



*Presidenza del Consiglio Superiore
dei Lavori Pubblici
Servizio Tecnico Centrale*

LINEE GUIDA SUL CALCESTRUZZO STRUTTURALE AD ALTA RESISTENZA

$75 \text{ N/mm}^2 < R_{ck} < 115 \text{ N/mm}^2$

1.	Oggetto e scopo	28
1.1	Campo di applicazione	28
1.2	Definizioni	28
2.	I materiali componenti	29
2.1.	Introduzione	29
2.2.	Cemento	33
2.3.	Aggiunte minerali attive	34
2.3.1.	Fumo di silice o microsilice	34
2.3.2.	Ceneri volanti e loppa granulata d'altoforno	36
2.3.2.1.	Ceneri volanti	37
2.3.2.2.	Loppa granulata d'altoforno	38
2.4.	Aggregati	38
2.4.1.	Sabbia	38
2.4.2.	Aggregato grosso e diametro massimo dell'aggregato	39
2.5.	Acciaio di armatura	40
3.	La durabilità	40
3.1.	Introduzione	40
3.2.	Proprietà di trasporto	41
3.2.1.	Calcestruzzo armato in ambiente marino	43
3.2.2.	Corrosione	43
3.2.3.	Depassivazione da penetrazione di cloruri	44
3.2.4.	Depassivazione da carbonatazione	45
3.2.5.	Interazione chimica con l'acqua di mare	46
3.2.6.	Grado di rischio e tipo di esposizione	47
3.3.	Processi non collegabili alle proprietà di trasporto	48
3.3.1.	Resistenza all'abrasione	48
3.3.2.	Resistenza ai cicli ripetuti di gelo e disgelo	49
3.3.3.	Resistenza allo scaling (sfaldamento superficiale)	49
3.4.	Comportamento a fatica del calcestruzzo ad alta resistenza (AR)	50
3.4.1.	Calcestruzzo non armato	51
3.4.2.	Calcestruzzo armato	53
4.	Le proprietà meccaniche	54
4.1.	Resistenza a compressione	54
4.2.	Resistenza a trazione	55
4.3.	Modulo elastico	56
4.4.	Coefficiente di contrazione trasversale	58
4.5.	Deformazioni per ritiro e scorrimento viscoso (creep)	58
4.5.1.	Ritiro	59
4.5.2.	Ritiro autogeno	60
4.5.3.	Ritiro di essiccazione	61
4.5.4.	Scorrimento viscoso (creep)	62
4.6.	Considerazioni finali	64
5.	Il comportamento all'incendio e alle alte temperature	65
5.1.	Effetti termici	65
5.2.	Resistenza al fuoco	66
5.3.	Elementi strutturali esposti alle alte temperature da incendio	68

6.	I criteri di progetto degli elementi strutturali	70
6.2.	Metodo di calcolo	70
6.2.	Analisi strutturale allo stato limite ultimo	70
6.3.	Analisi strutturale allo stato limite di esercizio	70
6.4.	Verifiche	70
6.4.1.	Coefficiente di sicurezza parziale corretto	70
6.4.2.	Verifiche a flessione e a pressoflessione	70
6.4.2.1.	Diagramma σ_c - ε_c , di calcolo	70
6.4.2.2.	Regioni di verifica	72
6.4.2.3.	Sezioni rettangolari	73
6.4.2.3.1.	Regioni 2-3-4 (asse neutro reale)	73
6.4.2.3.2.	Regione 5 (asse neutro virtuale, ossia esterno alla sezione)	73
6.4.3.	Taglio e torsione di travi con armature trasversali	73
6.4.4.	Stato limite ultimo per solette	74
6.4.4.1.	Flessione	74
6.4.4.2.	Taglio in assenza di armatura trasversale	74
6.4.4.3.	Taglio in presenza di armatura trasversale	74
7.	I particolari costruttivi	74
7.1.	Distanza fra le sbarre	74
7.2.	Lunghezza di ancoraggio e giunzioni	75
7.2.1.	Lunghezza di ancoraggio	75
7.2.2.	Giunzioni	75
7.3.	Armatura minima delle travi	75
7.3.1.	Armatura tesa longitudinale	75
7.3.2.	Staffatura minima delle travi	75
	Bibliografia	76
	Simbologia	78

1. Oggetto e scopo

Le presenti Linee Guida si collocano sulla via tracciata dalle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale [1.1], al punto 8 “Il calcestruzzo ad alte prestazioni e ad alta resistenza”.

Al punto citato, infatti, vengono trattati i calcestruzzi con resistenza $R_{ck} > 55$, sino a 115 N/mm^2 , definendo una prima categoria con $55 < R_{ck} \leq 75 \text{ N/mm}^2$ - Calcestruzzo ad alte prestazioni (nel seguito indicato con AP) ed una seconda categoria con $75 < R_{ck} \leq 115 \text{ N/mm}^2$ - Calcestruzzo ad alta resistenza (nel seguito indicato con AR).

Le stesse Linee precisano che la progettazione con impiego di calcestruzzi AR deve comprendere la modellazione del materiale e una adeguata giustificazione delle regole di calcolo adottate. Per la progettazione con impiego di calcestruzzi AP potrà farsi riferimento invece alle stesse Linee Guida e alle norme tecniche valide per calcestruzzi con $R_{ck} \leq 55 \text{ N/mm}^2$ (calcestruzzi di resistenza normale, nel seguito indicati con NR).

Ciò premesso, le presenti Linee Guida integrano, anche ai fini della progettazione strutturale, le indicazioni del punto 8 delle citate Linee Guida, fornendo specifiche indicazioni per calcestruzzi AR e ampliando le indicazioni per calcestruzzi AP.

Nella predisposizione del testo sono stati tenuti in conto i più recenti documenti normativi europei, tra i quali i codici CEB-FIB ed EC2 [1.2-1.5], e la EN206 [1.6].

1.1 Campo di applicazione

Le presenti Linee Guida si applicano alle opere in c.a. e c.a.p. realizzate con calcestruzzi ad alta resistenza, $75 < R_{ck} \leq 115 \text{ N/mm}^2$.

1.2 Definizioni

Calcestruzzo ordinario o normale o a resistenza normale (NR): conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto acqua/cemento maggiore di 0,45 e con resistenza caratteristica cubica non superiore a 55 N/mm^2 .

Calcestruzzo ad alte prestazioni (AP): conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto a/c minore di 0,45 avente resistenza caratteristica cubica superiore a 55 N/mm^2 ed inferiore o uguale a 75 N/mm^2 .

Calcestruzzo ad alta resistenza (AR): conglomerato cementizio caratterizzato in generale da rapporto a/c minore di 0,35 avente resistenza caratteristica cubica superiore a 75 N/mm^2 ed inferiore o uguale a 115 N/mm^2 .

Additivo: prodotto (fluidificante, superfluidificante, ritardante, viscosizzante, ecc.) generalmente organico, liquido o in polvere, che - introdotto in piccola quantità nell'impasto - induce particolari modifiche nelle proprietà del calcestruzzo fresco o indurito.

Aggiunta minerale: materiale inorganico idraulicamente attivo (loppa granulata d'altoforno) o reattivo verso l'idrossido di calcio (ceneri volanti, argille calcinate, pozzolane naturali, microsilice, silice precipitata), che interviene sulle caratteristiche fisico-meccaniche e sulla durabilità del calcestruzzo. Esistono anche aggiunte inerti (filler calcareo). In generale le aggiunte agiscono sulla lavorabilità, sul tempo di presa, sullo sviluppo della resistenza meccanica e sulla resistenza all'attacco chimico.

Aggregato: componente del calcestruzzo costituito da elementi lapidei di varia pezzatura, naturali o frantumati, aventi forma e dimensioni consone alla confezione e al tipo di calcestruzzo; per i calcestruzzi AR sono in generale preferibili dimensioni piccole, per limitare la probabilità di difetti.

Cemento: materiale inorganico finemente macinato, che - miscelato con acqua - forma una pasta semifluida caratterizzata nel tempo da presa ed indurimento per effetto di reazioni e processi di idratazione.

Acqua totale: è la somma dell'acqua di impasto e di quella presente negli altri componenti.

2. I materiali componenti

2.1 Introduzione

Il riferimento è all'impiego dei calcestruzzi strutturali, aventi resistenza caratteristica cubica $75 \text{ N/mm}^2 < R_{ck} \leq 115 \text{ N/mm}^2$ ottenuti utilizzando i materiali ordinari e la tecnologia convenzionale di produzione, di posa in opera e di stagionatura.

È attualmente possibile raggiungere resistenze nell'intervallo $130-140 \text{ N/mm}^2$ senza il ricorso all'impiego di aggregati particolari, alla costipazione effettuata mediante alte pressioni e/o a processi speciali di stagionatura ad alta temperatura.

L'impiego dei calcestruzzi strutturali ad alta resistenza è ammesso previo esame e valutazione da parte del Consiglio Superiore dei LL.PP., al quale dovrà essere presentata la documentazione di progetto comprendente:

- a) la modellazione del materiale operata sulla base di specifica documentazione teorica e sperimentale;
- b) una trattazione circostanziata a giustificazione delle regole di calcolo adottate;
- c) le procedure da seguire nella realizzazione delle strutture;
- d) il piano di assicurazione della qualità, nel quale debbono essere elencati in dettaglio:
 - le caratteristiche dell'impasto fresco ed indurito da controllare;
 - le modalità e la frequenza dei controlli;
 - la provenienza e le certificazioni dei materiali componenti;
 - i provvedimenti da adottare nel caso di deviazioni dai valori ammissibili o richiesti;
 - i responsabili autorizzati a prendere le decisioni finali;
 - il laboratorio responsabile delle prove.

I calcestruzzi AR sono caratterizzati da basso rapporto in peso acqua/legante (a/l), da alto dosaggio di legante, dall'impiego di aggiunte minerali attive (fumo di silice, ceneri volanti, loppa granulata d'altoforno macinata, argille calcinate - quali il metacaolino - e pozzolane naturali) e di additivi chimici superfluidificanti, spesso combinati con ritardanti (**Tabella 1**).

Tabella 1
Aggiunte ed additivi tipici di un calcestruzzo ad alta resistenza.

Calcestruzzo con $f_c > 80 \text{ MPa}$ a 28 gg. di maturazione			
	Azione	Effetto	Caratteristiche microstrutturali
Superfluidificante	Efficace disperdente del cemento e della microsilice	Riduzione del rapporto a/c ($\leq 0,35$)	Eliminazione porosità capillare
			Minore quantità di prodotti idrati Alto volume di nuclei di anidri di cemento Minori difetti nella zona di transizione aggregato-matrice legante
Microsilice	Microfiller	Riduzione effetto parete	Scomparsa pressoché totale della zona di transizione
		Riduzione essudazione int./esterna	Aumento porosità nanometrica
		Riduzione della quantità e grandezza dei cristalli di idrossido di calcio	Omogeneità strutturale
	Reattività con l'idrossido di calcio	Aumento del grado di addensamento	Grande compattezza

Il dosaggio del legante varia da 400 a 550 Kg/m^3 e rappresenta il totale del cemento Portland più le aggiunte minerali attive. Il rapporto a/l è generalmente nell'intervallo $0,25 -$

0,35 ma sono stati prodotti impasti con rapporto inferiore a 0,25; spesso al rapporto a/l si abbina quello fra acqua e cemento Portland, a/c.

Affinché ai bassi valori del rapporto a/l il legante possa essere omogeneamente disperso nell'impasto, è indispensabile l'uso di un efficace superfluidificante. Inoltre, quando l'abbassamento al cono dell'impasto fresco ("slump", indice della lavorabilità) decade così velocemente da compromettere la regolarità delle operazioni di trasporto e posa in opera, il problema è di frequente risolto con l'impiego di ritardanti e programmando i tempi di aggiunta degli additivi.

Poiché non è ancora possibile basare la progettazione degli impasti sulle caratteristiche dei materiali componenti, né sono del tutto accettabili le regole seguite nella progettazione degli impasti di calcestruzzo a resistenza normale, i materiali e i rapporti di composizione per il calcestruzzo AR sono scelti sulla base di prove di laboratorio.

Lo studio degli impasti di prova per la determinazione dei rapporti ottimali richiede lavoro sperimentale. Nella scelta dei materiali localmente disponibili (cemento, aggregato, aggiunte minerali, additivi) l'obiettivo è la ricerca dei componenti che manifestino il massimo di compatibilità. Tale compatibilità può essere valutata (a) attraverso la "resa" di resistenza meccanica a compressione (cioè la resistenza per unità di peso di cemento - o di legante - ad una assegnata stagionatura), e/o (b) in termini di slump, e di mantenimento di un dato livello di slump per un prefissato periodo di tempo.

Per la resistenza a compressione si può fare riferimento sia alla stagionatura standard di 28 giorni, sia a stagionature anticipate a 1, 3, 7 giorni o ritardate a 56 e 90 giorni.

La compatibilità tra i componenti dell'impasto non è garantita solo dalla loro rispondenza alle norme di accettazione, essendo questa una condizione necessaria ma non sufficiente perché la resa di resistenza per kg di cemento (o di legante) risulti ottimale o perché la lavorabilità desiderata possa essere ottenuta e mantenuta per il tempo prefissato.

Individuati i materiali ed i rapporti ottimali di composizione, occorre accertare che i risultati di laboratorio possano essere riprodotti nella particolare situazione di cantiere, e soltanto dopo che tutte le procedure siano state definite si compila il dettaglio del piano di assicurazione della qualità.

Dai dati della letteratura si desume che nell'applicazione dei metodi standard di prova ai calcestruzzi AR è consigliabile, ai fini della riproducibilità dei risultati, assumere specifiche più restrittive e accorgimenti più stringenti rispetto a quanto raccomandato dai metodi standard.

A differenza di quanto avviene per il calcestruzzo di resistenza ordinaria, è stato constatato che per ottenere una soddisfacente riproducibilità è necessario che nelle prove di resistenza a compressione le tolleranze relative alle dimensioni dei provini siano più strette e che nelle prove di resistenza a flessione i provini siano umidificati fino alla conclusione della prova.

Pertanto si raccomanda che le modalità di prova, sia per la parte codificata dalle norme, che per le eventuali variazioni concordate di volta in volta, siano rigorosamente osservate. Affinché lo standard richiesto possa essere effettivamente raggiunto occorre quindi:

- a) che i tecnici di laboratorio abbiano acquisito esperienza nel settore dei calcestruzzi AR;
- b) che le apparecchiature utilizzate siano di adeguata capacità e di corretto funzionamento.

Il comportamento meccanico del calcestruzzo AR è per alcuni aspetti differente da quello del calcestruzzo normale. Le differenze hanno origine dalla notevole diversità delle due microstrutture. Perciò le proprietà meccaniche del calcestruzzo AR non possono essere dedotte per estrapolazione da quelle del calcestruzzo normale, né è corretto applicare tout-court le relazioni tra la resistenza a compressione e le altre proprietà meccaniche così come sono state sviluppate per i calcestruzzi normali.

Pertanto è fortemente raccomandato di procedere alla misura diretta di tutte le proprietà di rilevanza progettuale, in particolare modulo di elasticità, resistenza a trazione per flessione o per spacco, curva σ - ϵ .

Le principali differenze microstrutturali tra un calcestruzzo normale di rapporto a/c 0,5÷0,6 ed uno AR di rapporto a/c 0,25÷0,35 possono essere così riassunte (**Tabella 2**).

Tabella 2
Confronto fra tipici calcestruzzi ordinari ($R_{ck} \leq 35 \text{ N/mm}^2$) e ad alte prestazioni/alta resistenza ($R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$).

Calcestruzzo ordinario $R_{ck} \leq 35 \text{ N/mm}^2$	Composizione	Calcestruzzo ad alte prestazioni/alta resistenza $55 < R_{ck} \leq 115 \text{ N/mm}^2$
32,5 - 42,5 270 - 350 $\geq 0,50$ Non usuale -	Portland Dosaggio Kg/m^3 Rapporto a/c Superfluidificante Microsilice-cemento	52,5 - 42,5 350 - 550 0,45 - 0,25 Indispensabile 5 - 10%
Ben distinta	Interfaccia/matrice legante/aggregato grosso o zona di transizione	Poco o nulla distinguibile dalla matrice legante indisturbata
50 μm	Spessore medio della zona di transizione	Sottile o praticamente assente
Alta, aumenta con il rapporto a/c	Porosità capillare	Da bassa a molto bassa
Alta, aumenta con il rapporto a/c	Diametro medio dei pori capillari	Capillari grandi e medi assenti
Alta, aumenta con la porosità capillare, e con lo spessore e con la difettosità della zona di transizione	Permeabilità	Da bassa a molto bassa
Non confrontabile con la resistenza della roccia che costituisce l'aggregato grosso	Resistenza meccanica della matrice legante	Confrontabile con la resistenza della roccia che costituisce l'aggregato grosso

Nel calcestruzzo di elevato rapporto a/c la microstruttura della matrice legante è caratterizzata da una elevata porosità capillare e dalla presenza di una zona d'interfaccia con l'aggregato grosso (spessore medio 50 μm), che differisce dalla matrice indisturbata (lontana dall'aggregato) per composizione, morfologia e densità (si veda la **Tabella 3**). La zona d'interfaccia, anche denominata zona di transizione, si distingue per la maggiore dimensione media dei pori e per la presenza, nella fascia contigua all'aggregato, di cristalli - orientati e ben sviluppati - di idrossido di calcio (portlandite) e di bastoncini di trisolfato di alluminio idrato (ettringite) (**Fig. 1.2**).

A causa della notevole difettosità della zona di transizione vi è poco trasferimento di carico tra matrice legante e aggregato, e di conseguenza le proprietà dell'aggregato non influiscono in modo significativo su quelle della matrice legante. Quest'ultima rappresenta l'anello debole del sistema e quindi da sola caratterizza il comportamento meccanico del materiale. Pertanto il calcestruzzo normale può essere visto come un materiale, costituito da inclusioni molto rigide e resistenti (l'aggregato) e da una matrice assai deformabile e porosa (la malta cementizia). Esercitando tuttavia l'aggregato un effetto di contenimento quasi isotropo sulla malta (almeno in compressione), si può dire che a livello macroscopico il comportamento del calcestruzzo sia assimilabile a quello di un materiale elastico - lineare - omogeneo - isotropo (per stati tensionali e deformativi abbastanza bassi), in cui tutte le proprietà meccaniche (ad esempio modulo elastico e resistenza a trazione) dipendono dalla resistenza a compressione, attraverso leggi semplici.

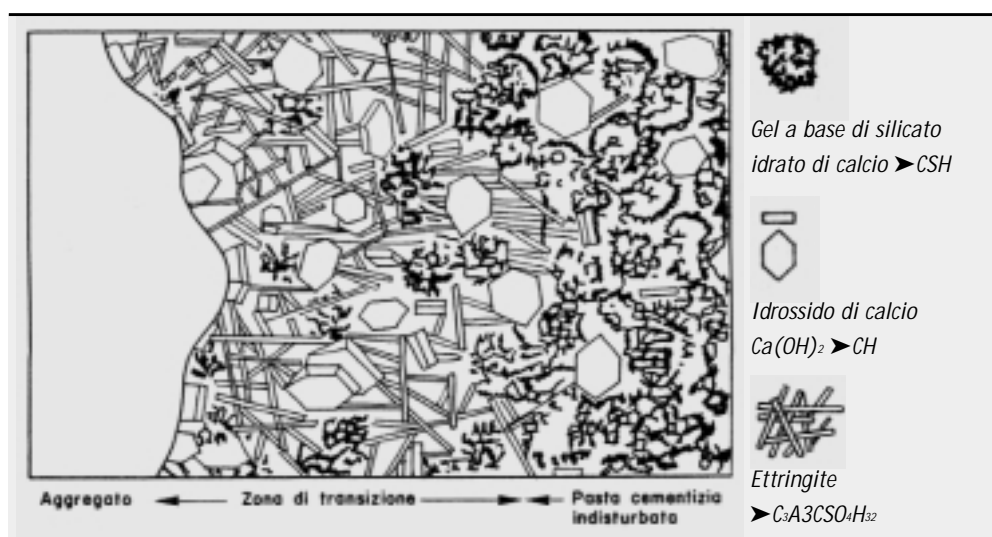
A maggior ragione può essere considerato elastico - lineare - omogeneo - isotropo il calcestruzzo AR, in cui - grazie alle ottime qualità della malta cementizia (compatta, rigida

Tabella 3
Caratteristiche
microstrutturali
dell'interfaccia
matrice legante/
aggregato grosso
nei calcestruzzi
ordinari.

Intervallo di variabilità dello spessore di interfaccia	10 - 100 μm - fattori responsabili: essudazione interna: effetto parete
Spessore medio dell'interfaccia	Aumenta con il rapporto acqua/cemento
Porosità capillare dell'interfaccia	Maggiore che nella matrice legante indisturbata
Distribuzione dei pori capillari	Non uniforme: i pori capillari sono più numerosi nella zona di interfaccia contigua al granulo di ghiaia o di pietrisco
Diametro medio dei pori capillari	Maggiore che nella matrice legante indisturbata: aumenta con il rapporto a/c
Omogeneità strutturale	Bassa: nella zona di interfaccia contigua ai granuli di aggregato vi è una maggiore concentrazione di cristalli esagonali di idrossido di calcio e di bastoncini di ettringite. I primi sono molto sviluppati e orientati.
Proprietà	Per la sua difettosità, la zona di transizione tra la matrice legante indisturbata e l'aggregato costituisce l'anello debole del sistema sia per quanto concerne la resistenza meccanica, sia ai fini della impermeabilità.

Note: La porosità capillare ha origine dallo spazio che nella pasta fresca era occupato dall'acqua e che nel corso dell'idratazione non è stato riempito dal prodotto idrato. Il gel di cemento è costituito essenzialmente da C-S-H, un solido particellare suddiviso a livello colloidale, praticamente amorfo, di rapporto C/S localmente variabile, al quale è associato un sistema di pori di morfologia non nota, di dimensioni nanometriche ($\leq 2.5 \mu\text{m}$), originati dalla incapacità delle particelle C-S-H a nucleare in spazi molto ristretti e ad accrescere oltre una certa dimensione.

Figura 1.2
Zona di transizione
all'interfaccia pasta
cementifizia-
aggregata [4.2].



e resistente) – non vi sono rilevanti differenze di proprietà meccaniche fra malta e aggregato, al punto che il comportamento elastico – lineare in compressione si mantiene anche per stati tensionali e deformativi piuttosto alti (fin quasi alla soglia della resistenza in compressione). Il trasferimento di carico fra matrice ed aggregato grosso è facilitato dalla minore difettosità ed estensione della zona di transizione, la quale tende addirittura a scomparire, quando parte del cemento è sostituita da fumo di silice.

Mentre le proprietà del calcestruzzo normale sono influenzate solo da quelle della malta, nel calcestruzzo AR giocano ruoli importanti sia la malta che l'aggregato: la resistenza a compressione aumenta al diminuire del rapporto a/c fino a quando la resistenza allo schiacciamento dell'aggregato non diventi l'anello debole del sistema. A questo punto per aumentare ulteriormente la resistenza a compressione attraverso la diminuzione del rapporto a/c occorre cambiare aggregato ed usarne uno più resistente.

A tal proposito si può dire che per impasti con rapporti a/c eguali a 0,6 e a 0,3, le differenze microstrutturali sono nette; nell'intervallo da 0,5 a 0,35 il passaggio dall'una all'altra situazione evolve in maniera abbastanza continua. Certo è che la presenza del fumo di silice migliora

2.2 Cemento

decisamente la microstruttura, in particolare all'interfaccia aggregato-pasta di cemento.

L'esperienza attuale si basa sull'impiego dei cementi Portland tipo I (UNI-EN 197/1), classe di resistenza 52,5 e 42,5.

Le caratteristiche del cemento determinanti per le proprietà di resistenza meccanica del calcestruzzo indurito sono: il contenuto di silicati, il rapporto in massa tra silicato tricalcico e silicato bicalcico, e la finezza di macinazione.

Il silicato tricalcico si idrata rapidamente liberando una notevole quantità di calore, mentre il silicato bicalcico si idrata più lentamente e di conseguenza il rilascio del calore di idratazione avviene entro un esteso intervallo di tempo. Pertanto i cementi ad alto contenuto di silicato tricalcico permettono un rapido guadagno di resistenza, e ciò provoca, nel caso di elementi strutturali di grande sezione (basso rapporto superficie esposta/volume), una sensibile crescita della temperatura che può raggiungere e superare i 50°C. Al contrario un cemento che contenga sostanziali quantità di silicato bicalcico sviluppa resistenza più lentamente, raggiungendo resistenze finali altrettanto soddisfacenti, ma la punta di temperatura nel corso dell'idratazione risulterà senz'altro inferiore.

Tuttavia, raramente la temperatura massima raggiunta rappresenta un problema, in quanto i calcestruzzi AR sono caratterizzati da rapporti acqua/cemento molto bassi e quindi la quantità di cemento coinvolta nell'idratazione trova un limite nella poca acqua disponibile. Di maggiore interesse pratico è invece il gradiente di temperatura tra centro e periferia dell'elemento strutturale, in quanto la superficie del getto è di solito a temperatura molto più bassa.

Si ritiene che il rischio di fessurazione causata da raffreddamento differenziale sia minimo quando il gradiente termico non supera i 20°C/m.

Lo sviluppo della resistenza meccanica iniziale è anche favorito dalla finezza di macinazione del cemento, perché all'aumentare della sua superficie specifica aumenta la velocità di reazione con l'acqua.

In generale i cementi Portland della classe 52,5 sono caratterizzati da un alto contenuto di silicato tricalcico e da una maggiore finezza di macinazione; il loro impiego non ha alternativa quando si richiede elevata resistenza meccanica alle stagionature di 1-3 giorni. Per i cementi Portland della classe 42,5, il contenuto in silicati totali e in silicato tricalcico e la finezza di macinazione variano – a seconda della provenienza – entro intervalli meno ristretti rispetto a quanto avviene per i cementi Portland della classe 52,5.

Nello studio degli impasti di prova, una fase laboriosa è la scelta dell'abbinamento cemento Portland – superfluidificante in quanto occorre garantire il massimo di compatibilità. Tale proprietà è valutata in base al dosaggio di additivo necessario ad ottenere una data fluidità e a conservarla per un periodo di tempo sufficiente per il corretto svolgimento della posa in opera.

La compatibilità fra cemento Portland e superfluidificante è anche d'interesse per l'economia del calcestruzzo: l'additivo è sì componente indispensabile, ma aumenta i costi effettivi del calcestruzzo.

Il modo di interazione tra cemento ed additivi è piuttosto complesso e non del tutto chiarito. Numerosi sono i parametri chimici e fisici che controllano l'efficacia dell'abbinamento: del cemento sono importanti la velocità di rilascio degli ioni Ca^{2+} e SO_4^{2-} nell'acqua di impasto, e la reattività dell'alluminato tricalcico; dell'additivo interessa il grado di attività ed il contenuto di sostanza attiva nel formulato.

La velocità di rilascio degli ioni Ca^{2+} e SO_4^{2-} dipende dalla forma di solfato di calcio contenuto nel cemento e dall'eventuale presenza di solfati alcalini nel clinker. Questi ultimi, altamente solubili nell'acqua, si formano durante il processo di cottura del clinker, per reazione tra gli ossidi alcalini e l'anidride solforica derivante dall'ossidazione dello zolfo presente nel combustibile.

La reattività dell'alluminato di calcio C_3A è intesa con riferimento alla formazione del tri-

solfo-alluminato, e dipende dalla finezza di macinazione e dalla forma cristallina dello stesso alluminato di calcio.

Quando la velocità di rilascio degli ioni Ca^{2+} e SO_4^{2-} non è adeguata alla reattività dell'alluminato, i gruppi solfonici del superfluidificante interagiscono con l'alluminato stesso e di conseguenza una parte dell'additivo non è più disponibile per permettere il raggiungimento della lavorabilità desiderata.

