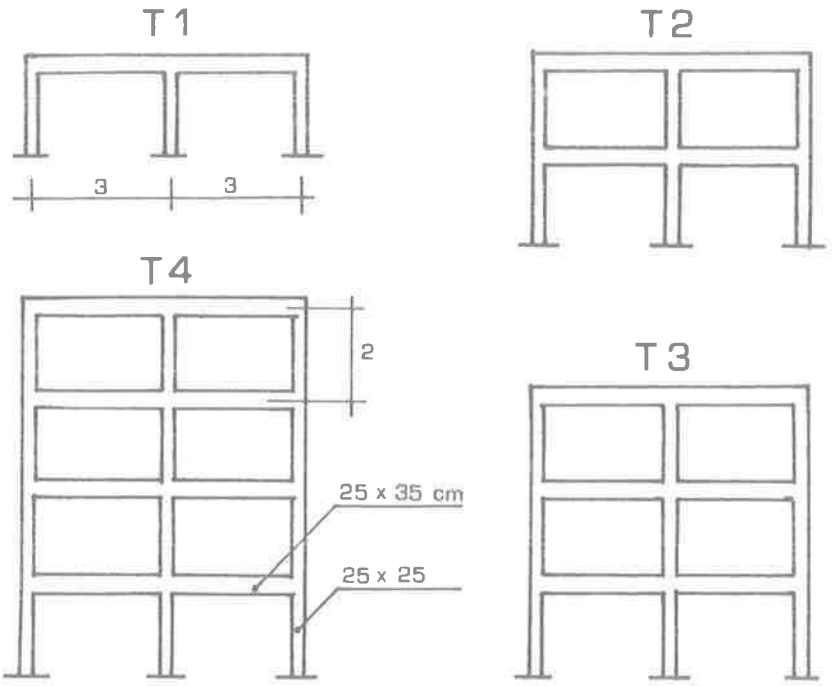


Fig. 1 - Telai modello analizzati

IL TELAIO MODELLO

Nella prima parte del presente lavoro si sono analizzati i telai presentati in fig. 1, tutti dello stesso numero di campate e con lo stesso interasse dei pilastri, ad uno, due, tre e quattro piani. La sezione trasversale e le armature dei pilastri sono quelle dei campioni sperimentati, e così i carichi assiali.
Si segua come esemplificazione il caso del telaio a 4 piani (telaio T4). Il carico assiale applicato al piede del pilastro centrale, normalmente più caricato, corrisponde ad uno sforzo normale ridotto $n = N/A_c \cdot R_b = 0.16$. La resistenza R_b del calcestruzzo è quella media risultata nelle prove citate. Sui pilastri laterali è stato applicato un carico verticale pari a $n = 0.08$.
Le masse, distribuite in misura eguale ai diversi orizzontamenti sono applicate ai nodi di ogni livello in modo congruente ai diversi carichi assiali assegnati ai pilastri.
L'analisi con lo spettro di risposta (tipo S_1 della proposta di norma) ha come unica variabile l'accelerazione di picco: per un

certo valore di questa, la massima sollecitazione flettente al piede del pilastro centrale eguaglia il momento ultimo, M_{up}, del pilastro ricavato dalla prova (fig.2). Il picco di accelerazione corrispondente, A, può essere assunto come accelerazione allo snervamento, e verrà indicato con A_y. Gli altri telai, ad uno, due e tre piani sono 'progettati' allo stesso modo, riducendo le masse applicate per ottenere la stessa sollecitazione massima M_{up} in corrispondenza del medesimo valore della accelerazione di picco A_y, determinato per il telaio T4.

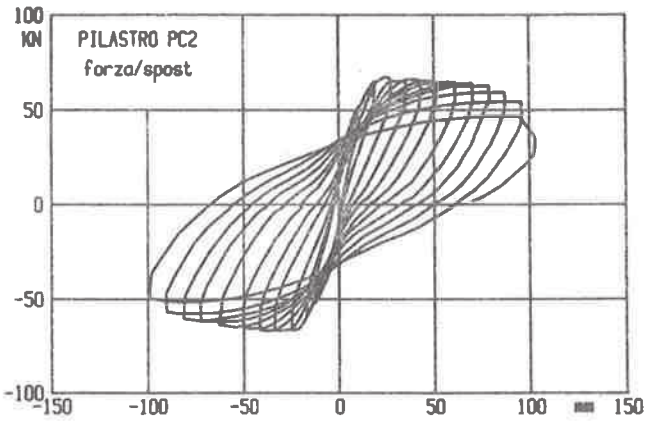


Fig.2 - Diagramma F-δ sperimentale.

L'ANALISI DINAMICA

L'analisi dinamica al passo è stata eseguita più volte per tutti i telai, con lo stesso accelerogramma di fig. 3, scalandone di volta in volta la massima accelerazione. L'accelerogramma, della durata di 20 sec., è un accelerogramma simulato generato come indicato in (IV), e il cui spettro elastico è congruente con quello utilizzato per il progetto.
Nel calcolo, gli elementi pilastro sono modellati come elasto-perfettamente plastici, in cui il dominio M-N di fig. 4

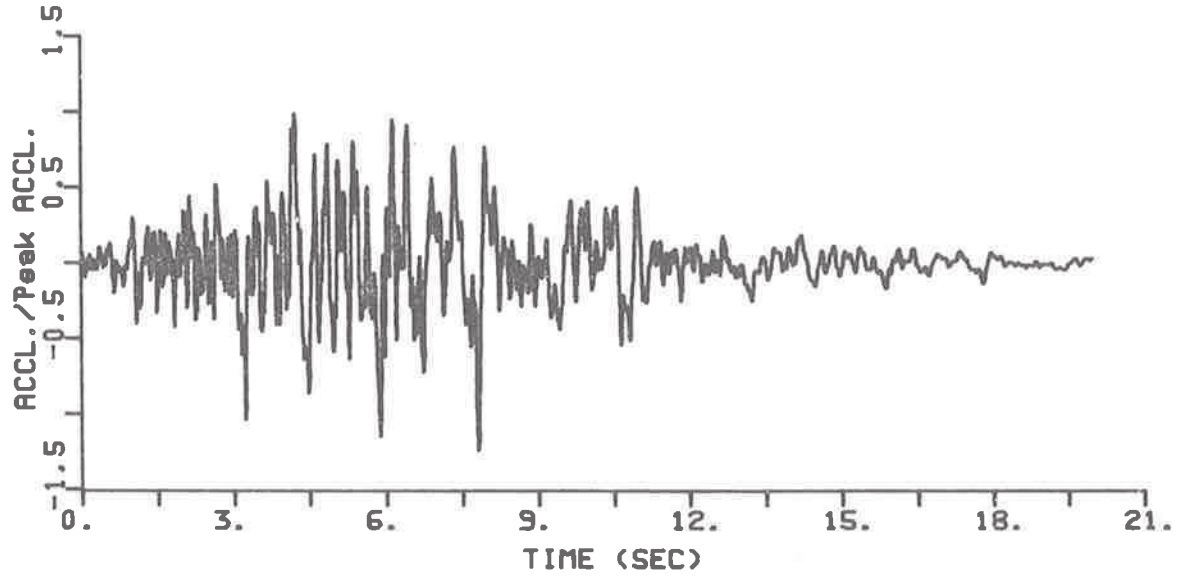


Fig. 3 - Accelerogramma simulato utilizzato nell'analisi.

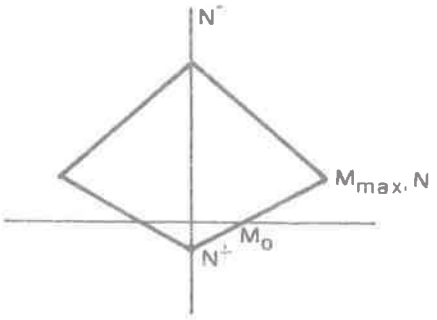


Fig.4 - Dominio M-N utilizzato per i pilastri.

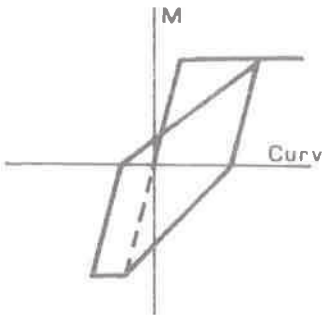


Fig.5 - Diagramma M,χ tipo Takeda.

definisce le situazioni elastiche (sollecitazioni all'interno del dominio) e le escursioni in campo plastico (sollecitazioni al confine del dominio). I valori che definiscono il dominio, desunti dalle prove, sono diversi per il pilastro centrale e per quelli laterali.
Le cerniere degli elementi trave rispondono con un comportamento tipo Takeda (fig. 5) in cui l'incrudimento è stato assunto pari all'1%.
Per impedire che si verifichino plasticizzazioni nelle sezioni dei pilastri prima che nelle travi la somma dei momenti di plasticizzazione delle travi concorrenti in un nodo, ΣM_{ut}, è assunta uguale a $0.9 \cdot \Sigma M_{up}$, dove ΣM_{up} è la somma dei momenti di plasticizzazione delle sezioni dei pilastri concorrenti nello stesso nodo, in assenza di carico assiale. Ciò determina i valori M_{ut} adottati per le travi nel modello Takeda.
Si ritiene qui che il giudizio sul comportamento post-elastico della struttura modello possa darsi cogliendo pochi parametri essenziali quali lo spostamento massimo interpiano che avverrà ad un certo istante (o passo di calcolo) t, ed il corrispondente taglio totale alla base, T. L'uno permette di definire le situazioni di danno, o collasso, della struttura con riferimento ai dati sperimentali, l'altro la stabilità della resistenza esibita.
Il riferimento puntuale alle duttilità disponibili μ_d, riscontrate in prova può farsi più agevolmente mediante il controllo della rotazione plastica dei pilastri all'istante t. Facendo riferimento ai risultati sperimentali di cui un esempio è riprodotto in fig.2, detto δ_{max} lo spostamento massimo per ogni ciclo di carico, δ_g lo spostamento al punto di ginocchio del diagramma inviluppo (che può essere assunto quale spostamento al limite elastico), H = 136 cm l'altezza del pilastro di prova, si può affermare che la corrispondente rotazione plastica θ_p risulti:

$$\theta_p \cong \frac{\delta_{max} - \delta_g}{H}$$

Ciò permette un immediato confronto tra le rotazioni plastiche calcolate dal programma, e quelle sperimentali.

RISULTATI DELL'ANALISI DINAMICA

I risultati della analisi dinamica sono condensati in fig. 6. In ascissa è riportata l'accelerazione di picco dell'accelerogramma, in termini adimensionali, rapportata dunque al valore di A_y, che risulta, nell'analisi al passo, praticamente uguale per tutti i telai. Le ordinate positive (fig. 6a) rappresentano il valore del taglio totale T alla base dei pilastri, elaborato rispetto all'uscita del programma, per tenere conto dell'effetto P-δ.
Si può osservare che il taglio resistente alla base, al crescere della accelerazione, mantiene un valore molto stabile per tutti i quattro casi. Il telaio modello è infatti correttamente progettato e ciò produce la formazione di cerniere plastiche, nelle travi, ben prima che nei pilastri. La plasticizzazione nei pilastri avviene per gradi, prima nel pilastro laterale soggetto a decompressione per effetto della azione di ribaltamento indotta dalle forze orizzontali, poi nel pilastro laterale opposto ed infine nel pilastro centrale; questo infatti è più lontano dalla condizione di plasticizzazione a causa del maggior carico assiale in esso presente e risulta di solito ancora in fase elastica per valori di A/A_y pari a circa 2.

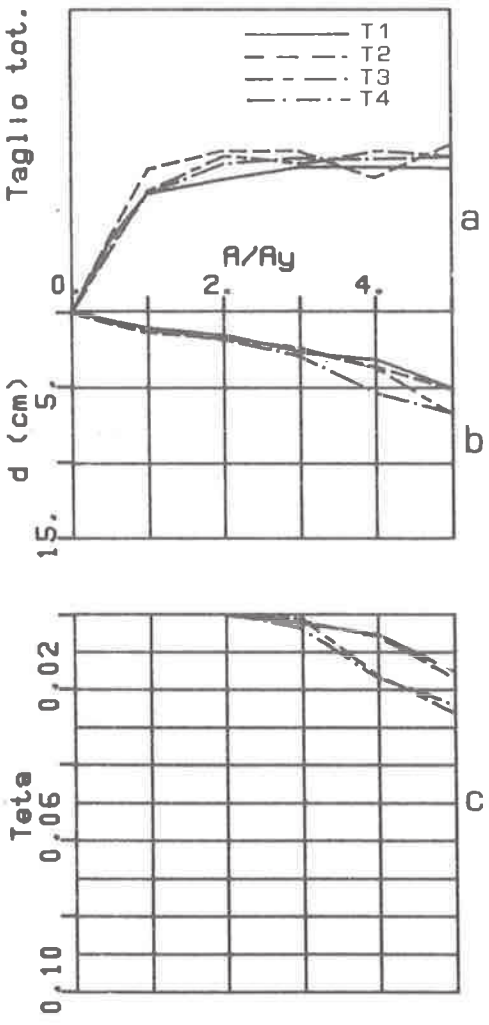
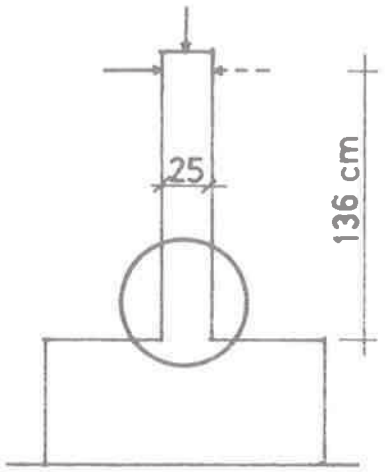
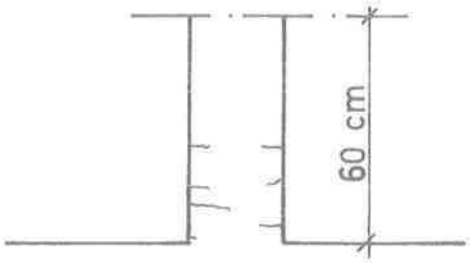


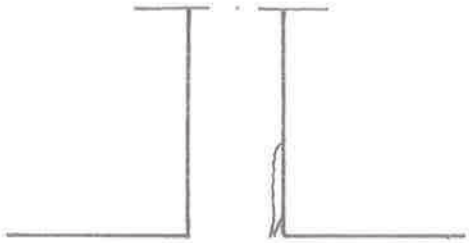
Fig. 6 - Risultati della analisi per il 1° modello.

Si osservi ora, ai fini della valutazione del danno strutturale l'andamento delle rotazioni plastiche al piede del pilastro centrale del primo ordine, diagrammato in fig. 6c per i quattro telai; la scelta del pilastro centrale è motivata dall'osservazione sperimentale che gli elementi soggetti a maggior sforzo assiale subiscono danni più importanti rispetto a quelli meno caricati, a parità di duttilità richiesta.
Si osservi insieme al diagramma di fig. 6c anche la fig. 7: in essa sono riportati in modo schematico i danni rilevati nei pilastri di prova, in CA e CLS, per alcuni livelli della rotazione plastica. Semplificando può dirsi che la soglia del danno visibile, ma lieve, sia rappresentata da $\theta_p \cong 0.018$ per entrambi i pilastri (in CA e in CLS), la soglia del danno consistente e tale da richiedere riparazioni strutturali $\theta_p \cong 0.021$ per il pilastro in CLS e $\theta_p \cong 0.03$ per il CA, il valore di collasso (o che può ritenersi tale a causa della gravità del danno) $\theta_p \cong 0.049$ per il CLS e $\theta_p \cong 0.041$ per il CA. E' immediato concludere che i telai T1 e T2 si trovano per $A/A_y = 5$ intorno alla soglia del danno lieve ed i telai T3 e T4 intorno alla soglia del danno consistente, ma ben lontani dal collasso.
Occorre ancora esaminare il diagramma

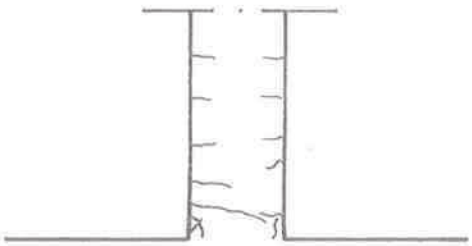




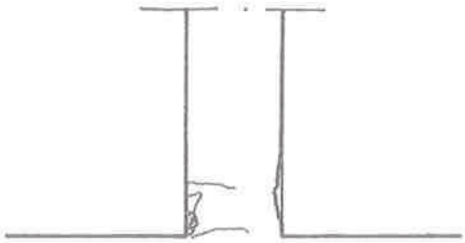
4° ciclo - $\theta_p \cong 0.018$
danno lieve.



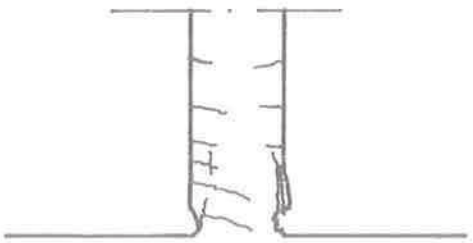
2° ciclo - $\theta_p \cong 0.018$
danno lieve.



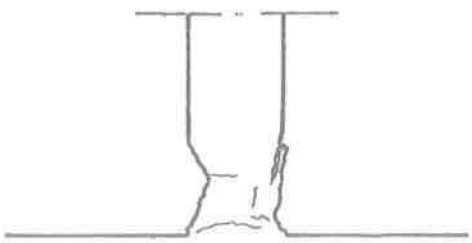
6° ciclo - $\theta_p \cong 0.030$
danno medio.



4° ciclo - $\theta_p \cong 0.021$
danno medio.



8° ciclo - $\theta_p \cong 0.041$
danno grave.



7° ciclo - $\theta_p \cong 0.049$
danno grave.

Fig. 7 - Descrizione schematica degli stati di danno osservati in prova e corrispondenti rotazioni plastiche nei pilastri in calcestruzzo normale (a sinistra) e alleggerito (a destra) per $n = N/A_c R_b = 0.16$.

di fig. 6b in cui sono riportati gli spostamenti relativi massimi dei telai tra il primo livello ed il suolo. Ciò permetterà una valutazione sull'entità del danno non strutturale, valutazione peraltro richiesta dalla proposta di normativa in oggetto.
Si noterà come in corrispondenza della accelerazione di snervamento A_y i quattro telai (la cui altezza di interpiano H_{ip} è uguale a 2 m) subiscano uno spostamento relativo δ_r intorno a 1.2 cm, da cui: $\delta_r/H = 0.006$.
Si avrebbe quindi una situazione di danno per i materiali di tamponamento aderenti alla struttura; inoltre si evidenzierebbero spostamenti relativi di 2 cm ove il telaio fosse chiamato a sopportare picchi di accelerazione anche solo una volta superiori al quello che produce lo snervamento. Passaggi di confronto appositamente eseguiti con il medesimo programma DRAIN-2D, con travi assunte indefinitamente elastiche, hanno mostrato spostamenti relativi massimi, δ_r, , superiori di appena il 15% a quelli diagrammati in fig. 6b.
Si conclude che, per il modello esaminato, il danno non strutturale è prevalente rispetto al danno strutturale: per il rapporto A/A_y =5 che rappresenta implicitamente un coefficiente di struttura K=5 il danno non strutturale a tramezzi ed impianti sarebbe tale da aver virtualmente distrutto l'edificio, almeno come bene economico, mentre una metà della duttilità disponibile negli elementi strutturali resterebbe inutilizzata.

ANALISI DINAMICA DI UN SECONDO TELAIO MODELLO

Nella seconda parte del lavoro si è analizzato un secondo telaio modello (fig. 8) ad uno, due e tre livelli, per indagare il comportamento dinamico di strutture sottoposte a carichi assiali più gravosi.
Il carico assegnato è tale che lo sforzo normale ridotto, n, risulta al piede dei pilastri laterali uguale a 0.16 mentre al piede del pilastro centrale n=0.25. Anche per tale valore di n si hanno infatti a disposizione i risultati delle prove sperimentali (II). A differenza del primo telaio modello qui le masse non sono scalate ma assegnate in congruenza con il carico verticale; dunque la massa totale è uguale per tutti i tre telai. La scelta di una altezza di interpiano ridotta, H_{ip} =1.5 m., consegue dalla

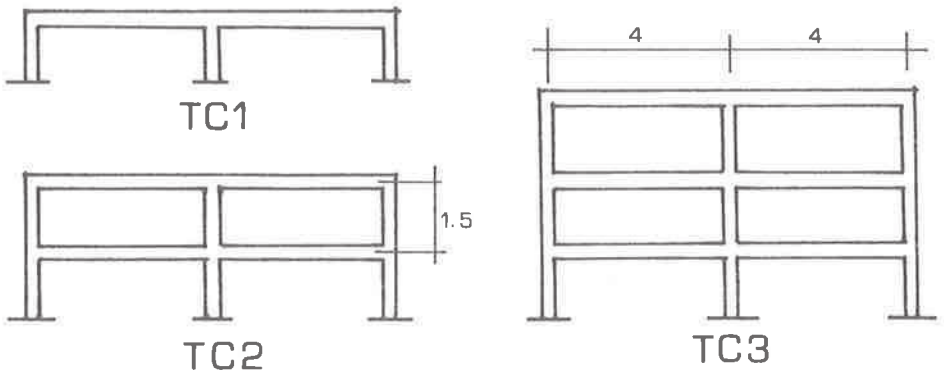


Fig. 8 - 2° telaio modello.

necessità di mantenere il periodo fondamentale del telaio vicino ai valori che danno le massime amplificazioni nello spettro di risposta.
L'altra differenza molto importante, rispetto al primo caso, consiste nella assunzione delle travi come indefinitamente elastiche. In conseguenza le cerniere plastiche possono formarsi solo alle estremità dei pilastri.

RISULTATI DELL'ANALISI PER IL SECONDO MODELLO

I risultati sono diagrammati in fig. 9 analogamente a quelli per il primo modello.
Non interessa qui entrare nel dettaglio ma osservare le differenze salienti nel comportamento dinamico.
Appare evidente l'influenza dell'effetto P-δ nel ridurre bruscamente il valore del taglio totale alla base per modesti valori del rapporto A/A_y.
Se si osservano le rotazioni plastiche del pilastro centrale diagrammate in fig. 9c si nota che il telaio ad un piano, TC1, è vicino al collasso per A/A_y=4, il TC2 per A/A_y =2 ed il TC3 per A/A_y =3.5. Il confronto è eseguito con le rotazioni plastiche sperimentali dei pilastri con staffatura di passo p=9 cm. Analoghe prove su pilastri in CA ed in CLS con staffe a passo fitto, p=5 cm, hanno mostrato rotazioni plastiche ultime superiori e pari circa a 0.07. Anche in tal caso però il telaio TC2 si troverebbe al collasso per A/A_y =2.4.
Si osservino ora gli spostamenti relativi in fig. 9b, più immediatamente significativi delle corrispondenti rotazioni plastiche. Per il telaio TC1, ad esempio, lo spostamento δ_r risulta circa doppio di quello del telaio T1, per A/A_y =4. I telai multipiano TC2 e TC3 evidenziano spostamenti ben maggiori, malgrado essi abbiano altezze interpiano ridotte rispetto al caso esaminato in precedenza.
Se si introducono nel modello travi con possibilità di plasticizzazione i cui momenti ultimi M_{ut} rispettino le prescrizioni II.1.4.1.3.4.1 della proposta di norma (I), gli spostamenti relativi massimi, δ_r, si riducono a circa il 60% di quelli qui diagrammati, come dimostrato da passaggi di confronto appositamente eseguiti con il medesimo programma DRAIN-2D, ma si mantiene il comportamento "instabile" denunciato dai grafici di fig. 9.
Ciò dimostra come l'influenza del

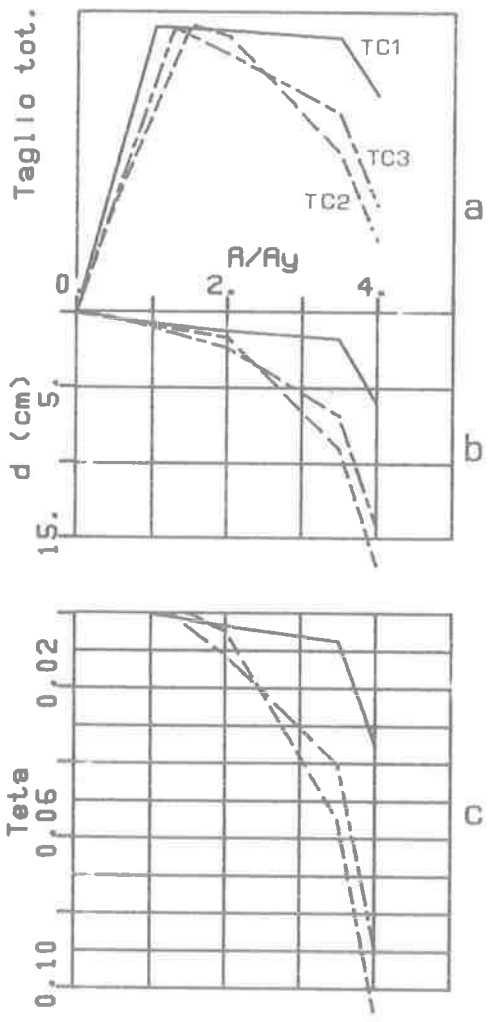


Fig. 9 - Risultati della analisi per il 2° modello.

carico assiale resti preponderante nel produrre per questo secondo modello spostamenti intollerabili in relazione al danno per bassi rapporti di A/A_y e spostamenti non consentiti dalle duttilità disponibili nei pilastri per valori più alti di tale rapporto.

CONCLUSIONI

Telai modello correttamente progettati e sottoposti a carichi assiali contenuti -non maggiori di 0.16 $A_c R_b$- hanno evidenziato un comportamento stabile. Tale stabilità si mantiene quale che sia il numero dei piani (si noti comunque che non sono qui trattati tipi rappresentativi di edifici alti) e quindi lo studio del comportamento dinamico può essere ben sostituito da analisi equivalenti semplificate adatte alla normale pratica professionale. Sembra però opportuno richiamare l'attenzione sul fatto che telai correttamente progettati non sembrano richiedere quel rispetto stringente delle prescrizioni contenute nella proposta di norma relative al momento di plasticizzazione delle sezioni dei pilastri; ciò in accordo con quanto trovato da altri autori (V) per telai 'bassi'.
Inoltre, risultando la duttilità disponibile negli elementi strutturali sfruttata solo al 50% appare che sofisticate analisi sperimentali per determinare sottili differenze di comportamento tra materiali diversi (ad esempio CA e CLS) siano in definitiva scarsamente utili, e stringenti prescrizioni normative che tendano ad infittire in modo consistente il passo delle staffe, ingiustificatamente onerose.
Le ben diverse conclusioni che si trarrebbero dalle analisi eseguite sul secondo modello non fanno che confermare, paradossalmente, quanto prima esposto. Telai con pilastri sottoposti a forti carichi assiali richiederebbero infatti tutte le misure sopra descritte senza peraltro divenire perciò sufficientemente sicuri. L'analisi dinamica in campo non lineare del loro comportamento instabile sarebbe mal sostitutita da procedure semplificate e l'onere della maggior quantità di armatura e della attenzione al dettaglio di calcolo ed esecutivo sarebbe ripagato da edifici comunque insicuri e soggetti a forti danni strutturali e non, anche per eventi sismici attesi nell'arco della vita utile della struttura.

BIBLIOGRAFIA

(I) Consiglio Nazionale delle Ricerche, Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti. *Norme tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche,* 1984. (Documento di studio sottoposto ad inchiesta pubblica).

(II) Baggio C., Giuffrè A., Nuti C., *Studio sperimentale comparato sul calcestruzzo con inerte leggero - Rapporto n° 2: pilastri sottoposti a sforzo assiale e carichi orizzontali alternati* , Dipartimento di Ingegneria strutturale e Geotecnica, Università La Sapienza, Studi e ricerche, 1988, 2.

(III) Powell G. H., *DRAIN-2D User's Guide,* Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. EERC-73/22.

(IV) Masiani R., *Accelerogrammi sintetici per l'analisi non lineare nel dominio del tempo*, Associazione Italiana di Ingegneria Sismica, 1987, Atti del 3° Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", pp. 753-764.

(V) Giannini R., Nuti C., *Il coefficiente di struttura per gli edifici intelaiati in C.A. Verifica della proposta di norma del CNR-GNDT*, Dipartimento di Ingegneria strutturale e Geotecnica, Università La Sapienza, 1988, Omaggio a Giulio Ceradini. Note scientifiche in occasione del 70° compleanno, pp. 343-372.

Questa ricerca è stata effettuata con i fondi del Ministero della Pubblica Istruzione.

STUDIO SPERIMENTALE SUL COMPORTAMENTO A FATICA DEL CALCESTRUZZO LEGGERO

CALZONA Remo
DOLARA Ezio

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Facoltà di Ingegneria dell'Università di Roma "La Sapienza"

STUDIO SPERIMENTALE SUL COMPORTAMENTO A FATICA DEL CALCESTRUZZO LEGGERO

REMO CALZONA
Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni

EZIO DOLARA
Ricercatore

* * *

Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
Facoltà di Ingegneria - Università "La Sapienza" - Roma

* * *

SOMMARIO

La memoria illustra le prove a fatica eseguite su calcestruzzo leggero strutturale. Provini di calcestruzzo leggero strutturale sono stati sottoposti a due tipi di prove di laboratorio. La prima e' consistita nella applicazione di cicli di carico pulsante su cilindri ; la seconda nella prova monotonica di compressione fino ad una deformazione massima assiale del 7.5‰. Si e' misurato il decadimento della resistenza e l'aumento della deformabilita' al progredire dei cicli di carico.

SUMMARY

Some kinds of structural LC are tested first at fatigue and then to monotone axial compression until 7.5‰ deformation at constant range. The strength and deformation variations for different values of fatigue life are assessed, until 3 millions of cycles of pulsating loading.

1. INTRODUZIONE

Il calcestruzzo leggero e' da tempo utilizzato quale materiale strutturale. La letteratura riporta molti studi sulle proprieta' dei conglomerati leggeri (LC) ; non sono invece molto estesi i risultati e gli studi sulla resistenza a fatica.

