



**Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma**

in collaborazione  
con

**aicap**

Associazione Italiana  
Calcestruzzo Armato e Precompresso

**LA IDENTIFICAZIONE DEI DIFETTI DEL  
CALCESTRUZZO DURANTE LA VITA DI SERVIZIO  
DELLE STRUTTURE CON L'IMPIEGO DI TECNICHE  
SPERIMENTALI NON DISTRUTTIVE**

MARIA LUISA BECONCINI\*

RASSEGNA DELLE PRINCIPALI PROVE NON DISTRUTTIVE O MODERATAMENTE  
DISTRUTTIVE SUI CALCESTRUZZI - PROVE SULLE STRUTTURE

**4 Marzo 2006**

---

\* Dipartimento Ingegneria Strutturale - Università di Pisa  
Via Diotisalvi, 2 - 56126 PISA  
tel +39 050 835717  
e-mail: ml.beconcini@ing.unipi.it

## INDICE

|        |                                                                                                                               |    |
|--------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1.     | Introduzione .....                                                                                                            | 3  |
| 2.     | La determinazione delle caratteristiche del calcestruzzo .....                                                                | 4  |
| 2.1.   | Resistenza convenzionale e resistenza in opera .....                                                                          | 4  |
| 2.2.   | Prove di compressione su campioni prelevati in fase di getto .....                                                            | 6  |
| 2.2.1. | Confronto fra resistenza di cilindri di diverso rapporto altezza/diametro .....                                               | 7  |
| 2.2.2. | Confronto fra resistenza di provini cubici e cilindrici .....                                                                 | 8  |
| 2.2.3. | Resistenza caratteristica .....                                                                                               | 9  |
| 2.3.   | Prove di compressione su campioni prelevati mediante carotaggio .....                                                         | 10 |
| 2.3.1. | Indebolimento delle strutture in conseguenza delle operazioni di carotaggio .....                                             | 13 |
| 2.4.   | Tecniche non distruttive .....                                                                                                | 13 |
| 2.5.   | Metodo dello sclerometro .....                                                                                                | 14 |
| 2.6.   | Metodo della velocità di propagazione degli ultrasuoni .....                                                                  | 17 |
| 2.6.1. | Misura della velocità degli ultrasuoni per la stima della resistenza del calcestruzzo .....                                   | 19 |
| 2.7.   | Pull-out test .....                                                                                                           | 20 |
| 2.8.   | Prova di resistenza alla penetrazione: Windsor Probe Test .....                                                               | 22 |
| 2.9.   | Metodi combinati .....                                                                                                        | 23 |
| 2.10.  | Un esempio .....                                                                                                              | 25 |
| 2.11.  | Valutazione della resistenza del calcestruzzo in opera .....                                                                  | 26 |
| 2.12.  | Conclusioni .....                                                                                                             | 27 |
| 2.13.  | Riferimenti normativi: .....                                                                                                  | 28 |
| 2.14.  | Riferimenti bibliografici .....                                                                                               | 28 |
| 3.     | La corrosione delle armature .....                                                                                            | 30 |
| 3.1.   | Carbonatazione del calcestruzzo .....                                                                                         | 31 |
| 3.2.   | Corrosione da cloruri .....                                                                                                   | 31 |
| 3.3.   | Diagnosi della corrosione .....                                                                                               | 32 |
| 3.3.1. | Profondità di carbonatazione .....                                                                                            | 32 |
| 3.3.2. | Determinazione del contenuto di cloruri .....                                                                                 | 33 |
| 3.3.3. | Tempo di innesco della corrosione .....                                                                                       | 33 |
| 3.4.   | Riferimenti normativi .....                                                                                                   | 34 |
| 3.5.   | Riferimenti bibliografici .....                                                                                               | 34 |
| 4.     | Prove di carico .....                                                                                                         | 34 |
| 4.1.   | Prove di carico statiche .....                                                                                                | 35 |
| 4.1.1. | Determinazione del carico di competenza .....                                                                                 | 36 |
| 4.1.2. | Disposizione degli strumenti di misura .....                                                                                  | 37 |
| 4.1.3. | Conduzione di una prova di carico .....                                                                                       | 37 |
| 4.1.4. | Esito della prova .....                                                                                                       | 38 |
| 4.2.   | Prove dinamiche .....                                                                                                         | 38 |
| 5.     | Un esempio: misure non distruttive, prove statiche e dinamiche di rilascio su un serbatoio<br>pensile in cemento armato ..... | 40 |
| 5.1.   | Illustrazione delle prove .....                                                                                               | 41 |
| 5.2.   | Risultati delle prove .....                                                                                                   | 43 |
| 5.3.   | Analisi numerica - Identificazione strutturale .....                                                                          | 44 |
| 5.4.   | Conclusioni .....                                                                                                             | 46 |

## 1. INTRODUZIONE

L'esigenza che le costruzioni abbiano un adeguato livello di sicurezza nei riguardi del collasso e che possano mantenere la fruibilità nelle condizioni di esercizio implica di dover intervenire sulle costruzioni esistenti attraverso periodiche operazioni di:

- controllo;
- manutenzione;
- consolidamento.

Al momento della realizzazione, la costruzione possiede un certo grado di sicurezza "originario", che, per le costruzioni "storiche", in generale, non è noto e che comunque, col tempo tende a modificarsi in conseguenza dell'"invecchiamento" della costruzione.

Se il processo di invecchiamento non viene adeguatamente contrastato, si raggiungerà una condizione di crisi funzionale se non addirittura il collasso.