L'uso di cementi Portland a basso contenuto di alluminato o il posticipo in fase d'impasto dell'aggiunta di additivo non risolvono il problema della compatibilità. I cementi Portland del tipo summenzionato sono ad alto tenore di fase ferrica e la loro velocità di indurimento non risulta adeguata per un calcestruzzo AR; ricorrere all'aggiunta dell'additivo (dopo una prima fase di mescolamento) aumenta la probabilità di errore nei dosaggi dell'acqua e dell'additivo, oltre a complicare l'operazione d'impasto.

Nella situazione descritta appare indispensabile che la composizione e la finezza del cemento, così come il suo grado di reattività e il contenuto dell'additivo nel formulato, siano – per quanto possibile – uniformi durante il corso della fornitura.

2.3 Aggiunte minerali attive

Le aggiunte minerali attive impiegate con successo nella produzione di calcestruzzo AR sono il fumo di silice, le ceneri volanti, le argille calcinate (ad esempio il metacaolino), le pozzolane naturali e la loppa granulata di altoforno finemente macinata. Fumo di silice e ceneri volanti sono dotate, nell'ordine, di spiccata e moderata attività pozzolanica; la loppa granulata d'altoforno è al riguardo meno attiva, ma possiede discrete proprietà idrauliche, definite latenti perché si manifestano soltanto in ambiente alcalino.

In linea generale l'efficacia di una aggiunta minerale destinata a sostituire parte del cemento in un calcestruzzo AR va valutata in riferimento al modo e alla intensità di azione del fumo di silice. I parametri alla base del confronto sono la granulometria, il contenuto e la reattività della fase attiva. La granulometria è parametro effettivo di confronto soltanto se le particelle sono piccole al punto da potersi inserire negli spazi vuoti tra i granuli di cemento. La reattività è intesa come capacità di reagire più o meno velocemente con l'idrossido di calcio, separato durante l'idratazione del cemento, per formare composti cementanti.

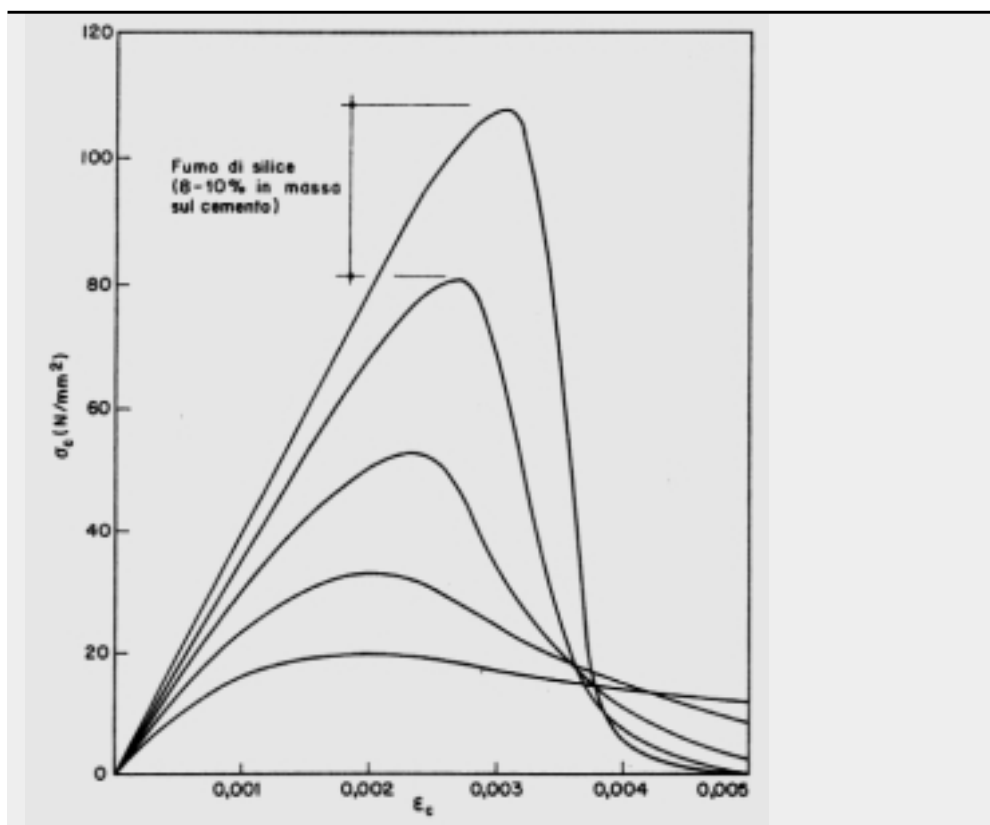
Il fumo di silice presenta al massimo grado le tre caratteristiche citate, mentre le altre due aggiunte sono poco o nulla efficaci come riempitivi (filler) nel senso sopra indicato. Questa loro insufficienza è in pratica superata usandole in miscela con il fumo di silice. Studi recenti suggeriscono che un sostituto valido del fumo di silice è il metacaolino, che si ottiene per decomposizione termica della caolinite nell'intervallo 500-600°C. La fase attiva del metacaolino è un solido a struttura disordinata, composto di silice e allumina, di elevata reattività verso l'idrossido di calcio, con il quale reagisce formando un silico-alluminato di calcio idrato, dotato di proprietà leganti. Se ottenuto da caolinite pura, il metacaolino è di colore bianco e in tal caso ha il vantaggio, rispetto al fumo di silice, di poter essere utilizzato nella produzione di calcestruzzo bianco AR. Al presente, la disponibilità di metacaolino è limitata e non esistono dati certi sul suo costo.

2.3.1 Fumo di silice o microsilice

È il sottoprodotto della fabbricazione del silicio e delle leghe ferro-silicio. Si presenta in forma di particelle sferiche, di diametro variabile da meno di 0,1 μm a 1-2 μm , di colore tendente al grigio e costituite da silice amorfa (85-98%) molto reattiva. Il diametro medio delle particelle è di 100 volte inferiore a quello delle particelle di cemento; l'area superficiale specifica misurata mediante adsorbimento con azoto varia tipicamente da 15.000 a 25.000 m^2/kg mentre quella di un cemento Portland ordinario è intorno a 1.500 m^2/kg . Il peso specifico è 2200 kg/m^3 , la densità in mucchio può variare da 160 a 320 kg/m^3 . È disponibile in polvere (così come raccolta sui filtri), in sospensione acquo-

sa al 50% oppure in forma di polvere addensata con peso in mucchio di 400-500 kg/m³. All'aumentare del peso unitario, il trasporto diventa meno oneroso e la manipolazione meno problematica; l'utilizzo della sospensione acquosa richiede l'uso di apparecchiature speciali. Non è del tutto vero, come molti ritengono, che per ottenere calcestruzzo AR sia indispensabile usare fumo di silice. Quanto finora acquisito, sia nella pratica costruttiva che negli studi di laboratorio, indica che si possono raggiungere resistenze di 90-100 N/mm² (e a volte oltre) anche in assenza dell'aggiunta di fumo di silice. È invece innegabile che l'impiego di fumo di silice costituisca il mezzo più semplice per conseguire la resistenza e la lavorabilità desiderate, e il modo più efficace per ridurre la permeabilità dell'impasto indurito (Fig. 2.2).

Figura 2.2
Effetti
dell'introduzione
del fumo di
silice per ottenere
resistenza a
compressione
superiori
a 80 N/mm² [1.3].



Gli effetti peculiari che distinguono il fumo di silice dagli altri tipi di aggiunta sono sostanzialmente da attribuire alla sfericità e finezza delle particelle che, se adeguatamente deflocculate mediante un appropriato dosaggio di superfluidificante, si disperdono uniformemente nell'impasto disponendosi nei vuoti tra le particelle di cemento. Pertanto migliora l'impaccamento generale e in particolare quello all'interfaccia con l'aggregato. I dati di laboratorio e della pratica costruttiva hanno mostrato che se l'aggiunta di fumo di silice scende al di sotto del 5% in massa sul cemento, l'impaccamento risultante è insufficiente; quando vi è troppo fumo di silice, oltre il 15%, i vuoti tra le particelle di cemento non sono sufficienti ad accoglierlo tutto. Ricordando che il costo del fumo di silice è 5-10 volte maggiore di quello del cemento, occorre evitare ogni spreco; normalmente il contenuto tipico per conseguire il massimo beneficio in termini di resistenza e di durabilità (= bassa permeabilità) è 8-10%, in massa sul cemento. Percentuali maggiori comportano soprattutto un aumento del rapporto costo/benefici poiché l'incremento delle proprietà desiderate risulta limitato o marginale. Nella sua funzione di aggiunta per eliminare i vuoti più fini, il fumo di silice comporta numerosi effetti positivi: (1) diminuzione dell'adesività, e miglioramento della coesività e della fluidità della pasta nel calcestruzzo fresco; (2) diminuzione drastica dell'essuda-

zione dell'acqua (bleeding) sia in superficie, che all'interno; (3) separazione dell'idrossido di calcio in cristalli dispersi perché le piccole particelle di fumo di silice agiscono da centri di germinazione (questo effetto mantiene alta la velocità della reazione pozzolanica e accelera l'idratazione dei silicati di calcio del cemento); (4) eliminazione quasi totale della discontinuità microstrutturale rappresentata dalla zona di transizione all'interfaccia con l'aggregato grosso; (5) miglioramento complessivo dell'aderenza pasta/aggregato, con maggiore collaborazione statica fra le due fasi (a questo risultato contribuiscono la formazione di cristalli di idrossido di calcio più piccoli, la migliore reazione pozzolanica e il migliore impaccamento della frazione particellare fina); (6) miglioramento netto dell'omogeneità microstrutturale della matrice legante lontano dall'aggregato, con porosità costituita da pori molto fini.

L'eliminazione, totale o quasi, della zona di transizione e l'affinamento dei pori determinano un significativo aumento della resistenza a compressione a tutte le stagionature, e una netta diminuzione della permeabilità. Il massimo incremento della resistenza a compressione, mediamente valutabile nel 20÷25%, è raggiunto tra 7 e 28 giorni, periodo nel quale la silice aggiunta è consumata nella reazione con l'idrossido di calcio. In assenza di fumo di silice, lo stesso impasto difficilmente raggiungerebbe resistenza a compressione maggiore di 80-85 N/mm².

Con la caduta della permeabilità, migliora decisamente la durabilità ai solfati, alle acque dilavanti e alla carbonatazione, e aumenta di alcune volte la resistenza alla penetrazione degli ioni cloruro, mentre la durabilità ai cicli di gelo e disgelo è tuttora oggetto di controversia in relazione alla necessità o meno di incorporare aeranti.

Considerata l'incidenza del fumo di silice e degli additivi sul costo del calcestruzzo, la ricerca del rapporto ottimale costo/benefici attraverso lo studio accurato degli impasti e la conferma sperimentale sono una necessità.

2.3.2 Ceneri volanti e loppa granulata d'altoforno

La sostituzione di una parte del cemento Portland con cenere volante o loppa granulata di altoforno macinata ha effetti positivi ai fini del controllo della reologia del calcestruzzo fresco e della fessurazione di origine termica, mentre si riflette negativamente sullo sviluppo della resistenza iniziale. Le due aggiunte minerali costano meno del cemento e, permettendo di ridurre la quantità di additivi necessaria per il controllo reologico sono vantaggiose per l'economia del calcestruzzo.

Durante le ore iniziali, subito dopo l'impasto, la cenere volante e la loppa granulata agiscono principalmente da diluenti del cemento a causa della loro bassa reattività.

L'effetto diluente si traduce in una riduzione della quantità di solido idratato presente nell'unità di volume della pasta legante e quindi in un più lento decadimento della lavorabilità (slump). Ciò permette di controllare la reologia dell'impasto con una quantità minore di additivi.

Sia l'idratazione della loppa che le reazioni pozzolaniche della cenere volante sono accompagnate da modesto sviluppo di calore. Ne segue un limitato innalzamento di temperatura del calcestruzzo durante l'idratazione del cemento Portland, grazie anche alla lenta reattività di loppa e ceneri volanti.

Pertanto, quando si ritiene concreto il rischio che in un elemento strutturale possano sorgere gradienti termici di entità tale da generare fessurazione, la sostituzione di parte del cemento con aggiunte minerali attive costituisce un'opzione economicamente valida alla scelta di un cemento Portland a più basso sviluppo di calore e all'uso di acqua raffreddata per abbassare la temperatura del calcestruzzo fresco.

La bassa reattività dell'aggiunta minerale rallenta inevitabilmente lo sviluppo della resistenza iniziale. Di questo occorre tener conto per la valutazione preventiva del tempo di disarmo dei getti e dell'età alla quale il calcestruzzo raggiunge la resistenza desiderata, tempo ed età che possono non coincidere, l'uno con quanto previsto dal costruttore, l'altra con quanto assunto dal progettista.

L'andamento della resistenza iniziale può essere modificato riducendo il rapporto a/c, diminuendo la percentuale di aggiunte e/o aumentando la loro finezza mediante macinazione. Naturalmente ognuno di questi interventi comporta una riduzione del beneficio economico.

Se si costruisce in condizioni di temperatura ambientale in cui la velocità di idratazione del cemento Portland sia rallentata in modo significativo, i problemi derivanti dal forte rallentamento nello sviluppo della resistenza iniziale richiedono soluzioni appropriate alla specifica situazione operativa.

2.3.2.1 Ceneri volanti

Le ceneri volanti sono costituite dal solido particellare separato dai fumi di combustione delle centrali termiche di potenza, alimentate a polverino di carbone. Sono costituite da una frazione attiva di particelle sferiche vetrose, associata a quantità variabili di fasi cristalline e di residuo carbonioso.

La qualità di una cenere volante come aggiunta minerale dipende dal tipo di carbone, dalle caratteristiche della caldaia e dalle procedure di combustione.

Considerato il numero e la specificità dei fattori coinvolti, nonché la possibilità che situazioni contingenti influiscano sulla storia termica del materiale, le caratteristiche delle ceneri volanti possono variare entro limiti molto ampi, in relazione sia alla loro provenienza, sia all'omogeneità del materiale nell'ambito della stessa partita. Occorre perciò cautela nel generalizzare le proprietà delle ceneri volanti.

La rispondenza alle norme è condizione necessaria ma non sufficiente di selezione. È indispensabile un'accurata valutazione della resa in resistenza meccanica attraverso la preparazione di un certo numero di miscele a diverso dosaggio cenere/cemento, in modo da ottenere una curva che permetta di scegliere il dosaggio ottimale. Ai fini della riproducibilità dei risultati è perciò fondamentale che la cenere scelta in base alle prove sugli impasti sia un campione effettivamente rappresentativo del materiale approvvigionato nel corso della costruzione.

Al riguardo è opportuno assicurarsi che il campione studiato provenga da un deposito di volume adeguato all'entità della fornitura.

I requisiti chimici e fisici, nonché le procedure per il controllo di qualità delle ceneri volanti da utilizzare nella produzione dei cementi di miscela e del calcestruzzo, sono oggetto della norma UNI EN 450.

Parametri importanti di valutazione sono la perdita al fuoco (che è indicativa del contenuto di residuo carbonioso), la granulometria e il grado di attività pozzolanica.

Porosità e potere assorbente sono le caratteristiche per le quali il residuo carbonioso sottrae all'impasto fresco acqua e additivi di natura organica, in particolare aeranti. Con la sottrazione di acqua la lavorabilità diminuisce e di conseguenza aumenta l'acqua necessaria per ottenere una data lavorabilità.

Sono invece fattori di riduzione della domanda di acqua (acqua necessaria per garantire la lavorabilità) la forma sferoidale delle particelle e il fatto che nelle fasi iniziali del processo di idratazione la cenere agisca principalmente come diluente del cemento.

La UNI EN 450 stabilisce che la perdita al fuoco non deve essere maggiore del 5% in massa. Tuttavia a causa della datazione delle centrali termoelettriche, del volume di ceneri prodotte e di altri fattori, si possono accettare, su scala nazionale, ceneri volanti con perdita al fuoco fino al 7%. Va osservato però che le norme ACI 363 R - 92 raccomandano per i calcestruzzi AR la scelta di ceneri con perdita al fuoco non superiore al 3%.

Per essere di granulometria appropriata ai fini della domanda di acqua e del grado di attività pozzolanica, la percentuale in massa del residuo dopo setacciatura umida sul setaccio di maglia 0,045 mm non deve superare il 40% della massa iniziale. Il valore della finezza non deve variare di ± 10 punti percentuali rispetto al valore medio, che viene calcolato in base al numero di prove riferite ad un dato periodo di produzione (UNI EN 450 punto 6.2).

Il grado di attività pozzolanica ha riflessi sullo sviluppo sia della resistenza iniziale, che di quella finale, così come sulla durabilità agli attacchi chimici. Entro certi limiti la reattività può essere migliorata mediante macinazione.

Una cenere volante avente buone prestazioni nel calcestruzzo ordinario può essere usata con successo per ottenere calcestruzzi di resistenza fino a 70-75 N/mm², anche in assenza di fumo di silice.

Nei calcestruzzi di resistenza maggiore è prassi ordinaria associare alla cenere volante il fumo di silice.

In generale occorre diminuire il dosaggio di cenere volante a favore di quello di fumo di silice se si desidera aumentare la resistenza, ma la quantità effettiva da usare per la cenere volante dipende dal suo grado di reattività e dal rapporto minimo a/l compatibile con le esigenze di lavorabilità. Mediamente il dosaggio è del 15%, con massimi del 25-30% e minimi del 10% in peso di cemento.

2.3.2.2 Loppa granulata d'altoforno

È il sottoprodotto della fabbricazione della ghisa che si forma per reazione del fondente con la ganga del minerale di ferro e con le ceneri del coke.

Viene spillata dal forno allo stato liquido, a temperatura che può variare da circa 1300°C a 1450°C, secondo la composizione della loppa stessa.

La composizione chimica, espressa in ossidi, è alquanto simile a quella del clinker di cemento Portland sotto l'aspetto qualitativo; tuttavia diversa è la proporzione relativa dei singoli ossidi.

Le modalità di conduzione dell'altoforno (temperatura, qualità della ghisa, quantità di fondente, coke e loppa) sono determinanti ai fini della produzione di loppe basiche ricche di ossido di calcio.

Se la loppa basica liquida viene raffreddata all'aria e quindi lentamente, cristallizza in un solido privo o quasi di attività idraulica. Se raffreddata così rapidamente da impedire la cristallizzazione, si ottiene un materiale costituito da granuli vetrosi, più o meno porosi, che - macinati a finezza di cemento - manifestano attività idraulica in ambiente alcalino. Il valore idraulico dipende dal contenuto di fase vetrosa e dal rapporto CaO/SiO₂ della loppa. Il mezzo di raffreddamento più usato è l'acqua, e i risultati migliori si ottengono con un getto di acqua fredda che investa il rivolo di loppa fusa. Più alta è la temperatura della loppa liquida, minore è la sua viscosità e migliore risulta l'idraulicità latente del granulato. A spingere verso l'unificazione delle modalità di conduzione dell'altoforno ha contribuito da un lato la possibilità di trasformare la loppa in un materiale di caratteristiche adatte alla produzione di leganti di miscela (i cementi d'altoforno) e all'impiego come aggiunta minerale nel calcestruzzo, dall'altro la stessa semplicità del trattamento "secondario" (raffreddamento rapido con acqua). Pertanto, a differenza delle ceneri volanti, le proprietà delle loppe granulate sono molto meno variabili, al punto che è del tutto improbabile che loppe granulate di diversa provenienza differiscano in modo significativo. La loppa granulata e macinata è generalmente usata con fumo di silice fino a resistenze di 115-120 N/mm²; il dosaggio può variare nell'intervallo 15-30%, e le aggiunte maggiori sono usate quando si opera in clima caldo, allo scopo di sfruttare l'effetto positivo della temperatura sulla velocità di idratazione del sistema legante.

2.4 Aggregati

2.4.1 Sabbia

Poiché il calcestruzzo AR contiene generalmente una quantità notevole di particelle fini (elevato dosaggio di legante, presenza di fumo di silice), non è necessario che vi sia un contributo di fini anche da parte della sabbia, con riferimento a lavorabilità e segregazione. Pertanto l'assortimento granulometrico della sabbia va considerato soprattutto in

relazione all'effetto sulla domanda d'acqua. Sono perciò preferibili sabbie costituite da elementi arrotondati, a superficie liscia, con i passanti ai setacci 50 e 100 ai valori minimi ammessi (UNI 8320), possibilmente prive di argilla, limo-terriccio, materiale friabile, elementi piatti (in particolare mica) e di contaminanti di natura organica. È ritenuto adeguato un modulo di finezza nell'intervallo 2,7-3.

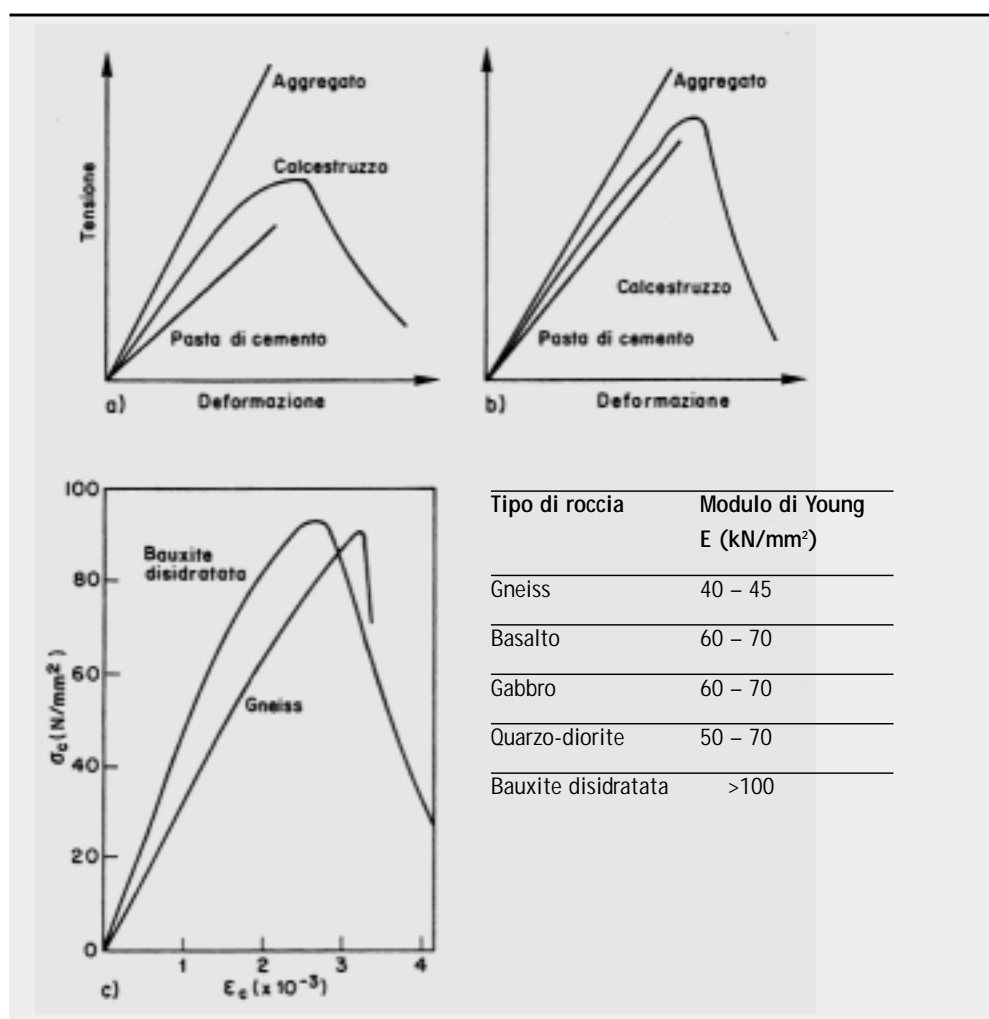
L'impiego di sabbia grossolana ha anche il vantaggio (a) di facilitare l'operazione d'impasto, perché aumenta la deformabilità a taglio della pasta, e (b) di ridurre l'adesività del calcestruzzo fresco con miglioramento dell'attitudine alla compattazione.

2.4.2 Aggregato grosso e diametro massimo dell'aggregato

Considerazioni primarie nella scelta dell'aggregato grosso sono il livello massimo di resistenza conseguibile e la domanda d'acqua.

In generale la scelta preferita è pietrisco costituito da elementi di forma per quanto possibile equidimensionale, di moderata angolarità e di tessitura non eccessivamente rugosa. Ai bassi rapporti a/c, tipici del calcestruzzo AR, ed in particolare nell'intervallo a/c 0,23-0,3, è possibile che la resistenza della matrice legante diventi simile o superiore a quella dei granuli lapidei (Fig. 3.2). In tale situazione, ogni ulteriore riduzione del rapporto a/c non conduce a guadagni significativi di resistenza: l'unico provvedimento utile per innalzare il livello di resistenza è allora la sostituzione dell'aggregato con uno più resistente. Pertanto, nella scelta della resistenza di progetto di una struttura in calcestruzzo AR è raccomandabile assicurarsi che gli aggregati reperibili nella zona di costruzione permettano di conseguire il livello di resistenza richiesto.

Figura 3.2
Influenza della resistenza dell'aggregato e della pasta cementizia sul comportamento costitutivo di un calcestruzzo NR (a) e AR (b), e sul modulo elastico (c) [1.3].



È provato che con i migliori aggregati naturali attualmente in uso per la produzione dei calcestruzzi ordinari sia possibile raggiungere resistenze fino a 130÷140 N/mm². Nella fascia degli alti valori di resistenza, l'aggregato è generalmente pietrisco, ottenuto da rocce dense e dure.

La forma dei granuli di pietrisco è importante per la reologia dell'impasto fresco. L'angolarità contribuisce alla resistenza, generando fra i granuli una sorta di ingranamento meccanico. La tessitura superficiale condiziona il legame d'interfaccia tra matrice legante e aggregato grosso, e quindi influisce sulla sollecitazione alla quale inizia la microfessurazione dell'interfaccia. Attraverso questa via, la tessitura superficiale può anche agire sul modulo di elasticità e sulla forma del ramo ascendente della curva σ - ϵ .

Tuttavia, a causa dell'effetto negativo sulla domanda d'acqua, occorre evitare sia una presenza di percentuali significative di elementi particellari molto allungati ed angolosi, sia una tessitura superficiale molto rugosa.

Nella eventualità che si usi ghiaia, il legame d'interfaccia risulta particolarmente sensibile alla presenza in superficie di strati sottili e molto aderenti di argilla o limo.

Mentre per i calcestruzzi ordinari si può ottenere un incremento di resistenza aumentando il diametro massimo dell'aggregato (perché diminuisce l'acqua necessaria per una data lavorabilità), l'effetto non è altrettanto evidente nei calcestruzzi AR per i quali è spesso vantaggioso limitare d_{max} a 10-12 mm.

Gli argomenti a sostegno della limitazione possono essere così riassunti:

1. al crescere di d_{max} diminuisce l'area superficiale per unità di volume dell'aggregato, e aumentano spessore e eterogeneità della zona di transizione a detrimento della resistenza del calcestruzzo;
2. all'aumentare di d_{max} diminuisce la frazione di pasta. Di conseguenza, il contrasto fornito dagli aggregati alle variazioni di volume della pasta aumenta e così pure le tensioni addizionali nella pasta indurita; diventa perciò concreto il rischio di microfessurazione della zona d'interfaccia prima dell'applicazione del carico;
3. al diminuire della pezzatura, i granuli di una roccia frantumata diventano più resistenti perché diminuisce la probabilità di difetti interni residui (pori, microfessure, inclusioni di minerali teneri).

Il dibattito sul problema della pezzatura massima ottimale dell'aggregato è ancora aperto, tant'è che in non pochi casi sono stati usati con successo frantumati di diametro massimo fino a 20-25 mm. Tuttavia, sulla base della esperienza a tutt'oggi acquisita è innegabile che la resistenza desiderata possa essere conseguita più facilmente impiegando aggregati di diametro massimo 10-12 mm.

2.5 Acciaio di armatura

In via generale debbono essere osservate le prescrizioni di cui ai punti 2.2 "Acciaio da c.a.", e 2.3 "Acciaio da c.a.p." del D.M. 9/1/96 "Norme tecniche per le opere in c.a. e c.a.p. ed in acciaio", e successive modifiche, ed al punto 1. 1 dell'Allegato 4 del D.M. citato. Pertanto, come precisato sopra, resta fermo il riferimento alla normativa generale degli acciai anche nell'ambito dell'impiego di calcestruzzo ad alta resistenza.