Nel presente lavoro il range delle tensioni e' stato mantenuto entro i limiti del tasso di lavoro ordinario che nel caso della normativa vigente si aggira attorno ad 1/3 della resistenza ultima per carichi assiali.

L'obiettivo che ci si e' proposti in questa indagine sperimentale è lo studio delle modificazioni dell' andamento del legame costitutivo in compressione di calcestruzzi leggeri in seguito ad applicazioni di carichi ripetuti per un elevato numero di cicli.

Si e' proceduto alla misurazione del legame compressione- deformazione di conglomerati confezionati con - inerti leggeri e con differenti miscele, atte ad ottenere resistenze a compressione variabili tra 250 e 450 kg/cmq. Detto legame e' stato analizzato fino ad una deformazione del 7.5‰ , comprendendo quindi anche il "softening branch".

Sono stati provati sia campioni indisturbati che campioni preliminarmente sottoposti a numerosi cicli di carico a compressione pulsante ad elevata frequenza e con intensità massima pari ad un terzo della resistenza cubica di rottura prevista per quella classe di conglomerato.

Sono state altresì condotte, durante i trattamenti di fatica, misure della deformazione residua allo scarico e sotto carico applicato staticamente, nonchè misure della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche.

2. PROVE DI LABORATORIO

2.1. Campioni

2.1.1. Componenti , dimensioni e classi del conglomerato

I campioni di conglomerato sottoposti alle prove di fatica sono stati preparati con impasti diversi per ciascuna classe di resistenza (250, 350, 400, 450) e contrassegnati rispettivamente con le sigle A, B, BX, C. In ogni impasto è stato utilizzato cemento tipo potland 425 o 525. Sono stati impiegati sabbia fine granitica di natura fluviale e aggregato grosso costituito da argilla espansa strutturale.

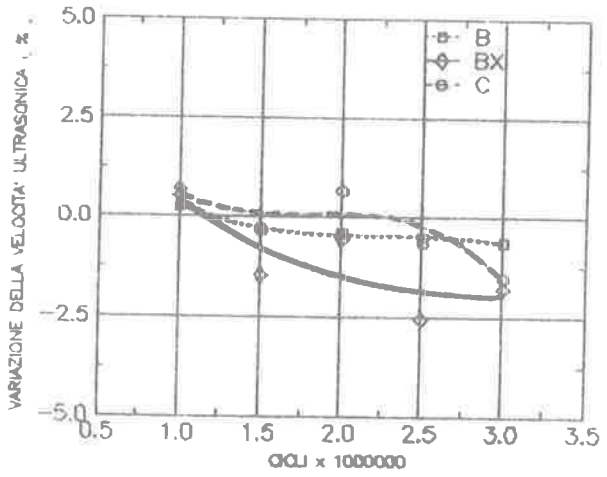
E' stato inoltre utilizzato un additivo superfluidificante dosato in percentuale del peso del cemento.

La maturazione dei campioni di prova è avvenuta in ambiente con temperatura di 20 gradi e umidità relativa del 90% .

Nella tabella 1 sono riportati, per ogni classe di conglomerato , le caratteristiche dell' impasto e per ogni campione le caratteristiche geometriche (altezza e diametro), il peso e la massa volumica.

In tabella 2 sono riportate le dimensioni dei campioni e la loro massa volumica.

Sono stati predisposti per le prove 48 campioni confezionati presso il 'Centro di Ricerca e Sperimentazione della Calcestruzzi S.p.a. di Ravenna' .



VARIAZIONE DELLA VELOCITA' ULTRASONICA

2.2. Velocita' di propagazione delle onde ultrasoniche

L'omogeneita dei campioni ed il loro danneggiamento dopo il trattamento di fatica sono stati anche valutati effettuando misure della velocita' di propagazione dell' onda ultrasonica attraverso il campione stesso. In tabella 3 sono riportati, per ciascun campione, i valori di tempo in microsecondi misurati prima (Tf) e dopo (Ti) il trattamento a fatica, nonchè i relativi valori calcolati della velocità di propagazione, assieme alla variazione percentuale.

Tali misure sono state eseguite disponendo le due sonde dell' apparecchio sulle facce piane del cilindro, preliminarmente preparate con pasta di contatto. Per ogni campione sono state effettuate due coppie di misure, invertendo la posizione delle sonde.

L' apparecchio ad ultrasuoni che e' stato utilizzato è un Controls, progettato per misurare il tempo di propagazione in microsecondi dell' onda ultrasonica attraverso il calcestruzzo. La velocità ultrasonica "V" è stata determinata mediante la relazione:

$$V(m/s) = \frac{H\ (cm)}{T\ (\mu s)} \times 10^4$$

In cui "T" (μs = microsecondi) è la media delle due letture effettuate.;in 90mm for 165mm

2.3. Prove a fatica con cicli pulsanti di compressione

Le prove sono state eseguite presso il Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica della Facolta' di Ingegneria della Universita' "La Sapienza" di Roma.

La macchina impiegata nel programma di prova a fatica era una Amsler PA 131 azionata da una pressa idraulica con fondo scala di 500 t di compressione, di cui fino a 50 t pulsanti.

Il range delle compressioni pulsanti a fatica e' stato fatto variare tra un limite superiore di compressione pari al 30% della resistenza cubica di ciascuna classe e un limite inferiore di compressione in modo che si avesse il rapporto:

$$R = \frac{Rmin}{Rmax} = 0.3$$

I carichi pulsanti di compressione sono stati di frequenze variabili tra 200 e 500 cicli/minuto.

Il numero dei cicli eseguiti e' variabile da 500.000 a 3.000.000 ed è riportato in tabella 4.

Al fine di evitare azioni d' urto, sono stati disposti, tra campione e piastra di appoggio inferiore e tra campione e testa del martinetto di applicazione del carico pulsante, lastre di piombo dello spessore di 5mm .

Per ciascuna delle 4 classi disponibili sono stati sottoposti a fatica un numero di campioni variabile da 3 a 5 per un totale di 19 . Poichè, il tempo minimo richiesto per completare i trattamenti di fatica per ogni classe era di 15 giorni, le prove hanno avuto inizio dopo 8 mes dalla data di getto dei campioni per ridurre l'influenza del tempo di stagionatura sulla resistenza del conglomerato.

Prima di essere sottoposto a trattamento di fatica ciascun campione è stato rettificato mediante spianatura della faccia con azione meccanica contro una piastra piana e con polvere abrasiva,quindi vi sono stati applicati, secondo direttrici distanziate di 120 gradi, tre estensimetri delle seguenti caratteristiche:

Tipo : FL-60-11

Resistenza : 120 + 0.3 ohm

Lunghezza griglia: 60mm

Gauge factor : $g = \frac{AR/R}{AL/L} = 2.11$

CLASSE	CEMENTO Kg	SABBIA FIUME TICINO dmc	SABBIA GRANITICA PO dmc	T 6 3/8 dmc	T 6 8/12 dmc	ADDITIVO RHEOBUILD 1000 %	A/C TOT.	A/C EFF.	slump cm
A-250	330	275	397	382	150	0.5	0.62	0.55	11
B-350	400	215	484	351	138	0.4	0.53	0.48	14
BX-400	400	300	485	350	138	2.0	0.45	0.40	15
C-550	500	143	552	321	126	0.4	0.44	0.40	15

Tab. 1 Classi del conglomerato

Gli estensimetri erano collegati ad una centralina del tipo Hotinger-Messtechuik e le letture sono state effettuate, fermato il pulsatore , a carico nullo e al massimo livello di compressione raggiunto durante il trattamento di fatica.

In questo modo si è potuta misurare la deformazione istantanea residua allo scarico e osservarne l' andamento all'aumentare dei cicli.

Per ridurre i tempi di prova sono stati disposti sotto il martinetto due campioni in serie , eseguendo il posizionamento con la massima accuratezza in modo da evitare fenomeni di eccentricità di carico.

N. CAMPIONE		H cm	D cm	P Kg	M.V. Kg/mc
A	1	29.65	15.00	8.805	1672
	2	29.86	15.00	8.585	1630
	3	29.85	15.00	8.620	1626
	4	29.76	15.00	8.545	1628
	5	29.95	15.00	8.740	1649
	6	29.65	15.00	8.625	1638
	7	30.05	15.00	8.795	1659
	8	30.15	15.00	8.745	1639
	9	29.75	15.00	8.745	1666
	10	29.77	15.00	8.790	1675
B	1	29.75	15.00	8.880	1686
	2	30.05	15.00	8.975	1693
	3	30.05	15.00	8.925	1683
	4	30.10	15.00	8.990	1636
	5	29.80	15.00	9.010	1711
	6	29.92	15.00	8.740	1654
	7	30.10	15.00	8.815	1663
	8	29.81	15.00	8.815	1672
	9	30.13	15.00	8.950	1683
	10	29.92	15.00	9.060	1715
	11	29.76	15.00	8.855	1681
BX	1	29.73	15.00	8.980	1705
	2	29.54	15.00	9.105	1747
	3	29.64	15.00	9.120	1743
	4	29.86	15.00	9.250	1756
	5	29.72	15.00	9.230	1758
	6	29.61	15.00	9.350	1787
	7	29.80	15.00	9.565	1816
	8	29.81	15.00	9.110	1730
	9	29.73	15.00	9.250	1762
	10	29.30	15.00	9.000	1738
	11	29.54	15.00	9.070	1740
	12	29.67	15.00	9.415	1800
C	1	29.85	15.00	9.090	1738
	2	29.90	15.00	9.260	1752
	3	29.76	15.00	9.140	1736
	4	29.86	15.00	9.220	1745
	5	29.83	15.00	9.240	1755
	6	29.88	15.00	9.250	1762
	7	29.85	15.00	9.140	1736
	8	29.96	15.00	9.435	1780
	9	29.74	15.00	9.040	1722
	10	29.87	15.00	9.250	1756
	11	29.70	15.00	9.300	1772
	12	29.91	15.00	9.140	1730

Tab. 2 Caratteristiche dei provini cilindrici

CAMPIONE	CICLI 3 x10	Ti (ms)	Tf (ms)	Vi (m/s)	Vf (m/s)	VAR %
A - 1	500	79.6	79.6	3725	3725	0.00
- 3	1000	80.7	81.3	3698	3671	-0.73
- 5	1500	80.3	79.6	3730	3762	0.86
- 6	2000	79.3	78.9	3739	3758	0.51
- 4	--	78.5	--	3791	--	--
- 7	--	80.6	--	3728	--	--
B - 6	500	77.6	77.6	3856	3856	--
-11	1000	76.7	76.5	3880	3890	+0.26
- 9	1500	75.8	78.2	3975	3853	-3.07
- 2	2000	77.4	78.5	3882	3828	-1.39
- 7	3000	78.4	78.9	3839	3815	-0.62
- 3	--	76.5	--	3928	--	--
- 4	--	77.0	--	3909	--	--
-10	--	78.1	--	3831	--	--
BX - 5	1000	73.7	73.3	4032	4054	0.54
- 2	1500	73.8	74.9	4003	3944	-1.47
-12	2000	73.1	73.5	4058	4036	-0.54
- 1	2500	75.1	77.5	3959	3858	-2.55
-11	3000	74.35	75.7	3973	3902	-1.78
- 3	--	75.3	--	3936	--	--
- 4	--	73.7	--	4052	--	--
- 6	--	73.6	--	4023	--	--
- 9	--	77.9	--	3816	--	--
C - 4	1000	74.6	74.50	4003	4032	0.72
- 9	1500	73.7	73.95	4035	4022	-0.32
- 3	2000	73.9	73.4	4027	4054	0.67
- 8	2500	73.85	74.3	4057	4032	-0.62
- 5	3000	74.1	75.25	4025	3964	-1.51
- 1	--	74.6	--	4001	--	--
- 6	--	74.6	--	4005	--	--
-10	--	74.2	--	4026	--	--

Tab.3 Misure del tempo di propagazione dell'onda ultrasonica e valori della velocità

Durante l'esperienza e' stato osservato un recupero abbastanza rapido della deformazione residua durante i periodi di interruzione necessari per il trasporto dei campioni presso il Laboratorio Prove Sperimentali dell'Aquila prima di essere sottoposti a prova di compressione monotona. Non e' stato peraltro possibile valutare la percentuale di recupero della deformazione rispetto a quella residua totale.

2.4. Prove di compressione monotonica

Le prove sono state eseguite presso il Laboratorio Sperimentale del Dipartimento di Ingegneria delle Strutture . delle Acque e del Terreno dell' Universita' dell' Aquila.

L'attrezzatura era costituita da un'incastellatura in acciaio ad elevato limite elastico in parallelo al sistema cella di carico - provino di calcestruzzo e sollecitata a compressione mediante pressa Metro-Com con fondo scala 300 t e con velocità di carico costante di 0.25 MPa/sec.

Sui campioni gia' trattati a cicli di carico pulsante, e su alcuni vergini . sono state eseguite prove di rottura a compressione monotona , con una misurazione della deformazione assiale anche oltre il massimo valore di compressione (softening branch).

Per esigenze di capacità della macchina. in relazione alla rigidezza della attrezzatura e alla resistenza dei conglomerati sottoposti a prova, sono stati impiegati campioni prismatici di conglomerato delle dimensioni di 8x8x16 cm di altezza, ricavati dai campioni cilindrici originali mediante taglio del nucleo con filo elicoidale.

CLASSE	COMP. MAX Kg/cmq	COMP. MIN kg/cmq
A-250	80	24
B-350	110	33
BX-450	120	36
C-450	130	39

Tab. 4 Valori estremi della tensione applicata durante i cicli di carico a compressione

L'attrezzatura di prova si e' potuta schematizzare come l'insieme di due sistemi elastici di rigidezza K1 e K2 posti in serie. Il sistema di accostamento delle molle adottato era tale da dare una risposta compressione-deformazione di tipo lineare ed una escursione di deformazione capace di raggiungere le deformazioni desiderate durante la prova (fino al 20%.) Il sistema globale era dotato di una rigidezza totale pari a:

$$K_t = \frac{K1 \times K2}{K1 + K2} \quad \text{(rigidezza in serie)}$$

Kt = rigidezza della incastellatura.

E' stata misurata, su base pari a circa 1/3 dell' intera altezza del provino (già definita zona di prova),la deformazione longitudinale del provino prismatico, mediante trasduttori di spostamento ad induzione (HBM WEG 123 Gf), in numero di due o quattro posti sulle facce del provino.

Durante la prova tutti gli strumenti di misura sono stati collegati ad una centralina elettronica (HBM UPH 3200) e ad un microcomputer (HP 9825 B) che ha memorizzato i dati ed li ha trasmessi al plotter per il tracciamento in tempo reale del diagramma compressione-deformazione del campione.

N. CAMPIONE	INIZIO DEL TRATTAMENTO	FINE DEL TRATTAMENTO	N. C. 10 6
A - 1	11/12/86 - h.10.20	12/12/86 - h.13.05	0.5
A - 3	12/12/86 - h.13.05	15/12/86 - h.11.10	1.0
A - 5	15/12/86 - h.11.30	19/12/86 - h. 8.45	1.5
A - 6	15/12/86 - h.11.30	20/12/86 - h.11.30	2.0
B - 6	14/01/87 - h. 9.00	15/01/87 - h.14.15	0.5
B -11	20/01/87 - h.13.30	24/01/87 - h. 9.00	1.0
B - 9	15/01/87 - h.14.30	20/01/87 - h. 9.00	1.5
B - 2	14/01/87 - h. 9.00	20/01/87 - h. 9.00	2.0
B - 7	24/01/87 - h.10.00	30/ 1/87 - h.10.00	3.0
C - 4	31/01/87 - h.14.00	03/02/87 - h. 9.00	1.0
C - 9	07/02/87 - h.11.20	09/02/87 - h.19.00	1.5
C - 3	03/02/87 - h.10.00	07/02/87 - h. 9.00	2.0
C - 8	07/02/87 - h.11.20	11/02/87 - h.12.00	2.5
C - 5	31/01/87 - h.14.00	07/02/87 - h.09.00	3.0
BX - 5	16/02/87 - h.10.00	18/02/87 - h.09.00	1.0
BX - 2	18/02/87 - h.10.00	21/02/87 - h.09.00	1.5
BX -12	11/02/87 - h.13.00	16/02/87 - h. 9.15	2.0
BX - 1	18/02/87 - h.10.00	23/02/87 - h.11.00	2.5
BX -11	11/02/87 - h.13.00	18/02/87 - h. 9.00	3.0

Tab 5 Cronologia dei trattamenti di fatica

3. ELABORAZIONE DEI RISULTATI SPERIMENTALI

Le prove a fatica sono state completate presso il laboratorio della Facolta' di Ingegneria di Roma e quelle monotone allo SLU di deformazione sono state eseguite presso il Laboratorio della Facolta' di Ingegneria dell'Aquila.

3.1. Prove a fatica.

Queste prove si sono sviluppate con cicli di carico compresi in un range R = 0.3 e con valori delle compressioni Smin ed Smax contenute tra 0.07 f'c e 0.36 f'c , a seconda della classe del conglomerato. Le frequenze di carico applicate sono state variate a seconda del provino. Si è prestata particolare attenzione alla deformazione residua allo scarico (accorciamento a compressione nulla). Con cadenze regolari durante la prova a fatica si è scaricato il provino fino al valore di compressione nulla e si è misurato il corrispondente valore della deformazione assiale residua. A riguardo si sono potute fare alcune osservazioni.

a) Sembrerebbe esserci una differenza di deformazione residua in dipendenza della frequenza di carico : a parità di cicli, frequenze più basse provocherebbero maggiore deformazione residua (Fig.1). Ciò appare in contrasto con altri risultati sperimentali che riportano una mancanza netta di suscettività del LC alla fatica per frequenze comprese in un ampio spettro.

TEST	CICLI	SIGMA Kg/cmq	EPS0 mc	EPSM mc	var mc	Eis Kg/cmq
B9	0	110	0	597	597	184757
	750.000	"	95	690	595	185378
	900.000	"	118	695	577	191161
	1.050.000	"	118	755	637	173155
	1.200.000	"	153	752	599	184140
	1.350.000	"	162	773	611	180524
	1.500.000	"	205	831	626	176198
B2	0	110	0	593	593	186003
	1.250.000	"	128	702	574	192160
	1.400.000	"	150	722	572	192832
	1.550.000	"	139	791	652	169172
	1.700.000	"	213	780	567	194532
	1.850.000	"	199	819	620	177903
	2.000.000	"	248	880	632	174525
B11	0	110	0	611	611	185230
	150.000	"	148	725	577	191161
	300.000	"	132	682	550	200545
	450.000	"	139	725	586	188225
	600.000	"	133	726	593	186003
	750.000	"	145	733	588	187585
	900.000	"	149	736	587	187904
	1.000.000	"	160	754	594	185690
B7	0	110	0	619	619	187190
	1.000.000	"	124	732	608	181414
	1.050.000	"	123	732	609	181117
	1.650.000	"	154	769	615	179349
	1.750.000	"	146	770	624	176763
	2.000.000	"	186	802	616	179058
	2.300.000	"	197	821	624	176763
	3.000.000	"	252	962	609	181116

Tab 6 Misure della deformazione allo scarico
e al livello di massima compressione
E e il valore dell'inclinazione del cappio di isteresi

CAMPIONE	CICLI x10**6	AREA 7.5%. Kg mc -- x --- cmq m	AREA (Picco) Kg mc -- x --- cmq m	AREA (flesso) Kg mc -- x --- cmq' m
A7	---	1.478.293	666.160	842.160
A1	0.5	1.286.199	650.655	764.662
A3	1.	1.143.201	614.855	707.105
A5	1.5	1.453.490	793.956	881.016
A6	2.	1.416.501	702.363	824.963
B3	---	1.730.212	923.450	1.090.811
B4	---	1.379.814	609.774	833.049
B10	---	1.312.110	450.455	591.378
B6	0.5	1.480.316	551.319	688.519
B11	1.	1.288.425	569.211	721.468
B9	1.5	1.627.977	859.845	968.845
B2	2.	1.432.376	792.586	912.615
B7	3.	1.264.001	610.861	774.730
BX4	---	1.705.386	893.669	1.073.899
BX3	---	1.621.034	798.528	1.048.273
BX6	---	1.611.353	785.203	991.164
BX5	1.	1.547.084	630.919	847.212
BX2	1.5	1.720.878	557.833	717.555
BX12	2.	1.565.708	708.738	888.150
BX1	2.5	1.572.974	842.764	1.057.161
bx11	3.	1.337.846	615.623	821.416
C1	---	1.305.765	543.834	665.727
C6	---	1.363.960	600.500	706.055
C10	---	1.635.564	742.690	918.925
C4	1.	1.499.058	616.700	928.366
C3	2.	1.549.727	582.711	757.649
C8	2.5	1.476.510	753.624	896.237
C5	3.	1.540.171	681.508	916.648

Tab 7 Valori particolari dei diagrammi costitutivi

CAMPIONE	N. CICLI x10**6	COMPR. picco Kg/cmq	DEF. mc/m	E1 Kg/cmq	E2 kg/cmq
A7	---	340	3730	91153	114574
A1	0.5	375	3160	118671	145208
A3	1.	295	3000	98333	122027
A5	1.5	375	3730	100536	133809
A6	2.	360	3530	101983	125217
B3	---	468	3700	126486	144333
B4	---	335	3760	89909	113176
B10	---	337	2830	119081	148622
B6	0.5	365	2830	128975	142717
B11	1.	340	3400	100000	107087
B9	1.5	430	3560	120786	153571
B2	2.	350	4130	84745	107692
B7	3.	305	3830	79634	93846
BX4	---	448	3750	119467	151096
BX3	---	422	3450	122319	143415
BX6	---	425	3792	112078	129081
BX5	1.	362	3460	104624	129633
BX2	1.5	387	2967	130434	154800
BX12	2.	382	3740	102139	113185
BX1	2.5	337	4333	77775	94003
BX11	3.	350	3717	94162	116666
C1	---	343	3270	104893	135039
C6	---	350	3233	108258	145833
C10	---	392	3803	103076	113623
C4	1.	332	3700	89729	117108
C3	2.	409	3130	130371	161980
C8	2.5	431	3133	137568	152162
C5	3.	346	3818	90623	120979

Tab 8 Compressione di picco; deformazione di picco
modulo secante di picco

CAMPIONI	N. CICLI x10**6	mc/m	kg/cmq	def f / def p	sig f / sig p
A7	---	4250	320	0.9412	1.1394
A1	0.5	3460	328	0.8747	1.0949
A3	1.	3360	252	0.8542	1.12
A5	1.5	3933	348	0.9280	1.0542
A6	2.	3867	336	0.9333	1.0955
B3	---	4037	420	0.8974	1.0911
B4	---	4400	311	0.9283	1.1702
B10	---	3267	312	0.9258	1.1544
B6	0.5	3223	305	0.8356	1.1389
B11	1.	3883	303	0.8912	1.1421
B9	1.5	3857	387	0.9000	1.0834
B2	2.	4500	299	0.8543	1.0896
B7	3.	4500	282	0.9246	1.1749
BX4	---	4170	356	0.7946	1.1120
BX3	---	4070	348	0.8246	1.1707
BX6	---	4350	379	0.8918	1.1471
BX5	1.	4130	344	0.9503	1.1936
BX2	1.5	3365	337	0.8708	1.1341
BX12	2.	4220	342	0.8953	1.1283
BX1	2.5	5000	294	0.8724	1.1539
BX11	3.	4170	296	0.0457	1.1218
C1	---	2642	322	0.9388	1.1175
C6	---	3540	342	0.9771	1.0949
C10	---	4300	358	0.9133	1.1307
C4	1.	4372	302	0.9096	1.1816
C3	2.	3560	390	0.9535	1.1374
C8	2.5	3370	375	0.8701	1.0756
C5	3.	4400	313	0.9046	1.1574

Tab 9 Deformazioni e compressioni di flesso e
loro rapporti con quelle di picco

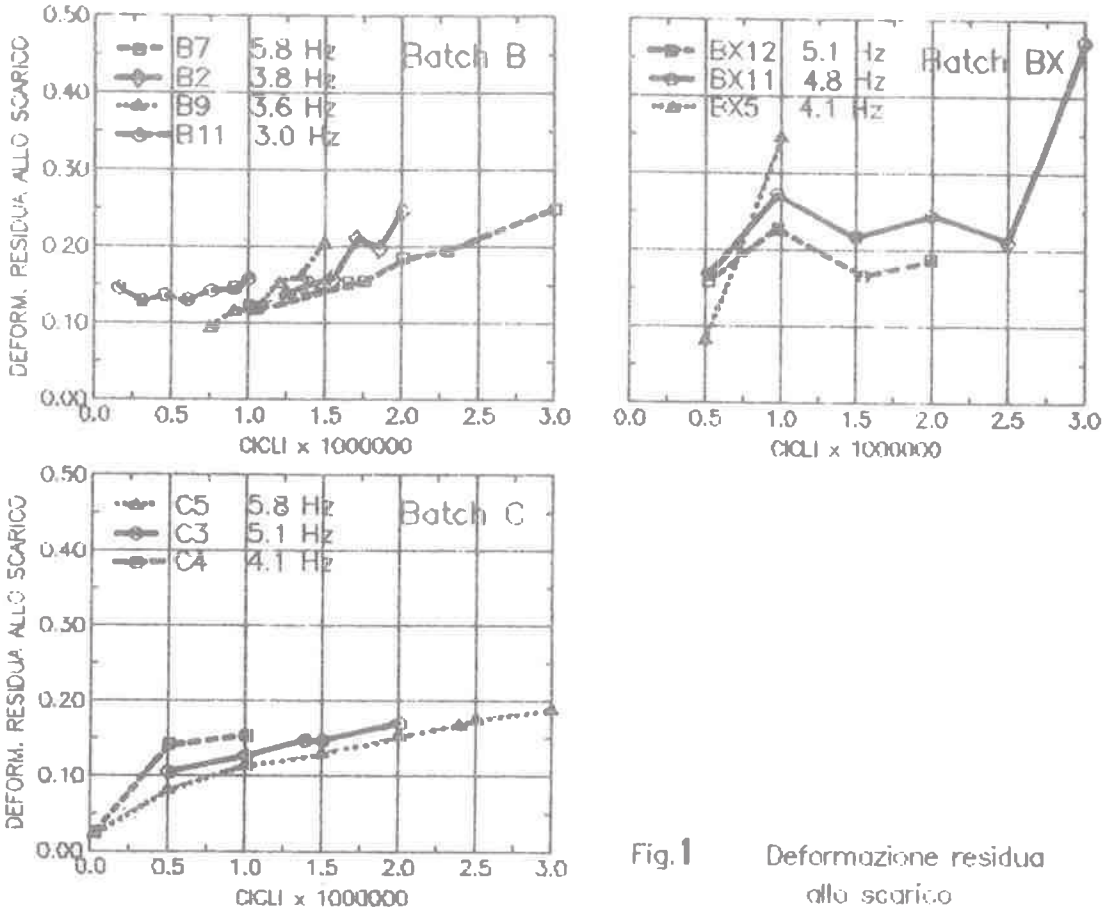


Fig. 1 Deformazione residua allo scarico

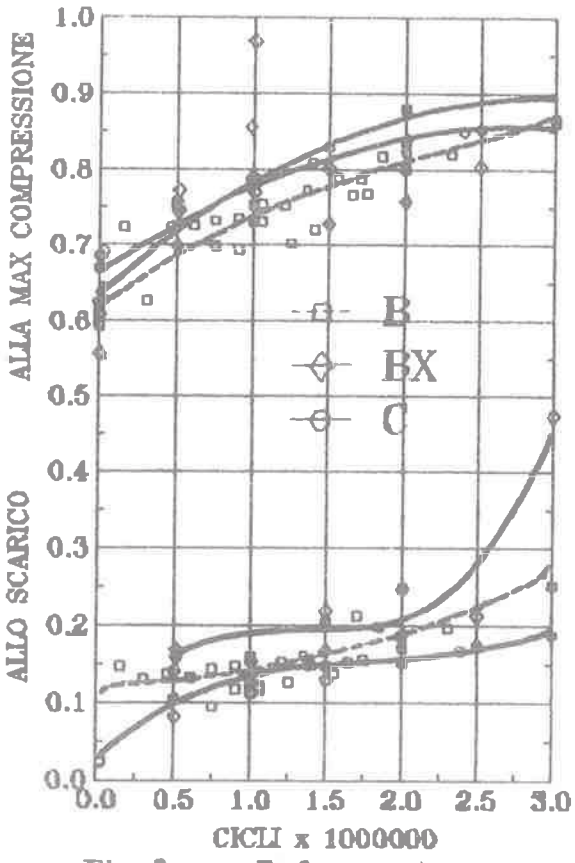


Fig. 2 Deformazione

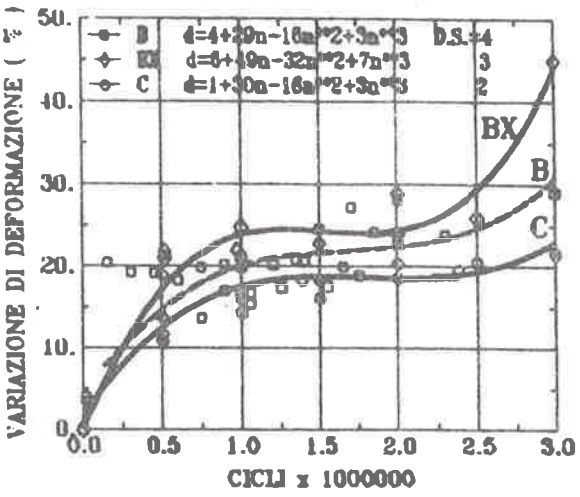


Fig. 3 Crescita della deformazione residua alla scarico rispetto alla deformazione totale durante la prova a fatica

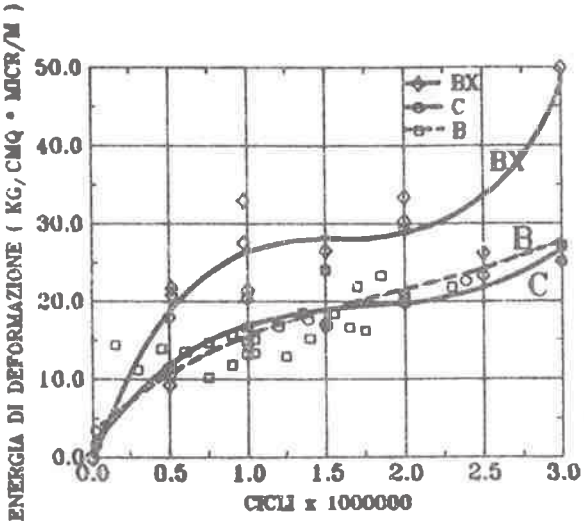


Fig. 4 Energia di deformazione

La circostanza sopra riportata andrebbe peraltro ancora piu' attentamente verificata aumentando ulteriormente le cautele sul confezionamento del conglomerato al fine di ridurre le dispersioni di resistenza .

b) La deformazione residua aumenta con il numero dei cicli in modo piu' rapido della deformazione alla compressione massima (Fig. 2) , che tende a stabilizzarsi.

c) Appare evidente una differenza di deformabilita' a fatica del LC con la resistenza ultima : il conglomerato di classe piu' elevata (che nella fattispecie e' risultato poi il BX) risulta avere una maggiore suscettivita' alla fatica. Cio' potrebbe essere collegato ad una sorta di maggiore "fragilita'" alla microfessurazione . per cui la matrice di malta di cemento di un conglomerato piu' resistente puo' essere interessata da un reticolo piu' fitto e consistente di microfessurazioni.