Altre cause, oltre all'invecchiamento, possono comportare operazioni di controllo ed eventuale consolidamento:

- difetti di progettazione o di esecuzione;
- cambiamento delle condizioni di utilizzo:
  - modifiche dei carichi di esercizio;
  - modifiche nella distribuzione architettonica che comportano modificazioni dell'organizzazione strutturale;
- maggiori richieste in ordine al margine di sicurezza (es: sicurezza nei confronti delle azioni sismiche).

Alla base di tali operazioni volte alla conservazione degli edifici, vi è la conoscenza del margine di sicurezza che la costruzione possiede nei confronti di determinati requisiti di resistenza e di fruibilità.

La determinazione del livello di sicurezza attuale e l'eventuale conseguente progettazione di interventi su edifici esistenti richiedono la conoscenza delle caratteristiche di comportamento delle strutture nel loro insieme, dei diversi elementi strutturali e dei materiali.

Nel seguito si esamineranno i metodi più frequentemente impiegati per la determinazione di tali caratteristiche nelle costruzioni in cemento armato: in primo luogo la determinazione delle caratteristiche dei materiali, calcestruzzo e barre di armatura, quindi le prove su elementi strutturali e prove di insieme sulle strutture.

## **2. LA DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO**

La qualità e la durabilità del calcestruzzo dipendono dalle sue caratteristiche fisiche e meccaniche, che, peraltro, in generale sono fra loro correlate.

Certamente la proprietà che maggiormente qualifica un calcestruzzo è la resistenza a compressione; vuoi per l'importanza intrinseca che questa qualità riveste nelle costruzioni, vuoi perché tutte le altre proprietà sono ad essa in qualche modo riconducibili. Pertanto, sia per le costruzioni in fase di realizzazione sia per le costruzioni esistenti, la determinazione della resistenza a compressione è basilare ai fini della conoscenza delle caratteristiche di comportamento e del livello di sicurezza strutturale.

La determinazione della resistenza di un calcestruzzo, a seconda degli scopi, delle condizioni in cui si opera, e dei mezzi a disposizione, può essere effettuata secondo metodologie diverse; ciascuna metodologia di valutazione fornisce risultati in generale diversi dato che i fattori che influenzano le proprietà del calcestruzzo sono molti ed hanno effetti diversi a seconda del tipo di prova o di misurazione che si effettua.

La determinazione della resistenza di un calcestruzzo non è quindi univoca, e questo per due ragioni essenziali:

- le differenze effettive di resistenza che si verificano in conseguenza delle diverse proprietà del calcestruzzo, sia da zona a zona della struttura, sia fra la struttura e i campioni su cui viene effettuata la determinazione;
- le differenze nei risultati di resistenza che si ottengono utilizzando metodologie di misura diverse, dato che i fattori che influenzano le proprietà del calcestruzzo sono molti ed hanno effetti diversi a seconda del tipo di prova o di misurazione che si effettua.

Quindi, per ottenere risultati affidabili e per utilizzarli in modo appropriato, è importante conoscere approfonditamente le condizioni di applicabilità ed i margini di confidenza connessi con ciascuna metodologia di prova; è altresì necessario che, con i risultati delle prove e delle misure, siano sempre specificate le condizioni e le metodiche con cui tali valori sono stati determinati.

### **2.1. RESISTENZA CONVENZIONALE E RESISTENZA IN OPERA**

La prima e fondamentale distinzione è fra la "resistenza convenzionale", o standard, e la "resistenza in opera".

Le prove effettuate in fase di esecuzione dei lavori hanno essenzialmente lo scopo di verificare la rispondenza del materiale alle caratteristiche richieste da norme o da progetti e capitolati; devono perciò essere prove con caratteristiche standard, tali cioè da rendere possibile il confronto fra

materiali diversi nonché la determinazione della "resistenza caratteristica", che rappresenta la qualità del materiale fuori opera ed è assunta a base delle verifiche di progetto.

In tal caso le prove sono generalmente condotte su campioni prelevati al momento del getto, di dimensioni normalizzate, e confezionati, compattati e maturati secondo procedure normalizzate.

La proprietà che si ricava dalle prove condotte su tali campioni è la cosiddetta "resistenza convenzionale" o "resistenza standard".

Talvolta sorge l'esigenza di valutare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sulle strutture finite; ad es. in fase di collaudo oppure quando non è stato effettuato un numero sufficiente di prove su campioni prelevati dai getti, o, ancora, di dover stimare la resistenza attuale del calcestruzzo in strutture realizzate da tempo.

In questi casi possono condursi prove di resistenza su campioni prelevati dagli elementi strutturali, oppure prove indirette in cui si misurano certe caratteristiche fisiche o chimiche da cui si ricava una stima della resistenza attraverso correlazioni, in genere di tipo empirico.

I campioni standard ottemperano agli scopi richiesti in fase di esecuzione dei lavori in quanto forniscono risultati convenzionali, che hanno il vantaggio di essere ripetibili e confrontabili, fra loro e con le caratteristiche di progetto.

Per contro, non sempre sono rappresentativi della effettiva qualità del conglomerato in opera, e ciò in dipendenza di molti fattori, quali, ad esempio:

- le condizioni di posa, compattazione e stagionatura del getto in opera sono decisamente diverse da quelle dei provini; inoltre, variano da un elemento strutturale all'altro, per le diversità di forma, dimensione, posizione degli elementi stessi;
- la resistenza del calcestruzzo in opera varia da zona a zona dell'elemento strutturale in funzione dell'altezza dell'elemento stesso, a causa della diversa pressione esercitata dagli strati superiori durante la presa e l'indurimento;
- il calcestruzzo degli strati superficiali presenta di solito minore resistenza, essenzialmente per una diversa maturazione legata alla maggiore perdita di umidità e per effetti di segregazione degli inerti.