Tuttavia si precisa che, in relazione alle elevate prestazioni richieste al calcestruzzo, si dovrà utilizzare solo il tipo di acciaio FeB 44k per quanto concerne l'acciaio in barre, escludendo quindi l'FeB 38k e l'acciaio tondo liscio. In particolare si dovranno utilizzare acciai saldabili, marchiati e rispettosi - per l'impiego in zona sismica - delle specifiche prescrizioni sulla duttilità, riguardanti i rapporti $(f_t/f_{yk})_k$ e $(f_t/f_y)_k$.

3. La durabilità

3.1 Introduzione

In materia di durabilità le specifiche raccomandate dalle norme sul calcestruzzo ordinario sono valide per garantire età di servizio intorno al mezzo secolo (ENV 206). I valori

specificati riguardano il rapporto a/c, il dosaggio di cemento e, in via opzionale, la classe di resistenza. Essi sono la sintesi di quanto emerso dalla documentazione sul comportamento in opera delle costruzioni esistenti e dai risultati delle prove di laboratorio, studiate per valutare il comportamento di un calcestruzzo in presenza di singole forme di attacco. Queste prove sono generalmente effettuate in condizioni di elevata aggressività, ben definite e controllate.

È unanimemente riconosciuto ed accettato che, grazie alla maggiore compattezza della matrice legante, i calcestruzzi AR abbiano tenuta nel tempo nettamente superiore a quella dei calcestruzzi ordinari, al punto che la loro maggiore durabilità permette alla vita in servizio di andare ben oltre i 50 anni.

Tuttavia i calcestruzzi AR sono materiali di recente introduzione e – in quanto tali – le costruzioni finora realizzate non possono fornire un insieme di dati significativo sul piano statistico, sia per numero che per età e tipologia di esposizione. Nasce così il problema di come si possa effettivamente prevedere una vita in servizio più lunga, a fronte della limitatezza dell'esperienza finora accumulata.

Nella grande maggioranza dei meccanismi di attacco, l'approccio ad una soluzione affidabile del problema non può che basarsi sulla considerazione che la durabilità di una struttura è essenzialmente governata dalla resistenza offerta dal calcestruzzo alla penetrazione dell'agente aggressivo. Pertanto, le proprietà di trasporto del materiale, in particolare del copriferro rappresentano il fattore determinante ai fini delle prestazioni funzionali in opera.

3.2 Proprietà di trasporto

Per avere trasporto di massa la matrice legante del calcestruzzo deve contenere cammini di flusso cioè sistemi di pori interconnessi in comunicazione con l'ambiente di esposizione. I fluidi pertinenti ai processi di deterioramento, tipici degli ambienti aggressivi naturali, sono l'anidride carbonica, l'ossigeno, l'acqua vapore, ioni e gas disciolti, acqua e soluzioni ioniche acquose.

Il trasporto dei fluidi nel calcestruzzo avviene con vari meccanismi:

1. le sostanze allo stato aeriforme (CO_2 , O_2 , $\text{H}_2\text{O}_{\text{vap}}$) penetrano per diffusione attraverso gli spazi accessibili dei pori e le microfessure;
2. gli ioni (Cl , SO_4^{2-}) e i gas disciolti diffondono attraverso il liquido dei pori;
3. nella diffusione il trasporto avviene sotto l'azione di un differenziale di concentrazione e la proprietà del calcestruzzo coinvolta è la diffusività;
4. l'acqua e le soluzioni acquose possono penetrare o mediante permeazione sotto l'azione di un differenziale di pressione, o mediante assorbimento capillare che si manifesta quando un calcestruzzo parzialmente essiccato viene in contatto con una fase liquida;
5. la permeazione di aeriformi non è un meccanismo di trasporto che appartiene ai processi di deterioramento usualmente incontrati nelle strutture esposte in ambiente naturale.

Il ruolo assunto dai singoli meccanismi di trasporto in una struttura in servizio dipende dal grado di saturazione del calcestruzzo. Se gli spazi accessibili della matrice legante sono occupati dall'acqua (calcestruzzo saturo), la condizione è ottimale per la diffusione ionica ma del tutto negativa per l'assorbimento capillare e la diffusione di aeriformi. Se la matrice legante è parzialmente satura (calcestruzzo esposto all'aria e soggetto ad alternanze di bagnamento e di essiccazione), al diminuire del grado di saturazione, aumenta la diffusione delle sostanze aeriformi, si mantiene attivo l'assorbimento capillare, declina la diffusione ionica. Al riguardo si consideri che la cattura di acqua (o di soluzione acquosa) in fase di bagnamento è veloce, mentre la cessione di acqua vapore in fase di essiccazione è, in confronto, molto più lenta. In generale, all'aumentare della classe di resistenza, nell'intervallo dei valori intermedi ed alti, gli scambi di massa tra calcestruzzo e ambiente subiscono un progressivo rallentamento.

La stretta relazione tra grado di saturazione del calcestruzzo e meccanismi di trasporto

operativi rappresenta un problema ai fini della normalizzazione dei metodi di misura. Per ogni meccanismo i coefficienti di trasporto caratterizzano la resistenza della matrice legante alla penetrazione dell'agente aggressivo coinvolto e sono perciò idonei come criteri prestazionali ai quali riferirsi per graduare la durabilità potenziale del calcestruzzo in relazione alla severità dell'ambiente e alla vita utile richiesta.

Quantunque non attinente a nessuno dei processi di deterioramento in ambiente naturale, la permeabilità del calcestruzzo all'aria ed all'ossigeno è il criterio di durabilità maggiormente studiato. I dati pubblicati mostrano che, in determinate condizioni di prova, il parametro è in relazione con i coefficienti di diffusione di ioni e di molecole gassose, con la permeabilità all'acqua, con la perdita in peso del calcestruzzo sottoposto ai cicli di gelo/disgelo e con la resistenza all'abrasione.

Correlazioni sono state anche stabilite tra l'assorbimento capillare e, rispettivamente, la velocità di carbonatazione, il guadagno in peso dovuto all'attacco solfatico, la penetrazione degli ioni cloruro, la perdita in peso del calcestruzzo sottoposto all'azione di cicli ripetuti di gelo/disgelo.

Lo studio delle correlazioni tra caratteristiche di durabilità e parametri di trasporto nell'area della diffusione ionica e nell'area della permeazione di acqua e di soluzioni acquose è stato piuttosto limitato, in particolare nel secondo caso.

Sulle scelte hanno influito principalmente la facilità e i tempi brevi di misura. Queste caratteristiche rendono la permeabilità ai gas e l'assorbimento capillare idonei alla esecuzione di prove di routine e al controllo delle variazioni in funzione del tempo, della composizione dell'impasto, dei metodi e della durata alla stagionatura.

Al contrario, la misura dei coefficienti di diffusione ionica e della permeabilità all'acqua comporta difficoltà sperimentali di un certo rilievo. Le prove di diffusione in regime stazionario richiedono mesi di tempo e controlli analitici impegnativi. Anche per le prove condotte con il metodo ad immersione i tempi sono altrettanto lunghi e difficoltoso è il rilevamento della profondità di penetrazione della specie ionica. La complicazione dei lunghi tempi di prova è stata in parte rimossa con lo sviluppo di tecniche di diffusione, assistite da campi elettrici e di teorie per il calcolo dei parametri pertinenti.

La misura della permeabilità all'acqua richiede ugualmente tempi molto lunghi e pressioni alte con la possibilità che la microstruttura della matrice legante subisca modifiche nel corso della prova.

Nella progettazione della durabilità potenziale una fase di studio, impegnativa e non evitabile, è l'applicazione dei modelli numerici atti a simulare la velocità di penetrazione dell'agente aggressivo e che utilizzano come input i valori soglia dei parametri di trasporto pertinenti. Perché la predizione incontri successo, è indispensabile che il modello numerico sia basato su un modello matematico che tenga conto, nel modo più compiuto possibile, dei fenomeni chimici e fisici associati alla penetrazione dell'agente aggressivo che non possono essere spiegati soltanto con le proprietà di trasporto. Considerazioni aggiuntive sono necessarie per la velocità di carbonatazione che dipende dal tipo di cemento usato, per l'attacco solfatico che dipende dal contenuto di alluminato tricalcico del cemento, per la penetrazione dei cloruri che è ostacolata dalla formazione del cloroalluminato di calcio idrato e dall'adsorbimento fisico degli ioni cloruro sulle pareti dei pori. Il rapporto tra ioni cloruro liberi e ioni cloruro immobilizzati è condizionato dalla carbonatazione che rende instabile il cloroalluminato in quanto agisce riducendo il pH del liquido dei pori.

L'impiego delle aggiunte minerali attive ha riflessi sia sul processo d'idratazione del cemento Portland che sui fenomeni chimici e fisici nei quali sono coinvolti cemento e agente aggressivo. La loppa granulata d'altoforno, le ceneri volanti e il fumo di silice modificano i rapporti relativi delle fasi idrate e producono un affinamento della microstruttura. Il silicato di calcio idrato aumenta, l'idrossido di calcio diminuisce, la permeabilità è minore e, nel caso della loppa granulata e delle ceneri volanti, aumentano anche

le fasi contenenti allumina. Le caratteristiche di durabilità dei calcestruzzi con cementi di miscela migliorano (la penetrazione diminuisce da 2 a 3 volte), con l'eccezione della velocità di carbonatazione che spesso è riportata più alta rispetto a quella dei calcestruzzi con cemento Portland. Questo non deve proibire l'uso dei cementi di miscela, nemmeno nelle situazioni nelle quali la carbonatazione ha un ruolo significativo, perché la velocità di carbonatazione può essere ridotta al punto desiderato, aumentando la classe di resistenza del calcestruzzo.

Le considerazioni aggiuntive complicano lo studio del modello matematico, perché richiedono che esso sia strutturato in modo da accogliere funzioni che tengano conto di quanto possa aver influenza sulla penetrazione dell'agente aggressivo.

Dai dati della letteratura risulta che il metodo dei criteri prestazionali basati sui parametri di trasporto, assistito da modelli numerici per la predizione della velocità di penetrazione è stato applicato per garantire età in servizio di 100 e più anni nel caso di infrastrutture in ambiente marino, sia in clima temperato sia in clima freddo.

La progettazione della durabilità potenziale sulla base dei parametri di trasporto, non appare applicabile nei processi di deterioramento nei quali svolgono un ruolo determinante fattori che non sono rappresentati nei parametri suddetti.

Sono in questa categoria:

1. la resistenza ai cicli di gelo/disgelo e la resistenza allo scaling che sono entrambe migliorate introducendo nell'impasto un sistema di bolle d'aria; fino ad ora non si è trovato un collegamento tra parametri di trasporto e caratteristiche del sistema di bolle;
2. la resistenza all'abrasione che dipende non solo dalla resistenza a compressione della matrice legante, ma anche dalla durezza dell'aggregato.

Per questi tre meccanismi di attacco, il controllo della durabilità è affidato all'esito di prove di accettazione che sono le stesse messe a punto per i calcestruzzi di resistenza ordinaria. Vi sono opinioni discordanti circa l'idoneità di queste prove ad essere trasferite ai calcestruzzi di resistenza alta ed intermedia.

Considerata l'importanza dell'argomento ai fini della manutenzione e conservazione delle opere in calcestruzzo, si ritiene indispensabile che le scelte in tema di durabilità siano oggetto di un'esauriente relazione, parte integrante della documentazione di progetto.

3.2.1 Calcestruzzo armato in ambiente marino

La durabilità di una struttura marina in calcestruzzo armato, situata in una regione a clima temperato (quindi con esclusione di fenomeni ricorrenti di gelo/disgelo), è principalmente compromessa dalla corrosione dell'armatura metallica. Invece, sull'importanza da attribuire all'attacco chimico della matrice legante vi sono attualmente fondate perplessità.

3.2.2 Corrosione

È un processo elettrochimico con una zona anodica di dissoluzione del ferro, $2\text{Fe} \rightarrow 2\text{Fe}^{2+} + 4\text{e}^-$, ed una catodica nella quale si consuma ossigeno gassoso e si formano ioni OH: $\text{O}_2 + 2\text{H}_2\text{O} + 4\text{e}^- \rightarrow 4\text{OH}^-$, con il calcestruzzo in funzione di elettrolita. La reazione anodica è di equilibrio, ma avviene con continuità se gli elettroni prodotti sono consumati.

Gli ioni Fe^{2+} passati nell'elettrolita (all'anodo), sono trasformati dagli ioni OH in idrossido ferroso $\text{Fe}(\text{OH})_2$ che in presenza di ossigeno è convertito in ossido idrato di ferro (ruggine $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot x\text{H}_2\text{O}$). La ruggine ha un volume di alcune volte superiore a quello del metallo coinvolto nella reazione di ossidazione e si possono perciò sviluppare tensioni di trazione nel copriferro di entità sufficiente a causarne la fessurazione e lo sgretolamento. Il danno meccanico è spesso preceduto dalla comparsa sulla superficie del calcestruzzo di macchie di ruggine.

Fino a quando il pH del liquido dei pori nel calcestruzzo attorno all'armatura rimane nell'intervallo tipico di 13-13,8 o il contenuto di ioni cloruro (calcolato come percentuale sul peso di cemento) si mantiene al di sotto di 0,4%, la reazione anodica è control-

lata da un film di ossido di ferro di caratteristiche tali da costituire un'efficace barriera tra metallo e liquido dei pori.

Tuttavia se l'alcalinità del liquido viene neutralizzata dall'anidride carbonica ed il pH scende al di sotto di 11,5 o se il contenuto di ioni cloruro supera la soglia critica di 0,4%, la stabilità del film passivo è compromessa e può iniziare il processo di corrosione attiva. Ai fini del danno, la velocità di corrosione è significativa se vi è un sufficiente passaggio di ossigeno dall'ambiente esterno, a sostegno della reazione catodica, e se la resistività dell'elettrolita calcestruzzo assicura un'adeguata mobilità ionica. In condizioni di clima arido, quando la resistività del calcestruzzo può superare i 100.000 Ohm/cm, il processo di corrosione è inibito, nonostante che l'ingresso di ossigeno avvenga liberamente.

La velocità di corrosione aumenta con l'umidità relativa interna del calcestruzzo, diventando significativa quando questa supera il 70% e raggiungendo il massimo intorno al 95%, per poi decadere rapidamente. Per un calcestruzzo saturo la resistenza ohmica tra regioni anodiche e catodiche è molto bassa, ma il rifornimento di ossigeno è insufficiente per un avanzamento significativo del processo di corrosione, il che avviene ad esempio nelle strutture sommerse.

3.2.3 Depassivazione da penetrazione di cloruri

Nel calcestruzzo immerso in acqua di mare, i cloruri penetrano nella matrice legante per diffusione ionica. Quando la concentrazione degli ioni cloruro supera la soglia critica, si ha dissoluzione anodica del ferro di armatura anche in presenza di alta alcalinità.

A causa della disomogeneità del materiale e considerando che la diffusione degli ioni cloruro avviene nei cammini liquidi interconnessi, la soglia critica può essere superata in un'area relativamente estesa della superficie metallica o in aree separate molto piccole. In questo secondo caso si manifesta la corrosione da microcavità (pitting) che, se è associata ad aree catodiche estese e rifornite di sufficiente ossigeno, causa rapida dissoluzione anodica del metallo e quindi notevole riduzione localizzata della sezione d'armatura. Il fenomeno è particolarmente deleterio per le armature pretese (soprattutto se costituite da fili), nelle quali il pit può agire da intaglio.

Occorre inoltre osservare che nel liquido dei pori della matrice legante di un calcestruzzo soggetto a penetrazione di ioni cloruro, oltre agli ioni liberi sono presenti (a) i cloruri combinati con le fasi idratate contenenti Al_2O_3 (sotto forma di cloro alluminato $C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10 H_2O$), e (b) i cloruri adsorbiti in vari prodotti idrati, specialmente nelle fasi silicatiche.

Ai fini della depassivazione dell'acciaio sono importanti soltanto i cloruri liberi, mentre non sono efficaci né i cloruri combinati né quelli adsorbiti.

Il rapporto tra la concentrazione dei cloruri liberi e quella dei cloruri "legati" è indicativo della capacità che la matrice legante ha di fissare i cloruri stessi.

Tale proprietà agisce rallentando la penetrazione dei cloruri, e l'intensità dell'azione dipende dal contenuto in C_3A del clinker, dal dosaggio in cemento, e dal tipo e contenuto delle aggiunte minerali.

In ogni caso, quando la concentrazione dei cloruri nell'ambiente di esposizione è elevata come nel caso dell'ambiente marino, la capacità della matrice legante di fissare i cloruri non influisce in modo significativo sulla velocità di penetrazione dei cloruri stessi.

L'effetto globale delle aggiunte minerali è la risultante di azioni positive e negative. Se l'aggiunta contiene allumina reattiva come nel caso delle ceneri volanti e della loppa granulata di altoforno, l'azione diluente sul C_3A del clinker può essere del tutto o in parte controbilanciata. Per il fumo di silice non vi è contributo di allumina reattiva, ma l'effetto diluente è poco significativo perché la quantità di aggiunta comunemente impiegata è 8-10% della somma cemento + fumo di silice.

Il fumo di silice agisce essenzialmente sulla compattezza della matrice legante, la cui resistenza alla penetrazione dei cloruri migliora di almeno 2-3 volte.

Dalle aggiunte minerali sono anche da attendersi aumenti della quantità dei cloruri adsorbiti, perché tutte reagiscono formando fasi silicatiche idrate.

Nel calcestruzzo carbonatato, la formazione del cloro-alluminato è inibita a causa della ridotta alcalinità del liquido dei pori. Se la carbonatazione è successiva alla penetrazione dei cloruri, il cloro-alluminato già formato si decompone, i cloruri liberati passano nel liquido dei pori ed in conseguenza aumenta la probabilità di superare la soglia critica prima di quanto previsto sulla base del modello numerico.

È perciò importante che per un calcestruzzo esposto alla penetrazione dei cloruri, il rischio di carbonatazione sia ridotto al minimo possibile. Fortunatamente i parametri di composizione fondamentali per la resistenza alla penetrazione dei cloruri sono anche attivi nel limitare la diffusione dell'anidride carbonica.

3.2.4 Depassivazione da carbonatazione

La concentrazione in volume dell'anidride carbonica nell'aria è di 0,03 - 0,04% nelle zone rurali, ma può aumentare di alcune volte nelle aree urbane e industriali. Alla concentrazione in volume di 0,03%, un m³ di aria a 25°C e alla pressione atmosferica contiene $5,4 \cdot 10^{-4}$ kg di CO₂, se la concentrazione in volume sale a 0,1%.

La penetrazione nel calcestruzzo avviene per diffusione attraverso gli spazi accessibili dei pori interconnessi e delle microfessure e la forza agente è il gradiente di concentrazione tra ambiente esterno e fronte di carbonatazione. L'anidride carbonica reagisce come acido carbonico e perciò la reazione richiede che nei pori sia presente un minimo di acqua. Pertanto, fattore determinante per la cinetica della carbonatazione è il grado di saturazione del calcestruzzo.

Quando il calcestruzzo è saturo ed i pori sono pieni di liquido, il processo non avanza in misura apprezzabile perché la diffusione del gas è fortemente rallentata. Contribuisce al rallentamento anche il fatto che per raggiungere il fronte di carbonatazione il gas deve attraversare lo spessore di calcestruzzo già carbonatato.

Se il calcestruzzo è in equilibrio con umidità relativa inferiore al 40%, la velocità del processo declina via via che i pori si svuotano.

Le condizioni di umidità relativa più favorevoli per l'avanzamento della reazione sono nell'intervallo 40÷80%.

Nella reazione possono essere coinvolte tutte le fasi idrate della matrice legante, solfoaluminati compresi. A temperatura ambiente, la carbonatazione completa è chimicamente possibile ed i prodotti finali di reazione sono carbonato di calcio (aragonite, calcite, vaterite), solfato di calcio biidrato, forme idrate di silice, di allumina e di ossido ferrico. In pratica però la completa alterazione della matrice legante non avviene, come mostrano anche le esperienze di laboratorio con malte frantumate.

La più alta percentuale di carbonatazione, calcolata sul massimo teorico, si raggiunge ad un'umidità relativa intorno al 50%. È stato suggerito che in queste condizioni siano coinvolti nella reazione principalmente l'idrossido di calcio e la fase di silicato idrato. Ad un'umidità relativa del 25%, la percentuale di carbonatazione è estremamente bassa e nella reazione è coinvolto soltanto l'idrossido di calcio.

In ogni caso, velocità e grado di carbonatazione aumentano con il tenore di CO₂ nell'ambiente d'esposizione e con la temperatura.

La carbonatazione non è di per sé un processo dannoso per il calcestruzzo, lo diventa per il calcestruzzo armato, soltanto se la reazione avanza fino all'armatura attraversando l'intero spessore del copriferro. In questo modo il pH del calcestruzzo che avvolge l'armatura diminuisce e può avere inizio la corrosione attiva del metallo.

La profondità di carbonatazione si calcola applicando la prima legge di diffusione di Fick, dalla cui integrazione si ottiene $x = \sqrt{2(D/a)(C_1 - C_2)t}$, dove x è la profondità di carbonatazione (m), D è il coefficiente di diffusione (m²/s), a è la quantità di CO₂ (g/m³), necessaria per carbonatare un volume unitario di calcestruzzo, C_1 e C_2 sono rispettiva-

mente le concentrazioni di CO₂ sulla superficie del calcestruzzo e sul fronte di carbonatazione (g/m³), t è il tempo in secondi. Supponendo che D, a, C₁ e C₂ siano costanti nel tempo, l'espressione precedente diventa $x = c\sqrt{t}$ (1).

Le profondità di carbonatazione osservate in pratica, in particolare alle età più avanzate, sono generalmente inferiori rispetto a quanto predetto dalla (1), tant'è che sono state proposte numerose altre espressioni con esponenti del tempo inferiori ad ¹/₂.

In una struttura in servizio, i limiti della (1) sono dovuti al fatto che il fronte di carbonatazione avanza con un profilo a gradini, e che i parametri conglobati nelle costante c, oltre a dipendere dalla posizione nella quale si misura x, sono anche variabili nel tempo. La localizzazione della carbonatazione in zone specifiche è da attribuire agli effetti non omogenei della stagionatura protetta e alle differenze di microclima che comportano variabilità di contenuto e di distribuzione dell'umidità nel calcestruzzo. Occorre inoltre considerare che la carbonatazione modifica la struttura dei pori e quindi la diffusività della zona carbonatata, e che sorgente non secondaria di variabilità è un insufficiente controllo di qualità durante la costruzione.

Le espressioni del tipo (1), non sono perciò del tutto affidabili per la predizione della profondità di carbonatazione a lungo termine, ma sono utili per stabilire i provvedimenti da adottare al fine di procrastinare i tempi di penetrazione.

Se a x si sostituisce lo spessore s del copriferro e si risolve rispetto a t, dalla (1) si può ricavare il tempo necessario al fronte di carbonatazione per raggiungere la superficie dell'armatura: $t = (s/c)^2$.

Al fine di allontanare il rischio di depassivazione dell'armatura occorre quindi aumentare il tempo richiesto al fronte di carbonatazione per attraversare il copriferro, il che si può ottenere (a) aumentando lo spessore del copriferro, e (b) diminuendo il coefficiente di diffusione D ed aumentando la quantità di CO₂ necessaria per carbonatare l'unità di volume di calcestruzzo.

Questi due ultimi obiettivi possono essere raggiunti contemporaneamente impiegando calcestruzzi di basso rapporto a/c e dosaggi elevati di cemento con ciò garantendo la compattezza della matrice legante.

Occorre notare che la quantità di CO₂ necessaria per carbonatare l'unità di volume di calcestruzzo cresce con il dosaggio in cemento e con l'impiego del cemento Portland, che – va ricordato – è il legante più attivo nel produrre idrossido di calcio durante l'idratazione.

3.2.5 Interazione chimica con l'acqua di mare

Il deterioramento del calcestruzzo in ambiente marino a clima temperato è destinato a diventare un problema soltanto nel caso di insufficiente compattezza della matrice legante e di scarsa resistenza chimica del cemento usato.

Le prove di lunga durata su provini conservati in ambiente marino e l'esperienza pratica hanno dimostrato che se il calcestruzzo è permeabile, il deterioramento completo è soltanto una questione di tempo, e l'attacco consiste principalmente nel dilavamento di grandi quantità di ossido di calcio, e nell'aumento di prodotti contenenti magnesio e solfati.

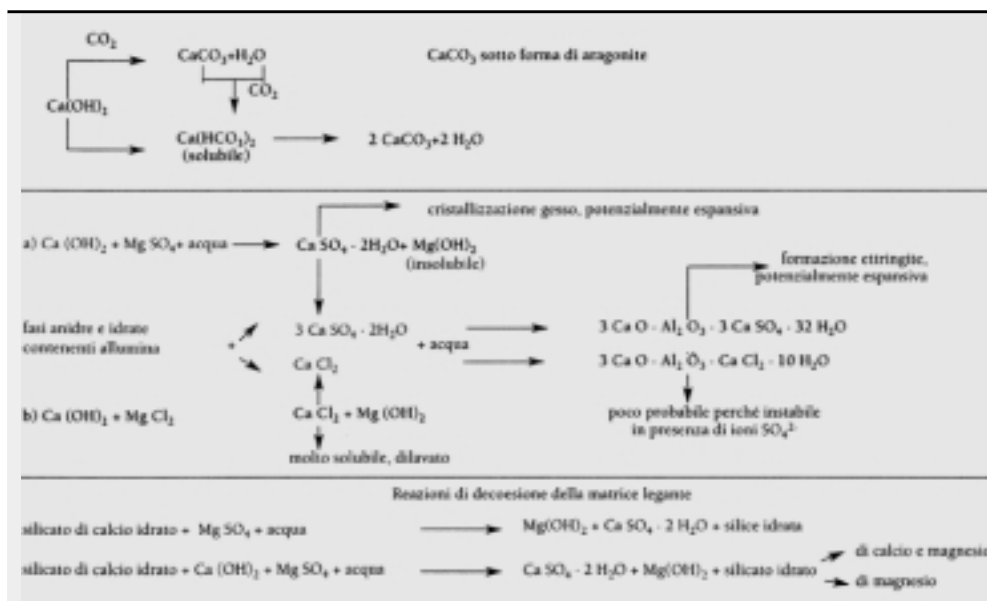
In campioni deteriorati, prelevati da strutture sommerse in zone nelle quali il calcestruzzo era inizialmente poroso, il contenuto in ossido di calcio si era ridotto dell'80%, mentre il contenuto di magnesio era salito di 14 volte; il legante usato era di tipo Portland.

Se il calcestruzzo è di bassa permeabilità, l'azione dell'acqua di mare risulta molto meno deleteria. Sono citati casi nei quali la resistenza a compressione del calcestruzzo, dopo una permanenza di 60 anni in acqua di mare, era migliorata fino al 50% ed il cemento non era ancora del tutto idratato.

Nello schema che segue sono mostrate le possibili interazioni chimiche tra i componenti della matrice legante e gli ioni dell'acqua di mare.

L'attacco del magnesio si sviluppa secondo le reazioni di scambio a) e b) dello schema di **Fig. 1.3**, si forma idrossido di magnesio, solido insolubile, e si separa gesso secondario o cloruro di

Figura 1.3



calcio, che possono reagire, l'uno per dare ettringite e l'altro per formare cloro-alluminato. Nell'acqua di mare è sempre presente una piccola quantità di anidride carbonica assorbita dall'atmosfera, che reagisce per dare carbonato di calcio sotto forma di aragonite. Quantità maggiori di anidride carbonica possono derivare dal decadimento di residui vegetali e sono state anche trovate in prossimità delle barriere coralline; l'aumento del contenuto di anidride carbonica è denunciato da valori del pH inferiori ad 8.

Nei calcestruzzi, soprattutto se permeabili e in contatto con acqua di mare a maggior contenuto di anidride carbonica, la carbonatazione può diventare fattore aggiuntivo di deterioramento, perché tutte le fasi idrate costituenti la microstruttura della matrice legante possono essere decomposte.