La variazione della deformazione residua rispetto a quella totale (Fig. 3) ha un notevole incremento iniziale (20%) ed un altro finale oltre i 2 milioni di cicli (ancora un 20%) : tra questi due incrementi vi e' una fase di stallo senza aumento percettibile di deformazione residua.

Una cubica di regressione con deviazione standard s=0.05 definisce tale variazione per le diverse classi di conglomerato.

La richiesta di energia per la deformazione durante la prova a fatica (Fig. 4) e' una funzione non decrescente : si puo' osservare che fino a due milioni di cicli cresce con la concavita' in basso poi la inverte e cresce con piu' decisione nell'ultimo tratto.

L'energia (effettivamente fornita dalla pressa al provino) viene con buona probabilita' impiegata solo per meccanismi di microfrattura e quindi con deformazioni piu' consistenti , mentre nella zona compresa tra 1 e 2 milioni di cicli , in concomitanza con il rallentamento della deformazione residua . la richiesta di energia dimi-

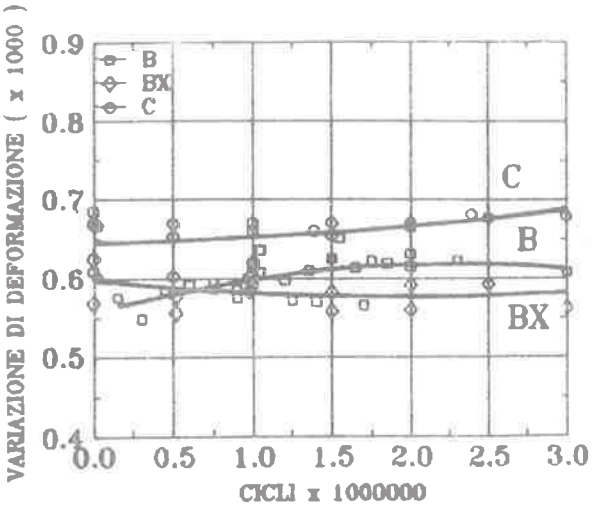


Fig.5 Variazione di deformazione tra la max compressione a fatica e lo 0

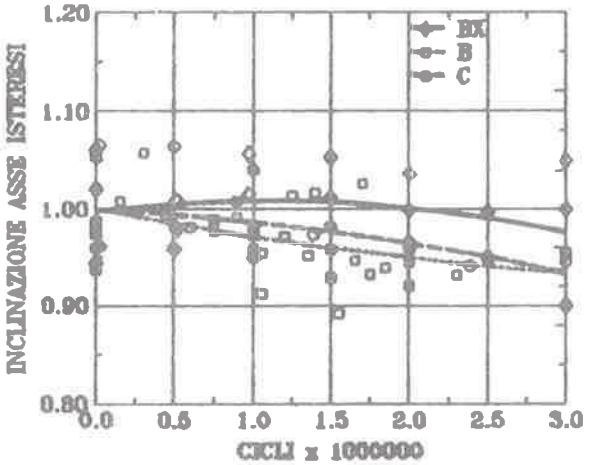


Fig. 6 Inclinazione dell'asse di isteresi durante la prova di fatica

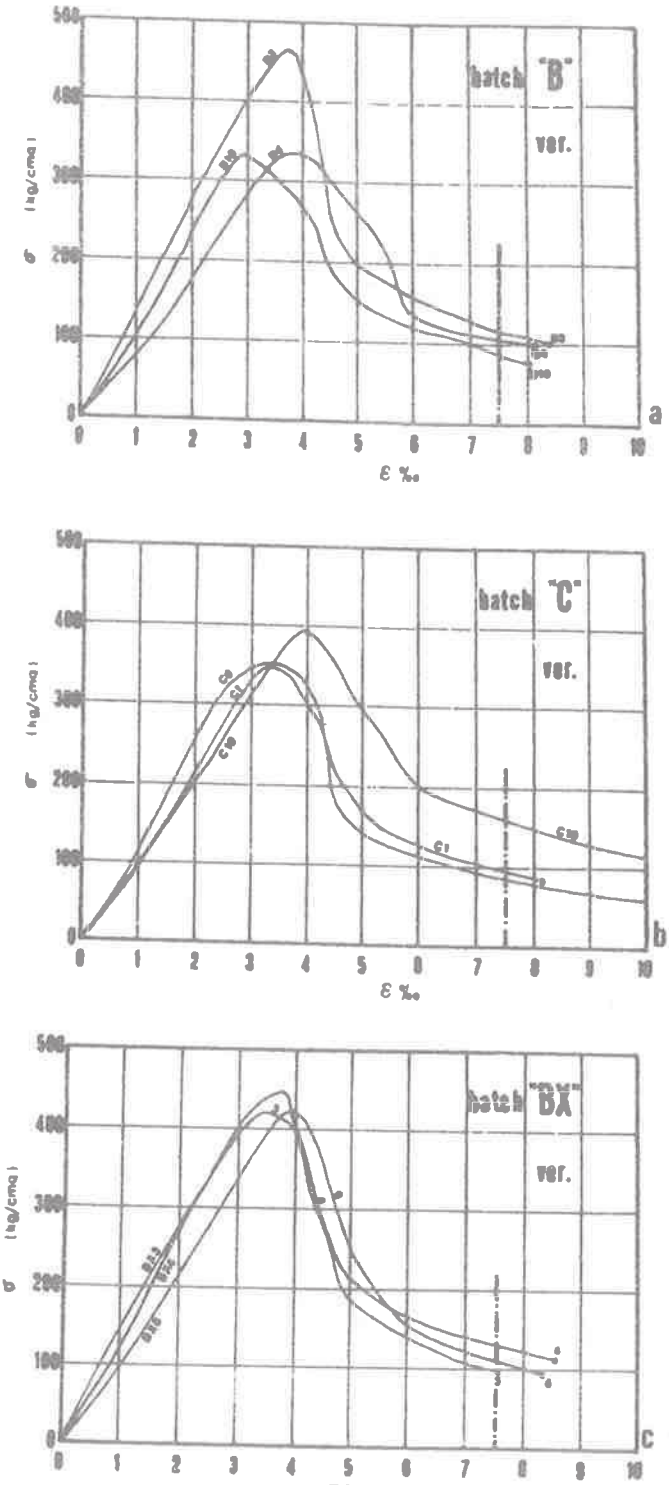


Fig.7

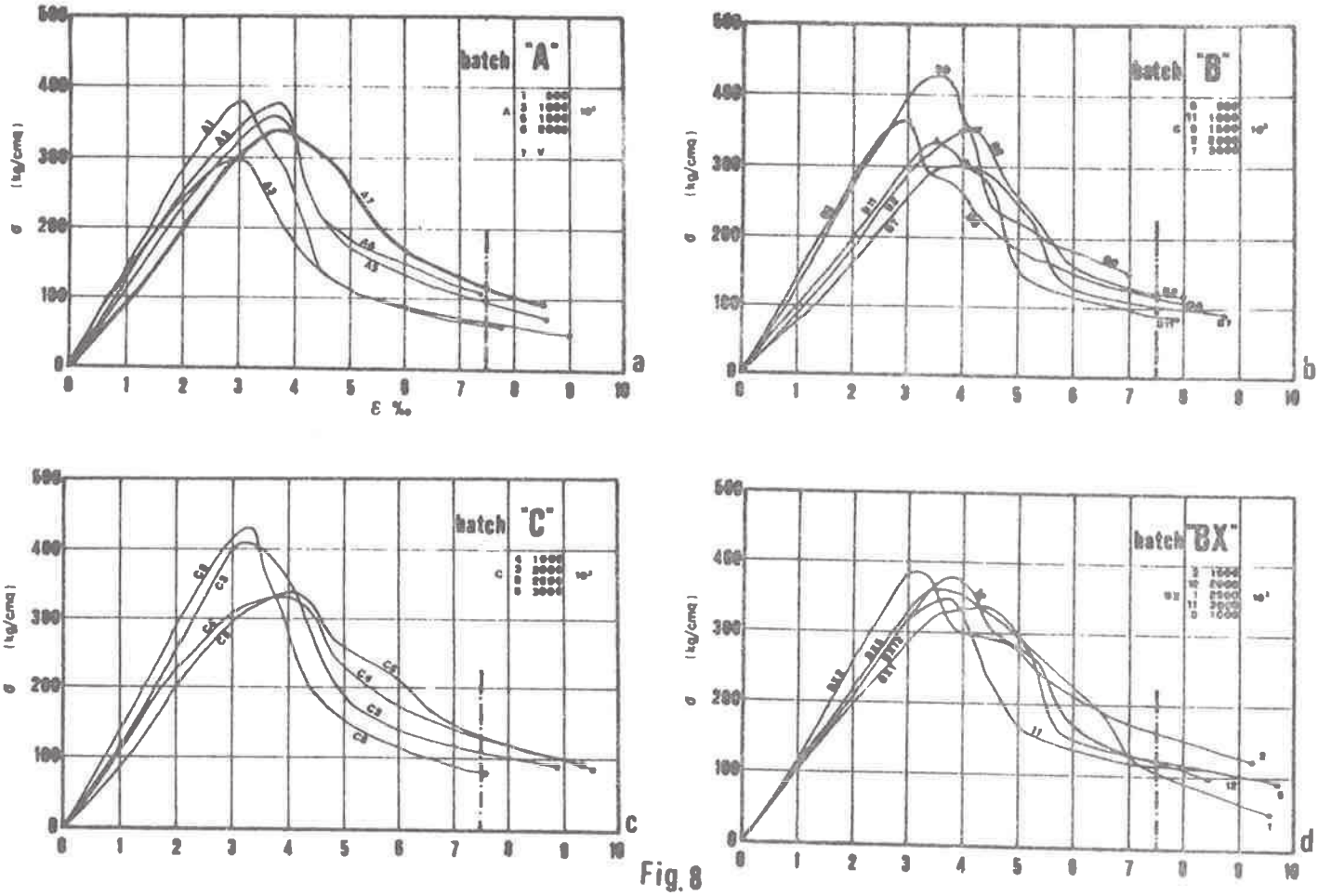


Fig. 8

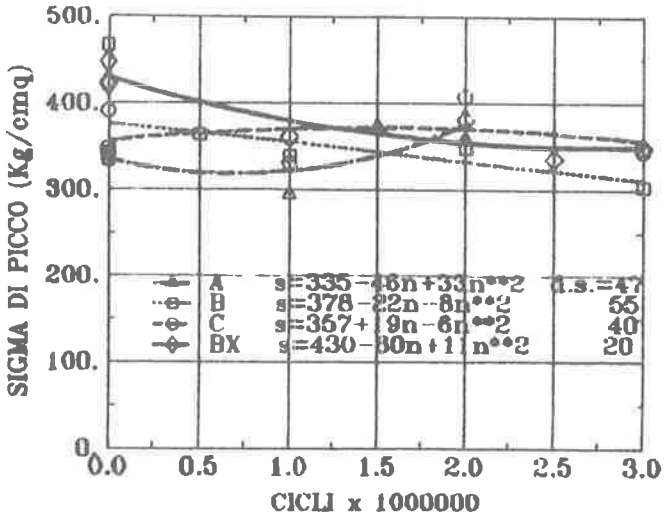


Fig. 9 SIGMA DI PICCO BATCH A-B-BX-C

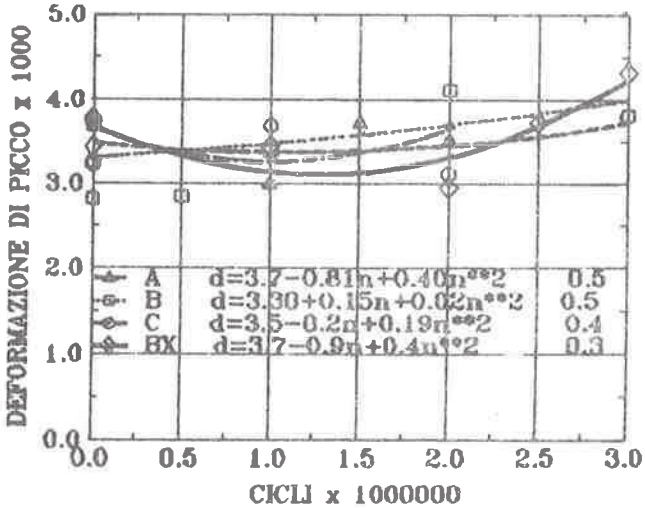


Fig.10 DEFORMAZIONE DI PICCO BATCH A-C-B-BX

nuisce e si potrebbe ipotizzare che la sua leggera crescita possa essere attribuibile in prevalenza ai processi di isteresi.

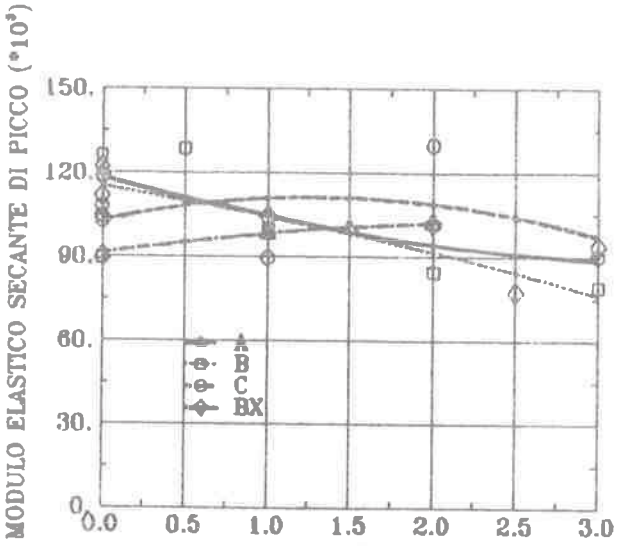


Fig.11 MODULO ELASTICO SECANTE DI PICCO BATCH A-B-BX-C

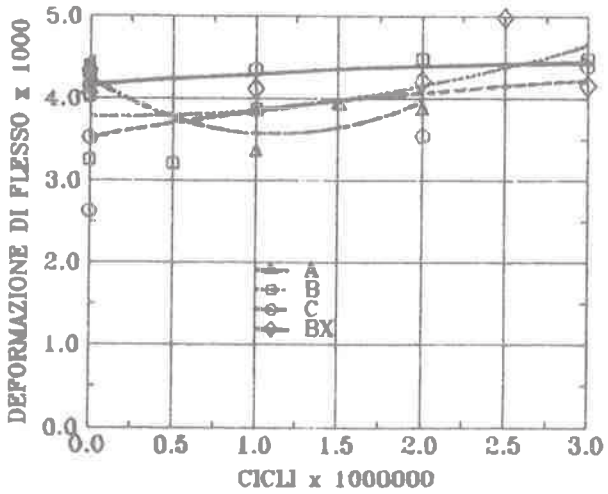


Fig.12 DEFORMAZIONE DI FLESSO

Quindi entro questo ampio spettro di carico (da 1 a 2 milioni di cicli) si instaura una forma di "equilibrio" di deformazione per cui la fatica sembra non provocare deformazioni residue allo scarico (valore istantaneo di compressione pari a 0).

L'andamento della variazione di deformazione tra il massimo valore della compressione e lo scarico (Fig. 5) consente osservare che l'inclinazione dell'asse del cappio di isteresi, peraltro di area trascurabile, (Fig. 6) rimane pressocche' costante : durante la vita a fatica non si riscontrano notevoli variazioni della deformazione elastica istantanea , ma varia invece notevolmente la velocita' di avanzamento della deformazione residua , che e' poi quella che definisce maggiormente il grado di danneggiamento.

3.2. Prove allo SLU di deformazione.

I risultati ottenuti mediante plotter collegato alla macchina per le prove monotoniche . sono stati raggruppati per batch. I campioni indisturbati sono riportati nelle figure 7 a,b,c ; quelli affaticati son riportati nelle figure 8 a.b,c,d. Una prima osservazione e' che , nonostante l'estrema accuratezza del confezionamento e della consevazione . vi e' una consistente dispersione dei risultati. Per i provini indisturbati , il solo batch BX ha dato una deviazione standard s = 0.035 , abbastanza bassa.

La deformazione specifica assiale massima , misurata con tre basi estensimetriche disposte secondo la direzione del carico , e' parso sufficiente limitarla al 7.5‰ , considerata quindi come valore ultimo , anche se i provini sarebbero stati in grado di subire ulteriori accorciamenti.

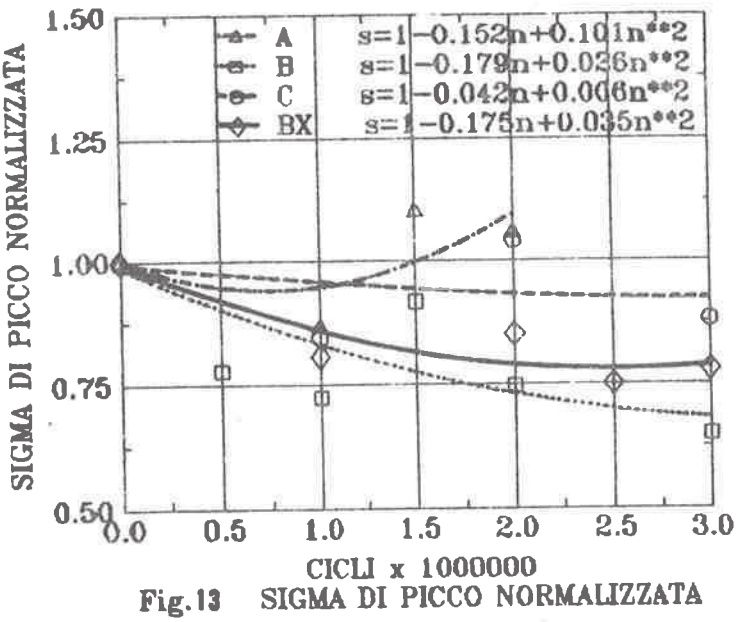


Fig.13 SIGMA DI PICCO NORMALIZZATA

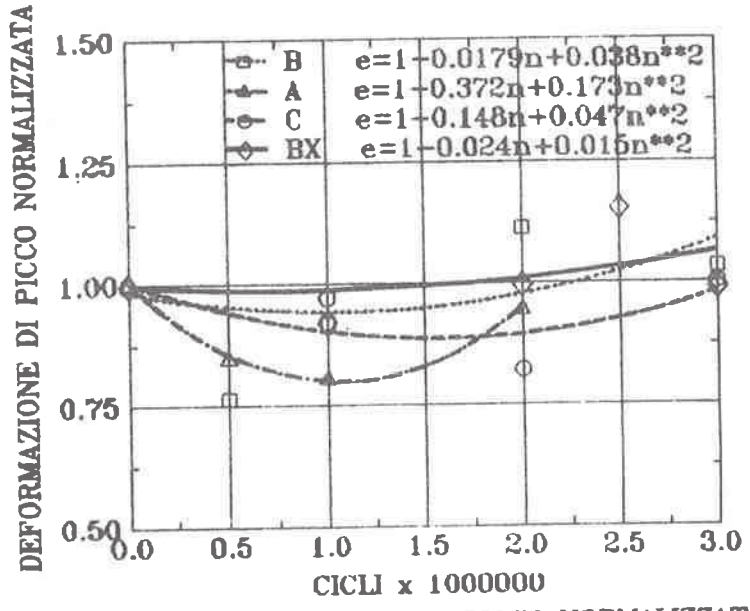


Fig.14 DEFORMAZIONE DI PICCO NORMALIZZATA

Come ormai accettato nella teoria della frattura . almeno a partire dalla compressione di picco e per tutto il "softening branch" . appare piu' ragionevole parlare di "spostamento" , termine comprensivo anche del microcracking che appunto nel ramo cadente del diagramma diviene la componente essenziale se non unica della deformazione.

I diagrammi ottenuti sono stati esaminati al progredire della fatica. Per ogni classe e' stata costruito una curva con polinomi di vario ordine in modo tale da riprodurre con buona approssimazione quelle originali e poter operare con maggior facilita' con le trasposizioni numeriche conseguenti. Piu' di una volta si e' riscontrato che per i vari batch talune caratteristiche meccaniche fondamentali del materiale quali la compressione di picco (fig. 9) e il modulo elastico di picco (fig. 11) non diminuiscono in modo regolare e progressivo come anche le deformazioni di picco e di flesso (fig. 10.12) non aumentano sempre con la fatica. Anzi si potrebbe dire che in alcuni casi si sono avute ,anche se in misura contenuta,delle variazioni positive (fig. 11 batch B e Fig. 10 batch BX). Tali comportamenti sono stati evidenziati normalizzando i risultati rispetto ai provini indisturbati.

Per tutti i gruppi si e' riscontrato un calo della compressione di picco , ma non in ordine crescente di classe di resistenza (Fig. 13).

Peraltro la differenza tra le due classi B e BX e' trascurabile e comunque ricompresa entro i limiti della deviazione standard s=0.05.

I batch A e C sono poi molto prossimi all'unita' e cioe' ai campioni indisturbati. La deformazione di picco , pur confermando la gerarchia delle resistenze (fig. 14) per cui il LC di minore resistenza e' anche quello che si deforma maggiormente , tuttavia risulta essere sempre inferiore ad uno. Ossia al progredire della fatica il picco si sposta verso l'origine . come se il materiale divenisse progressivamete meno deformabile in una sorta di "irrigidimento". Si deve poi aggiungere che le deviazioni standard dalla media coprono quasi per intero le

curve , cio' che consente di dire che le differenze tra le varie classi rimangono esigue fino ad 1-1.5 milioni di cicli.

Anche il modulo secante di picco (Fig. 15) rispetta la sequenza delle classi del LC e sebbene sussista una combinazione piuttosto complessa tra variazioni di deformazioni e variazioni di compressioni . appare in diminuzione consistente per i calcestruzzi piu' resistenti (B,BX) e invece in complessivo aumento per quelli di classe inferiore.

I diagrammi delle aree sottese ai punti di picco , di flesso e al punto corrispondente alla deformazione del 7.5‰ (Fig. 16) . sembrano confermare una sorta di maggiore suscettivita' alla fatica dei LC di classe piu' elevata.

La fig. 17 rappresenta l'assorbimento di energia per ottenere lo SLU per deformazione al 7.5‰ : i batch B e BX presentano una caduta del lavoro di deformazione molto piu' marcata degli altri (A e C) , il che equivarrebbe a dire che per ottenere la stessa deformazione un calcestruzzo piu' resistente richiederebbe minor lavoro. Comunque e' bene notare che tale circostanza non puo' essere troppo enfatizzata in quanto tutta la differenza di lavoro e' contenuta dal punto di flesso in poi (come si vede dal diagramma di Fig. 17): in questo tratto infatti si concentrano i fenomeni di coalescenza dei microcracking che fanno diventare instabile la frattura.

Una osservazione particolare si deve fare per il rapporto sia tra le deformazioni che le compressioni di flesso e di picco (Fig. 18, 19).Nonostante tutte le variazione riscontrate in dipendenza di vari fattori sopra esaminati tali diagrammi sembrano essere indipendenti dalla fatica e pari rispettivamente a def = 1.13 e com = 0.89. Un ultimo sguardo si puo' porlo sui diagrammi del batch B che e' del plottaggio originale sisono ricavate le trasposizioni numeriche rappresentative del legame

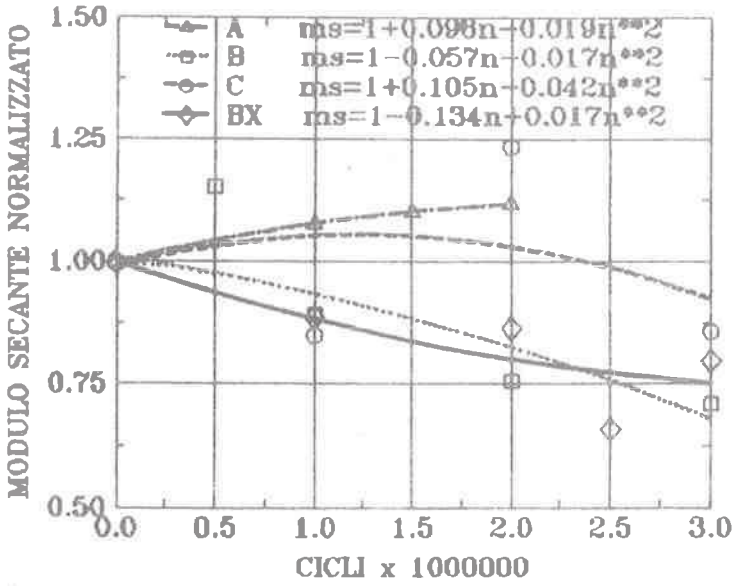


Fig.15 MODULO SECANTE NORMALIZZATO DI PICCO

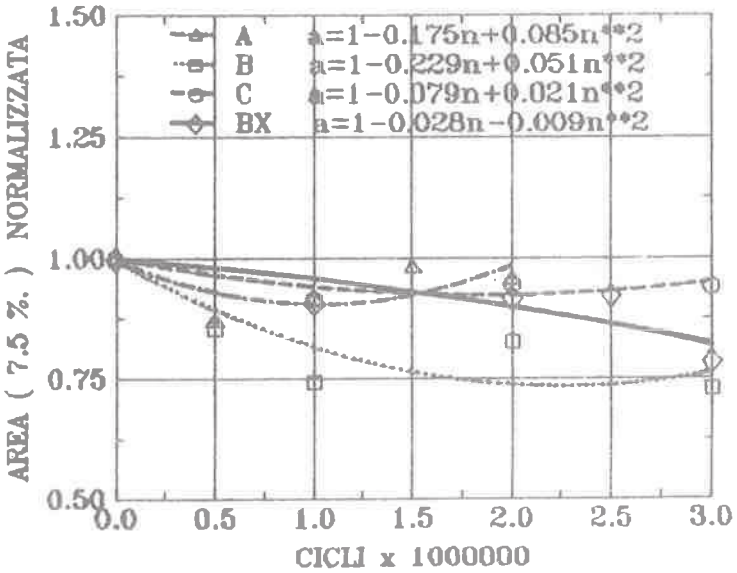


Fig.16 AREA SOTTESA ALLA CURVA COMPRESSIONE–DEFORMAZIONE NORMALIZZATA

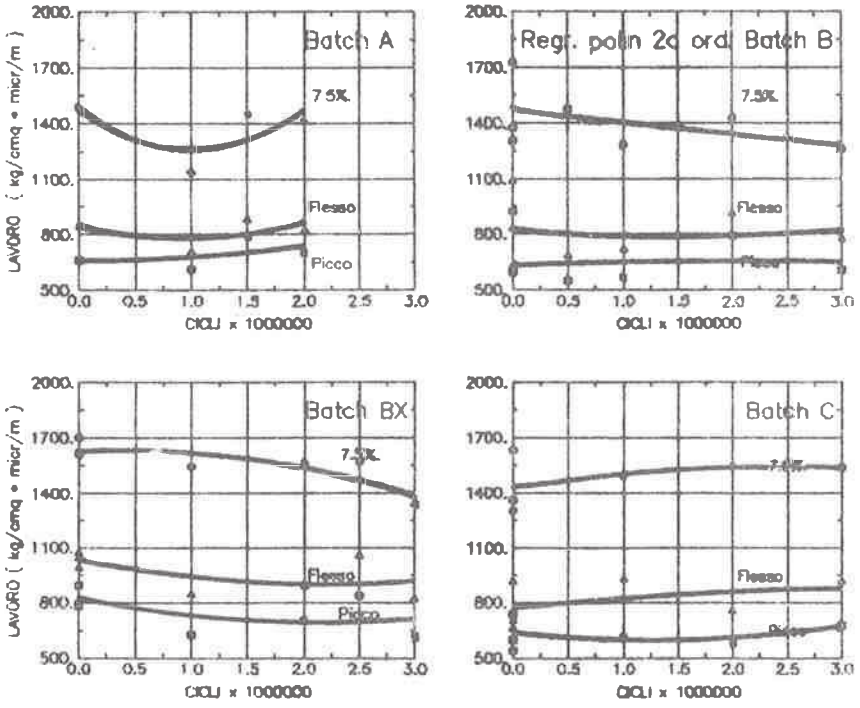


Fig.17 Lvoro di deformazione relativo ai punti di picco, di flesso e alla deformazione del 7.5%.