In conseguenza di queste differenze, che sono effettive e non dipendenti dai metodi di prova, la resistenza in opera è, in generale, diversa da quella ottenibile dai campioni standard e, vista la molteplicità dei fattori di influenza, che spesso è anche impossibile quantificare, è estremamente difficile stabilire delle correlazioni attendibili.

In quanto al grado di compattazione, studi sperimentali, [1] condotti confrontando la resistenza ottenuta dai campioni standard e quella ottenuta su carote prelevate da elementi confezionati con lo stesso calcestruzzo ma con grado di compattazione diverso, hanno mostrato che l'abbattimento di

resistenza rispetto a quella standard è dell'ordine del 5% per ogni punto % di compattazione in meno:

$$\Delta R(\%) = (1 - g_c) * 500$$

dove:

$\Delta R(\%)$             abbattimento percentuale di resistenza rispetto a quella del campione standard (compattato fino a rifiuto)

$g_c = \frac{m_c}{m_0}$             grado di compattazione del campione

$m_c$                 massa volumica del campione

$m_0$                 massa volumica del campione standard (compattato fino a rifiuto)

In quanto alla diversa resistenza offerta dal calcestruzzo di uno stesso elemento strutturale in posizioni diverse, indagini sperimentali hanno evidenziato valori più elevati dell'indice di rimbalzo e della velocità ultrasonica nella zona inferiore dei pilastri rispetto alle zone superiori [2]; questo può essere spiegato da fenomeni di segregazione degli inerti che possono verificarsi in fase di getto: gli inerti di dimensioni maggiori tendono a sedimentare sul fondo mentre quelli più leggeri, insieme all'acqua, tendono a risalire.

Quelle che abbiamo analizzato finora sono differenze effettive di resistenza che si verificano in conseguenza delle diverse proprietà del calcestruzzo.

Vediamo invece quali sono le differenze nei risultati di resistenza che si ottengono utilizzando metodologie di misura diverse.

## **2.2. PROVE DI COMPRESSIONE SU CAMPIONI PRELEVATI IN FASE DI GETTO**

La prova di compressione può essere effettuata su provini di forma cubica, cilindrica o prismatica.

In Italia e nella maggior parte d'Europa, si usano comunemente provini di forma cubica [3]; i provini cilindrici sono utilizzati negli Stati Uniti e, secondo la tendenza attuale, per prove nell'ambito di ricerche.

Rimanendo nell'ambito delle prove normalizzate, la forma e dimensioni dei provini possono essere diverse. Utilizzando i risultati di esperienze condotte su provini dello stesso calcestruzzo ma di varia forma, sono state dedotte le correlazioni fra i valori di resistenza ottenuti da provini dello stesso materiale ma di forme diverse.

### 2.2.1. Confronto fra resistenza di cilindri di diverso rapporto altezza/diametro

Provini cilindrici con diverso rapporto altezza/lato di base presentano diverso comportamento alla prova a compressione; ciò in relazione all'effetto cerchiante esercitato per attrito dalle piastre della macchina di prova. La resistenza cilindrica viene, di norma, determinata su cilindri standard, in cui il rapporto altezza/diametro è pari a 2. La scelta di un rapporto standard uguale a 2 sembra particolarmente adatta, non solo perché gli effetti dei vincoli alle estremità sono notevolmente ridotti e nel tratto centrale del provino esiste effettivamente una zona di compressione uniassiale, ma anche perché leggere deviazioni dal rapporto 2 non provocano sensibili differenze nei valori misurati della resistenza: tra 1,5 e 2,5 essa rimane entro il 5% della resistenza misurata con cilindri standard (v. fig. 2.1).

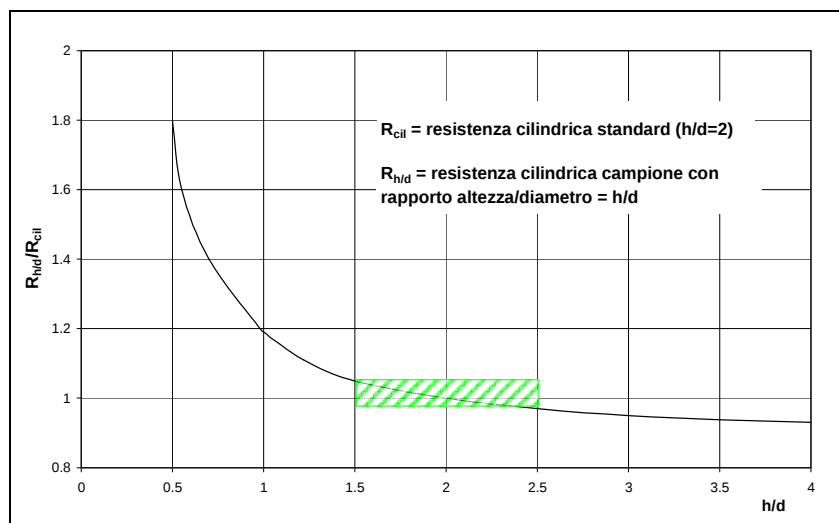


Fig. 2.1 - Influenza del rapporto altezza/diametro sulla resistenza di campioni cilindrici