In un calcestruzzo esposto per 130 anni all'acqua di mare è stata osservata la presenza di thaumasite. Tale composto si forma dall'ettringite, ma le condizioni nelle quali avviene la conversione non sono tuttora chiare; vi sono anche indicazioni che la formazione della thaumasite sia favorita dalle temperature inferiori a 5°C.

Sulla base delle reazioni potenzialmente espansive riportate nello schema di Fig. 1.3, l'acqua di mare dovrebbe essere classificata come altamente aggressiva per il calcestruzzo, ma i dati della letteratura indicano che i danni maggiori derivano dal dilavamento.

Il minore contributo da parte delle reazioni espansive è generalmente attribuito alla maggiore solubilità del gesso secondario e dell'ettringite nelle soluzioni di cloruro sodico.

È stato anche suggerito che nella resistenza al dilavamento dei calcestruzzi di bassa permeabilità abbiano un ruolo attivo i depositi superficiali di idrossido di magnesio e di aragonite, che modificano la struttura dei pori nel senso di ostacolare la penetrazione ionica. Pertanto i due provvedimenti da adottare al fine di prolungare l'età di servizio di una struttura ben oltre gli usuali 50 anni sono:

- 1) adozione di bassi rapporti a/c e alti dosaggi di legante nel campo dei calcestruzzi di alte prestazioni, che permettono di ridurre la porosità capillare, la dimensione media dei pori ed il loro grado di interconnessione, ai livelli tipici di una matrice legante di bassa permeabilità;
- 2) impiego di cementi di miscela, pozzolanici o di altoforno (tenore di loppa granulata non minore del 60%), che nell'idratazione fissano e/o isolano l'idrossido di calcio con conseguente e generale aumento della resistenza chimica all'ambiente di esposizione.

3.2.6 Grado di rischio e tipo di esposizione

Per una struttura in calcestruzzo armato, esposta all'acqua di mare, il rischio maggiore,

ai fini della durabilità, proviene dalla penetrazione dei cloruri che quando superano la concentrazione critica nel calcestruzzo intorno all'armatura possono dare inizio a corrosione attiva del metallo. La velocità del processo è condizionata dal rifornimento di ossigeno al catodo e dalla resistività dell'elettrolita.

Il grado di rischio è strettamente correlato al tipo di esposizione che determina i meccanismi di trasporto operanti. Tenuto conto della tipologia di esposizione, sono da considerare la permeazione di liquido, l'assorbimento capillare, la diffusione ionica e la diffusione di aeriformi.

I primi due meccanismi danno luogo ad un flusso convettivo di acqua di mare; la permeazione è però operativa soltanto nel caso, piuttosto insolito, di strutture sommerse sottoposte ad elevato battente idrostatico, mentre l'assorbimento capillare entra in azione nelle parti della struttura soggetta a cicli di bagnamento e di essiccazione.

La diffusione ionica è promossa da gradienti di concentrazione, e condizione indispensabile affinché si abbia penetrazione attraverso il sistema interconnesso dei pori capillari è la presenza di cammini liquidi continui. In generale si ritiene che la diffusione ionica inizi a declinare quando l'umidità relativa interna scende al di sotto del 75%.

Questo livello di umidità coincide, grosso modo, con il limite superiore al di sotto del quale aumenta in modo significativo la diffusione degli aeriformi.

Nelle strutture sommerse opera perciò la sola diffusione ionica; il passaggio dei gas attraverso i pori pieni di liquido è fortemente rallentato e il rischio di corrosione è remoto per insufficienza di ossigeno al catodo. Con questo tipo di esposizione è da escludere la possibilità che la carbonatazione penetri in profondità.

Il rischio maggiore si ha nelle parti della struttura, situate immediatamente al di sopra della zona delle maree, nelle parti battute dalle onde, quindi soggette agli spruzzi o investite da acqua nebulizzata.

Nelle parti così esposte, il calcestruzzo subisce essiccazione alternata a periodi irregolari di bagnamento, e quindi al trasporto dei cloruri contribuisce l'assorbimento capillare, ogni volta che al termine di una fase di essiccazione l'acqua di mare viene di nuovo in contatto diretto con la superficie del calcestruzzo.

L'importanza assunta dal meccanismo dipende principalmente dal grado di essiccazione che il materiale raggiunge tra due successivi periodi di bagnamento.

3.3 Processi non collegabili alle proprietà di trasporto

3.3.1 Resistenza all'abrasione

È fattore da tener presente in fase di progetto nei seguenti casi:

- 1) pavimentazioni stradali con traffico di veicoli pesanti, muniti di pneumatici con battistrada scolpito;
- 2) pilastri da ponte soggetti all'azione di acque che trasportano solidi sospesi;
- 3) costruzioni marine sottoposte ad abrasione da ghiaccio, come le piattaforme petrolifere situate in zone artiche;
- 4) opere idrauliche, tra le quali sono particolarmente suscettibili all'abrasione-erosione gli sfioratori, i bacini di calma, i convogliatori di scarico, i rivestimenti delle gallerie e i canali con chiuse.

Indipendentemente dal tipo di azione abrasiva, i risultati delle prove di laboratorio e l'esperienza in opera indicano che la resistenza all'abrasione è funzione della resistenza della matrice legante, della compattezza e durezza dell'aggregato e della resistenza del legame pasta/aggregato. Sono perciò critici il rapporto a/c e la natura dell'aggregato.

Numerosi sono i metodi di prova per valutare la resistenza all'abrasione del calcestruzzo, ma nessuno di essi è non distruttivo ed ognuno è limitato dallo specifico tipo di azione abrasiva realizzata.

La misura della microdurezza dei singoli costituenti del calcestruzzo, matrice, legante e

granuli di aggregato, può fornire indicazioni utili.

A titolo esemplificativo si possono citare i risultati di uno studio su campioni di pavimentazione realizzati con calcestruzzo di resistenza cilindrica a compressione variabile da 50 a 150 N/mm² contenenti tipi diversi di aggregato. È stato trovato che l'abrasione da traffico veicolare pesante con pneumatici a battistrada scolpito si riduce del 50% quando la resistenza passa da 50 a 100 N/mm² e diventa confrontabile con quella di un granito massivo di alta qualità allorché la resistenza raggiunge il valore di 150 N/mm². Concludendo, il calcestruzzo AR ha il potenziale per incrementare in misura notevole la vita in servizio delle strutture soggette ad abrasione, ed in particolare a forte abrasione, tant'è che l'uso di questa classe di calcestruzzi potrebbe – ad opinione di molti – trovare notevole sviluppo nelle pavimentazioni stradali, qualora i sali antigelo potessero essere efficacemente sostituiti dalle polveri abrasive.

3.3.2 Resistenza ai cicli ripetuti di gelo e disgelo

Un calcestruzzo ordinario nel quale siano stati inglobati 40-80 litri di aria per m³ di impasto, sotto forma di bolle omogeneamente distribuite nella matrice legante, non subirà danni significativi quando esposto a cicli ripetuti di gelo e disgelo, se la distanza massima media, o fattore di spacing, che l'acqua deve percorrere per raggiungere la bolla più vicina non supera 0,2 mm.

L'esperienza pluridecennale di cantiere indica che è relativamente facile produrre calcestruzzi ordinari aerati con un soddisfacente sistema di bolle, che conservano il valore del fattore di spacing fino al termine della posa in opera.

Poiché in un calcestruzzo AR la quantità di acqua congelabile alle temperature invernali normalmente raggiunte è minore, essendo la microstruttura porosa della matrice legante prevalentemente costituita da pori molto fini, è venuto spontaneo chiedersi se per la resistenza al gelo dei calcestruzzi AR fosse necessario inglobare aria, e – se necessario – quale fattore di spacing adottare.

La risposta ai due interrogativi ha importanti riflessi pratici perché, contrariamente al calcestruzzo ordinario, non è agevole introdurre aria in un impasto di basso rapporto a/c, realizzando al tempo stesso un sistema di bolle di assegnato fattore di spacing e soprattutto non è agevole contenere entro limiti accettabili la variazione del fattore di spacing durante il pompaggio, una tecnica di posa in opera che per i calcestruzzi AR è molto usata.

Applicando le modalità di prova secondo la procedura A del metodo standard ASTM C-666 (provini di media maturità, tenuti in acqua prima della prova, esposti a cicli di gelo disgelo molto rapidi), le indagini di laboratorio finora svolte hanno mostrato che esiste un valore critico del rapporto a/c al di sotto del quale non è necessario inglobare aria, e che tale valore dipende dalla reattività del legante.

Per gli impasti contenenti cemento Portland 52,5 e 42,5, con o senza fumo di silice, il rapporto critico è nell'intervallo 0,25-0,30. L'indirizzo attuale raccomanda che l'inglobamento di aria non è necessario per a/c < 0,25 mentre è obbligatorio per a/c ≥ 0,3. Ai valori intermedi occorre verificare mediante prove di laboratorio se si debba introdurre aria e, in caso affermativo, occorre determinare con quale fattore di spacing si debba operare.

Nella situazione descritta molti ritengono opportuno cautelarsi inglobando sempre una modesta quantità di aria, specialmente quando il calcestruzzo è esposto a cicli frequenti di gelo e disgelo, a meno che il rapporto a/c dell'impasto non sia 0,24 o minore.

Per i calcestruzzi prodotti con leganti contenenti quantità significative di aggiunte minerali, loppa granulata di altoforno e/o ceneri volanti, non esistono dati definitivi e perciò la verifica in laboratorio è sempre richiesta.

3.3.3 Resistenza allo scaling (sfaldamento superficiale)

Lo scaling è il fenomeno di deterioramento che avviene per azione combinata del gelo e

dei sali antigelo. L'attacco del calcestruzzo è essenzialmente di tipo fisico ed è più severo di quello dovuto al solo gelo. Il danno si manifesta con il distacco di piccoli pezzi di malta, che rende la superficie della pavimentazione rugosa e vaiolata con esposizione dell'aggregato grosso. In dipendenza dalla severità dell'attacco, la resistenza offerta dal copriferro alla penetrazione dei cloruri è più o meno ridotta e, con il tempo, al deterioramento fisico da scaling si aggiungono gli effetti deleteri della corrosione dell'armatura. È generalmente assunto che il processo corrosivo inizia quando la concentrazione degli ioni cloruro, al livello del metallo, raggiunge la soglia critica di 0,4% per kg di cemento, e prosegue se sufficiente ossigeno e umidità sono disponibili.

Il meccanismo di scaling è molto complesso e non esiste ancora una spiegazione comprensiva del fenomeno. Più di un processo di deterioramento appare coinvolto ed è ritenuto che gli effetti aggiuntivi prodotti dall'applicazione dei sali antigelo sono da attribuire alle seguenti cause:

- a) al maggiore grado di saturazione del calcestruzzo;
- b) al sorgere di tensioni interne di trazione generate dai gradienti di temperatura che hanno origine dal calore assorbito in seguito alla rapida fusione di ghiaccio e neve;
- c) alla variazione di temperatura e di contenuto in sale antigelo in funzione della distanza dalla superficie della pavimentazione, variazioni in conseguenza delle quali si può avere congelamento a strati che avviene in tempi successivi.

La resistenza di un calcestruzzo allo scaling dipende dalla compattezza microstrutturale della sua matrice legante che controlla sia la velocità di penetrazione dei cloruri che il tempo richiesto perché lo strato superficiale della pavimentazione raggiunga la saturazione. Sono determinanti il basso rapporto a/c, la reattività del cemento, l'aggiunta di fumo di silice e il contenuto di aria.

Hanno effetti deleteri, perché indeboliscono la microstruttura della matrice legante degli strati superficiali, il bleeding eccessivo, la sovravibrazione, una finitura eccessivamente prolungata e una stagionatura inadeguata.

La resistenza di un calcestruzzo allo scaling è valutata sottoponendo a cicli di gelo e disgelo provini sulla cui superficie ristagna una soluzione di sale antigelo. Secondo lo standard ASTM C-672, il livello di resistenza è ritenuto soddisfacente se all'esame visivo non appaiono segni di scaling superficiale dopo 50 cicli di gelo; il controllo è effettuato ogni 5 cicli.

Nel caso di calcestruzzi non aerati, prodotti con cemento Portland, contenenti fumo di silice, e aventi rapporto a/c variabile da 0,24 a 0,33 le esperienze di laboratorio mostrano che i 50 cicli del metodo standard sono superati senza alcun segno di scaling dagli impasti con $a/c < 0,30$, mentre per $a/c = 0,30$ appare qualche leggero segno di attacco e per $a/c = 0,33$ l'attacco diventa molto pronunciato.

Dopo 100 cicli, i provini con $a/c = 0,24$ non mostrano ancora alcun segno di scaling, mentre quelli con rapporto 0,26 denotano qualche modesto segno di danno.

In analogia con quanto avviene per la resistenza ai cicli di gelo e disgelo, anche in questo caso si ricorre comunemente a modeste quantità di aria inglobata nel calcestruzzo, non essendo tuttora possibile correlare la scelta della composizione del calcestruzzo ad un'analisi di rischio.

Infine, sulla resistenza allo scaling dei calcestruzzi contenenti cementi di miscela esistono pochi dati e non è perciò possibile raccomandare criteri specifici, per una loro eventuale utilizzazione.

3.4 Comportamento a fatica del calcestruzzo ad alta resistenza

Il comportamento a fatica dei calcestruzzi è tuttora non completamente noto, e ciò vale a maggior ragione per i calcestruzzi ad alta resistenza, ove la presenza del fumo di silice modifica decisamente (e in meglio) le qualità fisico - meccaniche della pasta cementizia, del suo interfaccia con le particelle di aggregato e dell'aderenza con eventuali barre d'armatura o fibre di rinforzo [3.1a; 3.2].

Anche per i calcestruzzi AR le prove a frequenza, ampiezza di ciclo e valor medio assegnati (prove di Wöhler) permettono di ottenere le curve S-N (tensione di rottura a fatica in funzione del numero di cicli, Fig. 2.3a [3.3; 3.4]), che sono rappresentabili con spezzate (Fig. 2.3b, Petkovic et al. [1.3]). È così possibile valutare la vita a fatica $\sigma_{max}(N)$, ovvero il limite di fatica $\sigma_{max}(N \rightarrow \infty)$, quest'ultimo spesso assunto pari a $0,3 \div 0,8 f_c$ (compressione semplice), come indicato in Fig. 2.3b, ma i dati sperimentali sono ancora troppo scarsi.

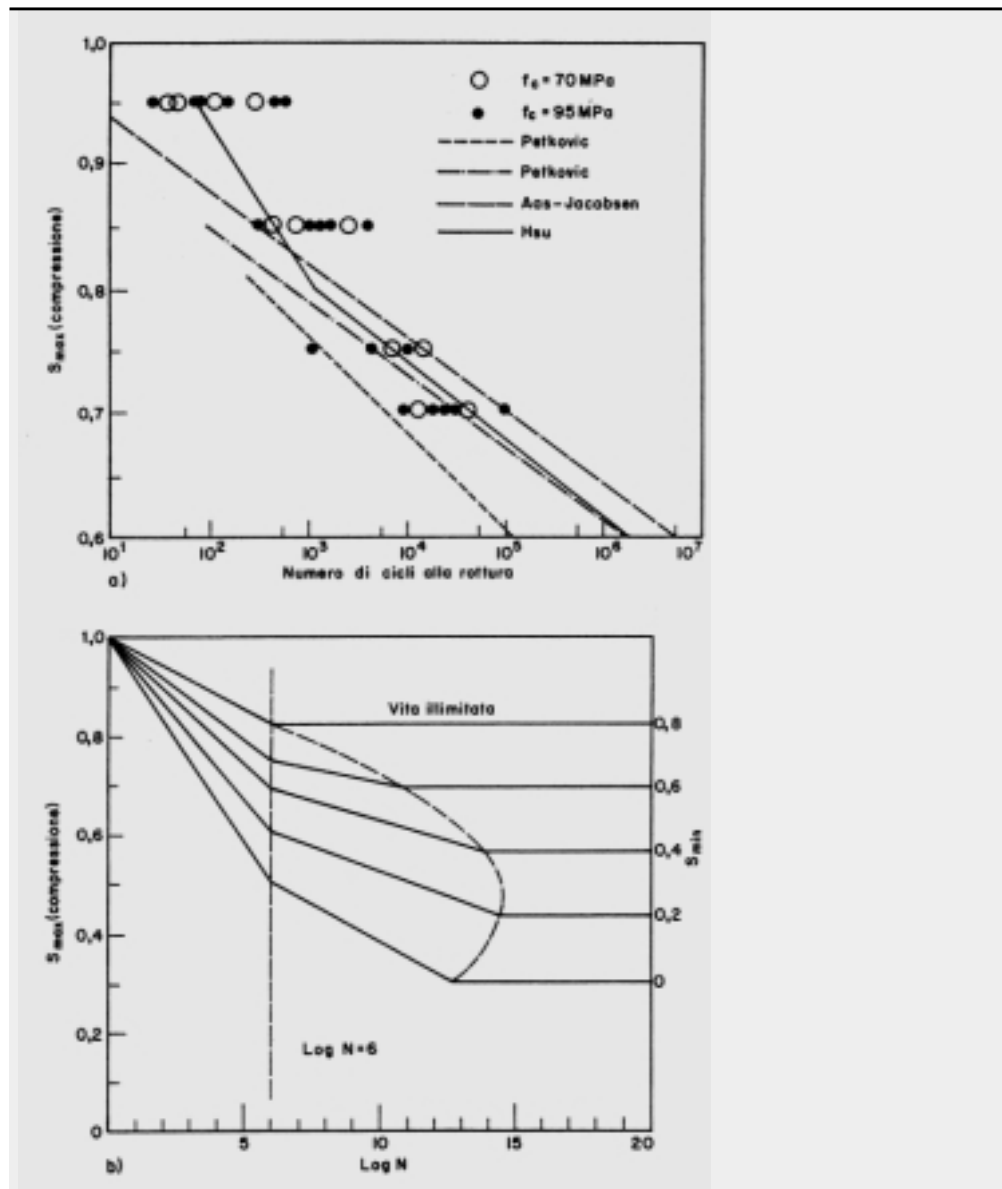
L'applicazione della regola di Miner (detta del "danno cumulato") trova per i calcestruzzi AR le stesse difficoltà che per i calcestruzzi NR, ed al momento si accetta per il numero di Miner (che è in realtà una variabile stocastica a distribuzione lognormale) il valore mediano prossimo a 0,5 in pura compressione [3.5; 3.6].

Sulla base dei risultati disponibili in letteratura [3.4] (si vedano anche Nelson et al., 1987, Waagaard et al., 1990, Nishiyama et al., 1987, in [1.3]) è possibile trarre le seguenti indicazioni:

Figura 2.3

(a) Curve S-N in compressione, e risultati sperimentali [3.4]; e (b) proposta per calcestruzzi ad alte prestazioni (Petkovic et al. [1.3]):

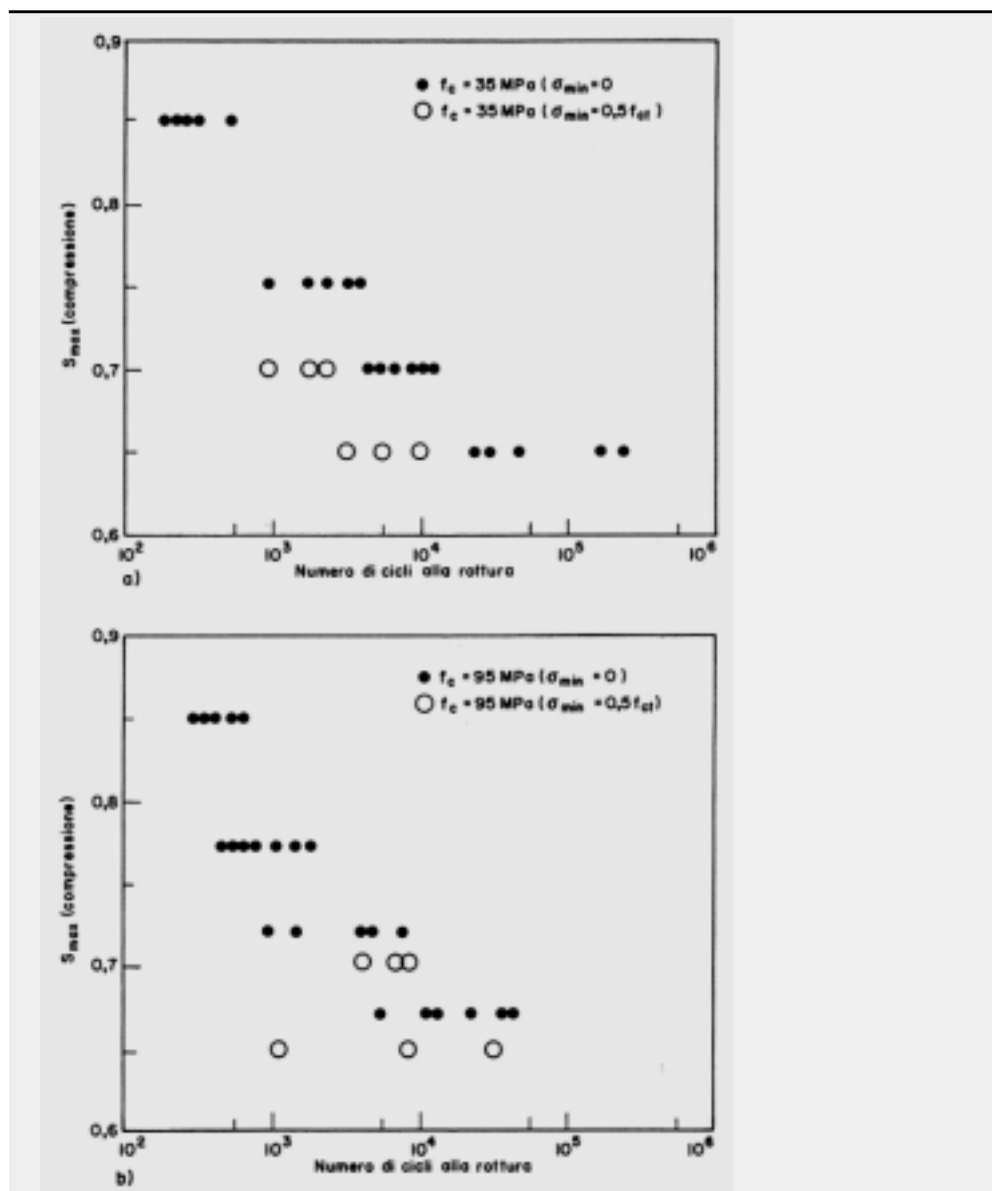
$\log N = k(12 + 16 S_{min} + 8 S_{min}^2)(1 - S_{max})$ ove $k=1$ per $\log N \leq 6$, e $k=1 + 0,2(\log N - 6)$ per $\log N > 6$.



3.4.1 Calcestruzzo non armato

- in compressione i calcestruzzi AR sembrano avere una vita a fatica maggiore dei calcestruzzi ordinari per elevati valori del rapporto σ_{max}/f_c (sforzo massimo applicato in rap-

Figura 3.3
 Comportamento a fatica di calcestruzzi soggetti a carichi ciclici alternati di trazione e compressione, a confronto col comportamento sotto carichi ciclici di sola compressione [3.4]: (a) $f_c=35 \text{ N/mm}^2$, e (b) $f_c=95 \text{ N/mm}^2$.



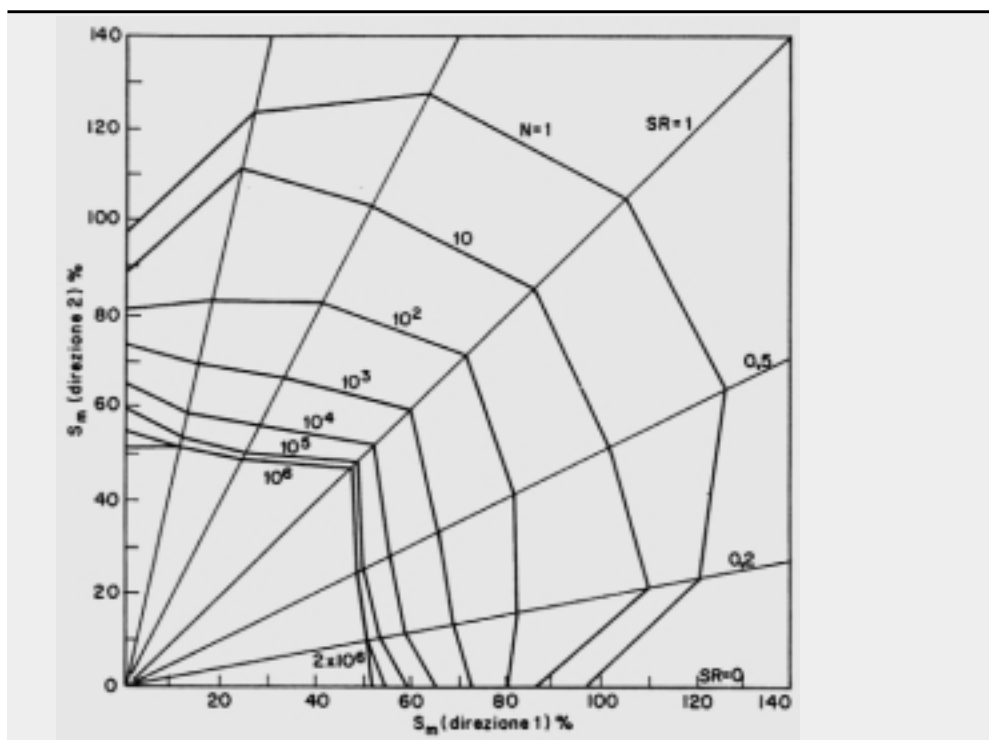
porto alla resistenza statica a compressione), mentre per valori bassi sembra verificarsi l'inverso (Figg. 3.3a, b); lo stesso avviene nella fatica a trazione, ma le differenze rispetto ai calcestruzzi ordinari sono minori;

- i calcestruzzi AR presentano minori deformazioni e minore caduta di rigidezza per fatica (in termini di riduzione del modulo elastico secante rispetto ai calcestruzzi ordinari;
- il comportamento biassiale in compressione perde le proprie caratteristiche di migliore resistenza (rispetto al comportamento uniassiale) dopo ~ 50 cicli, per qualunque rapporto fra le tensioni principali applicate, e il dominio di rottura si riduce, assumendo una forma sempre più "quadrata" (resistenza in regime biassiale ≈ resistenza in regime monoassiale), Fig. 4.3;

- il tenore d'umidità del calcestruzzo ha molta influenza sul comportamento a fatica: con riferimento alla compressione semplice, i calcestruzzi AR (ad aggregato normale o leggero) hanno comportamento a fatica peggiore se il tenore d'umidità è elevato (maturazione e prova in acqua), contrariamente ai calcestruzzi NR;

- anche le condizioni ambientali e di prova influenzano notevolmente il comportamento a fatica dei calcestruzzi AR: ad esempio la pressione esterna d'acqua peggiora la vita a fatica, sia per materiale inizialmente integro che fessurato; inoltre la vita a fatica in aria è

Figura 4.3
 Dominio di rottura a
 fatica in
 compressione
 biassiale
 (Nelson et al., 1987
 [1.3]; $f_c=62 \text{ N/mm}^2$;
 $S_m=\sigma_{2\max}/f_c$ ovvero
 $\sigma_{1\max}/f_c$; $SR=\sigma_2/\sigma_1$.



maggiore per i calcestruzzi di minor resistenza (ad esempio $f_c = 60 \text{ N/mm}^2$), mentre l'opposto si verifica per i calcestruzzi di maggiore resistenza (ad esempio $f_c = 110 \text{ N/mm}^2$) il tutto a parità di condizioni di maturazione.