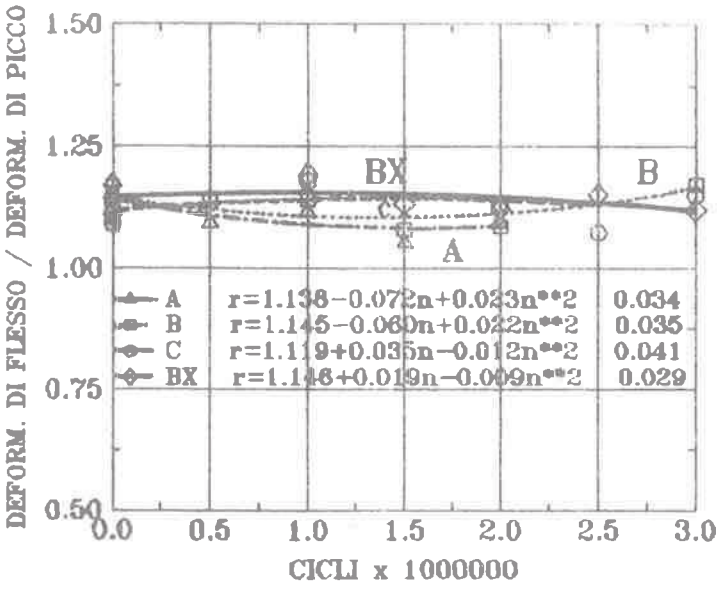


Fig. 18 DEFORM. DI FLESSO / DEFORM. DI PICCO

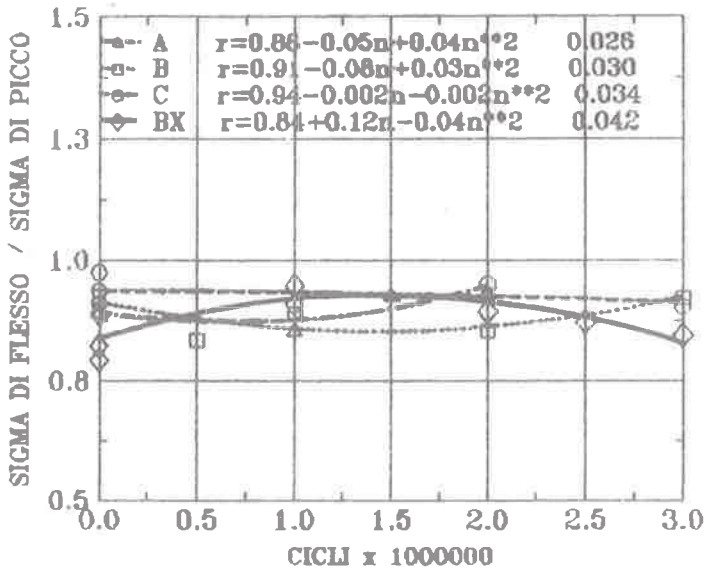


Fig.19 Rapporto tra la compressione di flesso e quella di picco

costitutivo del materiale prima mediante smoothing con esponenziale del terzo ordine (Fig. 20) poi con un polinomio di ordine 5 o 6. I diagrammi del batch B sono stati normalizzati sia per le compressione che per le deformazioni ; nel tratto finale in vicinanza della massima deformazione (Fig. 21) si ha uno "sfilacciamento" , ma e' completamente ricompreso nella deviazione standard.

Sulla base di questa ricostruzione si e' passati ai moduli secanti iniziali e ad una rappresentazione stereometrica del legame costitutivo al variare della fatica (Fig. 22). La variazione maggiore e' da imputare al modulo secante (Fig. 23) : alla fine della vita a fatica ha quasi dimezzato il proprio valore.

4. CONCLUSIONI

Il meccanismo della fatica nel conglomerato non e' a tutt'oggi completamente chiarito e molte sono le ipotesi concernenti l'inizio della microfessurazione e la sua propagazione. Peraltro e' ormai accettato che la fatica nel conglomerato sia associata allo sviluppo di microcracks interni probabilmente contemporaneamente sia all'interfaccia tra matrice di pasta di cemento e aggregato , sia nella matrice stessa.

Le ricerche hanno inoltre messo in luce che le modalita' di prova possono avere un'influenza notevole sulla evoluzione delle microfessurazioni che sono poi alla base della modificazione della risposta del materiale. E' stato evidenziato da diversi studiosi che per il calcestruzzo normale una variazione della frequenza di carico tra 70 e 900 cycles/min ha poca influenza sulla resistenza a fatica purche' il livello di stress rimanga entro il 75% della resistenza ultima statica.

In questa sperimentazione sul calcestruzzo leggero , pur avendo contenuto la frequenza del carico pulsante entro detti limiti (infatti e' stata fatta variare tra 180 e 450 cycles/min) , e pur essendo stata associata ad un valore di Smax inferiore al 38% , la

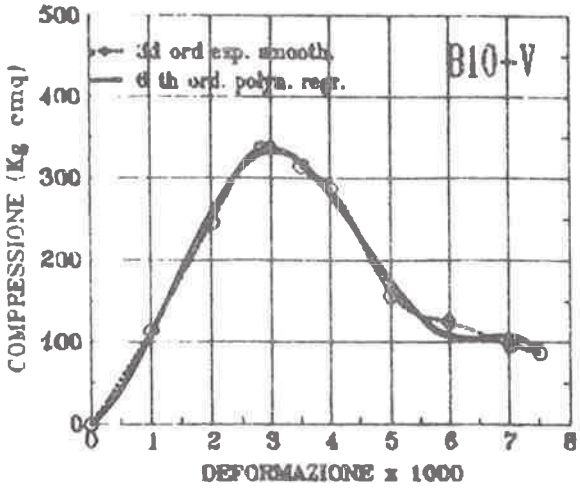


Fig. 20 Diagramma costitutivo del provino vergine B-10

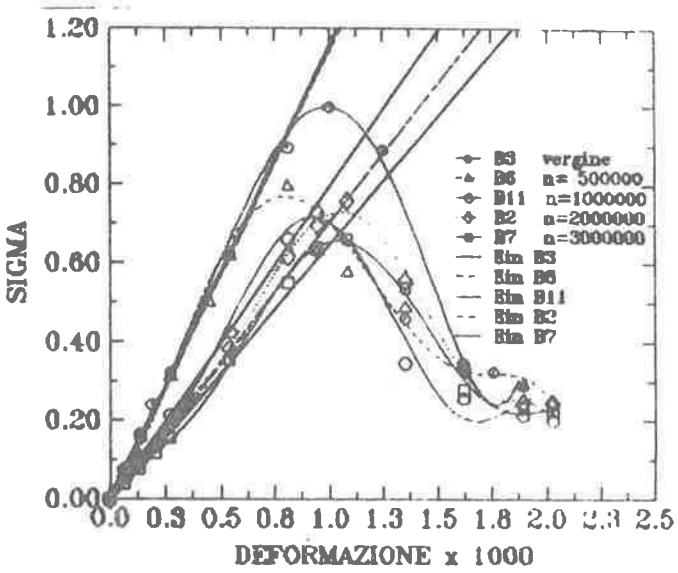


Fig. 21 Diagramma costitutivo normalizzato al variare della fatica - Batch B

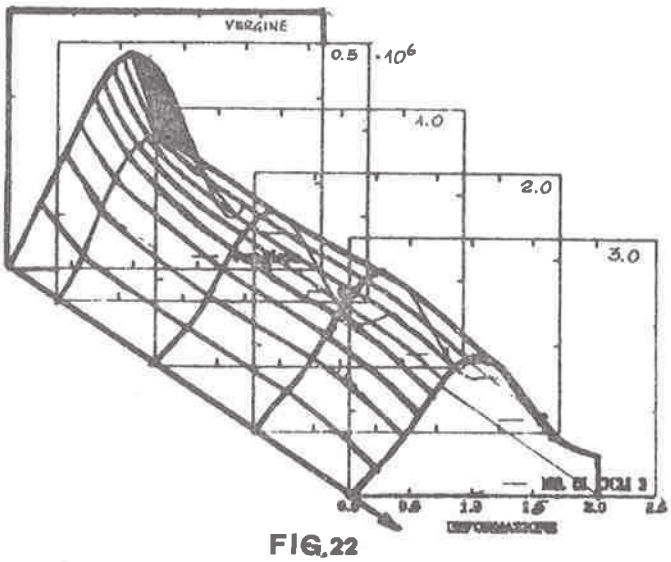


FIG.22

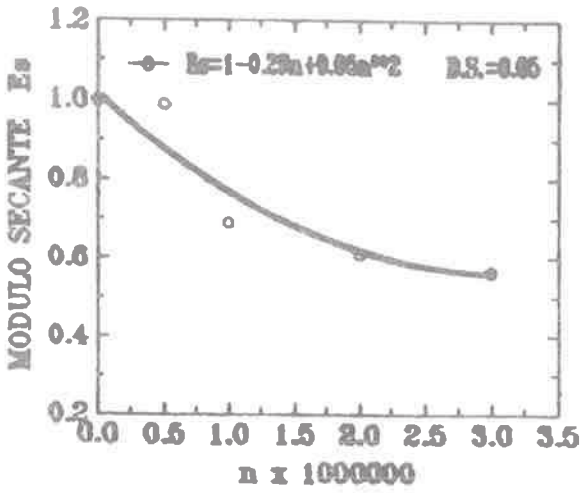


Fig. 22 Modulo secante normalizzato batch B

stessa sembra avere avuto un ruolo non del tutto trascurabile.

Come anche una certa influenza e' sembrato averla l'inerzia termica degli aggregati leggeri. Infatti la notevole quantita' di energia assorbita durante i cicli di fatica non trasformata in microfessurazioni e non recuperata in deformazione , si e' trasformata in calore. Il provino si e' dunque riscaldato in una sorta di trasformazione adiabatica. Tale incremento di temperatura , a suo tempo notato , potrebbe essere stato uno dei fenomeni piu' significativi atto a chiarire il "miglioramento" delle caratteristiche meccaniche di alcuni campioni , riscontrato con notevole insistenza alla fine delle prove di fatica e per ogni classe di conglomerato. L'aumento di temperatura potrebbe aver riaperto , per cosi' dire , i processi di maturazione del conglomerato.

D'altra parte e' gia' stato fatto notare come la frequenza dei cicli di carico possa a volte provocare delle modificazioni a livello chimico dei silicati in modo tale che delle microfessurazioni possano addirittura "risaldarsi" e ricostituire la continuita'. Questo fenomeno , ancora non del tutto chiarito , sembra svilupparsi anche senza variazioni di temperatura nei periodi di riposo (rest periods) ed e' indicato come "recupero " (recovery). In questa sperimentazione vi e' stato un periodo di interruzione piuttosto prolungato tra la prova a fatica e quella monotona : cio' lascia presupporre che vi possa essere stato un recupero tutt'altro che trascurabile.

Una certa influenza sui risultati potrebbe averla data anche l'esigenza (per capacita' della macchina) di ridurre le dimensioni dei provini cilindrici 15x30 , a prismatici 8x8x16 , ricavandoli dal "core" dei primi.

Per le ricerche sperimentali future si dovra' quindi porre ancora maggior attenzione alla qualita' iniziali del conglomerato , al fine di ridurre le dispersioni dei provini indisturbati ed avere minore probabilita' di sottoporre a fatica dei provini con eccessivi scarti da quelli di riferimento. Sara' inoltre necessario rilevare anche le deformazioni trasversali , ortogonali a quelle del carico , mantenendo nel contempo la frequenza di carico costante e sufficientemente bassa da non aggiungere l'ulteriore variabile temperatura , dagli effetti non bene controllabili.

Appare poi piu' prudente utilizzare lo stesso tipo di provini sia per non incorrere nell'eventualita' di utilizzare porzioni degli stessi con diverso grado di danneggiamento , sia per rendere ancora piu' compatibili i risultati tra loro. Sarebbe poi opportuno continuare la fatica fino a cedimento totale di alcuni campioni variando anche i valori di Smax in modo da poter costruire la curva rappresentativa nel piano di Wolher. Da ultimo si dovrebbe effettuare una analisi al microscopio dei campioni affaticati per rilevarne il tipo e il grado di danneggiamento.

Le presenti prove comunque possono offrire lo spunto per delle osservazioni di carattere generale. Come gia' accennato , la frequenza di pulsazione del carico non sembra essere stata del tutto priva di effetti : la deformazione residua (depurata da quella elastica immediatamente recuperata) presenta un andamento simile per tutti i batch con una crescita rapida fino ad un milione di cicli per poi rimanere costante fino a 2.5 milioni e poi riprendere di nuovo un incremento molto rapido. Quindi ben un terzo della vita a fatica sembra non produrre deformazioni residue eccessive ed in sintonia con questa particolarita' , anche la richiesta di energia di deformazione per fatica rimane esigua in questo lungo intervallo.

Per quanto riguarda le caratteristiche salienti dei diagrammi costitutivi allo SLU di deformazione del 7.5‰ , si puo' sostenere che si hanno dati sperimentali attendibili per confermare un certo decadimento del mate-

riale dopo un alto numero di cicli. Tuttavia tale situazione finale viene raggiunta con percorsi dipendenti almeno dalla classe del conglomerato e talvolta transitando per un indiscutibile miglioramento di talune caratteristiche meccaniche (modulo secante , deformazione di picco).

Le differenze tra i vari batch non si sono rivelate sempre molto elevate ed alcune grandezze non hanno dimostrato eccessiva suscettivita' alla fatica fino ad 1-1.5 milioni di cicli (compressione di picco , deformazioni di picco e di flesso) , fino ad alcune quantita' che sembrano indipendenti dal numero dei cicli (rapporti tra compressioni e deformazioni di flesso e di picco).

La grandezza che e' variata in modo consistente e' stata il modulo di elasticita' secante , che per il batch B , durante la vita a fatica , si e' ridotto fino del 40% . Mentre per molti fenomeni i risultati sperimentali sono stati di difficile interpretazione e talvolta contraddittori , la diminuzione del modulo secante col numero dei cicli si e' manifestata per tutte le classi in maniera chiara e inequivocabile , come rappresentato nella fig. 23 , riferita al batch B. Nella figura si osserva come il modulo secante si riduca , dopo tre milioni di cicli , a circa il 60% del modulo elastico secante del provino vergine.

Tenuto conto che il range di carico e' stato riferito ad un campo tensionale compreso tra 0.07 f'c e 0.38 f'c , ossia il campo delle tensioni di esercizio , la riduzione osservata assume un aspetto molto rilevante per cio' che riguarda il comportamento delle strutture in calcestruzzo leggero sottoposto a carichi ciclici : tale circostanza infatti provoca notevoli incrementi delle deformazioni del LC stesso , nonche' notevoli incrementi negli stati tensionali degli acciai.

BIBLIOGRAFIA

1. Papoulis,A." Probabilita', variabili aleatorie e processi stocastici", Boringhieri,Torino 1973
2. Taylor,D. " Fatigue thresholds : their applicability to engineering situations" . Int. J Fatigue, April 1988
3. Calzona,R. " Il conglomerato leggero strutturale " . Edizioni di scienza e tecnica,Milano 1982 4. ACI 213R " Guide for structural lightweight aggregate concrete "
5. Kakuta,Y.,Okamura,H.,Kohno,M. " New concept for concrete fatigue design procedures in Japan " Proceedings IABSE,Lausanne 1982
6. Gray,H.,McLaughlin,J.,Antrim,J.D., " Fatigue properties of lightweight aggregate concrete " . ACI Journal , Aug. 1961
7. Tepfers,R.,Kutti,T.," Fatigue strength of plain,ordinary and lightweight concrete " Journal of the ACI May.1979,Vol. 76
8. Wang,P.T.,Shah,S.P.,Naaman,A.E.," Stress-strain curves of normal and lightweight concrete in compression " . ACI Journal,November 1978
9. Nordby,G.,Gene,M., " Fatigue of concrete-A rewiew of researche " ACI Journal,V. 30 ,No. 2,Aug. 1958
10. Gaede,K., " The strength and deformation of concrete subjected to compressive pulsating loads " Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton,Berlin, Wilhelm Ernst und Sohn,1962
11. Antrim,J.,McLaughlin,J.F., " Fatigue study of air entrained concrete " Journal of American Concrete Institute, May 1959
12. Sparks,P.R., Menzies,J.B.," Effect of rate of loading upon the static and fatigue strength of plain concrete in compression "; Magazine of concrete research. Vol. 25,No.83. June 1973
13. Gumbel,E.J.," Parameter in distribution of fatigue life" Journal of the engineering mechanics division ASCE, Vol. 89. No. em5,Oct.,1963
14. Holmen,J.O.," Fatigue of concrete of constant and variable amplitude loadings " Publication SP-75 , ACI 1982
15. Hsu,T.T.C., " Fatigue of plain concrete " Journa of ACI,Vol. 78 July-Aug.1981
16. Shah,S.P.,Chandra,S., " Fracture of concrete subjected to cyclic and sustained loads " Journal of the ACI,Vol. 67,No.10,Oct.1970
17. Cornelissen H.,A.,W., " Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete Heron ,Volume 31 n.2.1986
18. Byung Hwan Oh ," Fatigue analisys of plain concrete in flexure " , JSE ,Vol 112,N.2 February 1986
19. Sparks,P.,R., " The influence of rate of loading and material variability on the fatigue characteristic of concrete " . SP-75 ,ACI 1982
20. Bazant,Z.,P., " Endochronic inelasticity and incremental plasticity ",Int J of solids and structures,Vol.14,1978
21. Zwerneman,F.J., Franck,K.,H., " Fatigue damage under variable amplitude loads " JSE,Vol 114,N.1,Jan 1988

LEGAME COSTITUTIVO DI CALCESTRUZZI CONFINATI NORMALI E LEGGERI, SOTTOPOSTI A COMPRESSIONE MONOASSIALE

GALEOTA Dante
GIAMMATTEO M. Matteo
GRILLO Francesco

Dipartimento di Ingegneria delle Strutture delle Acque e del Terreno
Università degli Studi de L'Aquila

LEGAME COSTITUTIVO DI CALCESTRUZZI CONFINATI NORMALI E LEGGERI, SOTTOPOSTI A COMPRESSIONE MONOASSIALE

D. GALEOTA, M.M. GIAMMATTEO, F. GRILLO

Dipartimento d'Ingegneria delle Strutture delle Acque e del Terreno
Università degli Studi de l'Aquila

SOMMARIO

Nel presente lavoro vengono riportati i risultati di un'indagine avente come scopo lo studio teorico e sperimentale del comportamento del calcestruzzo normale e leggero strutturale confinato, con diverse percentuali volumetriche di staffatura, sottoposto a carico assiale monotonico.
I risultati sono stati impiegati per calibrare i parametri di alcuni modelli teorici di legame sforzo-deformazione, così da adattarli in particolare alla previsione del comportamento dei calcestruzzi leggeri confinati.

SUMMARY

The purpose of this study is to examine, under uniaxial compression, the monotonic stress-strain properties of normal and lightweight concrete specimens with different lateral confinement.
Three mathematical models have been used to predict the complete stress-strain curve of concrete in compression in terms of different lateral confinement.
The parameters of the models have been adjusted using system identification techniques in order to obtain the best match possible between the experimental data and the theoretical predictions.

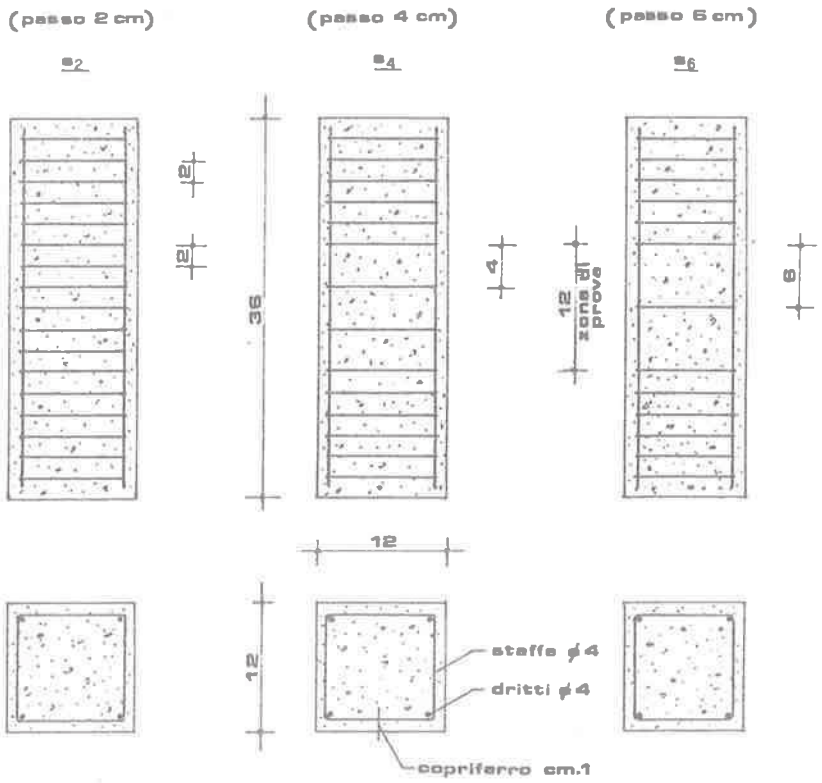
1. PREMESSA

Nello studio delle strutture sottoposte a sollecitazioni di notevole intensità, quali quelle sismiche, occorre usare tecniche di analisi non lineare la cui efficacia tra l'altro dipende dall'impiego di legami costitutivi dei materiali che tengano conto del comportamento post-elastico in modo semplice, oltre che aderente, al fenomeno.
La formulazione di tali legami è basata di norma sull'osservazione dei risultati di prove sperimentali che riproducono gli aspetti di un dato problema strutturale con un livello di dettaglio che va dalle prove sui materiali a quelle sui prototipi.
Nel caso del cemento armato è di particolare interesse lo studio del comportamento, non solo dei singoli costituenti (calcestruzzo e acciaio), quanto dell'associazione che ne risulta.
Nei confronti della situazione su menzionata (carichi notevoli, ad es. sismici), un argomento che è da tempo oggetto di studio è l'effetto di confinamento prodotto dalle armature trasversali in elementi in cemento armato sottoposti a compressione (I), (II), (III).
A tale proposito è noto che una staffatura efficace, oltre a produrre una crescita del carico di rottura a compressione, permette al

conglomerato di sopportare rilevanti sollecitazioni, anche in presenza di elevate deformazioni; è noto altresì che tali effetti sono più pronunciati in calcestruzzi di bassa resistenza che in quelli di resistenza elavata.
A seguito degli studi fatti sono stati formulati da più ricercatori modelli analitici in grado di fornire previsioni teoriche del legame costitutivo del calcestruzzo compresso e confinato (IV).
Tali relazioni, inserite in apposite procedure di calcolo, hanno reso possibili le analisi non lineari citate in precedenza.
La validità di tali procedure è peraltro legata al verificarsi di alcune circostanze:

- i modelli teorici devono essere il più possibile semplici, per non appesantire oltremodo lo sviluppo dei numerosi calcoli che l'analisi non lineare di una struttura di norma comporta
- i coefficienti contenuti nelle relazioni di tali modelli nascono di necessità dai risultati di prove sperimentali e pertanto la loro validità è legata all'ampiezza delle sperimentazioni effettuate, quando addirittura non ne sia necessaria la valutazione attraverso prove apposite.

In tale contesto si inserisce lo studio qui illustrato, il cui obiettivo è essenzialmente quello di saggiare l'applicabilità di alcuni modelli di legame sforzo-deformazione del calcestruzzo compresso, ottenuti da sperimentatori stranieri, al caso di conglomerati leggeri strutturali, confinati con staffe quadrate, realizzati con un inerte artificiale di produzione nazionale (Termolite T6).



campioni di prova
(confinamento laterale)

Fig. 1

TABELLA 1

DISTRIBUZIONE GRANULOMETRICA DEGLI INERTI DI CAVA			
Ghiaia (5-15 mm)		Sabbia (0 - 5 mm)	
apertura vaglio (mm)	passante al vaglio (% in peso)	apertura vaglio (mm)	passante al vaglio (% in peso)
20	100	5	100
15	97	3	87.1
10	44	2	68.9
7.1	17	1	41.1
5	4	0.2	12.9
3	0.2	0.074	1.6

TABELLA 2

CARATTERISTICHE INERTI LEGGERI (ARGILLA ESPANSA TERMOLITE T6)				
pezzatura diametro D (mm)	sigla	peso in mucchio (kg/m³)	coeff. di imbib.	densitá in grani (kg/l)
MEDIA $3 \leq D \leq 8$	T6 3/8	650	10%	1.06
GROSSA $6 \leq D \leq 12$	T6 8/12	600	10%	1.06

TABELLA 3

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI		
ϕ (diametro barra tonda equipeante) (mm)	tensione media di snervamento (kg/cmq)	tensione media di rottura (kg/cmq)
4.03	6009	6444

TABELLA 4

CALCESTRUZZI NORMALI				Classe di resistenza
sabbia (kg/m³)	ghiaia (kg/m³)	cemento tipo 425 (kg/m³)	A/c	-
800	1200	300	0.55	B
800	1200	400	0.50	M

TABELLA 5

CALCESTRUZZI LEGGERI				Classe di resistenza
sabbia (kg/m³)	T6 3/8 (kg/m³)	T6 8/12 (kg/m³)	A/c	-
920	252	107	300	B
920	252	107	400	M

TABELLA 6

	calcestruzzo normale								calcestruzzo leggero							
grado di confinamento s	0		2		4		6		0		2		4		6	
classe del calcestruzzo	M	B	M	B	M	B	M	B	M	B	M	B	M	B	M	B
campioni di prova 12x12x36	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
campioni di controllo 15x15x15	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8
campioni di controllo 4x4x16	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2

2. SPERIMENTAZIONE

Allo scopo di disporre di risultati idonei all'obiettivo fissato sono stati confezionati campioni di calcestruzzo leggero, dimensioni 12x12x36 cm, armati con una gabbia in acciaio ad aderenza migliorata di diametro nominale 4 mm costituita da quattro ferri longitudinali e da staffe quadrate, saldate all'estremità, poste a diversi interassi come indicato in fig. 1; una analoga campionatura è stata realizzata in calcestruzzo ordinario, a scopo di confronto.

2.1 Preparazione dei campioni

Per entrambi i materiali sono state utilizzate due miscele in modo da ottenere conglomerati di resistenza a compressione bassa (circa 20 MPa) e media (30-35 MPa).
Le caratteristiche degli inerti (naturali e leggeri) e dell'acciaio impiegato sono riportate nelle tabelle 1, 2 e 3, metre le composizioni delle due miscele sono raccolte per ciascun materiale nelle Tabelle 4 e 5.
La Tabella 6 infine fornisce un prospetto del numero di campioni realizzati per ciascuna combinazione dei fattori presi in considerazione: tipo di materiale (calcestruzzo normale e leggero), classe di resistenza (bassa e media), grado di confinamento C_w.
La variazione di quest'ultimo fattore consegue dalla realizzazione di una diversa spaziatura delle staffe (assenza di staffe, p_w = 6 cm, p_w = 4 cm, p_w = 2 cm) e dall'adozione dellA definizione seguente

$$C_w = \frac{\text{Volume di 1 staffa}}{\text{Vol. di cls cerchiato da 1 staffa}}$$

Nel caso in esame avendo adottato staffe ϕ 4 quadrate di lato 100 mm è risultato C_w = 0/0.0085/0.0127/0.0254.
Il confezionamento e la stagionatura sono stati eseguiti secondo le norme in modo omogeneo per l'intera campionatura.
La densità dei materiali è risultata all'atto della prova pari a

- 2405 kg/m³ nei conglomerati normali di classe bassa,
- 2412 kg/m³ " " " " " media,
- 1740 kg/m³ " " leggeri " " bassa,
- 1775 kg/m³ " " " " " media.

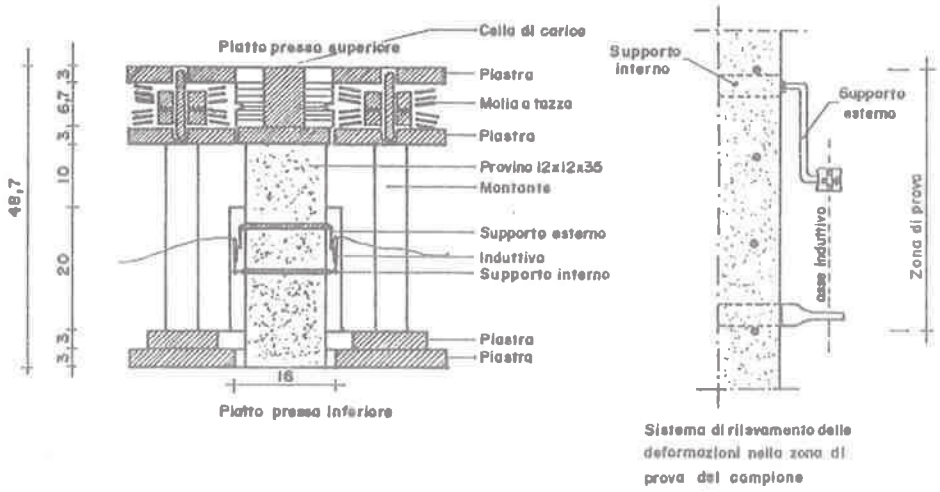
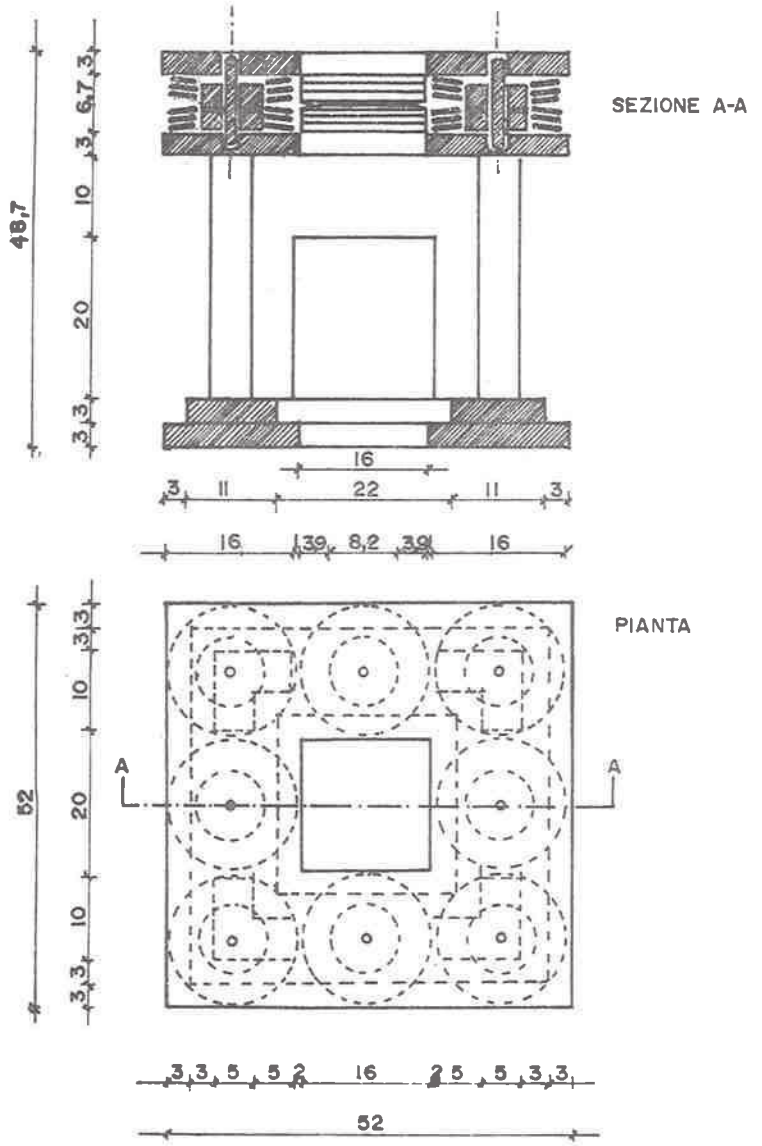


Fig. 2

INCASTELLATURA

misure in cm.