Talvolta, specialmente in cilindri ottenuti da carotaggi, tale rapporto può essere diverso, in generale minore, in quanto, ove questo risultasse maggiore sarebbe possibile, ed anzi opportuno, ridurlo a 2. In alcune normative sono riportati i fattori di conversione della resistenza in funzione del rapporto  $h/d$  (v. tab. 2.1); alcuni ricercatori hanno però verificato che tali fattori variano con la resistenza del calcestruzzo, nel senso che calcestruzzi ad alta resistenza risentono meno delle dimensioni e della forma dei provini (fig. 2.2); questo perché i calcestruzzi più resistenti sono meno deformabili, quindi traggono minor vantaggio dall'effetto cerchiante esercitato dai piatti di carico.

| rapporto altezza/diametro<br>$h/d$ | fattori di correzione |         |
|------------------------------------|-----------------------|---------|
|                                    | ASTM C 42-68          | BS 1881 |
| 2,00                               | 1,00                  | 1,00    |
| 1,75                               | 0,99                  | 0,98    |
| 1,50                               | 0,97                  | 0,96    |

|      |      |      |
|------|------|------|
| 1,25 | 0,94 | 0,94 |
| 1,00 | 0,91 | 0,92 |

Tabella 2.1 - Fattori di correzione standard per la resistenza di cilindri con diversi rapporti altezza-diametro

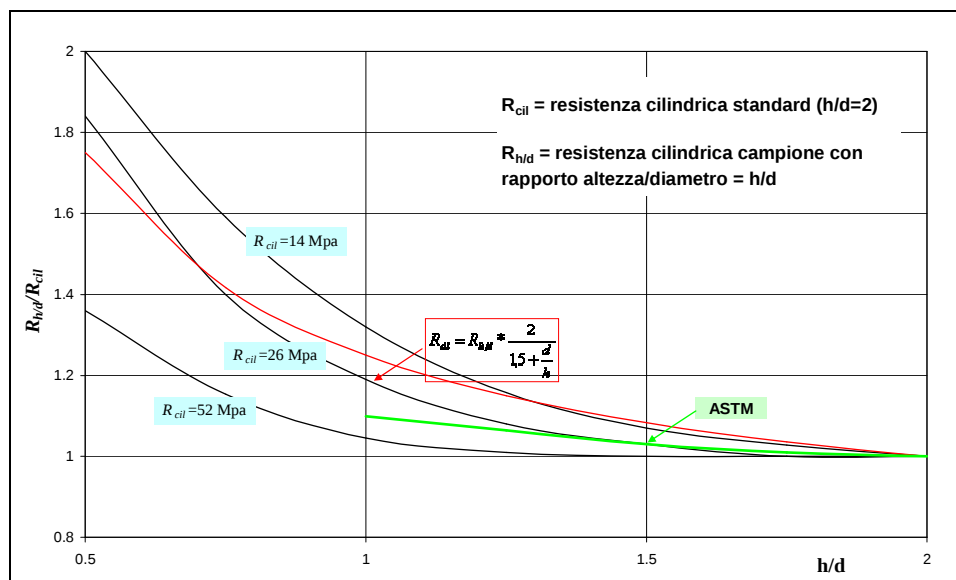


Fig. 2.2 – Influenza del rapporto altezza/diametro sulla resistenza di cilindri con diversa resistenza

Da tali esperienze risulta perciò che per calcestruzzi a bassa resistenza la conversione effettuata tramite i valori di tab. 2.1 porta a sovrastimare la resistenza cilindrica standard. Per tali calcestruzzi pare risultare più appropriata una formula di conversione del tipo:

$$R_{cil} = R_{h/d} * \frac{2}{1,5 + \frac{d}{h}}$$

in cui:

$R_{cil}$  = resistenza cilindrica standard (provino con  $h/d=2$ )

$R_{h/d}$  = resistenza ottenuta dalla prova a compressione su cilindro con rapporto altezza/diametro =  $h/d$

Tale relazione è rappresentata nel grafico di fig. 2.2 con la linea rossa.

### 2.2.2. Confronto fra resistenza di provini cubici e cilindrici

Provini cubici e cilindrici standard esibiscono resistenze diverse, in relazione a molteplici effetti, fra cui:

- il diverso rapporto altezza/lato;
- il diverso rapporto massa/superficie, che influenza la maturazione;

- la diversa direzione di prova (i cilindri vengono compressi nella direzione di costipazione, i cubi in direzione perpendicolare).

In letteratura ed in normativa si trovano svariati fattori di conversione, anche se non esistono correlazioni fra dati sperimentali sufficientemente affidabili.

Si osserva però che il rapporto resistenza cilindrica standard ( $h/d=2$ ) / resistenza cubica dipende in primo luogo dal grado di resistenza del calcestruzzo (e questo è in linea con quanto accade per la resistenza offerta da cilindri di diverso rapporto altezza/diametro). Inoltre, si nota pochissima differenza tra la resistenza di un cubo e la resistenza di un cilindro con rapporto  $h/d=1$ .