3.4.2 Calcestruzzo armato

- nei pilastri armati in calcestruzzo AR, al rapido aumento degli spostamenti durante le prime migliaia di cicli segue una quasi totale stabilizzazione degli spostamenti, con loro aumento brusco solo prima della rottura; nei pilastri in calcestruzzo NR l'aumento degli spostamenti con il numero di cicli è più graduale;
- negli elementi armati soggetti a carichi alternati (trazione + compressione), la fessurazione per trazione annulla il contributo resistente del calcestruzzo teso, più rapidamente nei calcestruzzi AR che nei calcestruzzi NR;
- negli elementi inflessi, la presenza del fumo di silice aumenta nettamente la vita a fatica nel caso di aggregato leggero, grazie alla migliorata aderenza fra la pasta cementizia, l'aggregato e l'armatura; se sono presenti fibre, gli effetti benefici di fumo di silice e fibre sono più che additivi (Sun et al., 1996, si veda [3.7]).

Per il calcolo della durata di vita (numero di cicli a rottura in presenza di determinati valori massimi e minimi di sforzo), ovvero per la verifica di resistenza a fatica (per un assegnato numero di cicli) il modello di Hsu [3.8], peraltro di non agevole applicazione (Fig. 2.3a), sembra essere valido sia per la fatica in compressione che per quella alternata (trazione - compressione).

Fra altri e più semplici modelli attualmente disponibili si può citare MC90:

- $\log N = 9 (1 - S_{c \max})$ per $\sigma_t \leq 0.026 \sigma_c$ (rottura in compressione)
- $\log N = 9 (1 - S_{t \max})$ per $\sigma_t > 0.026 \sigma_c$, (rottura in trazione)

dove:

$S_{c \max} = \sigma_{c \max} / f_c$ con $\sigma_{c \max}$ = sforzo massimo di compressione applicato al calcestruzzo

$S_{t \max} = \sigma_{t \max} / f_{ct}$ con $\sigma_{t \max}$ = sforzo massimo di trazione applicato al calcestruzzo

Tale modello ha però dei limiti:

- per $\sigma_{\min} = 0.10 f_{ct}$ il modello coglie per difetto i valori sperimentali della resistenza a fatica alternata;

- per $\sigma_{\min} = 0.30 f_{ct}$ il modello sovrastima fortemente la resistenza a fatica alternata;
- per $\sigma_{\min} = 0.50 f_{ct}$ il modello sottostima fortemente la resistenza a fatica alternata.

Da quanto esposto ed anche sulla base di altri modelli (come quello di Delft, 1988, e quello del Transport and Road Research Laboratory, 1991, si veda [3.7]) emerge che l'argomento necessita di ulteriori approfondimenti per lo sviluppo di un modello di calcolo previsionale sufficientemente attendibile e nello stesso tempo di agevole applicazione.

4. Le proprietà meccaniche

Come nel caso del calcestruzzo normale, le proprietà meccaniche fondamentali sono: la resistenza a compressione " f_c ", la resistenza a trazione " f_{ct} " il modulo elastico " E " e il coefficiente di contrazione trasversale " ν_c ".

In assenza di altre indicazioni, con " f_c " e " f_{ct} " si intendono nel seguito i valori medi, spesso indicati in normativa con " f_{cm} " e " f_{ctm} ".

Pertanto f_c e f_{cm} , f_{ct} e f_{ctm} sono da considerare sinonimi.

Vengono discusse in questo capitolo anche le proprietà deformative (ritiro e viscosità), che hanno spesso effetti determinanti sul comportamento strutturale del c.a. e c.a.p.

4.1 Resistenza a compressione

I calcestruzzi sono classificati e designati in base alla resistenza caratteristica in compressione. La designazione è indicata da 2 valori, che corrispondono rispettivamente alle resistenze caratteristiche riferite a cilindri e a cubi.

A titolo d'esempio (EC2 ed estensione MC90):

C60/75 C70/85 C80/95 C90/105 C100/115

Essendo i calcestruzzi AR caratterizzati da rapido indurimento, accanto alla tradizionale resistenza caratteristica in compressione, misurata a 28 giorni di maturazione – ed alle analoghe resistenze a 7 e 14 giorni – assumono rilevante importanza le resistenze medie e caratteristiche a tempi di maturazione decisamente minori (ad esempio, a 24, 48 e 72 ore dal getto).

Alla valutazione della resistenza in compressione continuano a prestarsi egualmente bene i provini cubici e quelli cilindrici, che – fatto salvo il valore minimo di 4 fra lunghezza del lato, o del diametro, e dimensione massima dell'aggregato – possono anche essere di dimensioni piuttosto piccole (ad esempio 100 mm di lato o di diametro, con altezza pari a 2 diametri nel caso dei cilindri). Tali dimensioni sono giustificate dalle caratteristiche meccaniche più omogenee della microstruttura dei calcestruzzi AR, che consentono di adottare provini di minori dimensioni, con il grande vantaggio di poter usare le stesse presse utilizzate per i calcestruzzi NR.

Per quanto riguarda il rapporto fra resistenza cilindrica e resistenza cubica, il suo valore si avvicina a 0,9 (Fig. 1.4 [4.1]), in quanto il comportamento decisamente lineare fin quasi

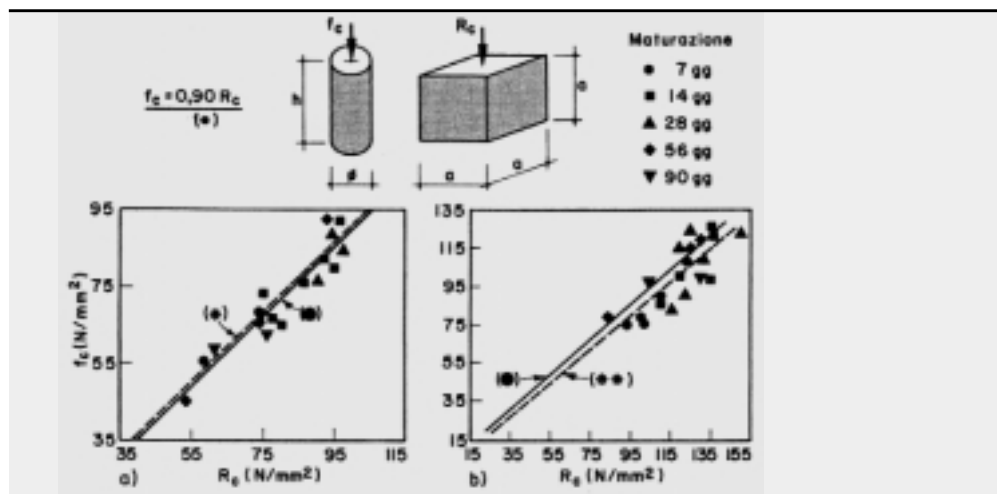
Figura 1.4

Correlazione fra resistenza cilindrica e cubica [4.1]:

(a) $\varnothing=150$, $h=300$, $a=200$ mm; e

(b) $\varnothing=100$, $h=200$, $a=100$ mm.

(*) e (**)= regressioni lineari.



al picco della curva sforzo-deformazione, senza aumento del modulo di Poisson apparente, limita l'effetto di contenimento che le testate della pressa esercitano sul provino, effetto che è la principale causa della maggiore resistenza del cubo rispetto al cilindro. Infine, in mancanza di dati provenienti dal controllo di qualità, si può anche per i calcestruzzi AR assumere in 8 N/mm^2 lo scarto fra resistenza media f_{cm} , e resistenza caratteristica f_{ck} in compressione cilindrica:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2.$$

4.2 Resistenza a trazione

I calcestruzzi ad alta resistenza mostrano proporzionalmente una minor crescita della resistenza a trazione in funzione di quella a compressione, rispetto ai calcestruzzi normali.

Per la resistenza media in trazione diretta si può far riferimento alla relazione proposta nell'estensione del Codice Modello MC90 al calcestruzzo ad alta resistenza [1.4] (Fig. 2.4):

$$f_{ctm} = 0,32 f_{cm}^{0,6} \quad (f_{ck} = 35-115 \text{ N/mm}^2)$$

I frattili (inferiore, 5%, e superiore, 95%) possono assumersi rispettivamente pari a $0,68 f_{ctm}$ ($= f_{ctk,min}$) e $1,32 f_{ctm}$ ($= f_{ctk,max}$). A titolo di esempio si vedano i valori contenuti nella **Tabella 1**. Per la resistenza media a trazione indiretta per spacco (prova brasiliana) si può far riferimento alla seguente relazione [4.2] (Fig. 3.4):

$$f_{ct,sp} = 0,59 f_{cm}^{0,5} \quad (f_{ck} = 35-115 \text{ N/mm}^2)$$

Pertanto il rapporto $f_{ct}/f_{ct,sp}$ cade nell'intervallo 0.82-0.86 per $f_{ck} = 50-100 \text{ N/mm}^2$, prossimo al valore 0,9 suggerito per i calcestruzzi NR (MC90).

Figura 2.4
Correlazioni fra resistenza a trazione diretta e resistenza cilindrica in compressione [4.1].

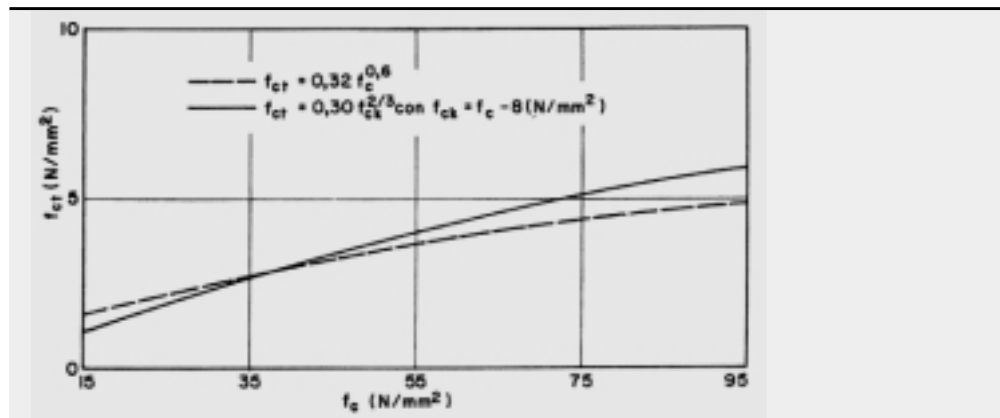


Figura 3.4
Correlazioni fra resistenza a trazione indiretta per spacco ($f_{ct,sp}$) e resistenza cilindrica in compressione [4.2].

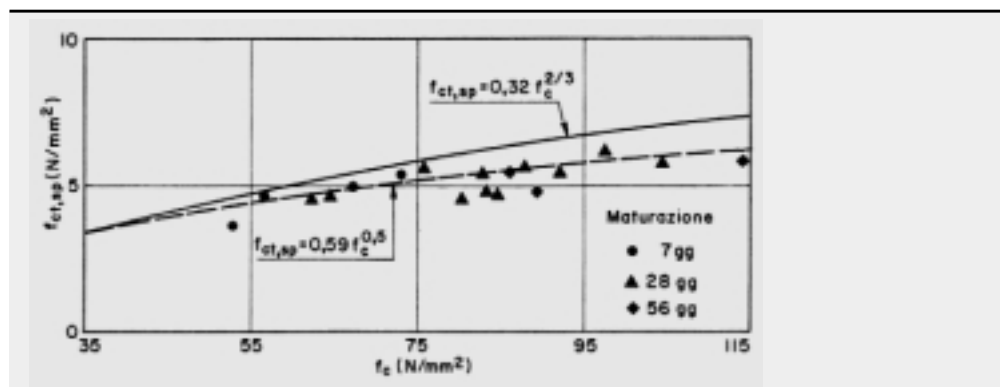


Tabella 1

Resistenza a trazione diretta (N/mm²)						
f_{ck}	50	60	70	80	90	100
f_{ctm}	3,66	4,02	4,37	4,70	5,01	5,31
$f_{ctk,min}$	2,49	2,73	2,97	3,20	3,41	3,61
$f_{ctk,max}$	4,83	5,31	5,77	6,20	6,61	7,00

4.3 Modulo elastico

Il modulo di elasticità è una delle proprietà meccaniche fondamentali di qualsiasi materiale elastico-lineare, omogeneo e isotropo, e la sua conoscenza fornisce un dato essenziale per le applicazioni strutturali. Mentre nel caso dei materiali a microstruttura molto fine (ad esempio i materiali metallici) esiste in generale un esteso tratto iniziale della curva sforzo-deformazione ad andamento quasi perfettamente lineare, e quindi il modulo elastico (che ne è la pendenza) può essere tabellato ed utilizzato senza problemi di sorta, nel caso dei materiali compositi che, come il calcestruzzo, hanno microstruttura fortemente disomogenea - il modulo elastico dipende da numerosi parametri. Essendo inoltre la curva sforzo - deformazione dei materiali compositi in genere non lineare, il modulo elastico va specificato o come pendenza iniziale della suddetta curva (E_{ci} = modulo all'origine, detto anche modulo dinamico) o come pendenza media (E_c = modulo secante, ad esempio per $\sigma_c = 0,0-0,4 f_c$). Nel caso del calcestruzzo il modulo elastico è funzione della resistenza a compressione, che a sua volta dipende dal tipo e dalla dimensione massima dell'aggregato, dai rapporti di composizione dell'impasto e dalle condizioni di stagionatura.

Per evitare di ricorrere alla determinazione sperimentale, molti studi sono stati fatti nel passato per stabilire una semplice relazione fra modulo elastico e resistenza a compressione. Tali studi hanno avuto successo, tant'è che pressoché tutti i regolamenti propongono relazioni fra modulo e resistenza, valide per ben definite modalità di misura.

Anche per i calcestruzzi AR, come e ancor più che per i calcestruzzi NR, non vi è proporzionalità semplice fra modulo elastico e resistenza a compressione. Inoltre, mentre nei calcestruzzi NR il controllo delle proprietà meccaniche è strettamente legato alla pasta legante e quindi il modulo elastico dipende poco dall'aggregato grosso, nei calcestruzzi AR (in particolare per $f_c > 80 \text{ N/mm}^2$) è l'aggregato grosso ad influire decisamente sulle proprietà meccaniche, tant'è che impasti di resistenza simile possono avere moduli diversi a causa del diverso aggregato.

Comunque le formulazioni della relazione modulo elastico-resistenza a compressione contenute nelle varie normative per calcestruzzi NR continuano a valere anche per i calcestruzzi AR, a condizione di ritrarre i coefficienti numerici. A titolo di esempio si possono citare le relazioni a base di dipendenza lineare (BS 8110), di radice quadrata (ACI 318) e di radice cubica (EC2 e MC90), che secondo recenti esperienze [4.3] (Fig. 4.4) su calcestruzzi con aggregato grosso di granito possono essere così formulate per $f_c = 25-100 \text{ N/mm}^2$:

$$E_c = 175 f_c + 21735 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$E_c = 2782 f_c^{1/2} + 10958 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$E_c = 8261 f_c^{1/3} + 132 \quad (\text{N/mm}^2)$$

Figura 4.4
Risultati sperimentali e correlazione fra modulo elastico secante (E_c) e resistenza cilindrica a compressione, per calcestruzzi con aggregato a base di granito [4.3].

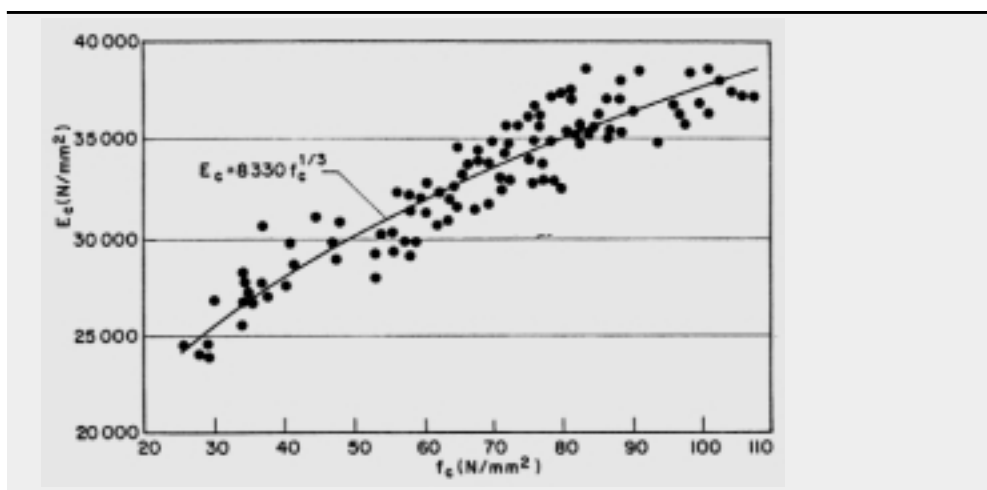
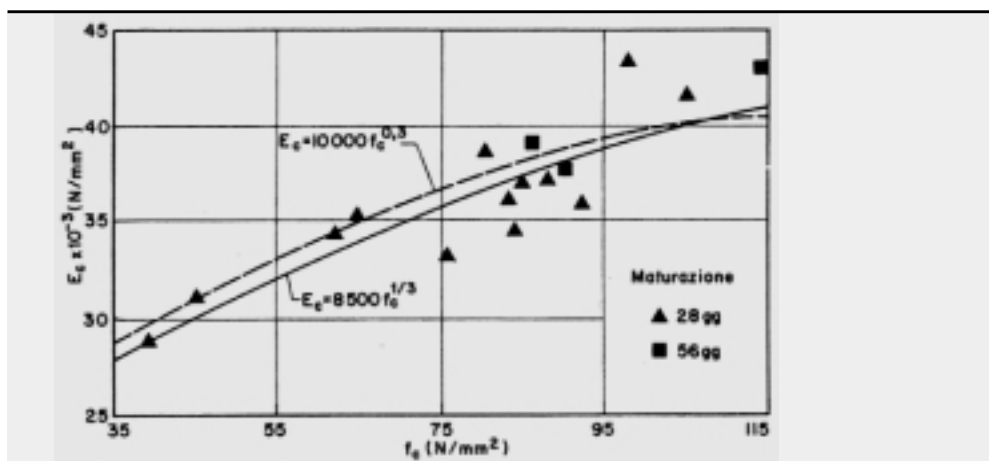


Figura 5.4
Correlazioni fra
modulo elastico
secante e resistenza
cilindrica in
compressione [1.2,
1.4, 4.1].



Queste relazioni hanno tutte coefficiente di correlazione lineare elevato ($r \geq 0,93$), ma l'ultima ($\approx f_c^{1/3}$) ha il coefficiente maggiore ($\approx 0,94$) ed inoltre passa di fatto per l'origine (caratteristica essenziale), potendosi trascurare il termine costante. E_c è da intendersi come modulo secante. Ricordando che il rapporto E_{ci}/E_c è prossimo a 1,15, l'ultima relazione ($E_c \approx 8300 f_c^{1/3}$, Fig. 4.4) conferma le relazioni proposte per il modulo all'origine da MC90 e dall'estensione di MC90 all'alta resistenza [1.4] (Fig. 5.4):

$$E_{ci} = 9500 f_c^{1/3}$$

$$E_{ci} = 11000 f_c^{0,3}$$

Le due suddette relazioni danno risultati pressoché coincidenti, con scarto inferiore a 1% per $f_c = 75-100$ N/mm² ed inferiore a 4% per $f_c < 50$ N/mm².

A titolo di esempio si vedano i valori di E_{ci} contenuti nella **Tabella 2**, ed ottenuti con la seconda delle relazioni suindicate.

Un esempio [4.4] della notevole influenza che la natura dell'aggregato grosso ha sulle

Tabella 2

Modulo elastico all'origine						
f_{ck} (N/mm ²)	50	60	70	80	90	100
E_{ci} (kN/mm ²)	37,2	39,0	40,6	42,1	43,5	44,8

proprietà elastiche del calcestruzzo è mostrato dai dati riportati nelle Tabelle 3, 4 e 5. Nella **Tabella 3** è mostrata la composizione di una serie di 7 calcestruzzi che differiscono soltanto per la natura della roccia madre del pietrisco: 2 calcari (L_1 e L_2), 2 arenarie (S_1 e S_2), 1 granito (G_1), 2 quarziti (Q_1 e Q_2) [4.4].

Nella **Tabella 4** sono riportati i moduli delle rocce di provenienza dei sette tipi di pietrisco, i moduli dei sette calcestruzzi e le loro resistenze a compressione. Per le misure sui calcestruzzi sono stati utilizzati provini cilindrici 100x200 mm. Nella **Tabella 5** sono riportati i moduli di elasticità misurati e calcolati.

Dai dati mostrati risulta chiaramente che per le due formule controllate l'approssimazione è al di sotto del 10%; fanno eccezione i calcestruzzi contenenti pietrisco ottenuto dalle arenarie S_1 e S_2 , i quali – pur avendo raggiunto la stessa resistenza degli altri – hanno moduli di molto inferiori.

Tenendo conto che le relazioni proposte in MC90 (e sua estensione ai calcestruzzi AR) danno i valori del modulo all'origine (E_{ci}) e che le misure forniscono i valori del modulo secante ($E_c \approx 0,85-0,9 E_{ci}$), le suddette relazioni sono del tutto affidabili per aggregato granitico e calcareo mentre sottostimano ($\sim - 10\%$) il valore del modulo nel caso di aggregato quarzítico. Per quanto concerne le arenarie (non usate in Italia), le loro modeste caratteristiche fisico-meccaniche ne sconsigliano l'uso nei calcestruzzi AR.

Occorre infine sottolineare che – specialmente nel caso di opere importanti, per le quali d'altra parte è maggiormente giustificato l'uso di calcestruzzo AR – la misura diretta del modulo rimane la soluzione migliore.

Tabella 3

Calcestruzzi con
aggregato di natura
diversa.

		Kg/m³	% in volume
Acqua		135	13,5
Cemento		450	14,3
Microsilice		50	0,2
Sabbia		770	28,7
Aggregato da 5 a 10 mm	L ₁	1050	
	L ₂	1095	
	S ₁	1000	
	S ₂	1020	39,1
	G ₁	1065	
	Q ₁	1025	
	Q ₂	1010	
Rapporto a/l		0,27	
Abbassamento al cono		200 mm	

Tabella 4

Moduli elastici e
resistenze.

	L₁	L₂	S₁	S₂	G₁	Q₁	Q₂
E agg.	59	47	29	40	49	44	32
E _c calc. (28 gg)*	40	40	24	31	40	42	41
f _c (28 gg.)**	95,3	98	101	102	103	90,8	89,2
E _c calc. (91 gg)*	42	44	27	31	41	45	42
f _c (28 gg.)	105	106	107	116	111	99,3	99,7

* Misurato secondo ASTM 469 (3 cicli di carico al 40% di f_c);
** Media di 3 valori.

Tabella 5

Moduli elastici
secondo MC90 e
CEB-FIP 95.

	L₁	L₂	S₁	S₂	G₁	Q₁	Q₂
E _c calcolato MC90	43,4	43,8	44,2	44,4	44,5	42,7	42,4
CEB-FIP 95	43,2	43,5	43,9	44,0	44,2	42,5	42,3
E ^{28gg} _{c,MIS} /E _{c,CAL}	92,4%	91,6%	54,5%	70,1%	90,2%	98,6%	96,8%

4.4 Coefficiente di contrazione trasversale

I dati sul coefficiente di contrazione trasversale – o modulo di Poisson – sono molto limitati per calcestruzzi AR.

Se si limita l'attenzione al tratto iniziale sensibilmente lineare della curva sforzo-deformazione, i risultati sperimentali confermano la sostanziale identità di calcestruzzi AR e calcestruzzi NR ($\nu_c = 0,18-0,24$ per f_c crescente fino a $60-70$ N/mm²). Tuttavia, mentre nei calcestruzzi NR il modulo di Poisson apparente cresce rapidamente per valori tensionali $\geq 0,80 f_c$ a causa dell'estendersi della microfessurazione indotta dalla diversa deformabilità di malta legante ed aggregato grosso, nei calcestruzzi AR la grande uniformità meccanica permette una maggiore estensione del tratto lineare (fino a $0,90-0,95 f_c$), garantendo la costanza del modulo di Poisson fin quasi al picco della curva $\sigma_c-\epsilon_c$. La minore espansione trasversale (dilatanza) dei calcestruzzi AR spiega la loro minore sensibilità al contenimento trasversale e quindi il loro comportamento meno favorevole in regime triassiale di compressione, rispetto ai calcestruzzi NR. Sul comportamento triassiale dei calcestruzzi AR si è tuttavia ben lontani dal poter fare affermazioni conclusive, anche se molti sono stati gli studi, specialmente in presenza di contenimento passivo, come è quello offerto dalle "camice" metalliche di contenimento spesso usate nei pilastri AR.

4.5 Deformazioni per ritiro e scorrimento viscoso (creep)

Sono le deformazioni del calcestruzzo dipendenti dal tempo, che hanno origine dai movimenti di acqua nella pasta legante. L'aggregato lapideo naturale non subisce né ritiro né scorrimento viscoso, ma anzi svolge azione di contrasto alle deformazioni della matrice legante, e l'effetto esercitato dipende dal rapporto in volume pasta/aggregato, dal modulo elastico dell'aggregato e dal suo diametro massimo.

Il ritiro (a) è collegato al passaggio di acqua dal materiale all'ambiente di esposizione, (b) dipende dalle variazioni di volume dovute ai processi chimici di idratazione e di carbonatazione, e (c) non ha alcuna relazione con lo stato tensionale, cioè con i carichi.

È opinione prevalente che lo scorrimento viscoso sia da attribuire a variazioni microstrutturali della pasta legante, nel corso delle quali avviene una redistribuzione delle molecole di acqua per effetto del regime deformativo e statico prodotto dai carichi.

I due fenomeni hanno in comune numerose ed importanti caratteristiche: (a) le curve tempo-deformazione sono simili; (b) i parametri ambientali e costitutivi che intervengono sono gli stessi e agiscono nello stesso modo; e (c) le singole deformazioni sono confrontabili e risultano in gran parte irreversibili. Tuttavia, come si è detto, i meccanismi all'origine dei due fenomeni sono del tutto differenti.

4.5.1 Ritiro

I dati di laboratorio e l'esperienza in opera dimostrano che nel calcestruzzo si possono distinguere tre tipi di ritiro:

- *di essiccazione* che si manifesta quando il calcestruzzo – per essere in equilibrio con l'umidità relativa all'ambiente di esposizione – deve cedere acqua (se l'umidità relativa U_R dell'ambiente è maggiore di quella esistente nel calcestruzzo, è l'ambiente a cedere acqua ed il materiale si rigonfia). Il trasferimento di acqua, sia in un senso che nell'altro, avviene allo stato di vapore, attraverso la superficie esposta all'ambiente esterno; ne segue che il processo di essiccazione di un manufatto interessa prima la superficie e poi procede all'interno, con ciò comportando il sorgere di gradienti di umidità.

- *autogeno* (chimico o di autoessiccazione o endogeno), dovuto alla diminuzione di volume che accompagna la reazione tra i costituenti del cemento e l'acqua; il fenomeno è isotropo ed è particolarmente rilevante nei calcestruzzi con rapporto a/c inferiore a 0,4.

- *di carbonatazione*, associato alla diminuzione di volume della reazione tra l'anidride carbonica dell'ambiente ed i prodotti di idratazione del cemento; il grado di reazione, e quindi il ritiro prodotto, è influenzato dall'acqua presente nel calcestruzzo, perché l'anidride carbonica reagisce come acido carbonico in soluzione; il grado di reazione è massimo quando l'umidità relativa è del 50%, mentre diviene praticamente nullo alla saturazione ($U_R = 100\%$) ed in ambiente secco ($U_R \leq 25\%$). La reazione decade nel primo caso perché i pori della pasta di cemento sono pieni di acqua ed in queste condizioni la diffusione del gas è estremamente lenta, nel secondo caso perché i pori della pasta non contengono acqua sufficiente per permettere la formazione della soluzione di acido carbonico. Il ritiro di carbonatazione non è una componente significativa del ritiro totale, ma lo può diventare se il manufatto durante la stagionatura iniziale viene a trovarsi esposto in ambiente con un tenore di anidride carbonica maggiore dell'usuale.