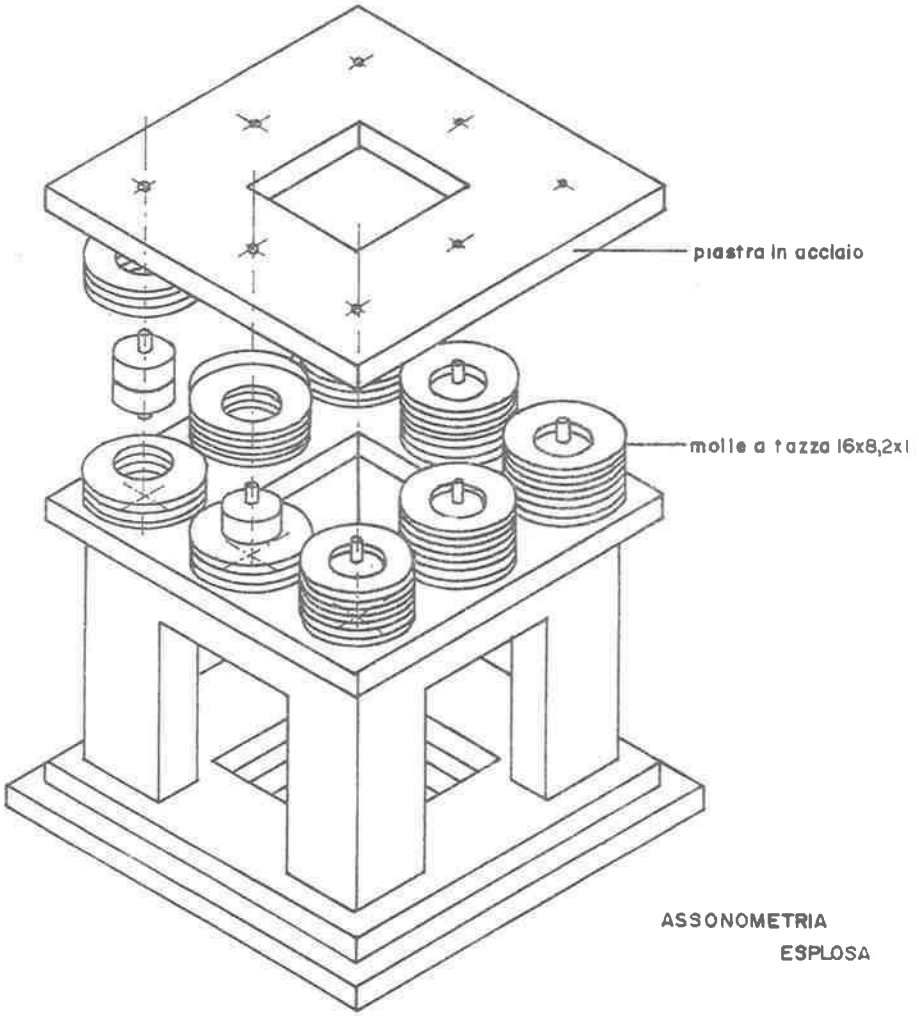


Fig. 3

2.2 Modalità di prova

La fig. 1 mostra che in tutti i campioni sono state disposte staffe a passo p_w = 2 cm nelle zone di estremità mentre nel tratto centrale è stato adottato un passo variabile come precedentemente descritto. In corrispondenza di tale tratto sono state misurate le deformazioni assiali, a mezzo di quattro trasduttori induttivi, montati su sopporti annegati nei provini all'atto del getto (fig. 2). Nella stessa fig. 2 è indicata la cella di carico con cui è stata misurata la forza applicata al campione. I segnali degli strumenti suddetti sono stati controllati da un sistema automatico di acquisizione dati, così da avere in tempo reale il grafico sforzo-deformazione e successivamente la memorizzazione delle letture.
Ciascun provino è stato sottoposto a compressione assiale monotonica mediante una pressa idraulica da 3MN.
Tale dispositivo non consente di proseguire la prova, una volta raggiunto il carico di rottura, data l'insufficiente ridigezza della macchina; non è quindi possibile seguire il ramo calante del diagramma sforzo-deformazione.
Per superare questo inconveniente si è fatto ricorso all'irrigidimento offerto da un'apposita incastellatura metallica (fig. 3) disposta attorno al provino realizzata in modo tale che il carico totale impresso dalla macchina sul complesso provino+incastellatura risultava in ogni caso crescente. Questa tecnica, oltre a trovare riscontro in lavori di altri ricercatori (VI), è stata ampiamente collaudata dagli autori in un precedente lavoro (VII).

3. RISULTATI

Nella Tabella 7 sono raccolti i valori del carico di rottura, della corrispondente deformazione e del grado di confinamento per tutti i campioni provati.
Nelle figg. 4, 5, 6 e 7 sono illustrati alcuni risultati messi a confronto in modo da evidenziare gli effetti dei vari fattori in esame.
In particolare è stato rilevato che:

- la crescita del grado di confinamento produce un incremento della resistenza nei calcestruzzi normali (circa il 16% nei campioni di classe bassa, circa l'8% in quelli di classe media), mentre tale effetto è praticamente insensibile nei calcestruzzi leggeri;
- al crescere del grado di confinamento, in ogni caso diminuisce la pendenza del ramo calante; se si introduce la stima di un fattore di duttilità come rapporto tra la deformazione ad una tensione residua pari a 0,85 f_c e la deformazione di picco ε_o, si ottengono incrementi: da 1.4 a 6.6 per i calcestruzzi normali classe bassa; da 1,3 a 2,6 per quelli normali classe media; da 1,4 a 2,8 per quelli leggeri classe bassa, da 1,3 a 2,3 per quelli leggeri classe media.

I risultati ottenuti, in specie per quanto riguarda i calcestruzzi leggeri, sono in linea con quanto riscontrato da altri sperimentatori (II).

TABELLA 7

CALCESTRUZZO NORMALE					CALCESTRUZZO LEGGERO				
Classe	Confin. C_w	Campione	f_c N/mm²	ε_o	Classe	Confin. C_w	Campione	f_c N/mm²	ε_o
B	0	1	20.015	.001522	B	0	1	19.995	.002668
		2	21.233	.001867			2	19.333	.002775
		3	19.550	.001650			3	20.235	.002932
		4	18.765	.001585			4	18.895	.002540
B	0.0085	1	19.245	.002462	B	0.0085	1	20.436	.003264
		2	20.029	.002124			2	21.742	.002839
		3	21.423	.002758			3	19.913	.003202
		4	16.633	.002323			4	21.539	.003455
B	0.0127	1	24.296	.002420	B	0.0127	1	20.529	.002936
		2	24.064	.002754			2	21.434	.003752
		3	23.280	.002682			3	20.993	.003267
		4	22.526	.002224			4	21.388	.003244
B	0.0254	1	24.093	.003427	B	0.0254	1	20.465	.003006
		2	22.990	.002530			2	22.438	.003381
		3	22.729	.003908			3	21.161	.003899
		4	23.658	.003467			4	21.335	.003673
M	0	1	35.050	.002225	M	0	1	26.778	.002670
		2	34.430	.002170			2	26.458	.002873
		3	35.789	.002554			3	27.345	.002850
		4	34.820	.002125			4	27.233	.002788
M	0.0085	1	37.649	.002251	M	0.0085	1	29.260	.003168
		2	38.491	.002559			2	31.118	.003657
		3	37.446	.002447			3	29.115	.003172
		4	38.230	.002935			4	30.305	.003593
M	0.0127	1	34.775	.003058	M	0.0127	1	27.925	.003540
		2	34.978	.002511			2	28.070	.003355
		3	36.082	.003020			3	30.000	.003820
		4	38.026	.002556			4	27.402	.003171
M	0.0254	1	36.981	.002806	M	0.0254	1	29.260	.002844
		2	37.562	.002437			2	27.983	.002867
		3	39.942	.002531			3	32.511	.002899
		4	36.894	.002804			4	30.189	.003007

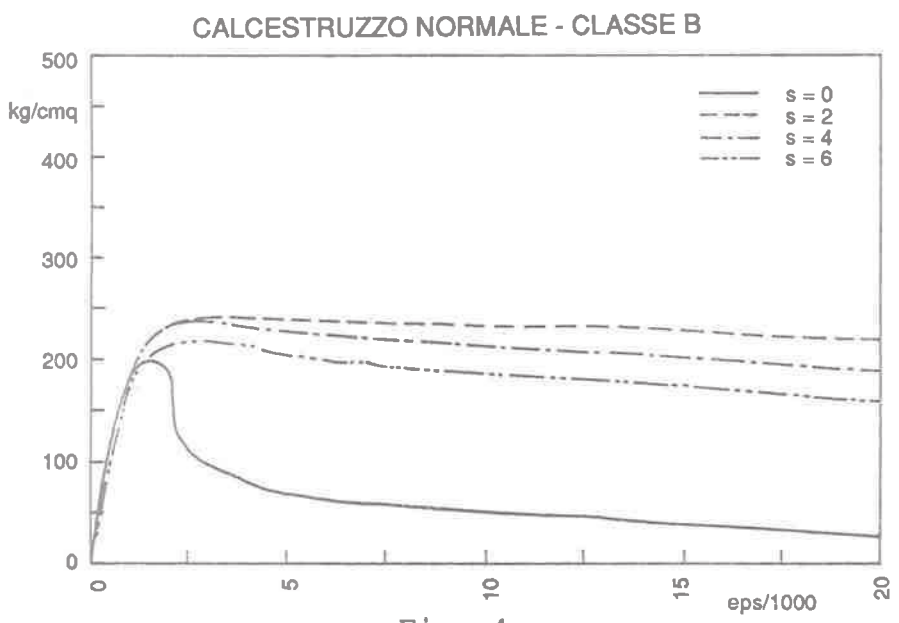


Fig. 4

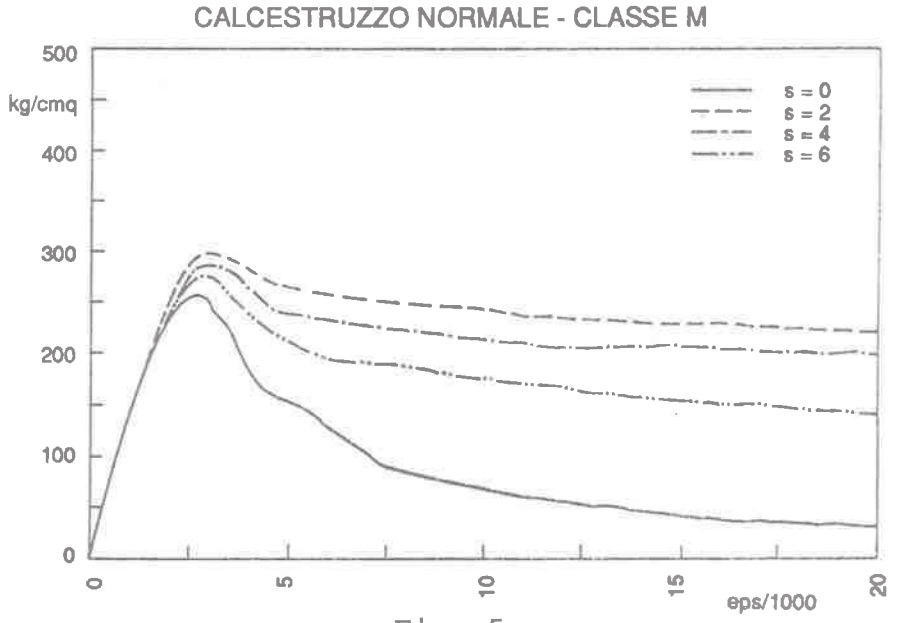


Fig. 5

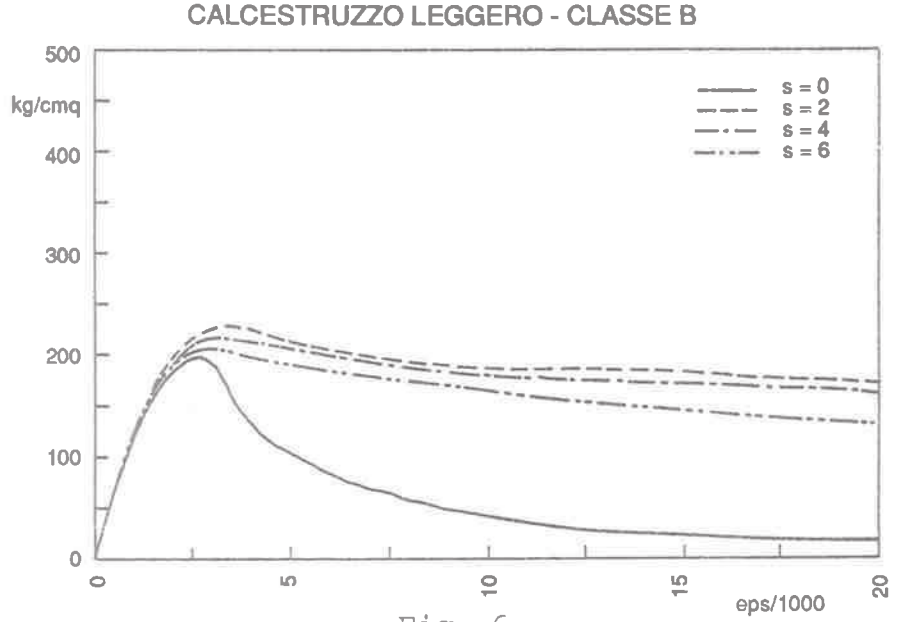


Fig. 6

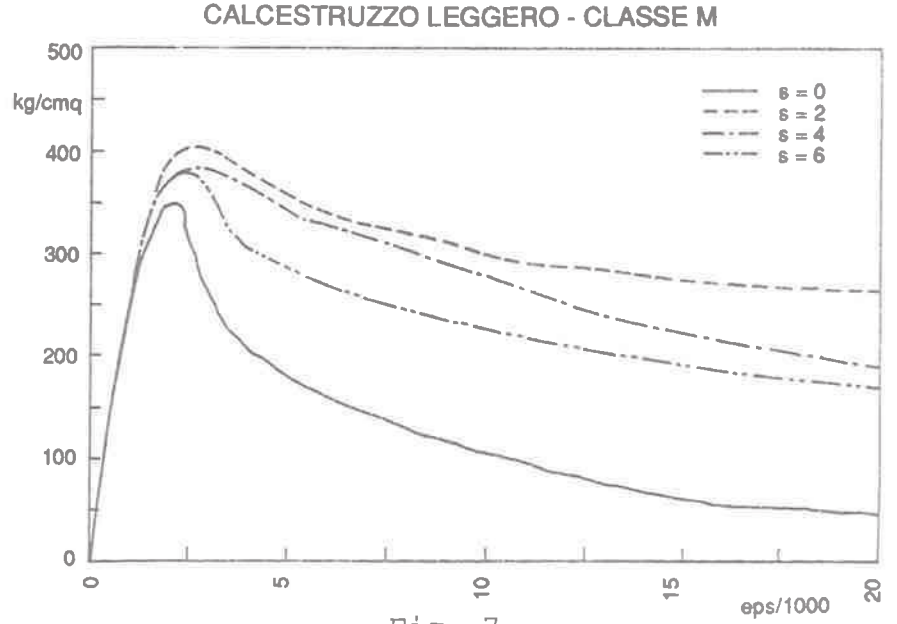


Fig. 7

4. MODELLAZIONE DELLE CURVE

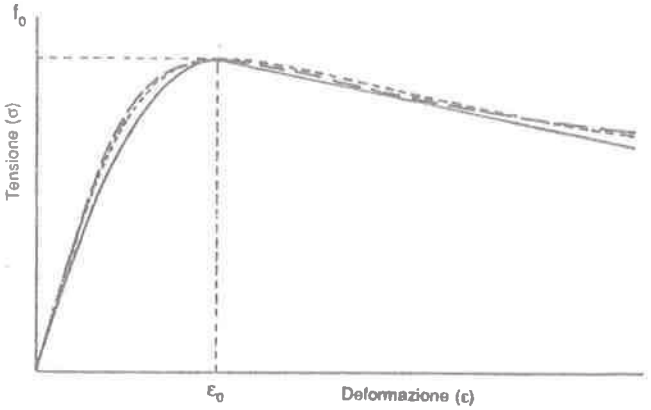
La resistenza a compressione del calcestruzzo confinato è un fenomeno da tempo oggetto di studi e ricerche che hanno dato luogo in particolare a svariate formulazioni della legge sforzi-deformazioni.
Tra le più note ne sono state scelte alcune che, per la loro semplicità, ben si prestano al confronto coi dati sperimentali raccolti: si tratta delle formulazioni di Park, Sargin e Popovics, raccolte in fig. 8.
Utilizzando tecniche di identificazione (VIII) le tre curve sono state adattate ai singoli risultati sperimentali ottimizzando i valori dei parametri di ciascun modello fino a minimizzare l'errore esistente tra curva sperimentale e curva identificata.
Esaminando la distribuzione di tali errori, figg. 9 e 10, è possibile constatare che:

- i modelli utilizzati riproducono mediamente molto bene curve con ramo calante poco ripido (calcestruzzi di classe bassa) e meno bene casi in cui il ramo calante presenta una perdita iniziale di tensione seguita da un tratto quasi orizzontale (calcestruzzi confinati di classe media);
- nel complesso il modello che meglio si adatta ai risultati ottenuti è quello di Popovics seguito da quelli di Sargin e di Park.

Nelle figg. 12, 13, 14 e 15 sono illustrati alcuni esempi di identificazione relativi a campioni dei due materiali e delle due classi.
Le differenze sostanziali dei tre modelli risiedono nella rappresentazione del ramo calante: rettilineo nella formulazione di Park, curvilineo nelle altre due; in ogni caso tale tratto di curva è governato da un parametro (Z per Park, D per Sargin, A_2 per Popovics, v. fig. 8), che, in base ai risultati delle identificazioni fatte, risulta dipendente in modo significativo tanto dalla resistenza del materiale, quanto dal grado di confinamento.
Usando tecniche di regressione lineare (IX) è possibile quantificare tali dipendenze come indicato in Tabella 8.
Va comunque osservato che, mentre le considerazioni svolte sono sicuramente utili nella scelta di un modello e nella messa a punto dei parametri che lo governano, le relazioni che ne sono conseguite sono da ritenersi strettamente applicabili in situazioni che ricadono nel campo della variabilità dei fattori presi in esame.

TABELLA 8
Andamento del paramentro che governa il ramo calante

Modello	Conglomerato normale	Conglomerato leggero
Park	$Z = -22.34 + 1.99\ f_c - 29.11\ C_w$	$Z = -4.58 + 2.42\ f_c - 39.88\ C_w$
Sargin	$D = -10.01 - 0.28\ f_c + 5.73\ C_w$	$D = -3.33 - 0.08\ f_c + 1.45\ C_w$
Popovics	$A_2 = 0.77 + 0.02\ f_c - 0.36\ C_w$	$A_2 = -0.85 + 0.04\ f_c - 0.66\ C_w$



——— (Park - 1971)

$\sigma_i = f_c(2k - k^2)$, per $\varepsilon_i \leq \varepsilon_0$

$\sigma_i = f_c(1 - Zk)$, per $\varepsilon_i > \varepsilon_0$

con $k = \varepsilon_i/\varepsilon_0$

Z = coefficiente

——— (Sargin - 1971)

$\sigma_i = f_c[Ck + (D-1)k^2]/[1 + (C-2)k + Dk^2]$

con $C = E_c\varepsilon_0/f_c$

$k = \varepsilon_i/\varepsilon_0$

D = coefficiente

····· (Popovics - 1971)

$\sigma_i = f_c k[A/(A - 1 + k^A)]$

con $k = \varepsilon_i/\varepsilon_0$

$A = A_1$ per $\varepsilon_i \leq \varepsilon_0$

$A = A_2$ per $\varepsilon_i > \varepsilon_0$

Fig. 8

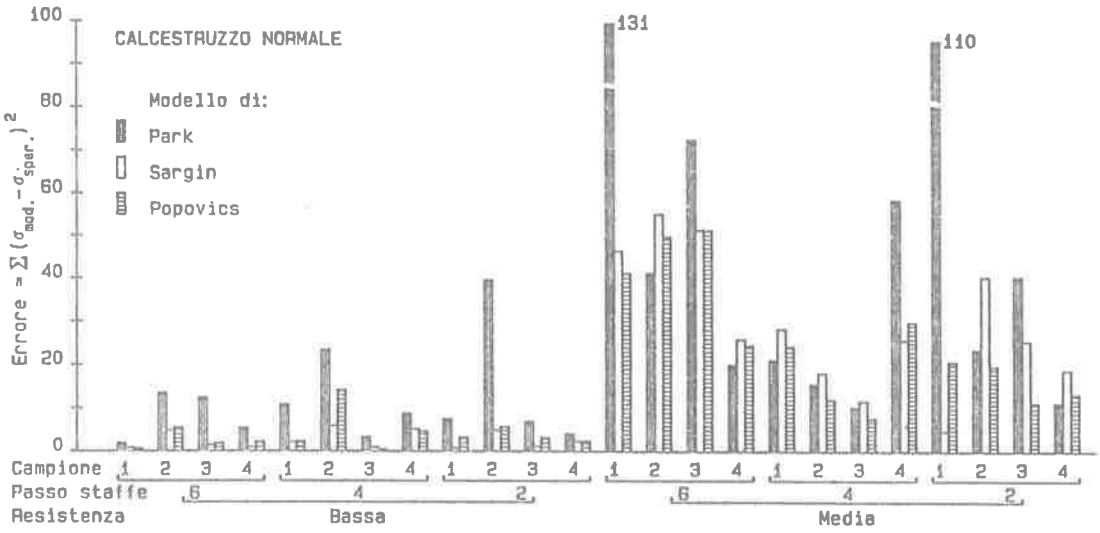


Fig. 9

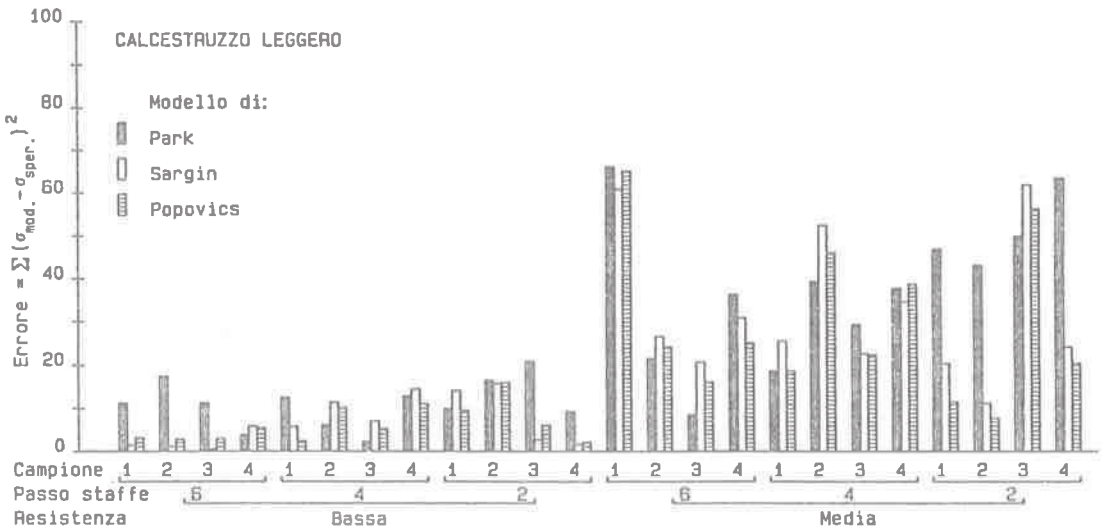


Fig. 10

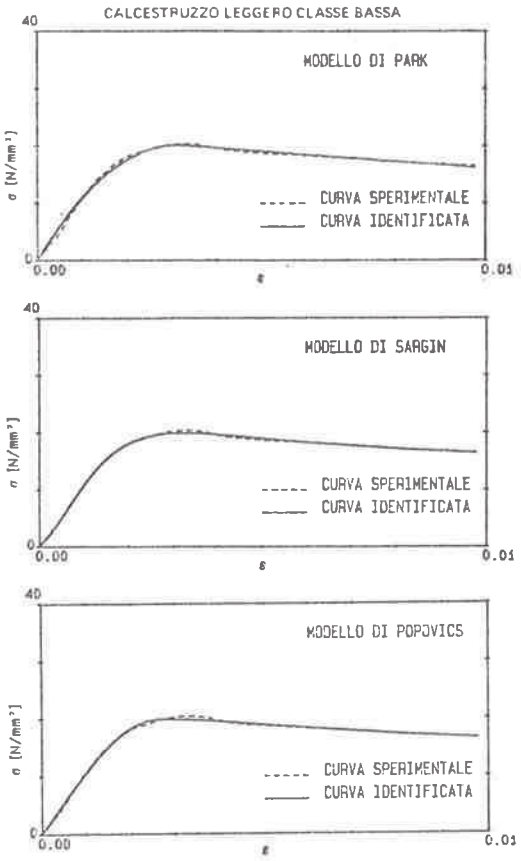


Fig. 11

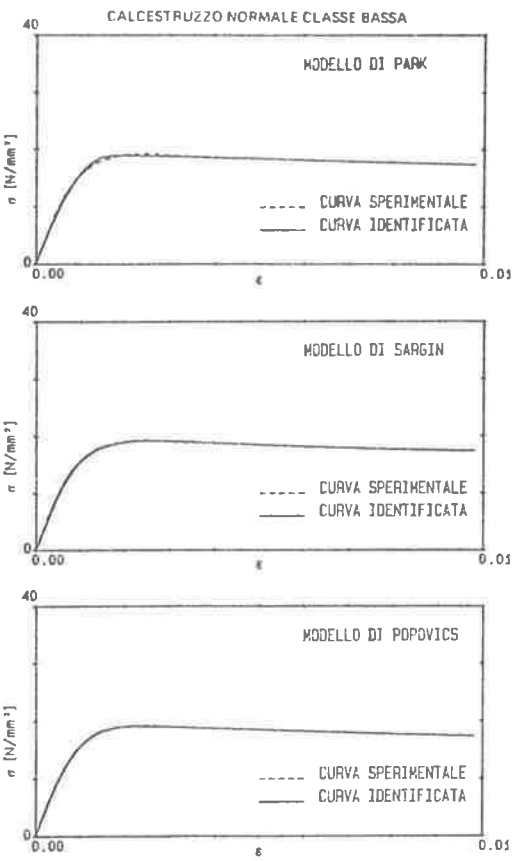


Fig. 12

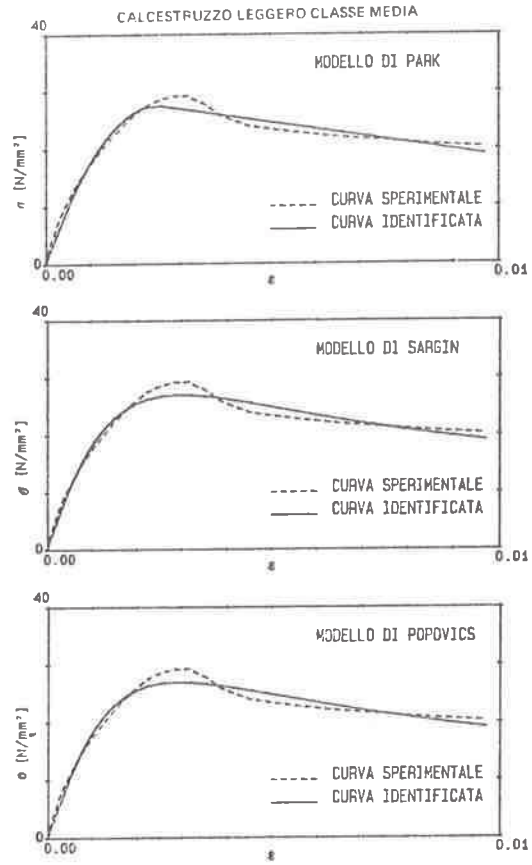


Fig. 13

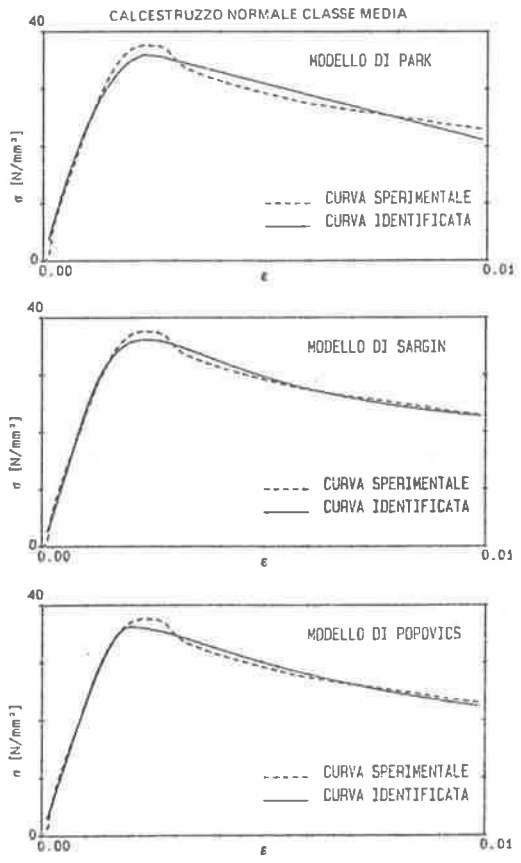


Fig. 14

5. CONCLUSIONI

L'indagine svolta ha avuto per obiettivo il confronto di alcuni modelli teorici di curva sforzo-deformazione, di calcestruzzi confinati sottoposti a compressione, con il comportamento rilevato sperimentalmente di campioni staffati di calcestruzzo ordinario e leggero strutturale.
I risultati delle prove, condotte a compressione centrata monotonica mediante una ordinaria pressa idraulica irrigidita da un apposito sistema di contrasto, hanno fornito risultati concordi con quanto rilevato da altri ricercatori; in particolare su conglomerati leggeri di produzione straniera.L'identificazione delle curve sforzo-deformazione sperimentale, fatta con tre diversi modelli teorici (Park, Sargin, Popovics), ha mostrato una notevole concordanza nella previsioni fornite, confermando l'applicabilità di tali formulazioni al comportamento dei materiali presi in esame.