Per quanto riguarda la normativa italiana:

il D.M. 9/1/96 indica la relazione:  $R_{cil} = 0,83 * R_c$

le "Linee guida sul calcestruzzo strutturale" (dicembre 1996) tengono maggiormente conto delle evidenze sperimentali e suggeriscono le seguenti correlazioni:

|                                            |                        |
|--------------------------------------------|------------------------|
| $R_c < 25 \text{ [N/mm}^2\text{]}$         | $R_{cil} = 0,80 * R_c$ |
| $25 \leq R_c < 60 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ | $R_{cil} = 0,83 * R_c$ |
| $R_c \geq 60 \text{ [N/mm}^2\text{]}$      | $R_{cil} = 0,85 * R_c$ |

### 2.2.3. Resistenza caratteristica

Occorre notare che, pur operando in condizioni normalizzate, i risultati di prove effettuate su provini dello stesso materiale presentano una certa dispersione. In dipendenza di questo, in ambito progettuale ci si riferisce alla "resistenza caratteristica  $R_{ck}$ ", definita come il frattile di ordine 0,05 della distribuzione statistica delle resistenze dei campioni.

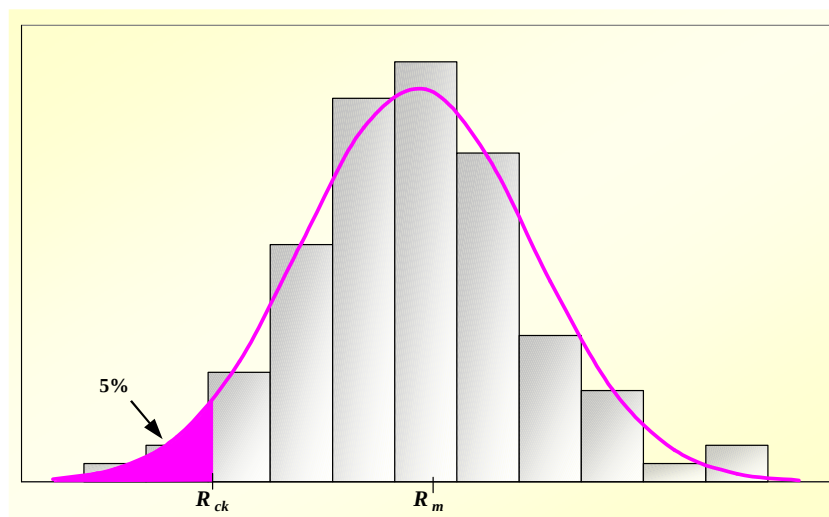


Fig. 2.3 - Definizione dei valori di resistenza

La resistenza caratteristica è assunta pari al minore dei valori:

$$R_{ck} = R_m - k * s$$

$$R_{ck} = R_l + 3.5 \quad [\text{N/mm}^2]$$

in cui:

$R_m$  è la resistenza media dei prelievi;

$k$  è un coefficiente che dipende dalla numerosità del campione;

$s$  è lo scarto quadratico medio desunto dalle prove sperimentali;

$R_l$  è il minore dei valori dei prelievi.

Il D.M. 9/1/96, Appendice 2, fissa il valore di  $k = 1,4$  per 15 o più prelievi, mentre per un numero inferiore di prelievi fissa il valore di  $k*s = 3,5$  [N/mm<sup>2</sup>].

Il D.M. 14/9/05 "Norme tecniche per le costruzioni" (Testo unico) al par. 11.1.5 fissa il valore di  $k = 1,48$  per 15 o più prelievi; il resto rimane inalterato.

|                                      | D.M. 9/1/96                                            | D.M. 14/9/05                                            | EN 206-1:2001                                         |
|--------------------------------------|--------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|
| Controllo tipo A<br>n. prelievi < 15 | $f_{ck} = f_{ci} + 3.5$<br>$f_{ck} = f_{cm} - 3.5$     | $f_{ck} = f_{ci} + 3.5$<br>$f_{ck} = f_{cm} - 3.5$      | $f_{ck} = f_{ci} + 4$<br>$f_{ck} = f_{cm} - 4$        |
| Controllo tipo B n.<br>prelievi ≥ 15 | $f_{ck} = f_{ci} + 3.5$<br>$f_{ck} = f_{cm} - 1.4 * s$ | $f_{ck} = f_{ci} + 3.5$<br>$f_{ck} = f_{cm} - 1.48 * s$ | $f_{ck} = f_{ci} + 4$<br>$f_{ck} = f_{cm} - 1.48 * s$ |

### 2.3. PROVE DI COMPRESSIONE SU CAMPIONI PRELEVATI MEDIANTE CAROTAGGIO

Il metodo consiste nel prelevare campioni (carote) dalle strutture finite, per mezzo di apposite attrezzature dotate di mole a corona diamantata. Sulle carote si possono effettuare, in analogia alle prove sui campioni prelevati dai getti, prove di compressione, prove di trazione indiretta, prove per la determinazione del modulo elastico, ecc. [4,5,6]. La norma EN 12504-1:2002 fornisce indicazioni circa il prelievo, l'esame e la prova di compressione di carote prelevate dalle strutture.

La resistenza misurata sulle carote è influenzata, oltre che dai fattori che modificano la resistenza in opera rispetto a quella dei campioni standard (cfr. § 2.1), da altri fattori, connessi con la tecnica di prelievo dei campioni:

- le operazioni di perforazione possono dar luogo al danneggiamento del campione, che si traduce in un apparente decremento della resistenza meccanica (il decremento di resistenza è maggiore per carote prelevate in direzione normale a quella di getto, in genere in direzione orizzontale);
- la presenza nella carota di una porzione della superficie del getto, che in genere ha caratteristiche inferiori, altera il risultato della prova;
- la presenza di spezzoni di armatura può alterare notevolmente la prova: carote con spezzoni disposti nella direzione di compressione non offrono risultati attendibili, mentre la presenza di spezzoni di armatura in direzione ortogonale contribuisce a diminuire la resistenza misurata sulla carota, in misura difficilmente quantizzabile; è pertanto da evitare il prelievo di carote che inglobino spezzoni di armatura, o comunque eliminare spezzoni disposti ortogonalmente all'asse, accorciando la carota.