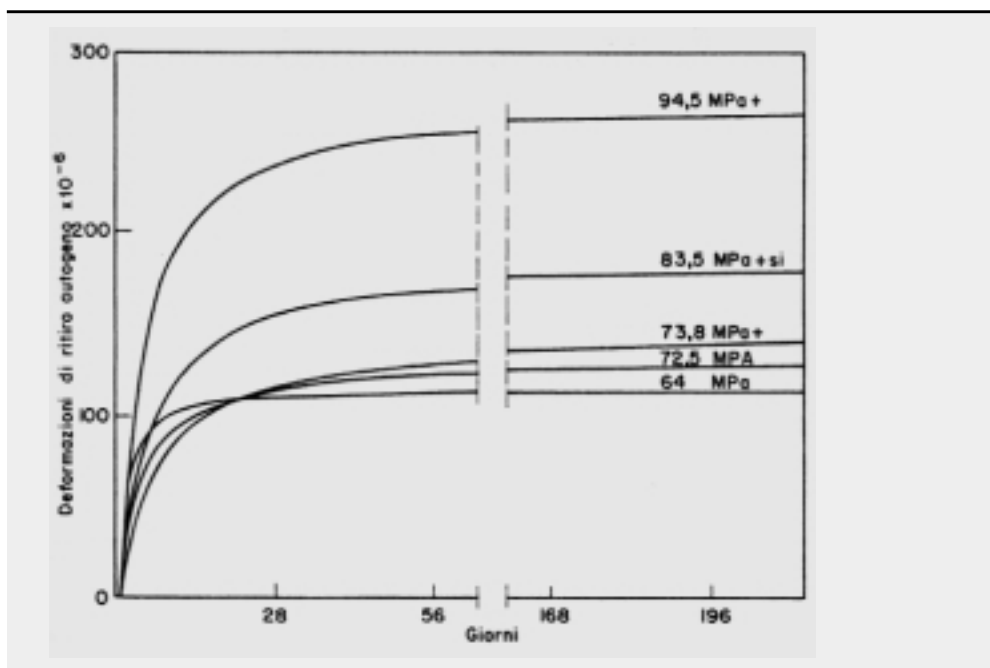
Generalmente il ritiro è espresso come una deformazione adimensionale (mm/mm) ed è misurato su provini standard, conservati in ambiente ad umidità e temperatura prefissate e costanti, in assenza di carico.

Per il calcestruzzo ordinario è comune identificare il ritiro totale con il ritiro di essiccazione essendo il contributo delle altre due forme talmente piccolo da poter essere ignorato. Il ritiro autogeno è inferiore a $100 \cdot 10^{-6}$.

Per il calcestruzzo ad alta resistenza, il ritiro autogeno diventa significativo (**Fig. 6.4**) [4.6] e di conseguenza il ritiro totale è somma della componente autogena e di quella da essiccazione. Anche in questo caso il ritiro di carbonatazione è del tutto trascurabile: in un calcestruzzo ad alta resistenza il fronte di carbonatazione avanza con velocità annua di frazioni di millimetro e nel volgere di qualche decennio la penetrazione praticamente si arresta.

A causa del ruolo svolto dal ritiro autogeno, per i calcestruzzi ad alta resistenza non è valido l'assunto secondo cui il materiale ritira soltanto se perde umidità.

Figura 6.4
[4.6].

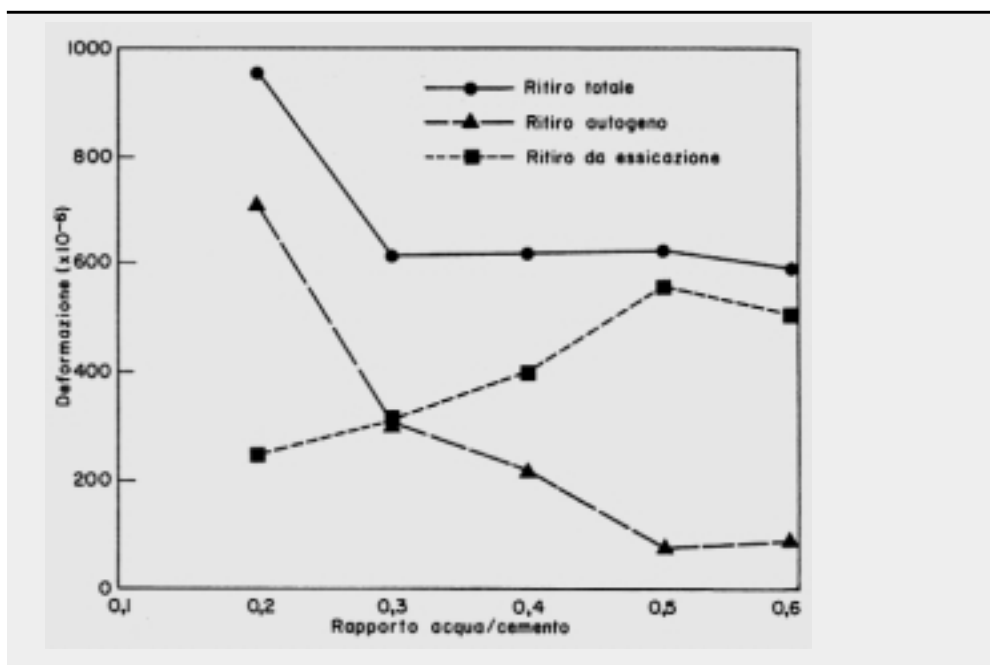


4.5.2 Ritiro autogeno

Si misura facendo maturare il calcestruzzo in condizioni tali da impedire ogni scambio di umidità con l'esterno. Il ritiro autogeno raggiunge valori finali di $150-300 \cdot 10^{-6}$ e l'ampiezza aumenta al diminuire del rapporto a/c ed in presenza di microsilice (Fig. 7.4) [4.5]. In letteratura [4.8] sono riportati dati dai quali risulta che per resistenza cubica di $60-140 \text{ N/mm}^2$ il ritiro autogeno medio è prossimo a $230 \cdot 10^{-6}$.

Figura 7.4

Varie forme di ritiro nel calcestruzzo [4.5]: totale, autogeno, e da essiccazione, in funzione del rapporto a/c.



La cinetica di sviluppo del ritiro autogeno è controllata dalla velocità di idratazione, e poiché nei calcestruzzi AR si impiegano elevati contenuti di cemento a rapido indurimento, il ritiro autogeno comincia a manifestarsi già in fase di presa, per poi svilupparsi rapidamente e stabilizzarsi nel volgere di tre mesi circa. Il fenomeno può assumere un ruolo importante già nelle prime ore, quando la resistenza a trazione del materiale è molto modesta.

Recenti risultati mostrano come il ritiro autogeno possa essere più rilevante di quello dovuto all'evaporazione iniziale dell'acqua (ritiro plastico), tant'è che si può avere ritiro anche se la superficie del calcestruzzo viene mantenuta umida.

Sulla base delle considerazioni suesposte risulta quanto segue:

- 1) la conoscenza del ritiro autogeno è importante non solo per la stima del ritiro totale, ma anche per valutare il rischio di fessurazione nelle condizioni effettive di posa in opera, subito dopo il getto;
- 2) una frazione elevata del ritiro autogeno finale (anche del 50%) si può sviluppare già entro le 24 ore di stagionatura, qualora il calore d'idratazione del cemento possa causare aumenti di temperatura significativi ai fini della velocità d'idratazione; la termoattivazione del processo d'idratazione ha quindi un ruolo primario nel caso di elementi strutturali di grande sezione;
- 3) il ritiro autogeno in molte situazioni pratiche è pressoché vicino al valore finale, quando il ritiro di essiccazione comincia a diventare significativo; sotto questo aspetto, il ruolo della dimensione dell'elemento è duplice, perché può agire sulla velocità di sviluppo del ritiro autogeno, accelerandola, e sulla velocità di essiccazione, riducendola.

4.5.3 Ritiro di essiccazione

Nei calcestruzzi AR è minore che nel calcestruzzo ordinario e l'ampiezza della deformazione diminuisce all'aumentare della resistenza media a compressione del calcestruzzo. A parità di U_R dell'ambiente di esposizione, la quantità di acqua ceduta da un calcestruzzo di resistenza ordinaria è maggiore di quella ceduta da un calcestruzzo AR, tanto più quanto maggiore è la differenza di resistenza fra i due materiali. La quantità di acqua scambiata dipende dal contenuto di acqua evaporabile che nei calcestruzzi ordinari è generalmente maggiore a causa dei più alti rapporti a/c usati.

All'aumentare della resistenza, la permeabilità della matrice legante diminuisce, e tutti gli effetti collegati ai processi di trasporto indotti dalle variazioni di umidità relativa risultano perciò meno pronunciati. In particolare la cinetica del ritiro di essiccazione rallenta e si può ragionevolmente assumere che gli elementi strutturali, con sezioni di grande dimensione non risentano molto delle variazioni di umidità.

È addirittura probabile che per i calcestruzzi di più bassa permeabilità, l'umidità relativa nel nucleo delle sezioni di grande dimensione non raggiunga l'equilibrio con l'umidità relativa dell'ambiente di esposizione nel corso della vita in servizio del progetto.

La riduzione del rapporto a/c e l'impiego delle aggiunte minerali attive migliorano la microstruttura della matrice legante, inducendo una maggiore uniformità particellare (in seguito alle reazioni pozzolaniche diminuiscono in quantità e dimensioni i cristalli di idrossido di calcio) ed affinando il diametro dei pori. Le modifiche riguardano anche la regione interfacciale, che diminuisce di spessore e diventa meno difettosa, così che la matrice legante nel suo complesso risulta più resistente e meno permeabile.

Il migliore risultato si ottiene quando una parte del cemento è sostituita con fumo di silice; la soglia di sostituzione è il 5% sul peso di fumo di silice + cemento. Gli effetti sono tanto migliori quanto minore è la dimensione media delle particelle di silice, e tra tutte le microsilici la più efficace è quella colloidale.

In conclusione, a parità di resistenza, la permeabilità più bassa è ottenuta con calcestruzzo contenente microsilice. Pertanto, con riferimento alla permeabilità, l'aumento di resistenza ottenuto mediante riduzione del rapporto a/c non equivale all'aumento di resistenza ottenuto con l'aggiunta di microsilice.

Per gli effetti che la microsilice ha sulle deformazioni dipendenti dal tempo, appare necessario che i modelli di previsione di ritiro e viscosità dei calcestruzzi AR prendano in conto il ruolo della microsilice (**Fig. 8.4 - 9.4**) [4.6].

Per il calcolo delle deformazioni da ritiro si veda ad esempio [4.2].

Figura 8.4

Calcestruzzo f_{c28} 64 MPa (cemento 450 Kg/m³ - microsiline assente - a/c=0,41 - $U_R=50\%$) [4.6].

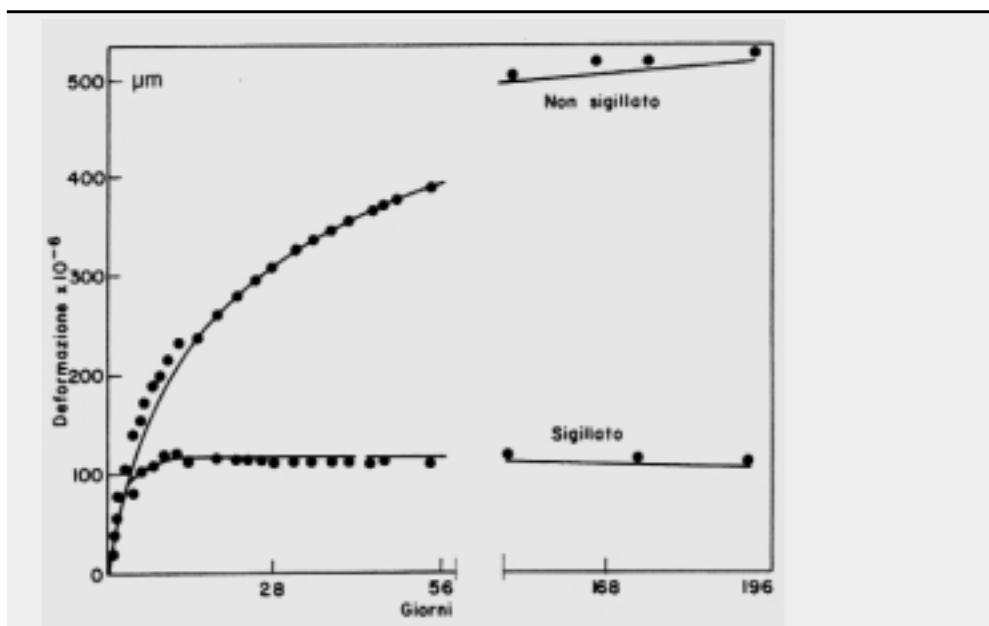
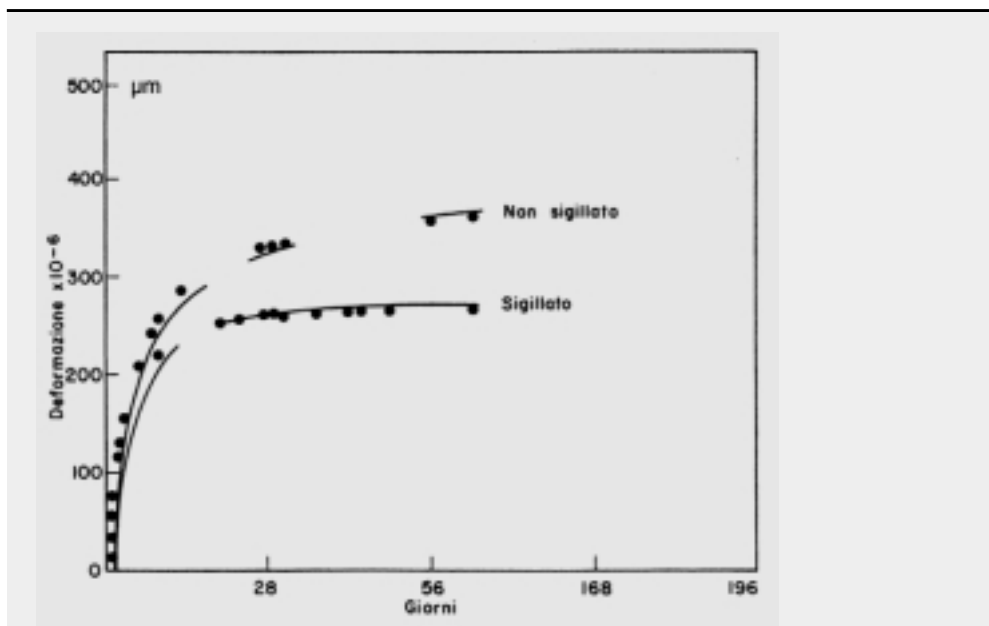


Figura 9.4

Calcestruzzo f_{c28} 94,5 MPa (cemento 450 Kg/m³ - microsiline 36 Kg/m³ - a/c+ms=0,31 - $U_R=50\%$) [4.6].



4.5.4 Scorrimento viscoso (creep)

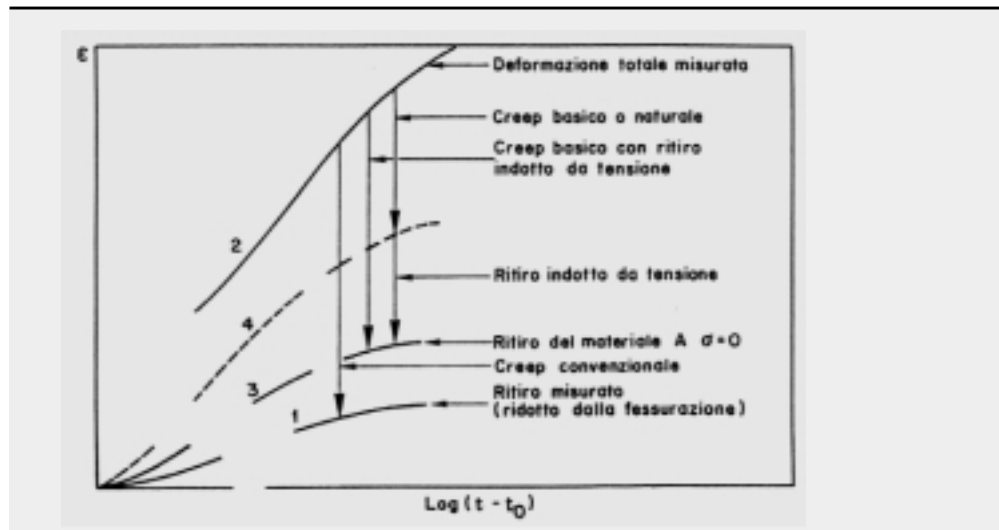
Lo scorrimento viscoso è l'aumento temporale di deformazione, che si manifesta nel calcestruzzo indurito sottoposto ad un carico permanente e costante. Si determina sottraendo dalla deformazione totale (misurata in un provino standard sotto prefissate condizioni di carico, di temperatura e di umidità) la deformazione elastica istantanea e la deformazione da ritiro misurata su un provino testimone, scarico ed esposto alle stesse condizioni di umidità e di temperatura.

Nel valutare il contributo che realmente compete ad ognuna delle deformazioni elencate occorre tener presente quanto segue:

- il modulo elastico aumenta nel tempo, in particolare durante la stagionatura iniziale;
- il fenomeno di scorrimento viscoso è operativo anche a livelli tensionali molto bassi, e perciò è difficile distinguere dove finisce la deformazione elastica e comincia la deformazione viscosa;
- la somma del ritiro (misurato in assenza di carichi) e dello scorrimento viscoso (misu-

rato in assenza di essiccazione) è minore della deformazione osservata quando scorrimento viscoso e ritiro avvengono simultaneamente; tuttavia la deformazione in eccesso viene in generale considerata come ulteriore scorrimento viscoso indotto dall'essiccazione (**Fig. 10.4**) [4.7].

Figura 10.4
[4.7].



Lo scorrimento viscoso è descritto attraverso la “funzione di viscosità” e il “coefficiente di viscosità”; la prima è il rapporto tra la deformazione viscosa e la tensione applicata, mentre il secondo è il rapporto tra la deformazione viscosa e la deformazione elastica iniziale. Poiché in un ampio intervallo tensionale (certamente fino a $\sigma_c = 0,4-0,5 f_c$ nel calcestruzzo normale, ed oltre nel calcestruzzo ad alta resistenza) si può assumere per lo scorrimento viscoso un legame di proporzionalità lineare con la tensione applicata, i valori della funzione di viscosità (detta anche viscosità specifica) possono essere utilizzati per confrontare le caratteristiche di deformabilità viscosa di differenti calcestruzzi, sottoposti a differenti carichi di servizio.

Per i calcestruzzi AR è opportuno distinguere tra viscosità di base o naturale, che si osserva quando la deformazione è misurata in assenza di essiccazione, e viscosità di essiccazione, che rappresenta la differenza fra lo scorrimento viscoso totale e quello di base. Rispetto al calcestruzzo ordinario, i dati per i calcestruzzi di resistenza 60-115 N/mm² mostrano quanto segue:

- la deformabilità viscosa è minore (si vedano i diagrammi del coefficiente di viscosità in **Fig. 11.4** [4.2]), ed è meno influenzata dall'umidità relativa ambientale;

Figura 11.4
Diagrammi del coefficiente di viscosità per calcestruzzo NR e AR, con e senza fumo di silice [4.2].

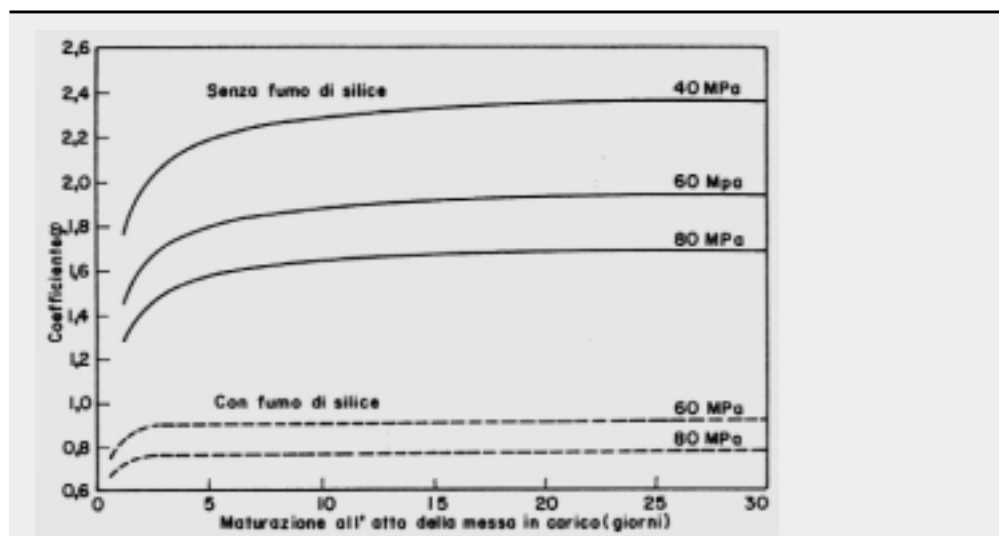
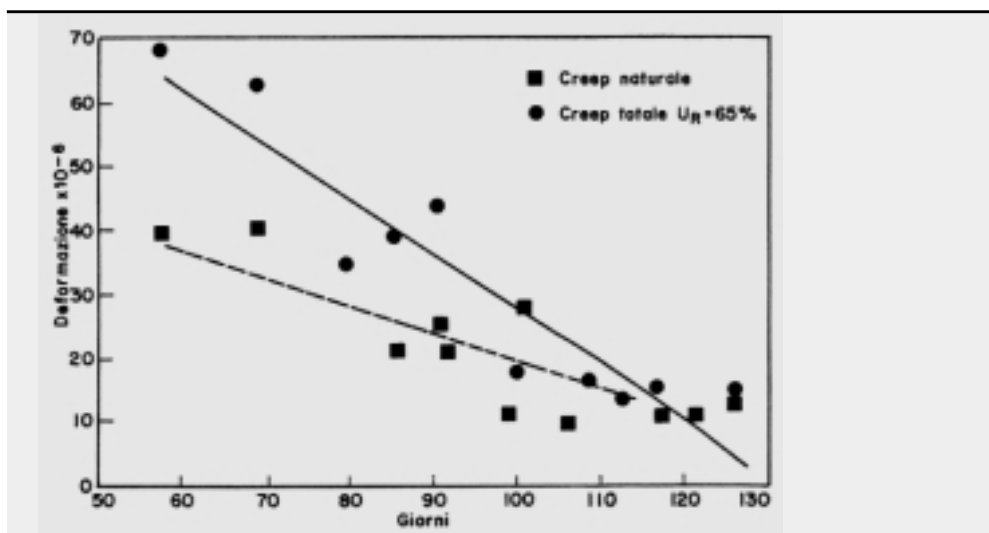


Figura 12.4
[4.8].



- la viscosità di essiccazione diminuisce molto di più di quella di base, al punto da divenire in pratica trascurabile agli alti valori di resistenza ($f_c > 100 \text{ N/mm}^2$) **Fig. 12.4** [4.8];
- la deformabilità viscosa diminuisce all'aumentare della resistenza, soprattutto in presenza di fumo di silice e comunque a spese della viscosità di essiccazione;
- la deformabilità viscosa varia molto rapidamente con l'età del calcestruzzo all'atto della messa in carico, tant'è che alle brevi stagionature ($\leq 3 \text{ gg.}$) la variazione del coefficiente di viscosità è notevole anche per differenze di età di poche ore;
- la velocità di deformazione all'atto della messa in carico decade rapidamente nei primi giorni dal getto, e continua poi a decrescere in modo regolare; comunque, nel volgere di qualche settimana la deformazione raggiunge valori, che sono una frazione notevole del valore a tempo infinito.

È da alcuni ritenuto che la minore entità delle deformazioni viscosi sia in relazione con le migliorate proprietà meccaniche della matrice legante, a significare che nel calcestruzzo AR la matrice agisce come un aumento del volume di aggregato.

In analogia a quanto è stato osservato per il ritiro, al diminuire della permeabilità tutti gli effetti dipendenti dai processi di trasporto e di diffusione indotti dalle variazioni di umidità relativa tendono ad essere meno pronunciati. Di conseguenza l'effetto della forma e delle dimensioni degli elementi strutturali perde d'importanza al crescere della resistenza e al diminuire della permeabilità, e a questo riguardo è sostanziale il ruolo della microsilice. La percentuale di soglia rimane la stessa: per avere un effetto significativo almeno il 5% in peso del cemento deve essere sostituito con fumo di silice.

4.6. Considerazioni finali

Dai dati della letteratura risulta che all'aumentare della resistenza, e soprattutto in presenza di fumo di silice, le deformazioni dipendenti dal tempo sono essenzialmente governate dal ritiro autogeno e dalla viscosità di base.

Il ritiro di essiccazione e la viscosità di essiccazione hanno minore influenza, e quindi anche minore risulta l'influenza delle dimensioni strutturali sulla deformabilità complessiva. È inoltre ragionevole assumere che le variazioni dell'umidità relativa ambientale abbiano effetti meno significativi.

A causa delle diversità appena menzionate, le procedure di calcolo attualmente seguite per stimare le deformazioni differite dei calcestruzzi ordinari non sono valide per i calcestruzzi di alta resistenza in quanto non prendono in considerazione né il ritiro autogeno, né l'effetto della microsilice, né le differenze di cinetica dei processi relativi a ritiro e viscosità.

Le procedure esistenti sottostimano il ritiro totale, specialmente nel caso in cui l'umidi-

tà relativa di esposizione sia vicina a quella esistente all'interno del materiale, e sovrastimano la viscosità totale se l'applicazione del carico avviene alla stagionatura di 28 gg., quando il modulo elastico ha pressoché raggiunto il valore finale e le variazioni successive di resistenza a compressione sono piuttosto limitate.

Tanto meno vengono previste le deformazioni che si manifestano quando l'applicazione del carico avviene alle brevi stagionature, anche perché per i calcestruzzi AR non esistono, a queste stagionature, formule affidabili per il calcolo del modulo elastico e della resistenza a compressione.

L'unico modello di predizione per calcolare le deformazioni differite dei calcestruzzi di resistenza caratteristica a compressione con $f_{ck} \leq 80 \text{ N/mm}^2$, è il modello AFREM introdotto recentemente nel regolamento francese [4.2]. Le variabili del modello sono il tempo e lo sviluppo della resistenza a compressione prima di 28 gg., mentre i parametri sono la resistenza a compressione a 28 gg., il modulo elastico a 28 gg., il carico applicato, l'umidità relativa dell'ambiente di esposizione ed il "raggio medio" dell'elemento strutturale considerato.

Sono anche date formule specifiche per gli impasti nei quali almeno il 5% del cemento sia stato sostituito con microsilice.

Occorre infine osservare che le specifiche caratteristiche di ritiro e viscosità dei calcestruzzi AR hanno effetti profondi sul comportamento delle strutture, in particolare se esse presentano iperstaticità di vincolo oppure iperstaticità interne.

Il ritiro, di qualunque natura esso sia, ha sempre effetti sfavorevoli in quanto tende a produrre stati coattivi di trazione, che si rilasciano attraverso fessurazione più o meno diffusa. In particolare il ritiro autogeno - che va controllato attraverso una maturazione umida protratta almeno per qualche giorno - progredisce in modo talmente rapido che il relativo stato tensionale non può essere attenuato sensibilmente dalla concomitanza del fenomeno viscoso, già per sua natura assai limitato nei calcestruzzi contenenti fumo di silice.

La rapida evoluzione e la limitatezza della deformabilità viscosa nei calcestruzzi AR rende le relative strutture meno "adattabili" ai vincoli posticipati e ai cedimenti vincolari, il che comporta minori redistribuzioni delle azioni interne, e quindi un comportamento strutturale finale meno favorevole. Ciò naturalmente mette in discussione - ad esempio - le redistribuzioni previste dalle attuali norme, peraltro sviluppate per i calcestruzzi NR.