RINGRAZIAMENTI

Il presente lavoro è stato svolto con il supporto di un finanziamento MPI 60%. Gli autori sono grati alla S.M.A.E. S.p.A. di Roma ed all'Ing. A. Figliolini per la collaborazione fornita nell'allestimento della sperimentazione.

BIBLIOGRAFIA

(I) Scott B.D., Park A., Priestley M.J.N.: " Stress-Strain Behaviour of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI Journal, Jan. Feb. 1982, pp. 13-27.

(II) Hamad S.H., Shah S.P.: "Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement" ACI Journal, Nov.-Dec. 1982, pp. 484-490.

(III) Uzumeri S.M., Sheikh S.A.: "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Column with Rectangular Ties". Workshop on Earthquake-Resistant Reinforced COncrete Building Construction (ERCBC), University of California, Berkeley, July 11-15, 1977, pp. 611-623.

(IV) C.E.B. "Bulletin d'information n. 131" - AICAP-CEB Symposium, Roma, Maggio 1979.

(V) Sargin M.: "Stress-Strain Relationship for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections". Study N.4, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Ontario, 1971.

(VI) Wang P.T., Shah S.P., Naaman A.E.: " Stress-Strain Curves of Normal and Lightweight Concrete in Compression" ACI Journal, Proceedings Vol. 75, No 11, November 1978.

(VII) Galeota D., Giammatteo M.M., Grillo F.: "Calcestruzzi leggeri e normali - Legame costitutivo per elementi non confinati sottoposti a carico assiale monotono". Giornale del Genio Civile, Fasc. 10-11-12, Ottobre-Novembre-Dicembre 1984, pp. 387-400.

(VIII) Fox R.L.: "Optimization Methods for Engineering Design". Addison-Wesley Publishing Company, Reading, Massachussets, 1971.

(IX) Montgomery D.C., Peck E.A.: "Introduction to Linear Regression Analysis". John Wiley & Sons, 1982.

COMPORTAMENTO CICLICO DI SEZIONI IN CA E CLS
CONFRONTO FRA MODELLO NUMERICO E SPERIMENTAZIONE

MONTI Giorgio

Ingegnere Libero Professionista, Roma

NUTI Camillo

Dipartimento di Scienze e Storia
Università G. D'Annunzio di Pescara

COMPORTAMENTO CICLICO DI SEZIONI IN CA E CLS
CONFRONTO FRA MODELLO NUMERICO E SPERIMENTAZIONE

Giorgio MONTI(*)
Camillo NUTI(**)

SOMMARIO

Sulla base di una serie di prove sperimentali su colonne in CA e CLS sottoposte a carichi ciclici, si sono voluti riprodurre numericamente i diagrammi momento-curvatura delle sezioni definendo le leggi analitiche del comportamento ciclico dei materiali CA, CLS ed acciaio in accordo alle risultanze sperimentali di precedenti prove. Per l'acciaio si e' inoltre ritenuto di modellare il fenomeno, piu' sentito nel CLS, dello svergolamento delle barre in compressione.

SUMMARY

Starting from a set of cyclic tests on normal and lightweight concrete columns, the moment-curvature diagrams for the base sections were numerically reproduced defining analytical laws for materials according to previous experimental results. Moreover, the buckling of the compressed steel bars was meant to be reproduced.

(*) Ingegnere Libero Professionista, Roma
(**) Professore Associato di Costruzioni in Zone Sismiche,
Dipartimento di Scienze e Storia,
Universita' G. D'Annunzio, Pescara

1. INTRODUZIONE

Parallelamente all'esteso compagno sperimentale su provini ed elementi in CA e CLS soggetti ad azioni cicliche oltre il limite elastico di cui in (I), si e' svolto un lavoro di tipo numerico volto alla messa a punto ed alla validazione di modelli analitici per lo studio del comportamento del cemento armato, ordinario (CA) e con inerte leggero (CLS). Il primo obiettivo dello studio e' stato quello di ripercorrere le prove effettuate. La ricerca sperimentale era stata infatti impostata in modo da consentire la messa a punto dei modelli analitici previsti.

Le strutture cui si fa riferimento sono costitutite da elementi a sviluppo lineare nei quali il collasso avviene per effetto dello sforzo normale e del momento flettente e nelle quali le sollecitazioni taglianti sono trascurabili.

Le prove che si e' inteso riprodurre erano state effettuate su mensole alte circa 1.4 m (fig 1), soggette a sforzo assiale costante e carichi orizzontali alternati e incrementati fino al raggiungimento del collasso.

Lo schema strutturale e' quindi quello di una mensola non lineare nella quale si possono individuare tre zone: la zona superiore non fessurata, la zona fessurata e la zona di cerniera plastica il cui comportamento e' governato dalla sezione di base.

In questo lavoro l'attenzione e' rivolta alla modellazione della sezione di base il cui comportamento e' seguito con un programma non lineare che analizza il comportamento ciclico della sezione, suddivisa in strisce di spessore opportuno, alle quali sono assegnati i legami σ-ε ciclici dei materiali, ottenuti con l'analisi sperimentale sia per il conglomerato con diversi valori del contenimento, che per le barre d'acciaio.

In questa prima fase della ricerca si e' verificata la validita' del legame momento-curvatura ottenuto con l'analisi della sezione "a strisce", confrontando i risultati analitici con quelli sperimentali: si erano infatti registrate, tra le altre grandezze, anche le storie delle ε alle estremita' delle sezioni di base e nelle sezioni distanti da questa 10 e 20 cm, potendo cosi' dedurre sperimentalmente la storia delle curvature.

I diagrammi momento-curvatura analitici sono stati ottenuti adottando differenti leggi σ-ε: per quanto riguarda il conglomerato ordinario (CA) si e' opportunamente modellata la legge proposta da Park; per il conglomerato alleggerito (CLS), oltre alla curva di Park, si e' cercato di ottenere una formulazione alternativa con un polinomio del 3° ordine; per le barre di acciaio si e' inizialmente adottata la curva proposta da Menegotto e Pinto (III), per poi procedere ad una variazione della stessa per tener conto del possibile svergolamento delle barre compresse, in funzione del passo dell'armatura di contenimento.
Quest'ultimo fenomeno si era mostrato piuttosto evidente nell'analisi sperimentale soprattutto dei pilastri in CLS, sicche' si e' ritenuto di dover affinare la modellazione numerica per controllarne l'effettiva influenza. I risultati sperimentali e le modellazioni numeriche hanno infatti mostrato come, in certe condizioni certamente non difficilmente riscontrabili nella prassi corrente, tale fenomeno e' rilevante al fine della valutazione dell'andamento del diagramma momento-curvatura e della relativa "sicurezza" della sezione.
Nel seguito si illustrano i criteri utilizzati per la valutazione dei diagrammi momento-curvatura sperimentali e dei legami σ-ε dei materiali e per la valutazione dei diagrammi momento-curvatura analitici illustrando quindi i risultati sinora disponibili.
E' obiettivo della ricerca controllare tutti gli aspetti del modello analitico descritto per poterne valutare i limiti ed effettuarne una efficace calibrazione al fine sia di estendere la casistica dell'indagine sperimentale, sia di poter preventivamente stimare l'andamento di ulteriori prove sperimentali, sia per consentire di svolgere analisi di tipo diverso, quali analisi dinamiche, anche con strutture piu' complesse di quelle qui considerate.

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

2.1. Conglomerato

Sulla base delle prove a compressione monotone e cicliche su provini confinati sono state calibrate delle leggi σ-ε di tipo analitico.

2.1.1. Calcestruzzo ordinario (CA)

Per il CA si e' calibrata la legge proposta da Park (IV).
Si sono trovate le espressioni relative alla variazione di ε_c (deformazione relativa alla resistenza massima) e ad R_b, resistenza massima, funzioni di r (percentuale di armatura trasversale), F_y (tensione di snervamento) e s/d (s=passo dell'armatura di contenimento, d=dimensione trasversale della sezione).
Nel CA l'espressione della resistenza R_{bc} in presenza dell'armatura di contenimento e' espressa dalla formula:

$$R_{bc} = R_{bo} + 3.85\ \sigma_c\ (1 - s/d)$$

essendo R_{bo} la resistenza del conglomerato non contenuto, σ_c la pressione esercitata dall'armatura di contenimento allo snervamento e s/d il rapporto tra passo delle staffe e dimensione trasversale.
Il valore della deformazione corrispondente alla resistenza massima e' dato dall'espressione:

$$\varepsilon_c = 2\ R_{bc}/E$$

essendo E il modulo tangente iniziale ($E = 18000\ \sqrt{R_{bc}}$).
La pendenza k del ramo decrescente e' data dall'espressione:

$$k = -0.044\ \sigma_c^2 + 110\ \sigma_c - 88160 \quad (t/mq)$$

Le curve analitiche sono messe a confronto con quelle sperimentali in fig 2.

2.1.2. Calcestruzzo leggero (CLS)

Per il CLS sono state ricavate le seguenti espressioni:

$$R_{bc} = R_{bo} + 1.85\ \sigma_c\ (1 - s/d)$$

$$\varepsilon_c = 0.003 + c\ \sigma_c\ (1 - s/d)$$

$$c = 3.75E\text{-}5 - 5.86E\text{-}9\ R_{bo} \qquad (t/mq)$$

La pendenza k del ramo decrescente e' data dall'espressione:

$$k = -0.133\ \sigma_o^2 + 293.3\ \sigma_o - 156000 \qquad (t/mq)$$

Per il tratto crescente della curva σ-ε si e' adottata sia l'espressione di Park, utilizzando il valore di R_{bo} fornito dalle espressioni analitiche appena illustrate, con un modulo E = 1600000 t/mq, sia una funzione di 3° grado:

$$\sigma = R_{bo}\ (\varepsilon/\varepsilon_1)^3 - 3R_{bo}\ (\varepsilon/\varepsilon_o)^2 + 3R_{bo}\ (\varepsilon/\varepsilon_o)$$

Il confronto fra il legame analitico di 3° grado e le curve sperimentali e' illustrato in fig 3.

2.2. Acciaio

Le analisi cicliche delle sezioni quali quelle qui effettuate, sono usualmente condotte utilizzando per le barre di acciaio leggi cicliche simmetriche in trazione ed in compressione, come ad esempio quella proposta da Menegotto e Pinto (III) (fig 4):

$$\sigma^* = b\ \varepsilon^* + (1 - b)\ \varepsilon^* / ((1 + \varepsilon^{*\,R})^{1/R})$$

$$\sigma^* = (\sigma - \sigma_r)/(\sigma_o - \sigma_r)$$

$$\varepsilon^* = (\varepsilon - \varepsilon_r)/(\varepsilon_o - \varepsilon_r)$$

$$b = E_s / E_o$$

$$E_o = (\sigma - \sigma_r)/(\varepsilon_o - \varepsilon_r)$$

$$R = R_o - A_1\ \Gamma/(A_2 + \Gamma)$$

$$\Gamma = |(\varepsilon_r - \varepsilon_o) - (\sigma_r - \sigma_o)/E|$$

$A_1 = 18.25$; $A_2 = 3.5$; $R_0 = 20$

Il legame e' costituito da una curva "scheletro" formato dalla zona elastica (retta passante per l'origine con inclinazione E_0) e la retta cui il legame tende asintoticamente dopo lo snervamento e aventi inclinazione E_∞. R_0 e' il raggio di curvatura del raccordo tra i due asintoti della curva.

Le prove effettuate sulle colonne in CLS avevano evidenziato come le barre compresse mostrassero una notevole tendenza a svergolarsi, specialmente nei casi a passo delle staffe piu' grande, ben prima che il provino giungesse a collasso.

Per questo motivo si e' ritenuto interessante indagare l'effetto che tale fenomeno ha sul comportamento ciclico delle sezioni.

Per valutare il legame σ-ε delle barre tenendo conto del comportamento in compressione, e' stata dapprima effettuata una serie di prove monotone su barre di acciaio vincolate su basi differenti e con incastro alle estremita' della base di misura (fig 5).

Un problema di difficile soluzione e' la determinazione del tipo di vincolo da simulare nelle prove per riprodurre la situazione dell'armatura trattenuta dalle barre. Si possono fondamentalente ipotizzare due condizioni: di incastro, nel caso in cui lo svergolamento delle barre avvenga nella stessa direzione fra due staffe successive, oppure di cerniera, se lo svergolamento avviene in direzioni opposte.

Le prove hanno evidenziato fondamentalmente una situazione di incastro in corrispondenza delle staffe, in particolare nel caso in cui vi sia stata solo una debole espulsione di conglomerato tra due staffe successive cosicche' lo svergolamento puo' avvenire solo dallo stesso lato (la situazione si e' verificata con staffe passo 5 e 9 cm); nel caso in cui vi sia una notevole espulsione del conglomerato, lo svergolamento potrebbe avvenire anche in direzioni opposte e comunque il vincolo di estremita' risulterebbe meno definito.

La legge forza-spostamento ottenuta e' stata divisa per la lunghezza della base ottenendo una "ε" fittizia che tiene cosi' conto anche dello svergolamento.

In questo lavoro le curve sono ricavate solo per barre Ø16 su base 5, 9, 11, 13, 17 e 20 cm. Il diagramma di fig 5 riassume gli esiti

di queste prove ed evidenzia come nel ramo in compressione vari la pendenza E_- dell'asintoto oltre lo snervamento. La sperimentazione ha mostrato che le barre con base 5 cm hanno un diagramma σ-"ε" simmetrico, le barre con base 9 cm hanno in compressione un comportamento pressoche' elastoplastico, mentre quelle con base 13 e 17 cm hanno un incrudimento negativo rispettivamente del 3% e 6% calcolato come secante tra la ε di tensione massima ed ε = 3% (oltre tale valore la misura non ha interesse pratico).

In successione a queste prove monotone si sono quindi effettuate prove cicliche con la pressa universale per diversi valori della base di misura (in fig 6 sono riportati i diagrammi ciclici per basi 13 e 17 cm), con le quali e' stato possibile mettere a punto il legame ciclico σ-ε.

La espressione analitica adottata in questo studio, mostrata in fig 7, coincide con quella di Menegotto-Pinto (III) per il ramo in trazione, mentre in compressione, nel 3° quadrante dello spazio σ-ε, ha un asintoto a pendenza negativa, ricavata dalle prove; nel 2° quadrante invece l'asintoto e' ancora positivo, coincidente con quello del "materiale".

La modellazione accurata del materiale e' oggetto di una ricerca attualmente ancora in svolgimento.

3. VALUTAZIONE DELLE CURVATURE SPERIMENTALI

La disposizione di trasduttori che misuravano gli allungamenti delle fibre esterne dei pilastri (fig 1), ha consentito una stima delle ε e quindi delle curvature delle sezioni dei pilastri. Le incertezze presenti nella valutazione sono notevoli: un primo problema e'rappresentato dalla inevitabile dissimmetria della misurazione, per cui le misure sulle due facce dei pilastri non coincidono; un secondo problema e' dovuto al fatto che, superata la soglia plastica, la zona inferiore del pilastro si deteriora, cosicche' la misura risente del degrado locale del conglomerato attorno agli attacchi dei trasduttori; questo e' purtroppo tanto piu' sentito proprio dove maggiore e' l'interesse nella misurazione.

Le prove hanno evidenziato come la differenza di ε tra il primo livello dei trasduttori posto a 10 cm dalla sezione di spiccato ed il

secondo livello, posto a 20 cm, sia molto modesta. La misura delle ε risulta pressoche' coincidente ed anzi talvolta si riscontra un valore maggiore tra il primo ed il secondo livello di misura anziche' nella zona inferiore (fig. 8). Questo fatto e' imputabile alla disposizione delle staffe: se la distanza della prima staffa dallo spiccato e' inferiore a quella tra prima e seconda staffa, puo' accadere che si deteriori maggiormente la porzione di conglomerato presente tra queste ultime, cosicche' la deformazione si concentra in tale zona.
Si e' quindi concluso che, almeno nei provini con staffe ogni 9 e 13 cm, le ε potessero essere considerate costanti lungo la cerniera plastica e di conseguenza anche le curvature. Nei pilastri con staffe a passo 5 cm questa conclusione risulta meno evidente, ma e' stata comunque ritenuta accettabile in questa prima fase dello studio. In tutti i casi considerati, inoltre, le letture dei deformometri posti a 20 cm dalla sezione di base sono risultate le piu' attendibili, per cui a tali misure si e' fatto riferimento per la valutazione delle curvature alla base.

4. RISULTATI DELL'ANALISI

L'indagine numerica e' stata condotta imponendo alle sezioni la stessa storia delle curvature ricavate con l'indagine sperimentale. Sono stati messi a confronto i casi di sezioni in CLS con sforzo assiale ridotto $n = N/(A_b R_b) = 0.16$ e passo delle staffe $p = 13$ e 5 cm ed $n = 0.25$ e $p = 5$ cm. Per il CA si e' analizzato il solo caso di $n = 0.16$ e $p = 13$ cm.
I risultati del CLS e CA per $p = 13$ cm sono illustrati nella fig 9 sia per quanto riguarda l'analisi sperimentale che quella numerica. Si puo' notare come le curve analitiche riproducano piuttosto bene le sperimentali, se si eccettua un pronunciato pinching, che non trova riscontro nelle prove. Si puo' ritenere che questo fatto abbia una duplice spiegazione: la prima e' che il calcolo analitico si riferisce alla sezione ove il conglomerato si lesiona per effetto della trazione mentre la curva sperimentale si riferisce ad una intera porzione di colonna (quella compresa tra le estremita' di misura dei trasduttori); la seconda e' che, al richiudersi della

lesione, le due facce della zona tesa di conglomerato, non essendo perfettamente lisce, tendono ad ingranare gradualmente gia' prima della ricongiunzione teorica, eliminando quindi la causa del pinching.

Nella fig 9 (2ª riga) sono mostrati i diagrammi momento-curvatura ottenuti non tenendo conto dello svergolamento delle barre d'acciaio. In questo caso non si riesce a cogliere il progressivo degrado della sezione, a riprova del fatto che esso dipende in maniera determinante dal comportamento delle armature compresse. L'effetto di degrado e' sensibilmente piu' marcato nel provino in CLS come conseguenza del minor modulo elastico del conglomerato e quindi maggior sforzo assiale imposto alle barre, ma e' tuttavia tutt'altro che trascurabile anche nel CA.

L'analisi numerica e' stata condotta trascurando il contributo del copriferro, che viene di fatto espulso appena raggiunta la curvatura di snervamento. L'espulsione del copriferro e' particolarmente evidente nel CLS, ma di fatto e' effettiva a partire dai primi cicli anche nel CA.

I risultati relativi ai casi n = 0.16 e 0.25 con passo delle staffe 5 cm sono riportati in fig 10. In questi casi le barre compresse non subiscono svergolamento, sicche' la legge σ-"ε" dell'acciaio e' simmetrica, ed i diagrammi momento-curvatura non mostrano alcun decadimento, se si eccettua quello dovuto all'espulsione del copriferro. Per valutare il contributo del copriferro si e' effettuata una simulazione numerica dei primi cicli, mostrata sempre in fig 10, che ha riprodotto accuratamente i primi cicli sperimentali.

Confrontando le due soluzioni numeriche n = 0.16 e 0.25 si nota come nel primo caso il pinching sia pronunciato, mentre nel secondo esso risulti praticamente assente. La risposta sperimentale aveva anch'essa mostrato questa differenza, seppure l'effetto nel caso n = 0.16 fosse meno pronunciato di quanto ottenuto analiticamente.

E' interessante il confronto fra le ε_{max} numeriche e sperimentali ottenute in corrispondenza dell'acciaio compresso in ogni semiciclo. I risultati dei casi considerati per il CLS sono riportati nelle tabelle 1 e 2.

Tab.1 - Confronto fra le ε sperimentali ed analitiche calcolate all'altezza della fibra di acciaio compresso per diverse altezze di sezione (per i pilastri LC1 ed LB1: H= 25, 19.4, 17.8 cm). N.B.: Le ε sono espresse in 10^{-3}

	CLS n=0.25 p=5 cm				CLS n=0.16 p=5 cm				
SC	ε_{sper}	ε_{25}	ε_{19}	ε_{17}	SC	ε_{sper}	ε_{25}	ε_{19}	ε_{17}
1	2.29	1.82	2.20	2.30	1	1.72	1.61	2.01	2.10
2	2.39	2.23	2.74	2.88	2	2.68	1.80	2.45	2.61
3	7.84	5.10	7.42	8.41	3	2.91	1.98	3.40	3.80
4	6.16		6.40	7.10	4	4.31		3.70	4.20
5	15.40		14.20	16.00	5	4.85		5.08	6.20
6	12.60		12.88	14.04	6	6.47		5.31	6.34
7	27.30		24.91	27.80	7	7.21		7.22	8.05
8	25.00		20.83	22.50	8	8.68		7.00	7.82
9	49.00		38.33	41.80	9	8.86		8.51	9.55
					10	11.50		8.42	10.78
					11	11.80		10.00	11.92
					12	14.50		10.34	12.67
					13	15.30		11.95	14.51
					14	17.70		11.91	14.60
					15	20.10		13.62	16.20
					16	20.90		13.44	15.50

Tab.2 - Confronto fra le ε sperimentali ed analitiche calcolate all'altezza della fibra di acciaio compresso per diversi valori di pendenza dell'asintoto del 3° quadrante (per il pilastro LB3: b= +0.8%, 0.0%, -3.0%, -6.0%). N.B.: Le ε sono espresse in 10^{-3}

	CLS n=0.16 p=13 cm				
SC	ε_{sper}	$\varepsilon_{0.8}$	$\varepsilon_{0.0}$	$\varepsilon_{3.0}$	$\varepsilon_{6.0}$
1	2.15	2.39	2.39	2.39	2.39
2	2.30	2.54	2.54	2.54	2.54
3	2.98	3.54	3.60	3.75	3.81
4	2.33	3.41	3.39	3.45	3.47
5	7.94	7.02	7.04	7.27	7.70
6	4.87	5.19	5.17	5.42	5.53
7	12.90	9.65	9.76	10.10	11.30
8	9.86	7.65	7.10	7.50	7.82
9	19.40	10.78	10.77	11.64	12.30
10	18.10	8.27	8.31	9.45	9.74

Nel caso n=0.16 e p=13 cm sono stati riportati anche i risultati ottenuti utilizzando una curva simmetrica dell'acciaio. I risultati numerici sono molto prossimi a quelli sperimentali. Una certa differenza si nota nel caso p=13 cm in prossimita' del collasso, semicicli 9 e 10, nei quali le ε sperimentali sono superiori a quelle ana-

litiche. Va tuttavia fatto notare che, come gia' osservato, la misura sperimentale in prossimita' del collasso e' affetta da numerose incertezze, in particolare nel caso di staffe piuttosto rade.
Si puo' anche osservare come i valori ottenuti considerando lo svergolamento delle barre siano piu' prossimi ai valori misurati.
I confronti nei casi p=5 cm ed n=0.16 e 0.25 sono stati effettuati sia per una altezza della sezione di 19.4 cm che di 17.8 cm : quest'ultimo valore e' la distanza teorica tra i baricentri delle armature longitudinali. Sono riportate inoltre le ε nei primi 3 semicicli ottenute considerando la presenza del copriferro. Si puo' notare come la valutazione analitica sia in questi casi estremamente prossima alla misura sperimentale. Il motivo e' duplice: da un lato le misure sperimentali sono particolarmente ben riuscite, stante il modesto degrado della zona di base, dall'altro la modellazione dell'acciaio risulta particolarmente precisa, non essendo presenti fenomeni di svergolamento.
Come ultima notazione va rilevato come in tutti i casi considerati i valori di ε misurati in compressione siano notevoli (dell'ordine dell' 1% nel caso n=0.16, p=13 cm ed oltre) prima di raggiungere il collasso della struttura, sicche' a tal valore va fatto riferimento nella valutazione delle capacita' deformative delle sezioni armate.

5. CONCLUSIONI

E' stata condotta una indagine numerica parallelamente ad una estesa serie di prove sperimentali su colonne in CA e CLS.
Sono stati presentati i primi risultati, relativi alla simulazione dei diagrammi momento-curvatura ciclici.
L'indagine ha mostrato come sia possibile riprodurre accuratamente il comportamento delle sezioni, purche' la modellazione delle armature longitudinali sia precisa. In particolare si e' rilevata l'importanza di modellare il comportamento in compressione delle barre che, se il passo delle staffe non e' estremamente fitto, tendono a svergolare una volta superata la deformazione di snervamento.
Si e' presentato il primo stadio di avanzamento di un modello di legame σ-ε delle barre in acciaio che tenga conto di tale fenomeno.

Si e' inoltre rilevato come per bassi livelli dello sforzo assiale l'analisi numerica della sezione tenda ad accentuare il pinching rispetto alle prove sperimentali; questo fatto sembra richiedere l'introduzione di un certo ingranamento al richiudersi delle facce della sezione.
Ulteriori studi sono in corso sulla modellazione del comportamento ciclico delle barre metalliche di armatura, nonche' sulla validazione di modelli analitici per un'efficace estrapolazione ed estensione delle risultanze sperimentali.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

(I) Nuti C., 1988 "Studi sperimentali sul comportamento sismico di strutture in calcestruzzo leggero strutturale: calibrazione delle normative in relazione alle armature trasversali". Atti del seminario AICAP sui calcestruzzi speciali. L'Aquila 5-6 Ottobre.

(II) Giannini R., Menegotto M., Nuti C., "Influence of prestressing on Seismic Response of Structures - A Numerical Study". Proceedings Nato ARW "Partial Prestressing from Theory to Practice", Paris, 1984

(III) Menegotto M., Pinto P.E., "Method of Analysis for Cyclically Loaded RC frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending". IABSE Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisbon 1973.

(IV) Park R., Paulay T., "Reinforced concrete structures", John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., 1975

(V) Martinez S., Nilson A.H., Slate F.O., "Spirally reinforced lightweight concrete columns", ACI journal, Sept-Oct 1984.

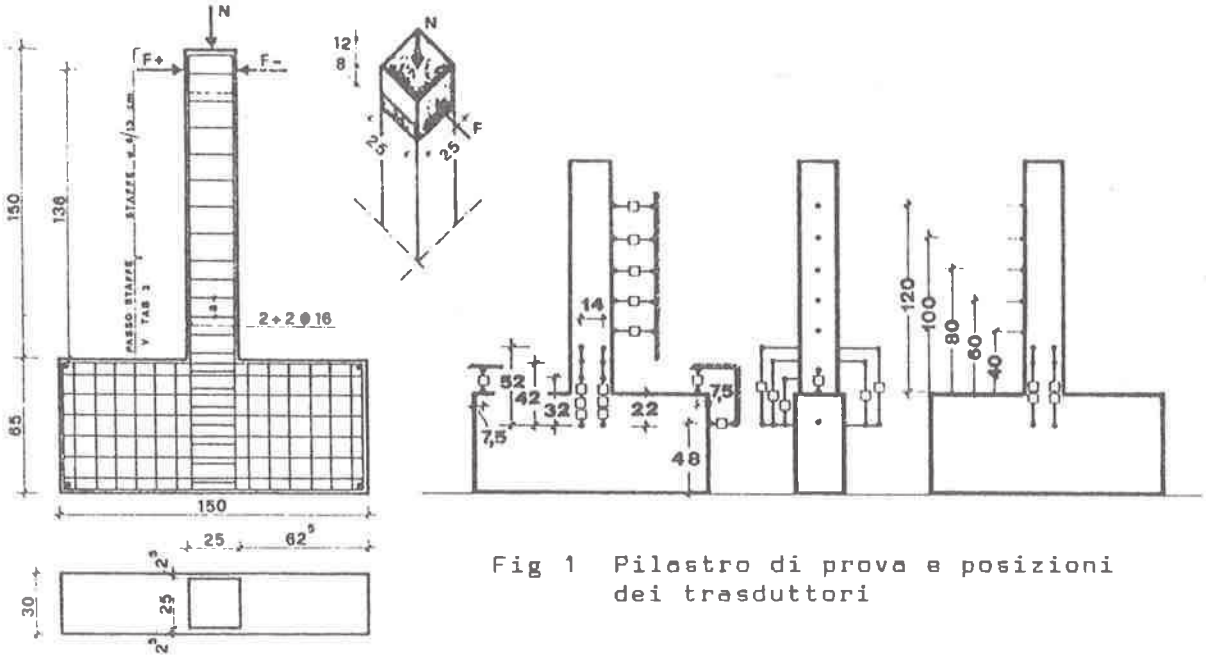


Fig 1 Pilastro di prova e posizioni dei trasduttori

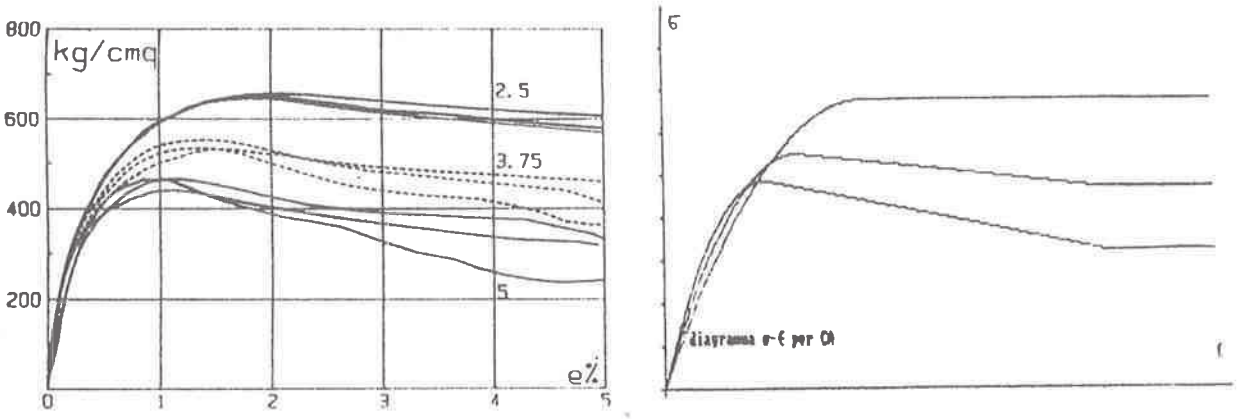


Fig 2 Calcestruzzo ordinario (CA): diagrammi σ-ε in funzione del passo delle staffe (sperimentali a sin. e analitici a des.)