La resistenza è anche legata al diametro della carota in rapporto alla dimensione massima dell'inerte: al diminuire di tale rapporto si nota non tanto un'apprezzabile variazione del valore medio della resistenza quanto un sensibile aumento della dispersione dei risultati. Questo fatto dipende dalla distribuzione casuale degli inerti: carote di piccolo diametro prelevate dallo stesso getto possono differire l'una dall'altra per le dimensioni massime degli inerti contenuti in ciascuna; inoltre, alcuni inerti piccoli o frantumi di inerti possono distaccarsi dalla superficie laterale indebolendo la sezione, in misura maggiore quanto più questa è piccola.

Pertanto è opportuno, e indicato dalle normative, prelevare carote di diametro pari almeno a 3 volte il diametro massimo dell'inerte.

Per rapporti inferiori (MICROCAROTAGGI) [7], si osserva una elevata dispersione dei risultati; pertanto, per ottenere risultati affidabili, occorre effettuare un numero maggiore di carotaggi (UNI 10766:1999).

I fattori di disturbo suesposti, fanno sì che il valore di resistenza ricavato dalla prova a compressione sulla carota non rappresenti propriamente la resistenza in situ del calcestruzzo; per questo motivo in letteratura ed in alcune norme, peraltro superate (BS 1881 : part 120: 1983), si trovano formule per il calcolo della resistenza in situ a partire dai valori ricavati dalle prove su carote che includono coefficienti applicabili alle diverse direzioni di prelievo e alla presenza di spezzoni di armatura. Nella norma attualmente in vigore, EN 12504-1:2002, non vi è indicazione di alcun coefficiente correttivo per il calcolo della resistenza in situ.

Il prEN 13791: 2005 - Valutazione della resistenza a compressione in opera delle strutture e degli elementi strutturali in calcestruzzo - fornisce indicazioni sulla determinazione della resistenza caratteristica in situ del calcestruzzo in relazione alla resistenza misurata sulle carote; anche in questo caso, sono previste due modalità:

| Approach A<br>n. prelievi $\geq 15$                     | Approach B<br>n. prelievi da 3 a 14              |
|---------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| $f_{ck,js} = f_{is,min} + 4 \quad [\text{N/mm}^2]$      |                                                  |
| $f_{ck,js} = f_{m,js} - 1.48 * s \quad [\text{N/mm}^2]$ | $f_{ck,js} = f_{m,js} - k \quad [\text{N/mm}^2]$ |

Il valore di  $k$  dipende dal numero di carote provate:

| $n$     | $k$ |
|---------|-----|
| 10 - 14 | 5   |
| 7 - 9   | 6   |
| 3 - 6   | 7   |

Si nota che i valori di  $k$  sono piuttosto grandi quando il numero di prelievi è limitato, pertanto i valori di resistenza caratteristica in situ possono risultare troppo conservativi. In tali casi è possibile aumentare il numero delle carote o eseguire combinatamente prove non distruttive.

Ancora il prEN 13791: 2005 fornisce i requisiti di resistenza caratteristica in situ per la l'attribuzione dei calcestruzzi alle classi di resistenza individuate dalla EN 206-1: per l'appartenenza ad una determinata classe, la soglia di resistenza caratteristica in situ è più bassa (l'85%) della soglia di resistenza caratteristica su campioni standard. Ad esempio:

| Classe di resistenza secondo EN 206-1 | Minima resistenza caratteristica standard $[\text{N/mm}^2]$ |               | Minima resistenza caratteristica in situ $[\text{N/mm}^2]$ |                  |
|---------------------------------------|-------------------------------------------------------------|---------------|------------------------------------------------------------|------------------|
|                                       | $f_{ck,cyl}$                                                | $f_{ck,cube}$ | $f_{ck,is,cyl}$                                            | $f_{ck,is,cube}$ |
| C25/30                                | 25                                                          | 30            | 21                                                         | 26               |
| C50/60                                | 50                                                          | 60            | 43                                                         | 51               |

Poiché la resistenza rilevata su campioni standard può discostarsi da quella effettiva in opera, in misura molto maggiore di quella ricavata da provini estratti dalla struttura, operando con resistenze in situ è ragionevole applicare coefficienti di sicurezza  $\gamma_m$  ridotti ( $\gamma_m/\eta$  nella EN 1990:2002): la tabella di attribuzione alle classi contenuta nella prEN 13791 tiene già conto di questo, applicando il coefficiente 0,85 ai valori di resistenza minima.

### **2.3.1. Indebolimento delle strutture in conseguenza delle operazioni di carotaggio**

Le zone in cui effettuare i carotaggi devono essere scelte in modo da non alterare apprezzabilmente la capacità portante dell'elemento strutturale.

Particolare attenzione è necessaria quando i carotaggi devono essere effettuati in prossimità dei nodi strutturali e negli elementi compressi; in questi ultimi occorre assolutamente evitare di effettuare fori in posizione eccentrica.

E' preferibile effettuare carotaggi negli elementi inflessi: nelle travi, sono preferibili le zone ai quarti della luce e all'altezza dell'asse neutro.

Non ci si deve comunque attendere che la riduzione di capacità portante delle strutture soggette a compressione possa essere completamente compensata dal riempimento del foro mediante malte additivate.