5. Il comportamento all'incendio e alle alte temperature

5.1 Effetti termici

Gli effetti termici che vengono qui considerati derivano dalle variazioni di temperatura di origine climatica, così come avviene durante la vita di esercizio di una costruzione (in linea di massima $T \leq 100^\circ\text{C}$ [5. 1]), e riguardano:

a) le variazioni dimensionali di un componente strutturale ovvero di un sistema strutturale, per effetto delle variazioni termiche atmosferiche. Come è noto, per una assegnata lunghezza L , alla variazione di temperatura ΔT corrisponde la variazione di lunghezza ΔL secondo la relazione:

$$\Delta L = L\alpha\Delta T$$

dove α è il coefficiente di dilatazione termica, che fornisce la variazione della deformazione unitaria $\Delta\varepsilon = \Delta L/L$ corrispondente alla variazione di 1 grado centigrado, e generalmente espressa in milionesimi, 10^{-6} .

Il coefficiente α dipende dal tipo e dalla quantità della sabbia e dell'inerte grosso, ma in mancanza di una determinazione sperimentale diretta può essere assunto eguale a $10 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ per i calcestruzzi NR, essendo comunque non superiore a $11 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ fino a poco meno di 600°C .

Nel caso del calcestruzzo AR, in mancanza di risultati sperimentali si può ancora assumere per il coefficiente α il medesimo valore di 10×10^{-6} , anche se prove su calcestruzzi

con resistenza cilindrica di 85-110 N/mm² – con o senza fumo di silice e ceneri volanti – hanno mostrato valori di poco inferiori ($8 \div 9 \times 10^6 \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$) [5.2].

b) la determinazione del campo termico $T(x, y, z, t)$ all'interno di un componente strutturale, per assegnate condizioni al contorno. Tale campo termico viene ricavato mediante la soluzione dell'equazione differenziale di Fourier:

$$\rho c_p \frac{\partial T}{\partial t} = \lambda \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right)$$

in cui:

ρ è la densità del materiale (massa volumica);

c_p è il calore specifico (capacità termica specifica);

λ è la conduttività termica.

Il rapporto $\lambda/(\rho c_p)$ viene indicato come diffusività termica.

Per il calcestruzzo normale possono essere assunti i seguenti valori:

$\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ (calcestruzzo non armato)

$c_p = 1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$;

$\lambda = 1,2 \div 2 \text{ W/m}^\circ\text{C}$

Nel calcestruzzo la diffusività termica è molto sensibile alla temperatura, a causa dei processi fisico - chimici ed eventualmente della microfessurazione. Nei calcestruzzi ordinari la diffusività D assume valori medi compresi fra $2,3$ e $3,3 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{h}$ ($T = 20\text{-}100^\circ\text{C}$), essendo molto legata alla conduttività termica, e quindi al contenuto d'acqua, e alla porosità [5.2].

Nell'ambito delle normali temperature d'esercizio e fino a 150°C , i calcestruzzi ad alta resistenza tendono ad avere una conduttività termica maggiore (grazie alla loro maggiore compattezza) e quindi una più elevata diffusività, ma in assenza di apposite determinazioni sperimentali possono essere adottati gli stessi valori dei calcestruzzi ordinari.

In previsione di quanto sarà svolto nel par. 5.3 sul comportamento all'incendio di elementi strutturali non omogenei di calcestruzzo armato, si riportano i valori dei coefficienti ∞ , ρ , c_p , λ per l'acciaio delle armature:

$\infty = 10 \times 10^6 / ^\circ\text{C}$ (da EC2)

$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ (da EC2)

$c_p = 600 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$ (circa i 2/3 del valore del calcestruzzo)

$\lambda = 45 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ (circa trenta volte la conduttività termica del calcestruzzo)

5.2 Resistenza al fuoco

In questo caso gli effetti termici sono dovuti all'azione accidentale di un incendio, con temperature che possono raggiungere in 20-30 minuti valori dell'ordine di $800\text{-}1000^\circ\text{C}$. Il comportamento sperimentale del calcestruzzo e delle barre di armatura viene studiato con l'ausilio di appositi forni, nei quali la temperatura è fatta variare in funzione del tempo secondo una legge convenzionale, sempre crescente. Le norme europee (ISO-STANDARD 834) danno la seguente relazione:

$$T - T_0 = 345 \log_{10}(8t + 1)$$

in cui:

t = tempo, in minuti;

T = temperatura del forno al tempo t , in $^\circ\text{C}$;

T_0 = temperatura del forno al tempo $T = 0$, in $^\circ\text{C}$.

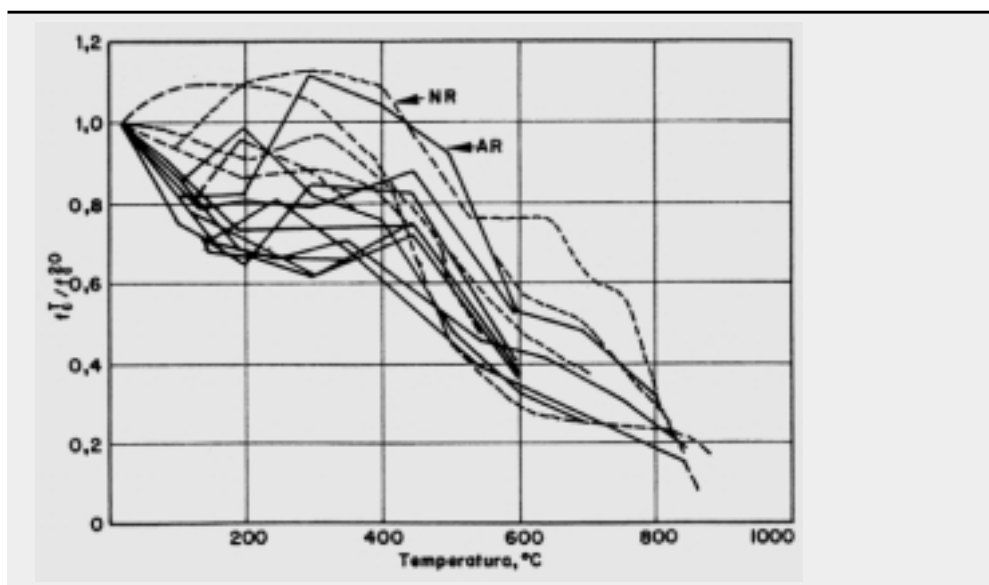
Considerando separatamente i due materiali, in entrambi i casi la loro esposizione alle alte temperature da incendio provoca il decadimento delle proprietà meccaniche esistenti alla temperatura ambiente:

- nel calcestruzzo diminuisce il valore della resistenza a compressione e del modulo elastico;
- nell'acciaio diminuisce il valore della tensione di snervamento e del modulo elastico.

Sebbene i risultati sperimentali siano abbastanza dispersi e spesso contraddittori [5.2, 5.3], il confronto fra calcestruzzi ad alta resistenza e calcestruzzi normali permette di giungere alle seguenti conclusioni:

1. Nell'intervallo di temperature $T = 25 - 400^{\circ}\text{C}$, i calcestruzzi AR denotano maggiori perdite di resistenza a compressione, mentre oltre 400°C le differenze fra calcestruzzi AR e NR sono poco significative (Fig. 1.5);

Figura 1.5
Diagrammi della resistenza a compressione di calcestruzzi normali (NR) e ad alta resistenza (AR) in funzione della temperatura, in rapporto alla resistenza a temperatura ambiente (20°C) [5.3]. Provini scarichi durante il riscaldamento.



2. Sebbene il decadimento della resistenza a compressione nei calcestruzzi AR sia molto legato al tipo di aggregato (migliore l'aggregato leggero espanso o normale calcareo, peggiore l'aggregato basaltico o quarzatico) ed – in parte – alle modalità del processo di riscaldamento (con/senza simultaneo carico costante di compressione), la resistenza a compressione diminuisce del 10 ÷ 20% nell'intervallo 20-200°C (meno se i provini sono soggetti a compressione durante il riscaldamento), si stabilizza (potendo anche aumentare) nell'intervallo 200-400°C, e diminuisce monotonamente oltre 400°C, con valore residuo a 800°C prossimo al 30% di quello iniziale;

3. La temperatura di 300°C rappresenta una soglia oltre la quale il modulo di elasticità diminuisce molto rapidamente: a 300°C risulta in media $E_{.300} = 0,7 E_{.20}$, mentre a 800°C risulta $E_{.800} < 0,1 E_{.20}$;

4. All'aumentare della temperatura il modulo elastico e la re-sistenza a trazione diretta diminuiscono più rapidamente della resistenza a compressione

$$\left(\frac{f_{ct}^T}{f_{ct}^T} \leq \frac{1}{20} \right);$$

5. I calcestruzzi AR hanno un comportamento residuo (cioè dopo raffreddamento, a 20°C [5.4]) più simile a quello a caldo, rispetto ai calcestruzzi NR (la cui resistenza residua in compressione è peggiore del 15-20% rispetto a quella a caldo); inoltre, dopo il raffreddamento, la resistenza dei calcestruzzi AR tende a rimanere pressoché costante nel tempo (calcestruzzi ad aggregato siliceo [5.5]), mentre nei calcestruzzi NR si ha un sensibile ricupero di resistenza;

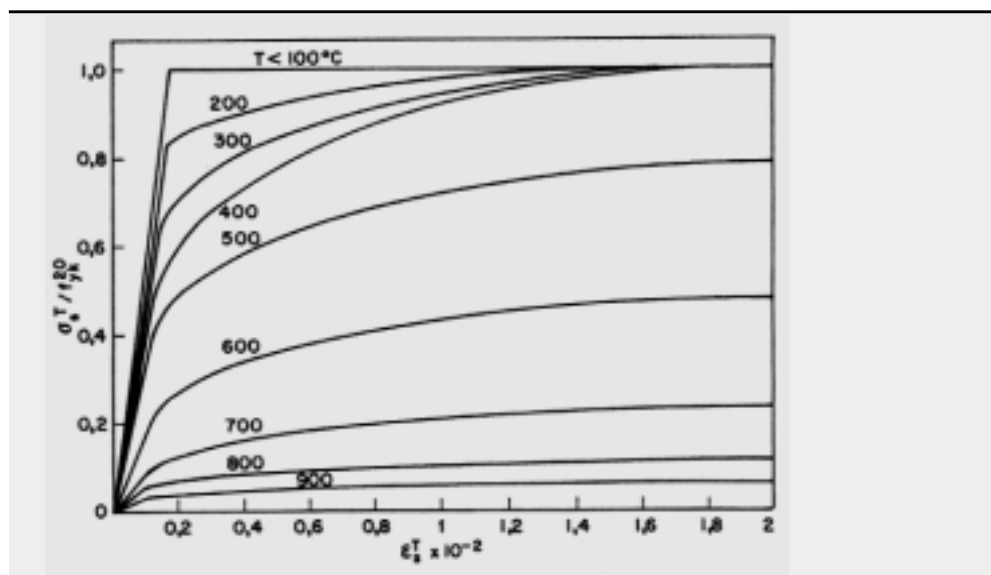
6. L'attuale normativa CEB-FIB ed EC2, sviluppata per i calcestruzzi normali, mal si applica ai calcestruzzi AR;

7. Oltre i 300°C i calcestruzzi AR sono molto sensibili a fenomeni tipicamente strutturali come lo spacco improvviso (scoppio) del copriferro (spalling) [5.6], con riduzione della sezione resistente ed esposizione diretta delle barre di armatura alle alte temperature

dell'incendio, il che comporta un'accelerazione del processo di progressiva diminuzione della tensione di snervamento.

Nella Fig. 2.5, tratta da [5.1], è riportata la diminuzione della tensione di snervamento, espressa come percentuale di quella a temperatura ordinaria, in funzione dell'aumento della temperatura.

Figura 2.5
Diagrammi
sforzo-deformazione
per acciai da c.a.
laminati a caldo,
secondo il Bollettino
CEB
n. 174 [5.1].



5.3 Elementi strutturali esposti alle alte temperature da incendio

Nel par. 5.1 si è visto come il coefficiente di conduttività termica dell'acciaio sia circa trenta volte superiore a quello del calcestruzzo. Pertanto le barre di armatura disposte all'interno delle sezioni di calcestruzzo armato sono protette dal riscaldamento immediato, dovuto all'incendio, grazie all'azione isolante del calcestruzzo del copriferro (di almeno 2 cm di spessore nel caso di travi e pilastri).

Potendosi pensare che alla temperatura di 500°C la resistenza a compressione del calcestruzzo e la tensione di snervamento delle armature si riducano a valori che sono circa i 2/3 di quelli a temperatura ordinaria, si vede che la riduzione di circa 1/3 della tensione di snervamento porta a far coincidere il suo valore con il valore ammissibile della tensione di esercizio (Acciaio FeB38k e FeB44k: $\frac{2}{3} f_{yk} = 249-288 \text{ N/mm}^2 \approx \sigma_{amm} = 255 \text{ N/mm}^2$): si raggiunge in questo modo la situazione di collasso per la sezione inflessa di calcestruzzo armato, pur in presenza dei carichi di esercizio!

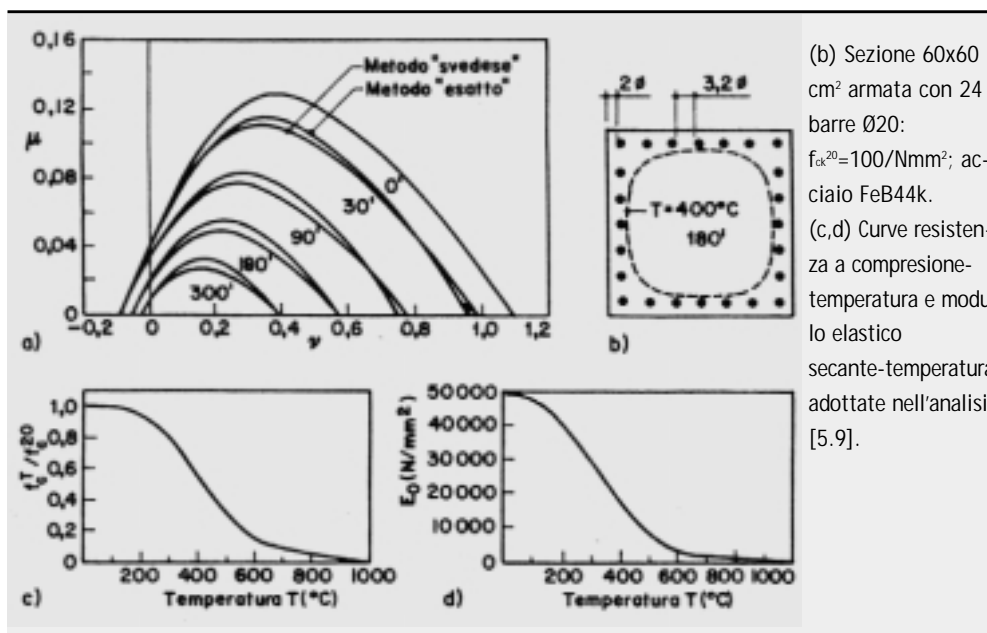
Con riferimento allo stato limite ultimo per flessione e nell'ipotesi realistica che il carico permanente rappresenti i 2/3 del carico totale, il coefficiente parziale γ_F (moltiplicatore dei carichi d'esercizio) ed il coefficiente parziale γ_s (divisore delle resistenze) valgono: $\gamma_F = \frac{2}{3} \times 1,4 + \frac{1}{3} \times 1,5 = 1,433$; $\gamma_s = 1,15$, da cui risulta $\gamma_F \times \gamma_s = 1,433 \times 1,15 = 1,648$.

L'inverso, pari a 0,607, ripropone la stessa situazione già rilevata con riferimento alle tensioni ammissibili, secondo cui scompare ogni margine fra la tensione ridotta di snervamento e quella d'esercizio a temperatura ambiente.

In definitiva, la temperatura di 500°C rappresenta per l'acciaio delle armature un valore critico perché abbassa il valore della tensione di snervamento "a caldo" sino a farlo coincidere con il valore della tensione ammissibile in esercizio, causando il collasso della sezione resistente (nel caso tensione massima in esercizio = tensione ammissibile). Peraltro le barre d'armatura sono separate dall'atmosfera esterna dei gas caldi dell'incendio dallo strato di calcestruzzo del copriferro, che esercita un'azione di isolamento termico nei confronti delle armature, a causa del valore ridotto del coefficiente di conducibilità termica del calcestruzzo: un copriferro di 2 cm di spessore richiede un intervallo di tempo di circa 30 minuti prima che l'acciaio raggiunga la temperatura di

Figura 3.5

(a) Domini M-N per sezione quadrata di lato 60 cm, con percentuale d'armatura del 2%, soggetta ad incendio standard; simulazione numerica "esatta" (con le effettive caratteristiche a caldo del calcestruzzo) e previsione secondo il metodo di Anderberg ("svedese") basato sull'isoterma 400°C, con i domini adimensionalizzati rispetto a f_{ck}^T e f_{yk}^T .



(b) Sezione 60x60 cm² armata con 24 barre Ø20: $f_{ck}^{20}=100/\text{Nmm}^2$; acciaio FeB44k. (c,d) Curve resistenza a compressione-temperatura e modulo elastico secante-temperatura adottate nell'analisi [5.9].

500°C. Aumentando lo spessore del copriferro, è possibile raggiungere durate di resistenza al fuoco di 120 minuti ed anche oltre.

Naturalmente tale obiettivo può essere raggiunto solo se il calcestruzzo del copriferro si mantiene integro, senza fessure né distacchi, perché altrimenti i gas caldi raggiungono l'acciaio delle armature e lo riscaldano rapidamente, e qui nasce la differenza fra calcestruzzi AR e NR, in quanto i primi, avendo porosità più distribuita (con pori piccoli ed isolati) sono molto sensibili ai picchi di pressione del vapor d'acqua, che possono spaccare il copriferro (spalling); tale fenomeno può essere evitato introducendo nell'impatto piccole quantità di fibre polimeriche (percentuale volumetrica $v_f = 0.1 \div 0.3\%$) a medio - basso punto di fusione, che - fondendo e decomponendosi - producono una porosità "artificiale" sufficiente a far defluire il vapore in pressione. Occorre anche tener conto della maggiore conduttività termica dei calcestruzzi AR fino a 150÷200°C, con più rapido riscaldamento dell'armatura fino a queste temperature.

Ciò premesso, il problema di conferire una prefissata durata di resistenza al fuoco ad un elemento strutturale di c.a. - trave, pilastro, soletta - può essere affrontato - per calcestruzzi AR e NR - con uno dei seguenti metodi:

- sperimentazione su prototipi del componente strutturale in forno, adottando il programma termico "tempo-temperatura" ISO-STANDARD 834;
- utilizzazione di dati tabellari sulle dimensioni e sui dettagli costruttivi dei singoli componenti strutturali, riportati nelle norme tecniche nazionali;
- valutazione analitica della resistenza al fuoco, con simulazione numerica della prova di resistenza al fuoco in forno, articolata in tre parti [5.7, 5.8]:

- a) determinazione della distribuzione delle temperature nelle sezioni trasversali dei componenti strutturali in funzione dell'andamento temporale della temperatura dell'aria durante l'incendio standard; detta determinazione si esegue risolvendo l'equazione della conduzione del calore, citata al par. 5.1, con metodi numerici approssimati o con la tecnica degli elementi finiti, che discretizza tanto le variabili spaziali che la variabile tempo;
- b) valutazione degli stati tensionali dovuti alle deformazioni termiche non congruenti, sia a livello locale di sezione, che a livello globale di elemento strutturale. La riduzione progressiva dei moduli di elasticità con l'aumento della temperatura attenua - in parte - gli effetti delle deformazioni termiche non congruenti;
- c) valutazione analitica della capacità portante dei componenti, tenendo conto dell'effetto negativo dell'aumento della temperatura sulle caratteristiche meccaniche dei materiali costitutivi.

Le procedure suddette, utilizzate correntemente per le opere di calcestruzzo normale, sono ugualmente valide per quelle di calcestruzzo ad alta resistenza, per le cui sezioni armate si può pensare ad esempio alla stesura di domini M-N parametrati a diverse durate dell'incendio (30', 90', 120', 180', ...). In particolare, recenti simulazioni numeriche su sezioni quadrate di calcestruzzo AR con $f_c = 100 \text{ N/mm}^2$ e percentuale geometrica di armatura del 2%, lasciano intendere come si possa estendere alle sezioni pressoinflesse in calcestruzzo AR il metodo di calcolo di Anderberg (metodo "svedese"), secondo il quale la sezione esposta all'incendio va considerata come una sezione vergine, pur di tener conto della sola area di calcestruzzo interna all'isoterma 500°C , e di assumere per l'armatura le caratteristiche meccaniche corrispondenti all'effettiva temperatura raggiunta all'assegnato tempo d'esposizione. Tuttavia, nel caso dell'alta resistenza sembra più realistico e prudentiale considerare l'isoterma 400°C (Fig. 3.5 [5.9]).

6. I criteri di progetto degli elementi strutturali

Valgono quelli contemplati nel Model Code '90 [1.2], modificati con le raccomandazioni del Bollettino CEB n. 228 [1.4].

6.1 Metodo di calcolo

In conformità col Model Code '90 è previsto l'impiego del metodo semiprobabilistico agli stati limite.

6.2 Analisi strutturale allo stato limite ultimo

Sono consentiti il metodo lineare elastico, il metodo non lineare, il metodo lineare con ridistribuzioni, pur raccomandando cautele sull'entità delle ridistribuzioni da prendere in conto; infine è consentito il metodo plastico quando le zone in cui si formano le cerniere plastiche siano adeguatamente confinate per evitare rotture premature.

6.3 Analisi strutturale allo stato limite di esercizio

Vale il metodo lineare elastico.

6.4 Verifiche

6.4.1 Coefficiente di sicurezza parziale corretto

Avendo i calcestruzzi AR comportamento più fragile, è necessario disporre di un maggiore fattore di sicurezza. Allo scopo, il fattore parziale γ_c del calcestruzzo normale viene maggiorato con un fattore k_{hsc} funzione della resistenza

$$k_{hsc} = 1 / (1,1 - f_{ck}/500)$$

Questo fattore vale 1,0 per $f_{ck} = 50$ e 1,11 per $f_{ck} = 100 \text{ N/mm}^2$.

Pertanto il fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo risulta:

$$\gamma_{c,tot} = \gamma_c k_{hsc} = (1,5) / (1,1 - f_{ck}/500)$$

ove si è assunto come valore base $\gamma_c = 1,50$, in accordo con la normativa internazionale. I valori numerici del fattore corretto sono riportati nella **Tabella 1**.

6.4.2 Verifiche a flessione e a pressoflessione

6.4.2.1 Diagramma σ_c - ϵ_c di calcolo

La resistenza di calcolo di una zona non fessurata soggetta essenzialmente a compressione monoassiale può essere determinata mediante un diagramma σ_c - ϵ_c caratterizzato da un primo tratto curvilineo ($\sigma_c = 0$ - σ_{c1}) seguito da un tratto orizzontale fino a σ_{cu} .

Le deformazioni ϵ_{c1} ed ϵ_{cu} sono date dalle espressioni:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c1} &= 0,0020 + 0,5 (f_{ck}-50) \cdot 10^{-5} \\ \epsilon_{cu} &= 0,0025 + 0,0020 (1-f_{ck}/100) \end{aligned}$$

Tabella 1

Valori dei parametri della relazione $\sigma_c - \varepsilon_c$.

f_{ck}	$\gamma_{c,tot}$	f_{cd}	$0,85 \cdot f_{cd}$	$1000 \varepsilon_{cl}$	$1000 \varepsilon_{cu}$	n
50	1,50	33,33	28,33	2,00	3,50	2,00
60	1,53	39,20	33,32	2,05	3,30	1,92
70	1,56	44,80	38,08	2,10	3,10	1,84
80	1,60	50,13	42,61	2,15	2,90	1,76
90	1,63	55,20	46,92	2,20	2,70	1,68
100	1,66	60,00	51,00	2,25	2,50	1,60

Il tratto iniziale curvilineo è dato dall'equazione

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \cdot [1 - (1 - \varepsilon_c / \varepsilon_{cl})^n]$$

e quello orizzontale da

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd}$$

ove f_{cd} ha l'espressione $f_{ck} / (\gamma_c \cdot k_{hsc})$ e 0,85 è un fattore che tiene conto della lunga durata di applicazione del carico.

I valori dell'esponente n sono dati dalla relazione seguente:

$$n = 2 - 0,008 \cdot (f_{ck} - 50)$$

I valori di $\gamma_{c,tot}$, f_{cd} , ε_{cl} , ε_{cu} , ed n sono riportati nella Tabella 1. I diagrammi $\sigma_c - \varepsilon_c$ sono riportati nella Fig. 1.6.

Figura 1.6

Diagrammi $\sigma_c - \varepsilon_c$ per calcestruzzi ad alte prestazioni/alta resistenza.

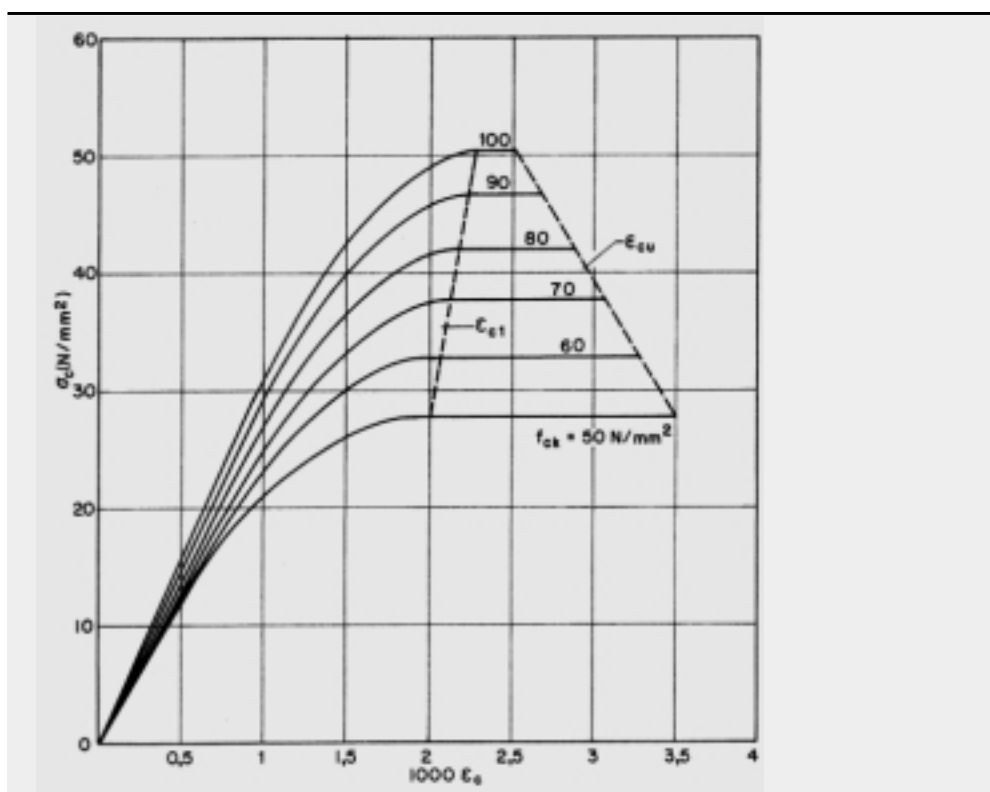
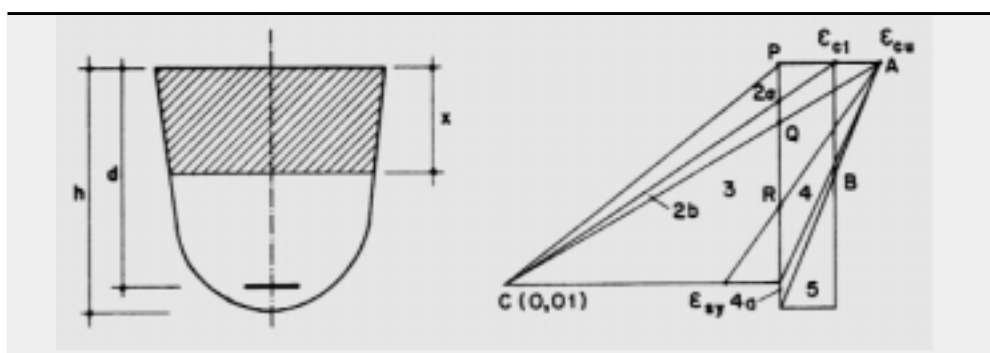


Figura 2.6

Frontiere delle regioni di verifica.