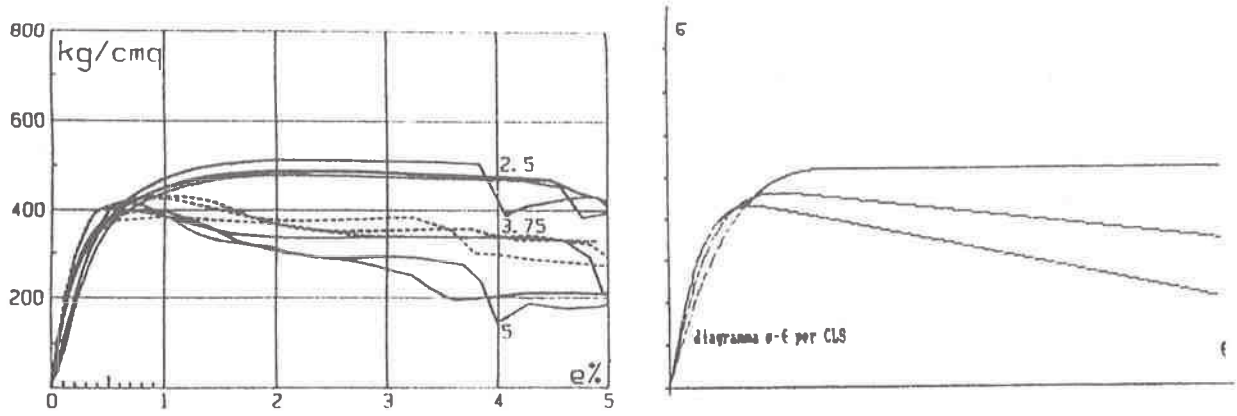


Fig 3 Calcestruzzo alleggerito (CLS): diagrammi σ-ε in funzione del passo delle staffe (sperimentali a sin. e analitici a des.)

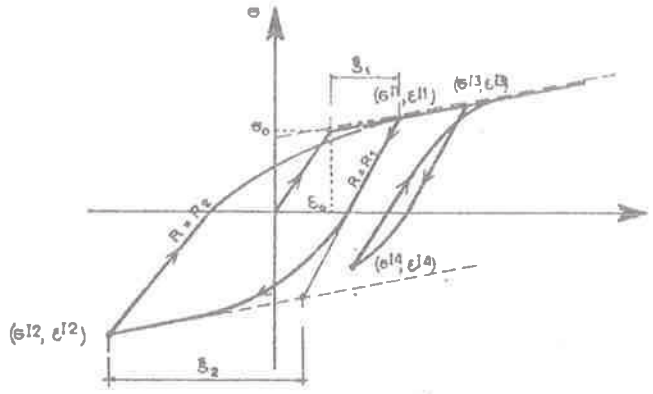


Fig 4 Acciaio: legame σ-ε ciclico proposto da Menegotto-Pinto (III)

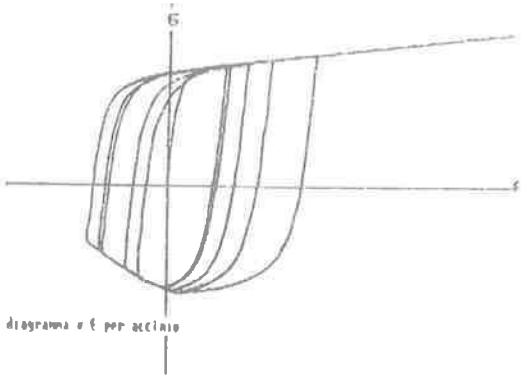


Fig 7 Acciaio: legame σ-ε ciclico con asintoto a pendenza negativa nel terzo quadrante

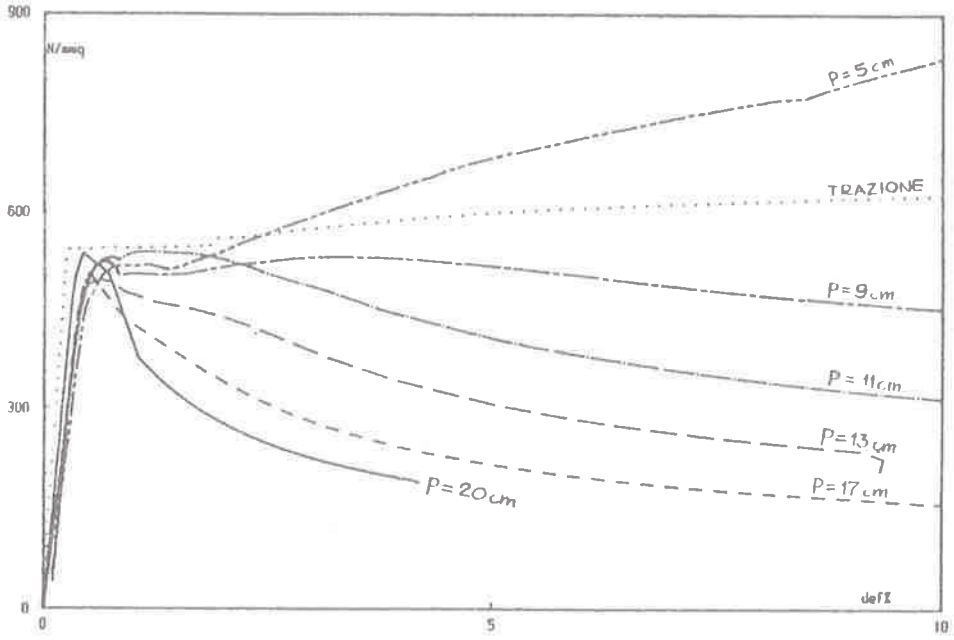


Fig 5 Prove monotone in compressione su barre di acciaio incastrate su basi diverse

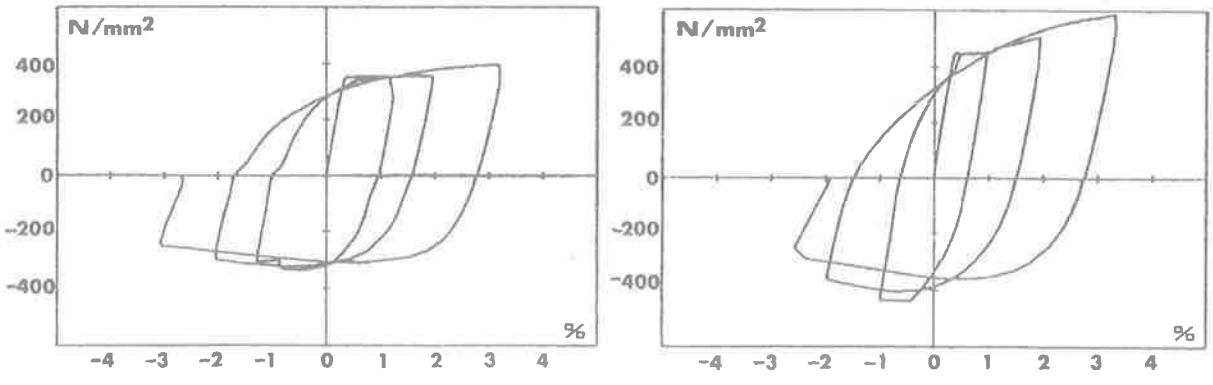


Fig 6 Diagrammi σ-"ε" ciclici sperimentali per barre di acciaio incastrate su base 13 cm (sin.) e 17 cm (des.)

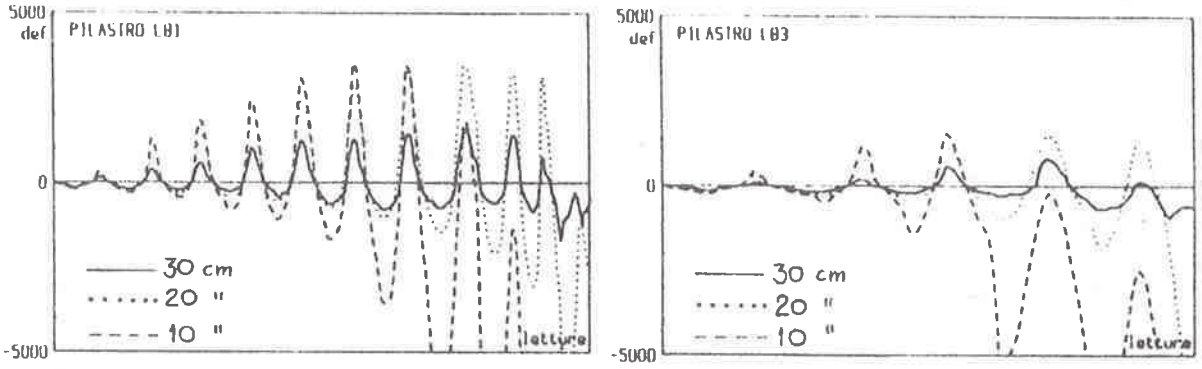


Fig 8 Confronti fra le letture eseguite sui 3 livelli di trasduttori a 10, 20 e 30 cm dalla sezione di base

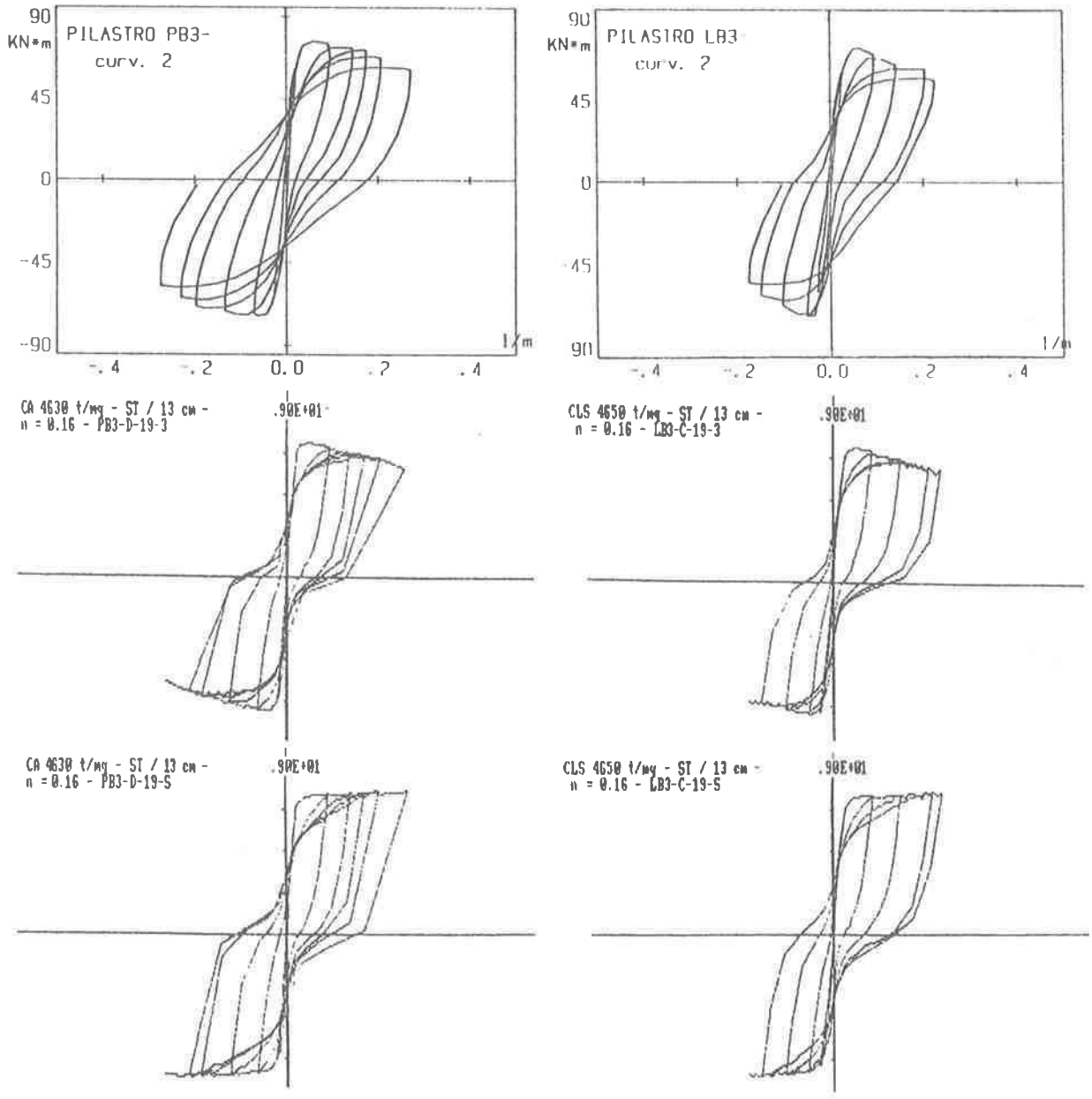


Fig 9 Pilastri PB3 (n=.16, p=13 cm) e LB3 (n=.16, p=13 cm). In alto: diagrammi momento-curvatura sperimentali; 2ª riga: diagrammi analitici con incrudimento negativo delle armature compresse; in basso: diagrammi analitici con acciaio a legge σ-ε simmetrica

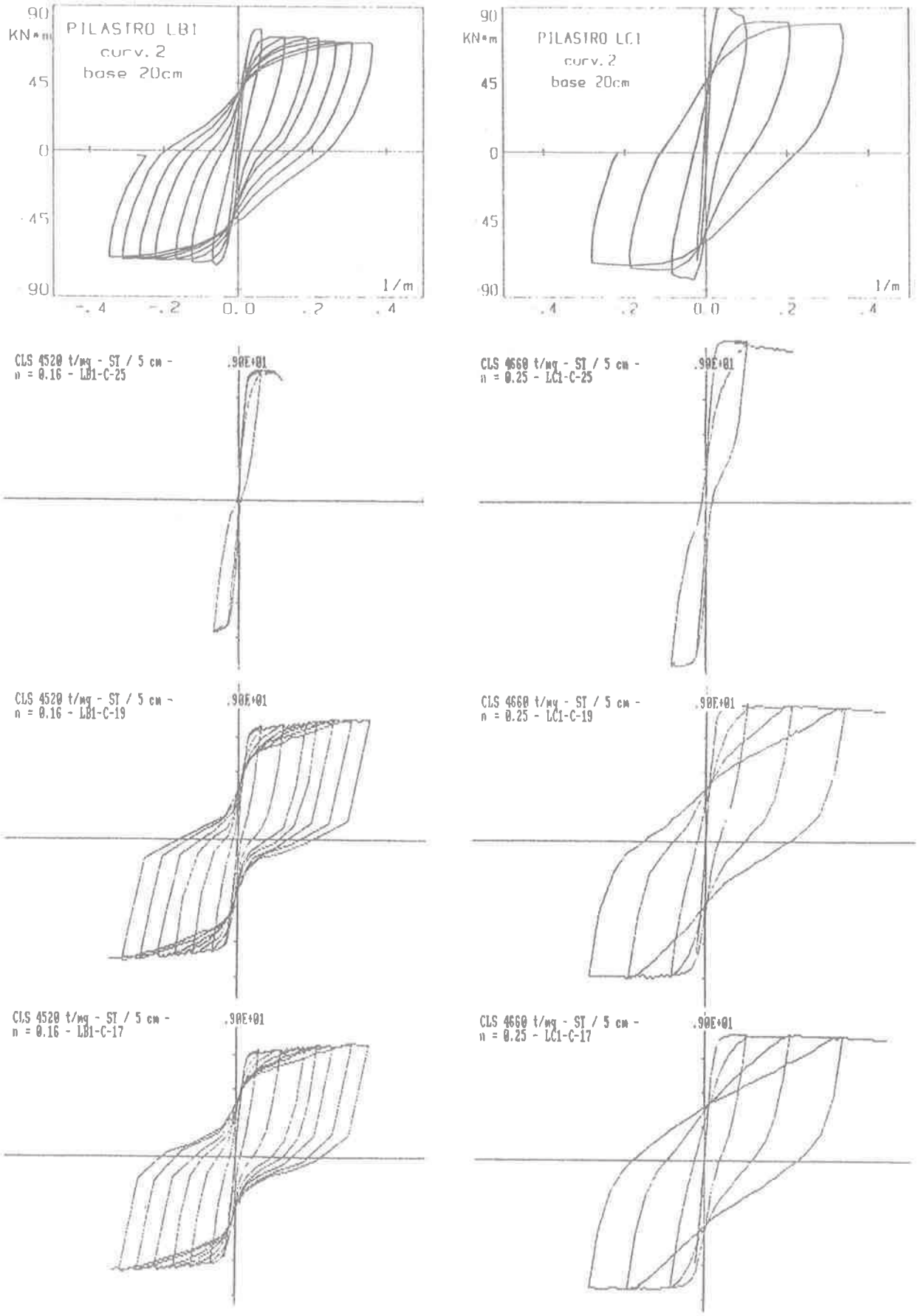


Fig 10 Pilastri LB1 (n=.16, p=5 cm) e LC1 (n=.25, p=5 cm). In alto: diagrammi momento-curvatura sperimentali; 2ª riga: diagrammi analitici ottenuti considerando l'intera altezza della sezione; 3ª riga: diagrammi analitici con sezione alta 19.4 cm senza copriferro; in basso: diagrammi analitici con sezione alta 17.8 cm

STUDI SPERIMENTALI SUL COMPORTAMENTO SISMICO DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO LEGGERO STRUTTURALE: CALIBRAZIONE DELLE NORMATIVE IN RELAZIONE ALLE ARMATURE TRASVERSALI

NUTI Camillo

Dipartimento di Scienze e Storia
Università G. D'Annunzio di Pescara

STUDI SPERIMENTALI SUL COMPORTAMENTO SISMICO DI STRUTTURE IN CALCESTRUZZO LEGGERO STRUTTURALE: CALIBRAZIONE DELLE NORMATIVE IN RELAZIONE ALLE ARMATURE TRASVERSALI.

CAMILLO NUTI
Professore Associato di Costruzioni in Zone Sismiche
Dipartimento di Scienze e Storia
Universita' "G. D'Annunzio" - Pescara.

SOMMARIO: Si descrivono le prime due fasi di un vasto programma sperimentale volto ad accertare in termini comparativi con il cemento armato ordinario (CA), l'idoneita' del calcestruzzo leggero strutturale (CLS) quale materiale da utilizzaare per le costruzioni nelle zone sismiche. Sono stati provati provini di dimensioni modeste (1^ fase) ed elementi pilastro soggetti a carichi orizzontali ciclici ed a sforzo assiale costante (2^ fase). I risultati qui presentati sono in termini di legami σ-ϵ dei materiali e duttilita' ultima degli elementi. Sono tratte conclusioni circa il quantitativo di armatura trasversale da predisporre e confrontato con le richieste dei codici nazionali ed internazionali.

SUMMARY: The description is done of a large research program carried out to asses the adequacy of leightweight concrete (CLS) as a material for construction in seismica areas. The first part deals with the foundamental aspects of cyclic behavior of structural elements undergoing large inelastic deformations, testing speciments of small dimensions. The second part involves the overall behavior of columns subjected to constant axial force and alternate horizontal forces. Results are shown in terms of σ-ϵ diagrams and available cyclic ductility. Conclusion are drawn on transverse reinforcement compared to national and international code of practice provisions.

INTRODUZIONE

Il calcestruzzo leggero strutturale ha ormai raggiunto un sufficiente grado di standarizzazione, almeno quello con inerte in argilla espansa, che consente di individuarlo in maniera univoca. Le cautele che ne limitano le possibilita' di impiego sono piu' che altro legate alle scarse conoscenze del comportamento anziche' ad accertate mancanze e non sembra eccessivo affermare che, se qualche differenza di comportamento esiste per il semplice conglomerato, il materiale cemento armato, unione di conglomerato ed armatura, presenta caratteristiche analoghe, ai fini sismici, che sia eseguito con calcestruzzo ordinario o leggero.

Le prove sperimentali qui illustrate riguardano le prime due fasi di una ricerca sul comportamento sismico del CLS.
Nella ricerca si fa riferimento a strutture a prevalente sviluppo lineare (costituite cioe' da travi e pilastri) i cui elementi siano governati da un comportamento di tipo flessionale. Si escludono elementi tozzi nei quali il collasso possa avvenire per effetto del ta-

glio.
Obiettivo principale dello studio e' accertare la possibilita' di estendere le norme sismiche del CA al CLS. Lo studio, condotto in maniera parallela sui due materiali, (la prima fase su sprovini di modeste dimensioni, la seconda su pilastri di dimensioni reali), ha permesso di indagare anche le prescrizioni normative relative al CA, ed in particolare, gia' in questa prima fase, e' stato possibile trarre alcune conclusioni sulle armature trasversali previste dalle normative nazionali ed internazionali vigenti od in via di definizione.

Una estesa descrizione dei risultati e' riportata in [I] e [II].

DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SPERIMENTALE

Le prove sono costituite da una prima fase su provini di modeste dimensioni, per determinare le leggi σ-ϵ monoassiali cicliche in presenza o meno di armature di contenimento, ed il legame di aderenza ciclico tra barre a conglomerato per scorrimenti di notevole entita', necessario per individuare il comportamento di nodi trave colonna e da una seconda fase su mensole in cemento armato, ordinario e leggero,soggette a carichi assiali ed orizzontali. I legami σ-ϵ monoassiali sono stati determianti con prove a compressione ciclica su provini cilindrici di 30 cm di altezza e 15 di diametro. Oltre a quelli senza armature di contenimento sono stati provati provini con armatura a spirale diam. 6 con passo 2.5, 3.75 e 5 cm corrispondenti a percentuali volumetriche $\rho = 4As/d.s = 0.03$, 0.02 e 0.015 (As = area delle sezioni di armatura, d = diametro del provino, s = passo delle staffe). Le prove sono state eseguite predisponendo sotto la pressa, come illustrato in fig. 1 in parallelo con il provino, due tubi in acciaio bonificato di caratteristiche opportune in modo da poter seguire il ramo decrescente della curva forza deformazione pur utilizzando una pressa universale a controllo di forza e non di deformazione.
Per ciascun materiale sono stati confezionati 60 provini, 15 per ciascun livello di contenimento.
Sono state eseguite prove monotore e cicliche sino a collasso. Nei provini privi di armatura di contenimento si sono eseguite prove cicliche ad incremento di deformazione costante ed a deformazione costante, come illustrato in fig. 2.
Nei provini confinati sono state eseguite solo le prove cicliche illustrate in fig. 3.
Si e' potuto accertare l'esistenza, anche nel CLS,delle curve "inviluppo" delle curve "dei punti comuni", intersezione tra la curva di scarico e di primo ricarico e di "stabilita'", luogo di convergenza delle tensioni massime effettuando cicli a deformazione costante, individuate dal modello di Karson e Jirsa [III] ritenuto ormai un riferimento consolidato nella modellazione del comportamento monoassiale del CA.

Le prove di scorrimento ciclico sono state effettuate facendo scor-

rere una barra in un provino in cemento armato, predisposto secondo lo schema di fig. 5.
Sono stati confezionati 2x25=50 provini e si sono eseguite prove monotone, prove cicliche a carico costante ed a deformazione massima costante. La prova e' particolarmente rappresentativa del funzionamento di barre passanti nei nodi da una trave alla successiva. Il fenomeno dello scorrimento all'interno dei nodi puo' divenire importante nella valutazione della risposta strutturale, esso infatti puo'dar luogo ad una perdita di rigidezza sensibile della struttura all'inversione del carico.
Uno schema tipico del diagramma di scorrimento τ - f e' illustrato in fig. 6 ove si puo' notare come la τ cresca sino ad un massimo per poi diminuire e tendere ad un valore τ . Questo valore si raggiunge quando si e' completamente sgretolato il conglomerato contenuto tra due risalti successivi della barra metallica. Alle inversioni di carico la τ diminuisce immediatamente per dare luogo, durante lo scorrimento in senso opposto ad un valore costante: τf dato dall'attrito delle barre sul calcestruzzo circostante. Appena si raggiunge lo spostamento di ultima inversione, le facce dei risalti della barra raggiungono il calcestruzzo ancora integro, cosicche' il carico aumenta rapidamente, sino alla curva di primo carico.

La seconda fase di prove e' stata eseguita su 6+6 pilastri, in CA e CLS, il cui schema e' illustrato in fig. 8. I provini avevano passo delle staffe, ø 8, differente nella zona di base. Sono stati provati pilastri con staffe ø 8/13 cm, 9 cm e 5 cm, cui corrisponde una percentuale geometrica di armatura ρ = 0.0085, 0.018, 0.0215. Le prove sono state condotte per diversi valori dello sforzo assiale ridotto: n = N/Ab'Rb = 0.08, 0.16, 0.25; la storia di carico e' stata determinata in modo da eseguire cicli ad incremento di spostamento massimo costante in sommita'. Lo schema di disposizione dei trasduttori di misura e' illustrato in fig. 9. Il monitoraggio estremamente accurato della struttura e' stato tra l'altro predisposto al fine di poter successivamente controllare nel dettaglio modelli matematici di analisi della risposta.

RISULTATI DELL'ANALISI

Prima fase di prove.

In fig. 9 sono riportati i risultati sperimentali ottenuti per i provini senza contenimento, in fig. 10 quelli relativi ai provini con armatura di contenimento. Le resistenze massime dei provini sono risultate all'incirca 350 Kg/cmq.
Le prove in assenza di contenimento hanno evidenziato come la ϵo deformazione relativa alla resistenza massima Rb, valga all'incirca 0.0025 nel CA e 0.0035 nel CLS, mentre la ϵu risulta coincidente attorno al valore 0.0035-0.0040. Il modulo E del CA, e' risultato di 300.000 Kg/cmq e nel CLS 167.000 Kg/cmq, i valori sono in accordo con le formule proposte dalle norme italiane, dalle norme CEB FIP [IV], e dalle ACI [V]. E' confermata anche nel CLS l'esistenza delle curve "inviluppo", "dei punti comuni" e di "stabilita'". La veloci-

ta' di stabilizzazione e' analoga nel CA e nel CLS.
Le prove con armatura di contenimento hanno mostrato come per entrambi i materiali la deformazione ultima aumenti in maniera determinante ed analoga anche per basse percentuali di armatura.
L'influenza sull'aumento di resistenza e' piu' sensibile nel CA rispetto al CLS fig. 11. I risultati sono in sostanziale accordo con quanto trovato da altri sperimentatori.

Le prove di scorrimento monotono e ciclico, fig. 12, hanno confermato la sostanziale uniformita' di comportamento tra CA e CLS. Nel CA la τ max risulta superiore del 15-20% rispetto al CLS, ma in entrambi i materiali i valori ottenuti risultano considerevoli. Per valori modesti di τ , ($\tau << \tau max$) il CLS risulta piu' rigido. La τ residua, dopo la rottura del conglomerato tra due risalti delle barre, coincide nei due materiali, dando luogo a valori attorno ai 25÷30 Kg/cmq. Eseguendo cicli a deformazione assegnata i risultati sono stabili con dispersioni paragonabili a quelle delle curve monotone.
Eseguendo cicli a carico costante, per $\tau << \tau max$, la deformazione e' sistematicamente inferiore nel CLS.

Seconda fase di prove.

I calcestruzzi delle colonne avevano resistenza cubica di circa 450 Kg/cm e le armature erano Feb44. In fig. 13 sono illustrati alcuni diagrammi momento curvatura ottenuti, si puo' notare come nel caso n = 0,16 e passo delle staffe 9 cm i diagrammi momento curvatura dei due materiali risultano praticamente coincidenti. Molto simili sono anche quelli per n = 0,25 e passo delle staffe 5 cm (la storia di carico e' stata leggermente diversa). Una sensibile differenza si ha nel caso n = 0,25 e passo delle staffe 9 cm. In questa situazione il comportamento del CLS e' risultato sensibilmente piu' scadente rispetto al CA.
Nelle tabb. 2 e 3 sono riportati i risultati ottenuti in termini di tipo di rottura e duttilita' massima raggiunta.
E' interessante notare come nei casi in cui nel CA il collasso avviene per lo stappo delle barre tese, nel CLS si ha lo svergolamento delle stesse. Questo fatto dipende dalla maggior deformabilita' del conglomerato che induce una sollecitazione maggiore dei ferri longitudinali in compressione.
Facendo riferimento alle duttilita' raggiunte si puo' ritenere di dover considerare non accettabili i casi con duttilita' inferiore a 4, ritenuto un limite minimo per la duttilita' in spostamento. Con tale ipotesi si osserva che nel CLS il caso n = 0.25 e passo delle staffe 9 vada senz'altro scartato mentre nel caso n = 0.16, il passo delle staffe 9 cm risulta ai limite dell'ammissibilita'. Con la semplice, ma ragionevole ipotesi che, per impedire il collasso del nucleo ocorre aumentare la quantita' totale di armatura presente, che determina la tensione di contenimento, mentre per impedire lo svergolamento delle barre longitudinali occorre infittire il passo delle staffe, e' possibile dare una interpretazione quantitativa alle prove effettuate. Nel CA il passo delle staffe adottato risulta sempre adeguato alle necessita'. La quantita' totale di armatura trasversale predisposta nel caso n = 0.25 e passo (p) 9 cm (ρ =

0.015) rappresenta un minimo. Per ottenere nel CLS le stesse duttilita' del CA nel caso n = 0.16 occorre utilizzare un passo 9 cm, il passo minimo e' quindi 5 ø e non 6 ø, la quantita' di armatura corrispondente e' ρ = 1.20%. Nel caso n = 0.25 la percentuale totale di armatura da predisporre dovra' essere compresa tra ρ = 0.015 (p=9 cm) e ρ = 0.0215, il provino con ρ = 0,015 (p=9 cm) entra infatti in crisi per il collasso del nucleo.