## **2.4. TECNICHE NON DISTRUTTIVE**

Il metodo dei carotaggi è certamente la metodologia di prova più valida per la caratterizzazione di un calcestruzzo in opera, in quanto consente la determinazione diretta della resistenza mediante la prova di compressione.

Tuttavia, il carattere distruttivo di questo tipo di prova ed il conseguente danneggiamento degli elementi strutturali, non consentono, in generale, l'effettuazione di un numero di prove sufficiente a caratterizzare in modo significativo una intera struttura.

Le tecniche non distruttive, all'opposto, permettono di effettuare indagini su porzioni molto estese dei getti, in tempi e a costi relativamente contenuti; attraverso queste tecniche è possibile individuare zone in cui il calcestruzzo presenta caratteristiche differenziate, che possono corrispondere a getti con caratteristiche di resistenza diversa, oppure alla presenza di difetti localizzati.

Le tecniche non distruttive permettono anche di stimare la resistenza del calcestruzzo, ma in generale con un minor grado di attendibilità dei risultati rispetto ai carotaggi: tali tecniche, infatti, si basano su misure indirette, cioè sulla misura di grandezze fisiche correlate, e risalgono alla grandezza di interesse attraverso relazioni ricavate empiricamente. La validità di tali metodi è pertanto legata alla disponibilità di valide correlazioni fra i valori misurati dagli strumenti e le resistenze effettive.

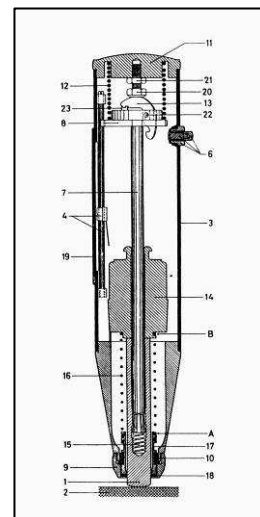
In genere, tavole o curve di correlazione sono fornite dalle case costruttrici degli strumenti o sono reperibili in letteratura; è però il caso di dare uno sguardo critico a queste correlazioni, tenendo conto di studi ed esperienze che tuttora vengono effettuati.

Le tecniche attualmente più diffuse per la valutazione della resistenza del calcestruzzo per via indiretta sono basate sulla misura dell'indice di rimbalzo dello sclerometro, sulla misura della velocità delle onde ultrasonore e tecniche che utilizzano combinatamente entrambe queste misure.

Riguardo alle prove di determinazione della resistenza del calcestruzzo in opera, esistono normative sia nazionali sia europee: in particolare, le prove normalizzate a livello europeo sono: la prova diretta di compressione su carote, la determinazione dell'indice sclerometrico, della forza di estrazione e della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici.

Inoltre, è in fase di approvazione la norma prEN 13791 che tratta della valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo nelle strutture e negli elementi strutturali attraverso i risultati delle prove eseguite secondo le norme europee sopra elencate.

## 2.5. METODO DELLO SCLEROMETRO



La prova sclerometrica è una delle prove non distruttive basate sul principio per cui il rimbalzo di una massa elastica dipende dalle caratteristiche di resistenza e rigidità della superficie su cui urta [8,9,10]. Nella prova, l'energia cinetica della massa nell'urto è fissa, così come è costante la quota di energia dissipata per attriti interni allo strumento; l'energia disponibile è quindi in parte assorbita nell'interazione con il calcestruzzo e per il resto come energia di rimbalzo della massa. L'energia assorbita dal calcestruzzo dipende dal legame tensioni-deformazioni, e perciò sia dalla resistenza che dalla rigidità del materiale. Poiché è possibile che calcestruzzi di medesima resistenza abbiano rigidità diverse, e viceversa, la correlazione fra indice di rimbalzo e resistenza del calcestruzzo non è univoca; essa dipende, in particolare, dalla natura dell'aggregato, che influisce notevolmente sulla rigidità del calcestruzzo.

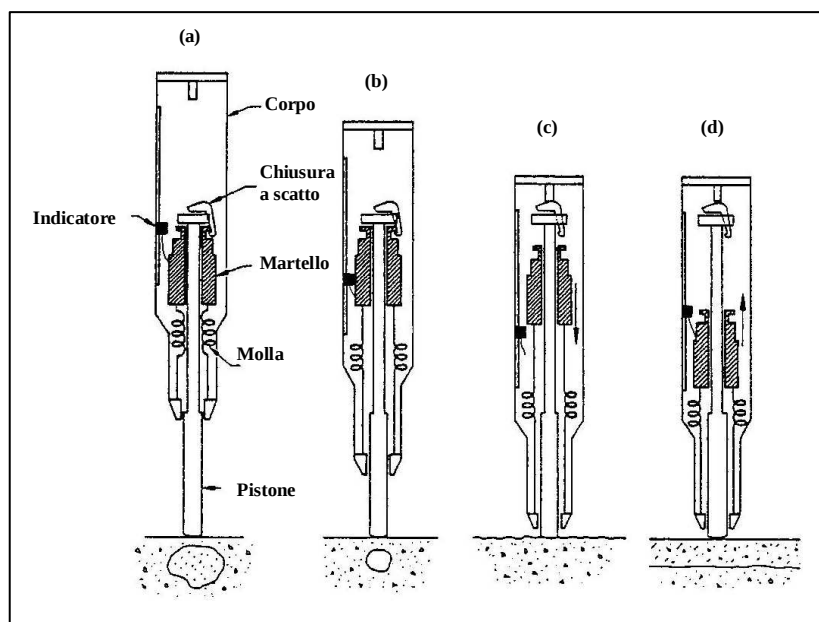


Fig. 2.4 – Illustrazione schematica della prova con sclerometro

Poiché la prova sclerometrica interessa solo uno strato di piccolo spessore (da 1 a 3 cm circa) della superficie dell'elemento strutturale, l'indice di rimbalzo può non essere rappresentativo del calcestruzzo all'interno. Ad esempio, la presenza di uno strato carbonatato dà luogo ad un indice maggiore di quello offerto dal calcestruzzo interno.