6.4.2.2 Regioni di verifica

In conseguenza della dipendenza di ε_{c1} ed ε_{cu} da f_{ck} , le transizioni fra le regioni di verifica (**Fig. 2.6**, punti P, Q, R, B) risultano variabili. Le espressioni analitiche dei punti di separazione sono:

$$(x/d)_P = \varepsilon_{c1} / (\varepsilon_{c1} + 0,01)$$

$$(x/d)_Q = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + 0,01)$$

$$(x/d)_R = \varepsilon_{cu} / (\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy})$$

$$(x/h)_B = 1 - (\varepsilon_{c1} / \varepsilon_{cu})$$

Per quanto concerne il punto R, il valore di $\varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$ dipende dal tipo di acciaio. Per S500 risulta $\varepsilon_{sy} = 2,175 \cdot 10^{-3}$; per FeB44k (S430) risulta $\varepsilon_{sy} = 1,870 \cdot 10^{-3}$.

La **Tabella 2** riporta i valori su descritti.

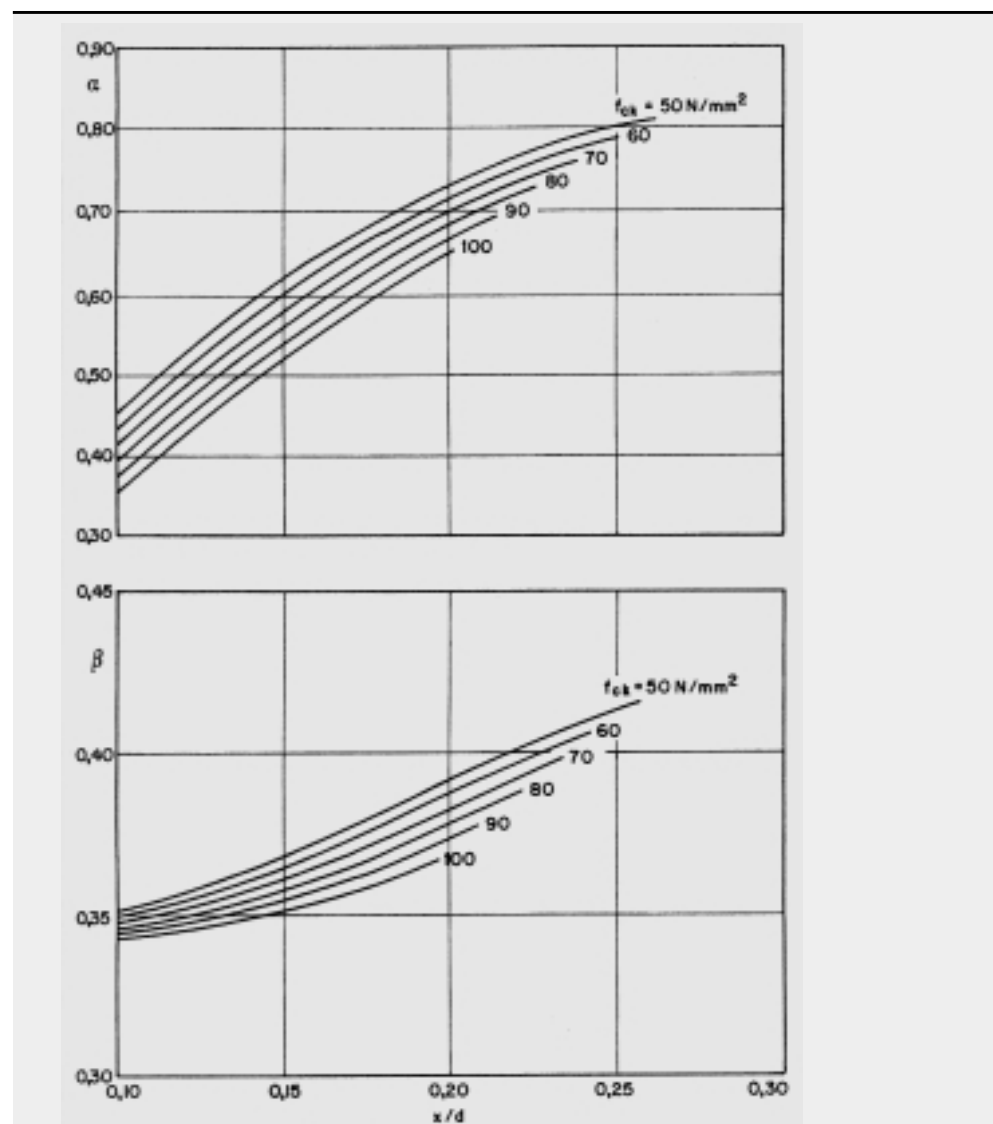
Tabella 2

Valori del rapporto (x/d) e (x/h) dei punti di separazione delle regioni di verifica.

Tipo di acciaio →	S430	S500
f_{ck}		
$(x/d)_P$		
$(x/d)_Q$		
$(x/d)_R$		
$(x/d)_B$		
50	0,1667	0,2592
60	0,1701	0,2481
70	0,1735	0,2366
80	0,1769	0,2248
90	0,1803	0,2125
100	0,1836	0,2000

Figura 3.6

Valori dei coefficienti α (di "riempimento") e β (di "posizione") per le regioni 2-3-4.



6.4.2.3 Sezioni rettangolari. Risultante di compressione e posizione della retta d'applicazione (si veda [6.1])

6.4.2.3.1 Regioni 2-3-4 (asse neutro reale)

La risultante di compressione vale

$$C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b \cdot x$$

dove α è il fattore di "riempimento" della zona compressa; la posizione della retta di applicazione di C è definita dalla distanza βx del suo punto di applicazione dal lembo compresso (β = fattore di "posizione" della risultante a compressione).

I valori di α e di β per classi di calcestruzzo da 50 a 100 N/mm² sono riportati nella **Fig. 3.6**.

6.4.2.3.2 Regione 5 (asse neutro virtuale, ossia esterno alla sezione)

La risultante di compressione vale

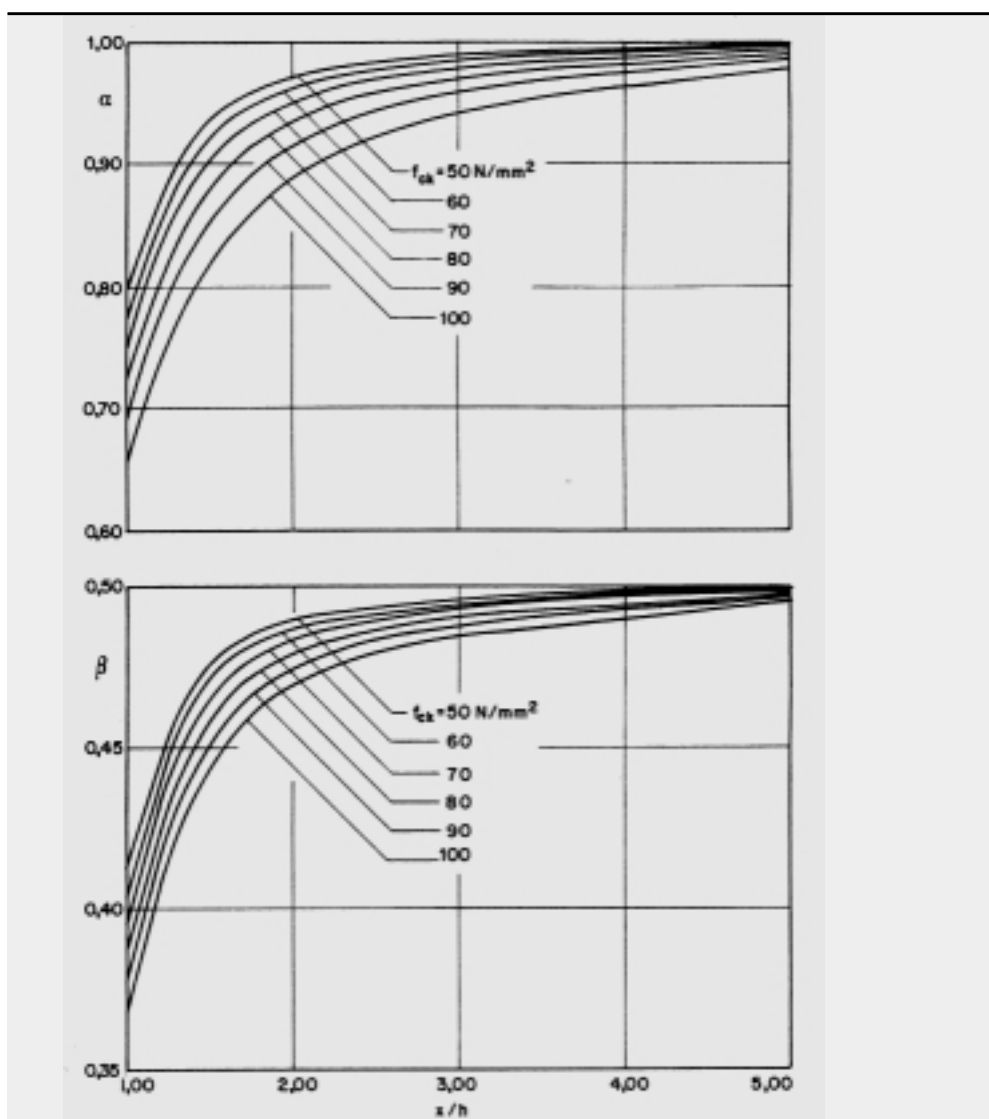
$$C = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b \cdot h \quad (h = \text{altezza totale della sezione})$$

e la posizione della sua retta di azione è definita alla distanza βh dal lembo più compresso.

I valori di α e β per classi di calcestruzzo da 50 a 100 N/mm² sono riportati nella **Fig. 4.6**.

Figura 4.6

Valori dei coefficienti α (di "riempimento") e β (di "posizione") per la regione 5.



6.4.3 Taglio e torsione di travi con armature trasversali

Valgono le formule del traliccio di Morsch con angoli di inclinazione delle bielle compresse non minori di 30°. La resistenza di calcolo delle bielle compresse può essere as-

sunta pari a $f_{cd}/2 = 0,60 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd}$ (f_{cd} è definito al punto 6.4.2. 1).

I valori sono riportati nella **Tabella 3**.

Il massimo valore del taglio resistente si ottiene con l'inclinazione θ delle bielle eguale a 45° . Con staffe di inclinazione α sull'orizzontale si ha:

$$V_{Rd,max} = (f_{cd2}/2) b_w z (1 + \cot \alpha), \text{ essendo } z = 0,9 d$$

Tabella 3

	f_{ck}	f_{cd}	f_{cd2}
Resistenza di calcolo	50	33,33	16,00
f_{cd2} per le bielle	60	39,20	17,87
compresse a	70	44,80	19,35
taglio/torsione.	80	50,13	20,45
	90	55,20	21,20
	100	60,00	21,60

6.4.4 Stato limite ultimo per solette

6.4.4.1 Flessione: valgono le regole delle travi

6.4.4.2 Taglio in assenza di armatura trasversale

Il taglio resistente V_{Rd1} per unità di larghezza b può essere calcolato con l'espressione

$$V_{Rd1} = 0,12 \cdot [1 + \sqrt{(200/d)}] \cdot (100 \rho f_{ck})^{1/3} (1,1 - f_{ck}/500) \cdot d$$

dove $\rho = A_s/bd$, A_s essendo l'armatura che si prolunga per una distanza almeno pari a d , al di là dalla sezione considerata.

Nella **Tabella 4** sono riportati i valori di V_{Rd1}/bd calcolati per $\rho = 1/100$, per tutte le resistenze e per i valori di d variabili da 200 a 400 mm.

Tabella 4

f_{ck} (N/mm ²)	$d=200$ (mm)	250	300	350	400
Valori di V_{Rd1}/bd	0,8841	0,8373	0,8030	0,7762	0,7548
per $\rho=1/100$.	0,9207	0,8720	0,8363	0,8083	0,7680
	0,9482	0,8980	0,8613	0,8324	0,8095
	0,9719	0,9205	0,8828	0,8532	0,8298
	0,9893	0,9369	0,8986	0,8685	0,8446
	1,0000	0,9741	0,9083	0,8779	0,8538

6.4.4.3 Taglio in presenza di armatura trasversale

In questo caso l'armatura deve essere disposta là dove il taglio agente supera il valore V_{Rd1} dovendo rispettare la condizione seguente:

$$A_{sw} \geq (0,2) \cdot b \cdot s \cdot f_{ctm} / f_{yk}$$

7. I particolari costruttivi

7.1 Distanza fra le sbarre

Valgono le regole relative ai calcestruzzi di resistenza normale.

7.2 Lunghezza di ancoraggio e giunzioni

7.2.1 Lunghezza di ancoraggio

La lunghezza di ancoraggio l_{bd} di una barra tesa allo stato limite ultimo in condizioni di buona aderenza si calcola con la formula seguente:

$$l_{bd} = (\phi/4) \cdot (f_{yd}/f_{bd})$$

ove la tensione media di aderenza f_{bd} è funzione della resistenza f_{ck} [1.2, 1.4]:

$$f_{bd} = 2,25 f_{ctd} \text{ con } f_{ctd} = f_{ctk,min} / \gamma_c$$

ove $\gamma_c = 1,5 / (1,1 - f_{ck}/500)$, si veda [1.4]. Per $f_{ctk,min}$ si veda il Capitolo 4.2.

I valori di f_{bd} per alcune resistenze caratteristiche sono riportati in Tabella 1.

In condizioni di mediocre aderenza i valori di f_{bd} dovranno essere ridotti a 2/3 di quelli riportati nella Tabella 1.

La lunghezza di ancoraggio effettiva $l_{bd,eff}$ è data dalla seguente relazione:

$$l_{bd,eff} = l_{bd} \cdot (A_{s,calc}/A_{s,eff}) \geq l_{b,min}$$

I valori di $l_{b,min}$ sono:

- in trazione: il maggiore fra $0,3 l_{bd}$, 10ϕ , 100 mm

- in compressione: il maggiore fra $0,6 l_{bd}$, 10ϕ , 100 mm

Tabella 1

Valori della tensione media di aderenza f_{bd} .

f_{ck} (N/mm ²)	γ_c	f_{bd} (N/mm ²)
50	1,500	3,74
60	1,530	4,01
70	1,562	4,28
80	1,595	4,51
90	1,630	4,71
100	1,666	4,88

7.2.2 Giunzioni

Valgono le regole relative al calcestruzzo normale. Si raccomanda tuttavia una maggior cautela nell'addensamento delle giunzioni. La lunghezza di sovrapposizione si calcola moltiplicando la lunghezza di ancoraggio $l_{bd,eff}$ per un fattore di penalizzazione $\alpha > 1$ in funzione del numero di giunzioni presenti nel tratto $l_0 = 1,5 \alpha l_{bd,eff}$. I valori di α sono riportati in **Tabella 2**.

Tabella 2

Fattore di penalizzazione α per barre giuntate nella stessa sezione.

% di barre giuntate in 1.	20	25	33	50
α	1,2	1,4	1,6	1,8

7.3 Armatura minima delle travi

7.3.1 Armatura tesa longitudinale

L'area A_s della sezione di armatura aderente deve verificare la condizione seguente:

$$A_s/bd \geq 0,23 f_{ctk,max}/f_{yk}$$

(per $f_{ctk,max}$ vedasi Tabella 1 del cap. 4).

Inoltre, per il rispetto delle condizioni di duttilità, l'armatura tesa longitudinale delle travi deve essere limitata in modo da soddisfare la condizione seguente:

$$\epsilon_{cu} \cdot [(d/x) - 1] > f_{yd}/E_s$$

(per ϵ_{cu} vedasi Tabella 1 del cap. 6).

7.3.2 Staffatura minima delle travi

L'area delle sezioni di una staffa A_{sw} deve verificare le condizioni seguenti:

$$A_{sw} \geq 0,2 \cdot (b_w \cdot s \cdot \sin\alpha \cdot f_{ctm})/f_{yk}$$

ovvero $A_{sw} \geq 0,3 \cdot (b_w \cdot s \cdot \sin\alpha \cdot f_{ctk,max})/f_{yk}$, dove s è la distanza longitudinale delle staffe, b_w la larghezza dell'anima della trave, α l'angolo delle staffe rispetto all'asse longitudinale.

Bibliografia

Capitolo 1: oggetto e scopo

- [1.1] Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Tecnico Centrale (1996): Linee Guida sul Calcestruzzo Strutturale, No. 316, 19/11/96, 23 pp.
- [1.2] CEB-FIP Model Code 1990-MC90 (1992): Bulletins d'Information No. 213 e No. 214.
- [1.3] CEB-FIP SR 90/1 (1990): Bulletin d'Information No. 197 «High-Strength Concrete: State Art Report» 61 pp.
- [1.4] CEB-FIP (1995): Bulletin d'Information No. 228 «High Performance Concrete Part 1: Recommended Extensions to the Model Code 90; Part 2: Research Needs» 45 pp.
- [1.5] Eurocodice EC 2 (1993): Progettazione delle Strutture di calcestruzzo, Parte 1 «Regole generali e regole per gli edifici» UNI ENV 1992-1-1.
- [1.6] pr EN 206 (1997): «Concrete: performance, production and conformity», 34 pp.

Capitolo 2: i materiali componenti

- [2.1] Kumar P.K. Metha (1986): «Concrete Structure: Properties and Materials», Pubblicato da Prentice Hall.
- [2.2] Aitcin P.C., (1998): «High-Performance Concrete», F&FN Spon, London.

Capitolo 3: la durabilità

- [3.1] RILEM Report 12 (1995): J. Kropp e H.K. Hilsdorf «Performance Criteria for Concrete Durability», F & FN Spon, London.
- [3.1a] CEB (1988): Bulletin d'Information No. 188 «Fatigue of Concrete Structures: State of the Art Report», 142 pp.
- [3.1b] Gjozvi O.E., Baerland T., Ranning H.R.: Concrete International, Vol. 12. No. 1, 1990, pp. 45-48.
- [3.2] Mor A., Gerwick B.C., Hester W.T. (1992): «Fatigue of High-Strength Reinforced Concrete», ACI-Materials Journal, V. 89, No. 2, pp. 197-207.
- [3.3] Calzona R., Dolara E. (1996): «Danno e vita a fatica», da «Fatica e danno nel conglomerato in compressione» Studi e Ricerche No. 10, Università di Roma «La Sapienza» Dip. Ing. Strutturale e Geotecnica, 9 pp.
- [3.4] Do M.T., Schaller I., De Larrard F., Aitcin P.C. (1995): «Fatigue des Bétons à Hautes Performances», Annales de l'ITBTP, 536, Série Béton 324, pp. 3-27.
- [3.5] Van Leeuwen J., Siemes A.J.M. (1979): «Miner's rule with respect to plain concrete», HERON, V. 24, No. 1, 34 pp.
- [3.6] Siemes A.J.M. (1988): «Fatigue evaluation of concrete structures - Preliminary studies, procedure and examples», HERON, V. 33, No. 3, 75 pp.
- [3.7] Chillemi C., Gambarova P.G. (1998): «In tema di comportamento a fatica del calcestruzzo ad alte prestazioni», Studi e Ricerche, Vol. 19, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in c.a., Politecnico di Milano, pp. 99-133.
- [3.8] Hsu T.T.C. (1981): «Fatigue of plain concrete», ACI journal, V. 78, No. 4, pp. 292-305.

Capitolo 4: le proprietà meccaniche

- [4.1] Held M., König G. (1992): «Hochfester Beton bis B 125-Ein geeigneter Baustoff für hochbelastete Druckglieder» (Calcestruzzo ad alta resistenza fino a $R_{ck} = 125 \text{ N/mm}^2$ - Un materiale adatto per elementi compressi soggetti a carichi elevati), Beton und Stahlbetonbau, 87, Heft 2, pp. 41-45, und Heft 3, pp. 74-76.
- [4.2] LCPC-Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (1996): Bulletin No. spécial XIX «Extension du domaine d'application des règlements de calcul BAEL/BPEL aux bétons à 80 MPa», 162 pp.
- [4.3] Gutierrez A.P., Canovas M.F. (1995): «The modulus of elasticity of high-performance concrete», Materials and Structures, V. 28, pp. 559-568.

- [4.4] Baalbaki W., Bemnokrane B., Chaallai D., Aitcin P.C. (1991): ACI Materials Journal V. 88, No. 5, pp. 499-503.
- [4.5] Miyazawa S., Tazawa E.J. (1999): «Autogenous shrinkage and drying shrinkage of HSC», 5th Int. Symposium on Utilization of HSC/HPC, Sandefjord (Norway), V. 2, pp. 1254-1263.
- [4.6] Auperin M., Richard P., De Larrard F., Acker P.: Annales dell'ITBTP, Série béton 264, n. 474, Mai-juin, 1989.
- [4.7] Z.P. Bazant in Mathematical Modeling of Creep and Shrinkage of Concrete (Z.P. Bazant ed.) Wiley & Sons New York, 1988.
- [4.8] Schrage I., Springenschmid R.: Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete, pp. 331, Paris, May 1996.

Capitolo 5: il comportamento all'incendio e alle alte temperature

- [5.1] CEB (1987): Bulletin d'Information No. 174, «Model Code for Fire Design of Concrete Structures», 174 pp.
- [5.2] Diederichs U., Jumppanen U.M., Perittala V. (1989): «Behaviour of high-strength concrete at high temperatures», Report 92, Dept. of Structural Engineering, Helsinki University of Technology, Helsinki (Finlandia), 76 pp.
- [5.3] Phan L.T., Carino N.E. (1998): «Review of mechanical properties of HSC at elevated temperature», ASCE-J. of Materials in Civil Engineering, Vol. 10, No. 1, pp. 58-64.
- [5.4] Felicetti R., Gambarova P.G., Natali-Sora R., Khoury G.A. (2000): «Mechanical Behaviour of HPC and VHPC in direct tension at high temperature and after cooling» Proc. Int. Symposium BEFIB 2000, Lione (Francia), in stampa.
- [5.5] Felicetti R., Gambarova P.G. (1998): «Effects of High Temperature on the Residual Compressive Strength of High-Strength Siliceous Concretes», ACI-Materials journal, V. 95, No. 4, pp. 395-406.
- [5.6] Jahren P.A. (1989): «Fire resistance of high-strength/dense concrete, with particular reference to the use of condensed silica fume: a review», Proc. 3rd Int. Conf. on High Strength Concrete, Trondheim (Norvegia), pp. 1013-1049.
- [5.7] Radogna E.F., Materazzi A.L. (1989): «La capacità portante delle sezioni in c.a. in caso di incendio: tendenze recenti nei procedimenti di calcolo e nelle raccomandazioni tecniche», Notiziario A.I.C.A.P., No. 10/89.
- [5.8] Cosenza E., Materazzi A.L., Nigro E. (1994): «Resistenza al fuoco di colonne composte acciaio-calcestruzzo: analisi normativa e confronti prestazionali con elementi in acciaio e c.a.»^a, Costruzioni Metalliche, No. 1, pp. 37-51.
- [5.9] Bonomi M., Gambarova P.G., Meda A., Setti P., Zaglio S. (2000): «Sulla capacità portante ultima di sezioni in c.a. ad alta resistenza ed esposte ad elevata temperatura», 13° Congresso C.T.E., Pisa, Novembre 2000, 10 pp.

Capitolo 6: i criteri di progetto degli elementi strutturali

- [6.1] Marro P., Ferretti D. (1995): «ULS in bending and/or normal force-Extension of Model Code 90 to HSC», Atti del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Torino, No. 52.

Simbologia

a	concentrazione di CO ₂ necessaria per carbonatare un volume unitario di cls
a/c, a/l	rapporto acqua/cemento ovvero acqua/legante
A _s	area dell'armatura longitudinale tesa
A _{sw}	area della staffatura su una lunghezza pari al passo delle staffe
b	larghezza di una sezione
C ₁ , C ₂	concentrazioni di CO ₂ sulla superficie del cls e sul fronte di carbonatazione
c _p	calore specifico del materiale
d	altezza utile di una sezione
D	coefficiente di diffusione termica del materiale
d _{max}	dimensione massima dell'aggregato
E _c , E _{cti}	modulo di Young secante e all'origine della curva σ-ε del calcestruzzo
E _s	modulo di Young dell'acciaio d'armatura
F ^T , f ²⁰	resistenze alla temperatura T e a temperatura ambiente (20°C)
f _{bd}	tensione media di aderenza per il progetto di un ancoraggio (ULS)
f _c , f _{cm}	resistenza cilindrica media a compressione del calcestruzzo
f _{cd} , f _{ck}	resistenza cilindrica di progetto e caratteristica a compressione del calcestruzzo
f _{ct} , f _{ctm}	resistenza media a trazione diretta del calcestruzzo
f _{ct,sp}	resistenza media a trazione indiretta (per spacco) del calcestruzzo
f _{ti} , f _y , f _{yd} , f _{yk}	resistenze in trazione dell'armatura (ultima, allo snervamento, di progetto e caratteristica allo snervamento)
h	altezza di una sezione
k _{hsc}	coefficiente maggiorativo per cls AR del fattore di sito
k _{hsc}	coefficiente maggiorativo per cls AR del fattore di sicurezza parziale γ _c del cls NR
L	qualunque lunghezza di riferimento
l _{bd}	lunghezza di ancoraggio di una barra tesa, allo stato limite ultimo e in condizioni di buona aderenza
N	numero di cicli (fatica)
pH	indice di acidità o basicità delle soluzioni, ed in particolare del calcestruzzo attorno all'armatura
R _{ck}	resistenza cubica caratteristica a compressione del calcestruzzo
s	spessore del copriferro dell'armatura, ovvero passo delle staffe
S-N	curve della tensione di rottura per fatica in funzione del numero di cicli
S _{c max}	rapporto fra la tensione massima a compressione e la resistenza a compressione nelle prove di fatica
S _{t max}	rapporto fra la tensione massima a trazione e la resistenza a trazione nelle prove di fatica
SR	rapporto fra le tensioni principali in regime tensionale biassiale = σ ₂ /σ ₁
t	tempo
T	temperatura
U _R	umidità relativa
V _f	contenuto volumetrico di fibra nel calcestruzzo
∞	coefficiente di dilatazione termica del materiale, oppure angolo dei puntoni compressi rispetto all'asse orizzontale nel traliccio di Mörsch, oppure coefficiente «di riempimento» della parte compressa di una sezione, oppure fattore di penalizzazione per barre giuntate nella stessa sezione (travi inflesse)
β	coefficiente «di posizione» della risultante degli sforzi di compressione agenti su una sezione
ε _c	deformazione del calcestruzzo
ε _s (ε _{sy})	deformazione dell'acciaio d'armatura (a snervamento)
γ _c , γ _{c tot}	fattori di sicurezza parziali del calcestruzzo
γ _F	fattore di sicurezza parziale (o moltiplicatore) dei carichi di esercizio

γ_s	fattore di sicurezza parziale dell'acciaio di armatura
λ	conduttività termica del materiale
ν_c	coefficiente di contrazione trasversale del calcestruzzo (modulo di Poisson)
ρ	densità del materiale (= massa volumica) oppure percentuale geometrica dell'armatura tesa longitudinale
σ_c	tensione nel calcestruzzo
ϕ	diametro di una barra d'armatura

Nota: le espressioni di f_{ctm} e E_{ci} contenute nei capitoli 4.2 e 4.3:

$$f_{ctm} = 0,32 f_{cm}^{0,6}; E_{ci} = 11000 f_{cm}^{0,3}$$

hanno il vantaggio di una scrittura più immediata, pur essendo semplici sviluppi delle espressioni presentate nell'estensione del codice MC90 [1.4]:

$$f_{ctm} = f_{ctko,m} [(f_{ck} + \Delta f) / (f_{cko} + \Delta f)]^{0,6}$$

$$E_{ci} = E_{co} [(f_{ck} + \Delta f) / f_{cmo}]^{0,3}$$

ove:	$f_{ctko,m}$	= 1,80 N/mm ²
	Δf	= 8 N/mm ²
	f_{cko}	= 10 N/mm ²
	E_{co}	= 22 kN/mm ²
	f_{cmo}	= 10 N/mm ²