CONSIDERAZIONI NORMATIVE

Le osservazioni relative ai limiti delle armature trasversali da prevedere possono essere cosi' sintetizzate:

CA	nmax = 0.25 passo minimo 6 ø	ρmin = 0.08%
CLS	nmax = 0.16 passo minimo 5 ø	ρmin = 1.20%
	nmax = 0.25 passo minimo 5 ø	ρmin = 1.80%

Questi limiti sono stati confrontati con le prescrizioni delle Norme Italiane vigenti, con la normativa sismica del CEB DLII e DLIII [VI], con l'attuale documento di lavoro dell'Eurocodice Sismico: EC8 [VII], con la proposta di norme sismiche del CNR-GNDT [VIII], una sintesi delle prescrizioni relative alle armature trasversali prescritte dalle Normative considerate e da utilizzare nel caso dei provini in oggetto e' illustrata in tab. 4.
Si puo' osservare come la norma Italiana vigente risulti del tutto inadeguata, sia per il CA che per il CLS ed un discorso analogo puo' essere fatto per l'Eurocodice 8.
La norma CEB DLII risulta adeguata per il CA per quanto riguarda la quantita' totale di armature, le prove effettuate non consentono un giudizio definitivo circa il passo previsto (8 ø) che tuttavia a giudizio dell'autore, non sembra sufficientemente fitto. La norma non risulta adeguata per il CLS.
La norma CEB DLIII, che in pratica coincide con quella proposta dal GNDT e' certamente cautelativa per il CA in ogni caso cosi' come per il CLS se si limita lo sforzo assiale a n = 0.16. Volendo consentire anche nel CLS n = 0.25 la quantita' totale di armatura trasversale risulta appena sufficiente, mentre il passo delle staffe va infittito da 6 ø a 5 ø.

CONCLUSIONI

La ricerca sperimentale illustrata, condotta in parallelo su provini in CA e CLS, ha dimostrato una sostanziale uniformita' di comportamento tra i due materiali in relazione al comportamento sia di provini di modeste dimensioni che di interi elementi strutturali soggetti a carichi ciclici di forte intensita'.
Differenze di qualche rilievo si riscontrano nei modi di rottura quando questa e' dovuta al collasso delle armature longitudinali.
Le evidenze sperimentali mostrano come il CLS richieda una maggior quantita' di armatura trasversale di contenimento sia in termini di quantitativo totale che di passo delle staffe ed a tal fine sono state ricavate delle prescrizioni quantitative.

L'analisi delle norme attuali ha mostrato che risultano adeguate le prescrizioni relative alle armature trasversali previste dal Codice Sismico CEB nel caso DLIII e la proposta di codice sismico del CNR-GNDT, sia nel caso di CLS che di CA. Le altre norme esaminate, ed in particolare quella italiana attualmente vigente, sono inadeguate sotto questo aspetto.

Si ritiene che ulteriori prove sperimentali vadano eseguite su altri tipi di elementi quali ad esempio i nodi trave-colonna, nonche' su pilastri con altre configurazioni geometriche e diverse caratteristiche dei materiali.

I) Nuti C., Pinto P. E., 1986 "**Studio Sperimentale Comparato sul Comportamento Ciclico del Calcestruzzo Con Inerte Leggero. Rapporto n. 1. Provini Sottoposti a Carichi Assiali e Legame di Aderenza Barre di Armatura-Conglomerato**".
Pubblicazione del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica n. 2.

II) Baggio C., Giuffre' A., Nuti C., 1988 "**Studio Sperimentale Comparato Sul Comportamento Ciclico del Calcestruzzo con Inerte Leggero. Rapporto n. 2. Colonne Sottoposte a Sforzo Assiale e Carichi Orizzontali Alternati**".
Pubblicazione del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica n. 2.

III) Karsan, I.D., Jirsa, T.P., 1969, "**Behavior of Concrete Under Comprensive Loading**".
Journal of Structural Division, ASCE Vol. 9, N.ST12 Dec pp. 2453-2563.

IV) CEB - FIP 1977, **Lightweight Aggregate Concrete. Manual of Design and Tecnology**".

V) ACI Committee 818, 1983 "**Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)**".

VI) CEB 1984 "**Model Code for Seismic Design of Concrete Structures**" Bull. n. 160.

VII) Comunita' Europea-Eurocodice 8, 1983. "**Draft Part III, Construction Detailing and Verification Rules, 32. Reinforced Concrete Buildings**".

VIII) Consiglio Nazionale delle Ricerche delle Ricerche, Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 1984 "**Norme Tecniche per le Costruzioni nelle Zone Sismiche**".
Documento di Studio sottoposto ad inchiesta pubblica.

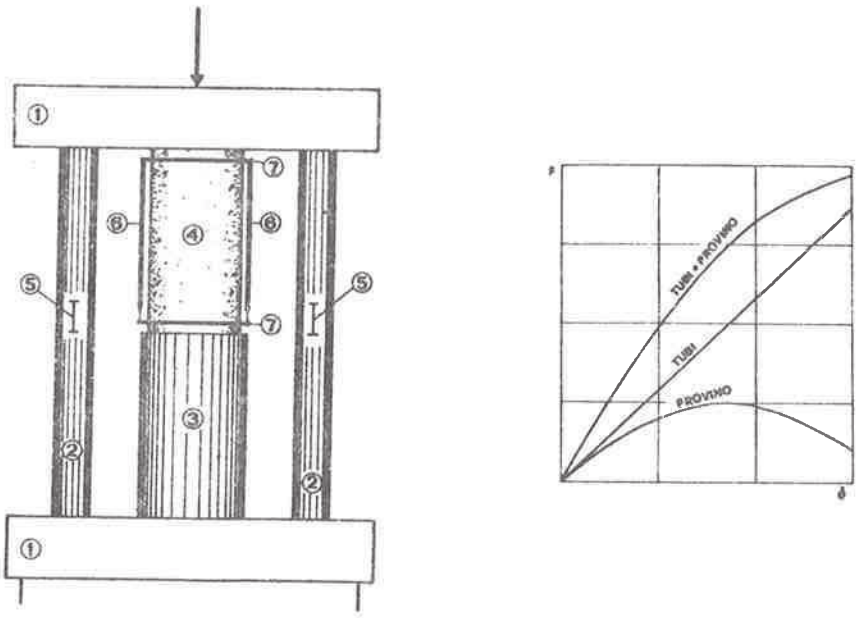


Fig. 1 Prove a compressione. A destra: apparecchiatura di prove e posizione del provino. 1. piatti della pressa; 2. tubi di acciaio; 3. base in acciaio; 4. provino; 5. staingages; 6. comparatori; 7. anelli di acciaio. A sinistra: diagramma Forza-accorciamento della prova.

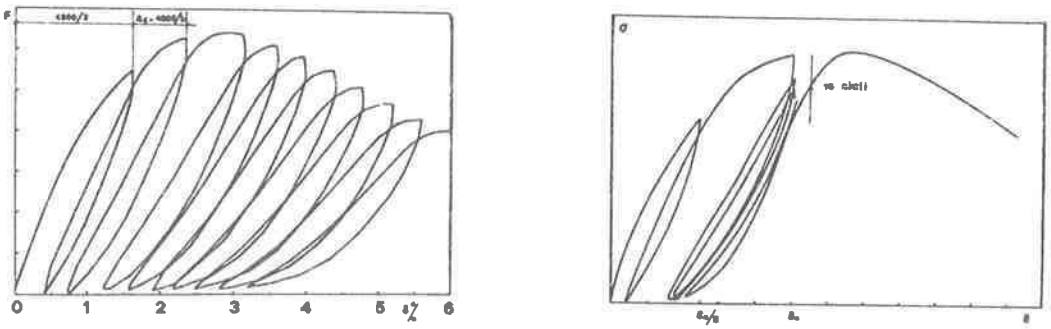


Fig. 2 Prove a compressione ciclica su provini non confinati. Storia di carico tipo. A sinistra, per trovare la curva "common point" a destra, per individuare la curva "stability limit"

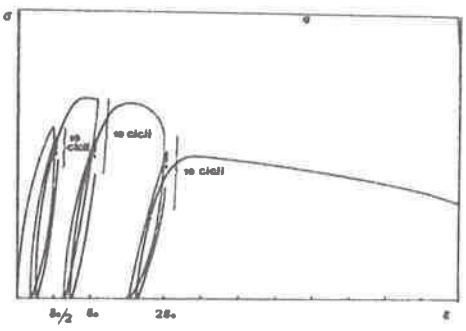


Fig. 3 Prove a compressione ciclica su provini confinati. Storia di caricotipo.

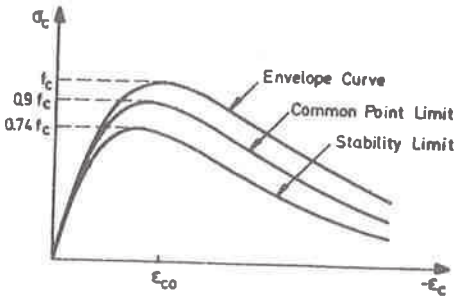


Fig. 4 Prove cicliche a compressione su provini non confinati. Curve sintetiche proposte da Karsan e Jirsa [III].

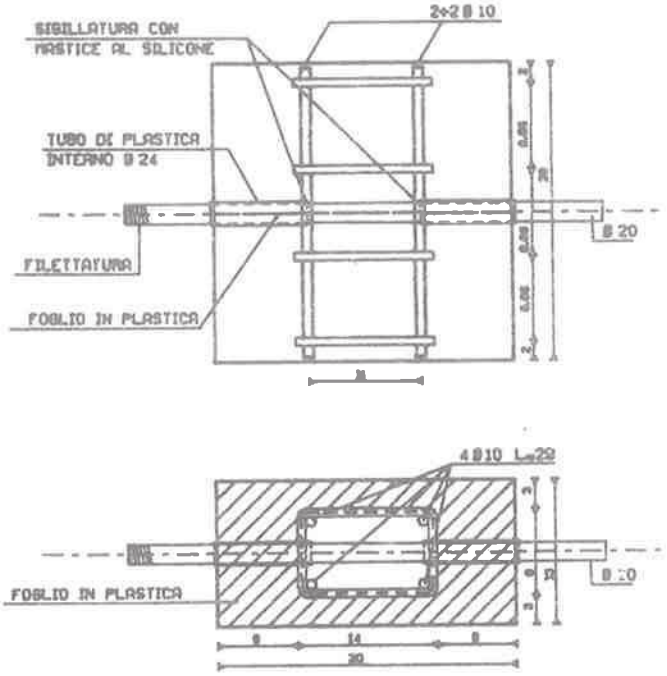


Fig. 5 Provino per le prove di scorrimento ciclico.

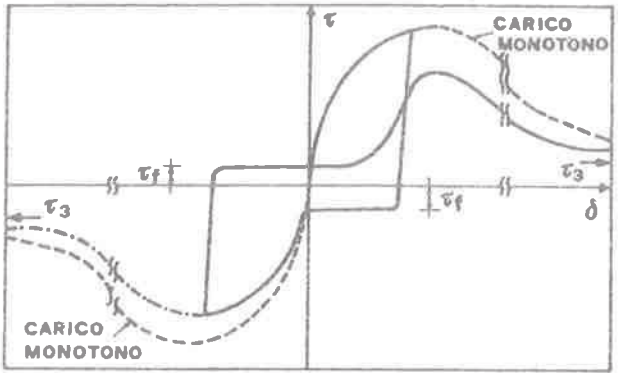


Fig. 6 Prove di scorrimento ciclico. Schema tipico forza-scorrimento.

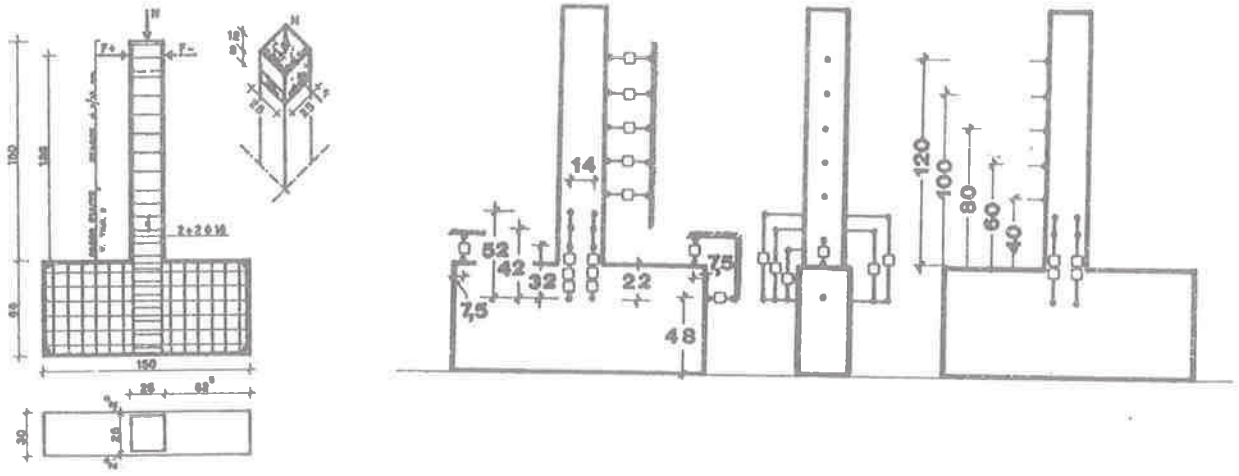
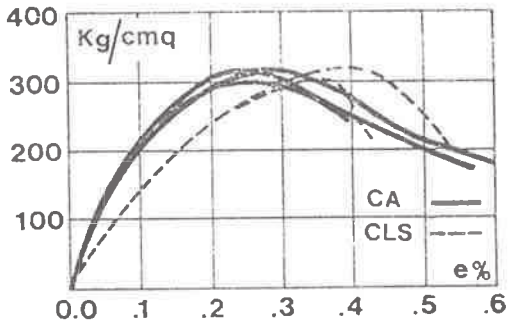


Fig. 7 Pilastro tipo di prova e posizione dei trasduttori.



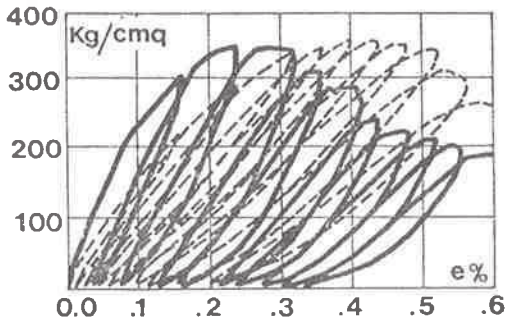
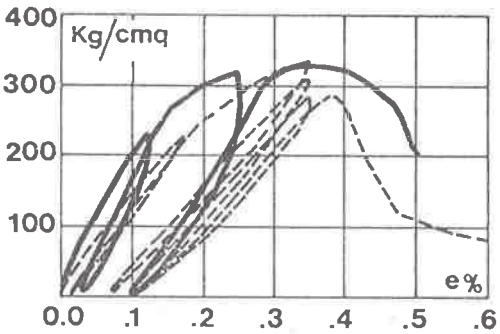
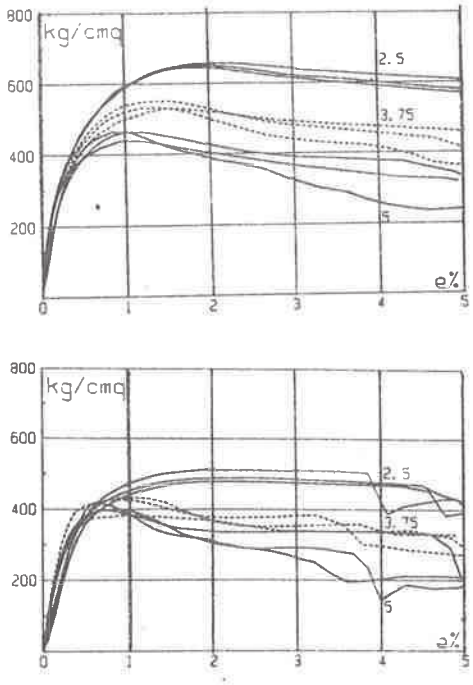


Fig. 8 Risultati delle prove a compressione monotone e cicliche sui provini non confinati.





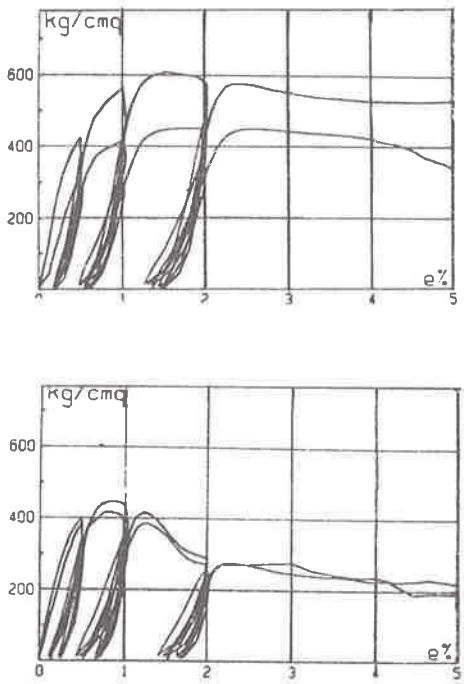
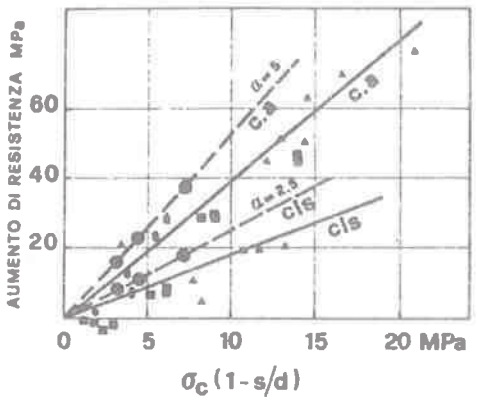
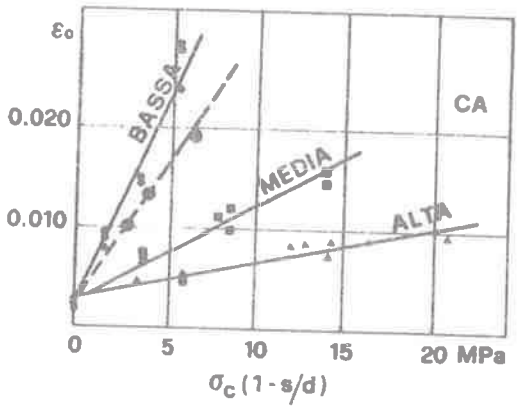


Fig. 9 Risultati delle prove a compressione sui provini confinati. A sinistra: in alto CA prove monotone, in basso CLS. A destra: in alto prove cicliche su provini con staffe passo 5 2,5 in CA (curva piu' alta) e CLS, in basso su provini con staffe passo 5 in CA e CLS.





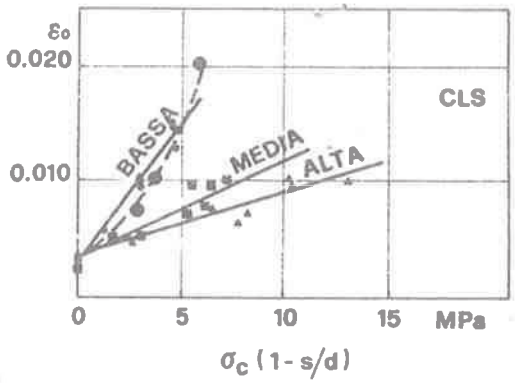


Fig. 10 Risultati delle prove a compressione. A sinistra: aumento della resistenza Rb per effetto del contenimento. A destra: aumento della deformazione di massima resistenza: ϵ_0, per effetto del contenimento. Con i cerchi sono indicati i risultati della presente indagine.

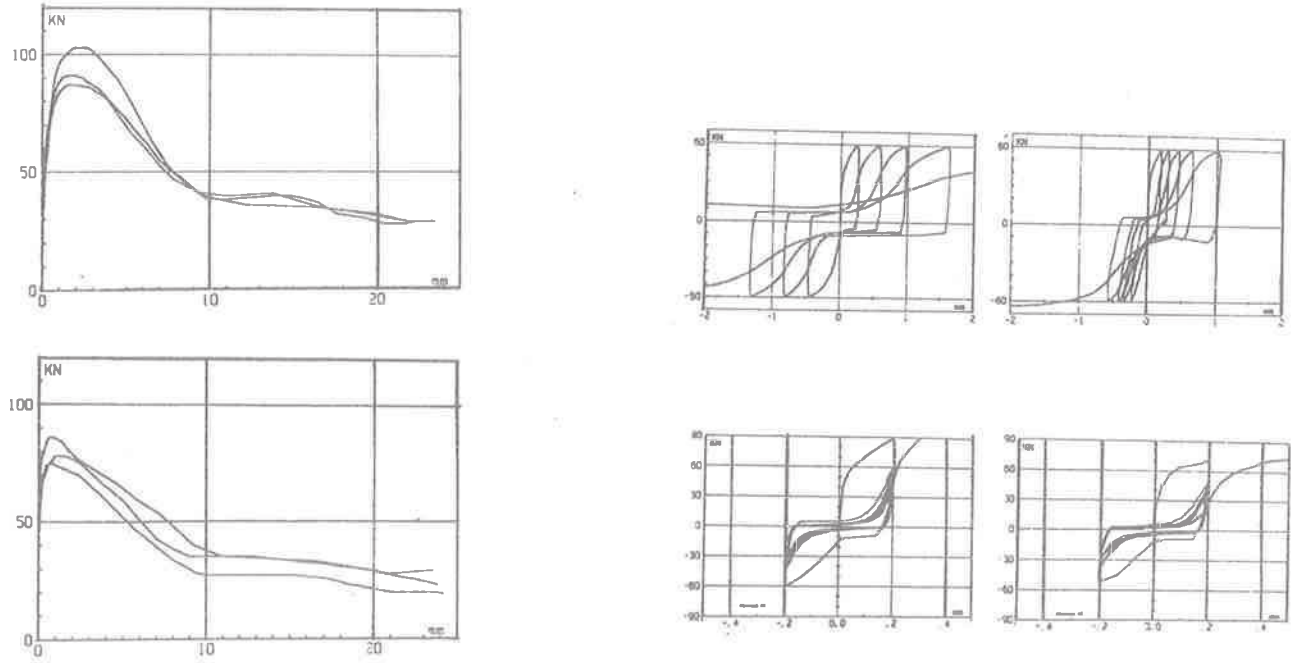


Fig. 11 Prova di scorrimento. A sinistra diagrammi forza-scorrimento per carico monotono, in alto CA, in basso CLS. A destra diagrammi forza-scorrimento per carico ciclico, in alto a carico max costante, in basso a deformazione max. costante (sinistra CA, destra CLS).

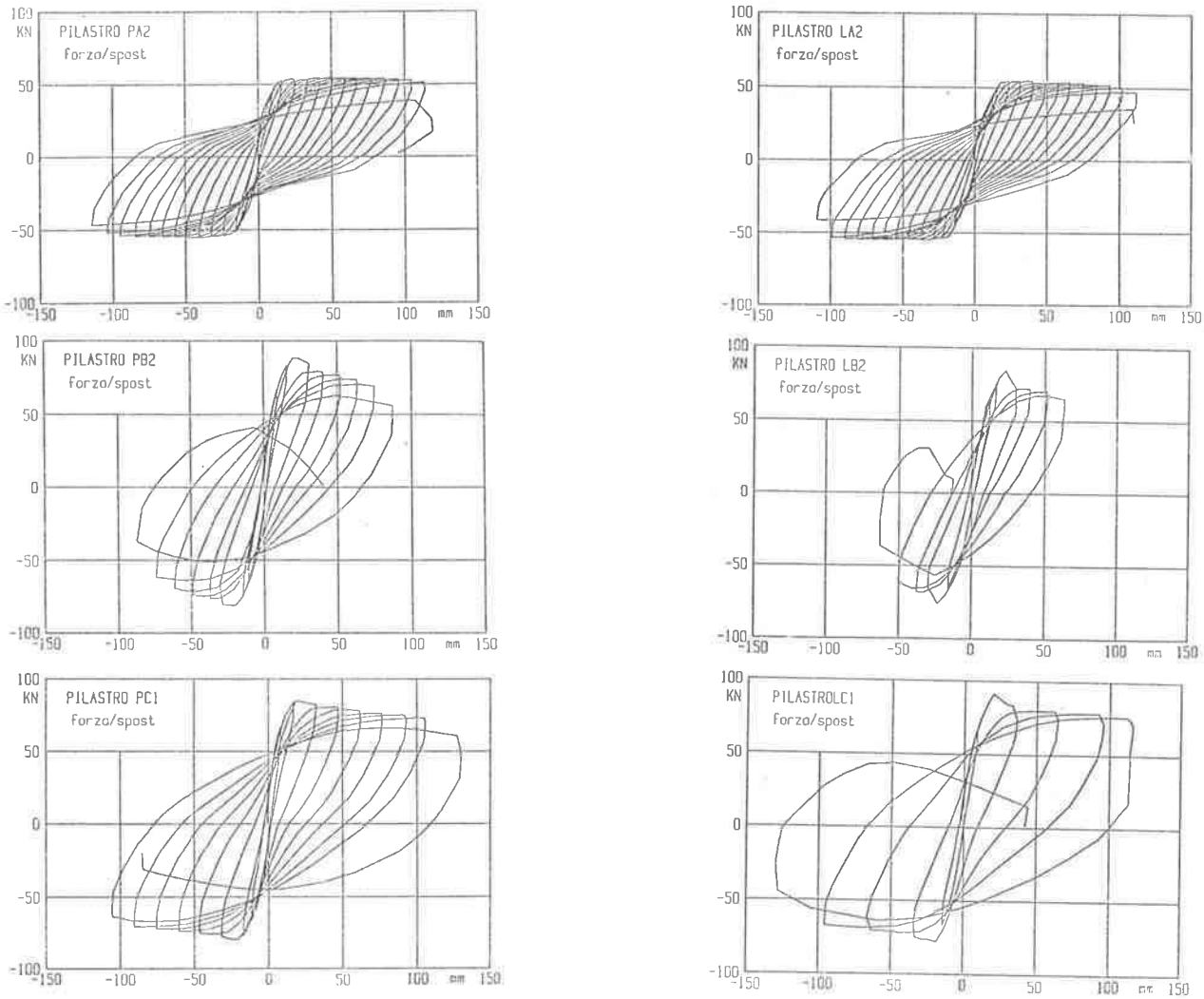


Fig. 12 Prove su pilastri. Diagrammi forza-spostamento. A sinistra CA a destra CLS. In alto n=0,08 passo delle staffe 9 cm, al centro n=0,25 passo delle staffe 9 cm, in basso n=0,25 passo delle staffe 5 cm.

n_{rid} \ passo staffe (cm)	13 ρ=0.8	9 ρ=1.2	5 ρ=2.15
0.08		LA2-PA2	
0.16	LB3-PB3	LC2-PC2	LB1-PB1
0.25		LB2-PB2	LC1-PC1

Tab. 1 - Prove sui pilastri: casi considerati . L'iniziale L indica CLS, l'iniziale R indica CA.
ρ=perc. volumetrica di armatura trasversale.

Tab. 2 - Prove sui pilastri: tipi di rottura.

n \ p	13 ρ=0.8	9 ρ=1.2	5 ρ=2.15	n \ p	13 ρ=0.8	9 ρ=1.2	5 ρ=2.15
0.08		ferro teso		0.08		buckl	
0.16	ferro teso	nucleo	ferro teso	0.16	buckl.	nucleo	buckl.
0.25		nucleo		0.25		nucleo	buckl.

	CA				CLS		
n \ p	13 ρ=0.8	9 ρ=1.2	5 ρ=2.15	n \ p	13 ρ=0.8	9 ρ=1.2	5 ρ=2.15
0.08		9.5 6.8		0.08		6.7 5.5	
0.16	6.6 5.1	7.0 5.3	8.9 7.9	0.16	4.4 3.5	5.5 4.5	8.9 7.1
0.25		5.5 4.8	8.0 6.9	0.25		3.9 2.7	8.1 6.3

Tab. 3 - Prove sui pilastri: duttilita' massima in spostamento.

				p_{max}		
		l	Φ_{min}	zone critiche	altre	ρ(%)
NORMA IT.			8 mm		$\min(12\,\Phi_L^{min}, 30cm)$	0.436
EC.8			$\max(1/4\,\Phi_L^{max}, 6mm)$		$\min(12\,\Phi_L^{min}, b_m, 30cm)$	
GNDT		$\max(b_M, 1/6H, 45\ cm)$	8 mm	$\min(6\,\Phi_L, 1/4b_m, 15cm)$	prescrizioni per zone non sismiche	1.72
CEB	DLI	$\max(b_M, 1/6H, 45\ cm)$				0.25
	DLII	"	8 mm	$\min(8\,\Phi_L, 1/2b_m, 20cm)$	$\min(12\,\Phi_L^{min}, b_m, 30cm)$	0.86
	DLIII	"	8 mm	$\min(6\,\Phi_L, 1/4b_m, 15cm)$	$\min(8\,\Phi_L^{min}, 1/2\ b_m, 30cm)$	1.72

Tab. 4 - Prescrizioni normative relative alle armature trasversali e quantitativi ottenuti nei pilastri di prova.

(l = lunghezza zona critica; Φ_{min} = diametro minimo armature trasversali
H = altezza netta pilastro; b_m = lato minore della sezione
b_M = lato maggiore della sezione; p_{max} = massimo passo delle staffe)