Le misure sono poi influenzate da condizioni locali: se la battuta è eseguita in corrispondenza di un inerte di grandi dimensioni l'indice corrispondente risulterà amplificato; il contrario accadrà se la battuta è eseguita su una bolla d'aria o in una zona di inerti molto fini (fig. 2.4).

Per tener conto di queste evenienze, è consigliato di effettuare le misure su una superficie di circa 30x30 cm, priva di difetti superficiali, lontana dalle barre di armatura, adeguatamente preparata e pulita per eliminare le asperità superficiali. Nella zona devono essere effettuate almeno 9 battute in punti distanti almeno 25 mm l'uno dall'altro e dai bordi dell'elemento strutturale; dopo le battute occorre esaminare le impronte lasciate sulla superficie dopo l'impatto: se l'impatto ha frantumato o sfornato a causa di un vuoto vicino alla superficie, il corrispondente risultato deve essere scartato. L'indice di rimbalzo si ricava come media di 9 valori di misure valide; se oltre il 20% di tutte le misure si discosta dalla media per più di 6 unità, deve essere scartata l'intera serie di misure.

Essendo, in generale, la dispersione dei risultati riguardanti uno stesso tipo di materiale piuttosto piccola, le prove sclerometriche si prestano bene per rilevare l'uniformità delle caratteristiche del calcestruzzo nelle strutture o per misure di confronto con calcestruzzi di caratteristiche note.

Nella determinazione della resistenza del calcestruzzo in situ, invece, sono molti i fattori che influenzano le misure sclerometriche: tipo di cemento, tipo di aggregato, tipo di superficie, umidità superficiale, carbonatazione, età del calcestruzzo, modalità di maturazione, compattazione.

E' quindi molto importante tener conto degli effetti dei vari fattori di influenza per una corretta interpretazione delle prove sclerometriche.

Esistono diversi metodi per la valutazione della resistenza a compressione a partire dall'indice di rimbalzo, ciascuno caratterizzato da un diverso campo di applicazione e una diversa precisione.

Il metodo della curva di taratura, quello dei coefficienti di influenza, corretti e non corretti, sono in genere utilizzati nell'industria dei prefabbricati dove la produzione ha caratteristiche generalmente costanti e dove comunque si confeziona un gran numero di provini.

Nei casi in cui lo sclerometro venga utilizzato per la stima della resistenza in situ del calcestruzzo di strutture finite, viene generalmente utilizzata una curva di taratura, fornita insieme allo strumento (nella fig. 2.5 è riportato un esempio). Tale curva, che correla il valore dell'indice di rimbalzo con la resistenza cubica convenzionale, è stata ottenuta su calcestruzzi con cemento Portland, con materiale sabbia-ghiaia resistente, età da 14 a 56 giorni, superficie liscia ed asciutta.

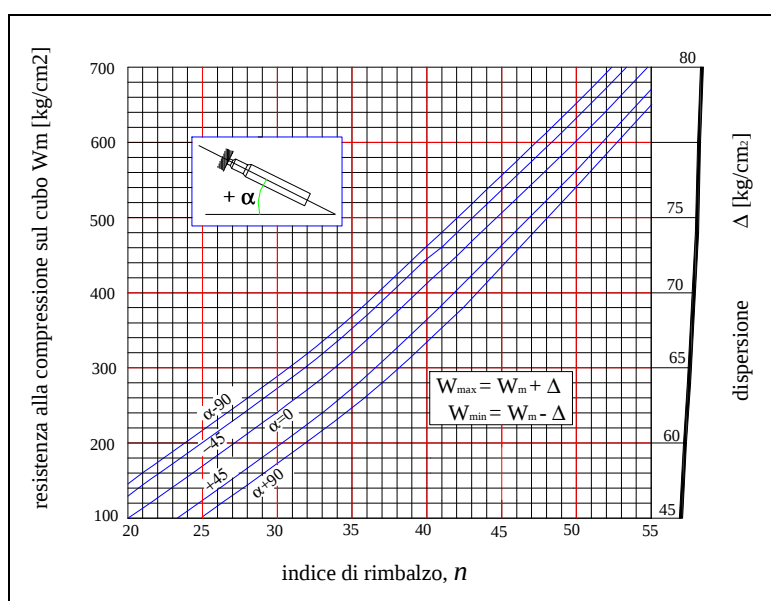


Fig. 2.5 – Curva di taratura dello sclerometro Schmidt N

Nella prEN 13791, il metodo di valutazione della resistenza in opera mediante prove non distruttive prevede l'applicazione di curve di correlazione di base, tarate per ogni singola zona di prova sulla base del confronto con valori ottenuti da prove su carote.

Per misure sclerometriche, la curva di base ha l'andamento di fig. 2.6. La curva di correlazione specifica si ottiene traslando la curva di base della quantità  $\Delta f = \delta f_{m(n)} - k_1 \cdot s$ , in cui  $k_1$  è un coefficiente che dipende dal numero di prove di confronto utilizzate.

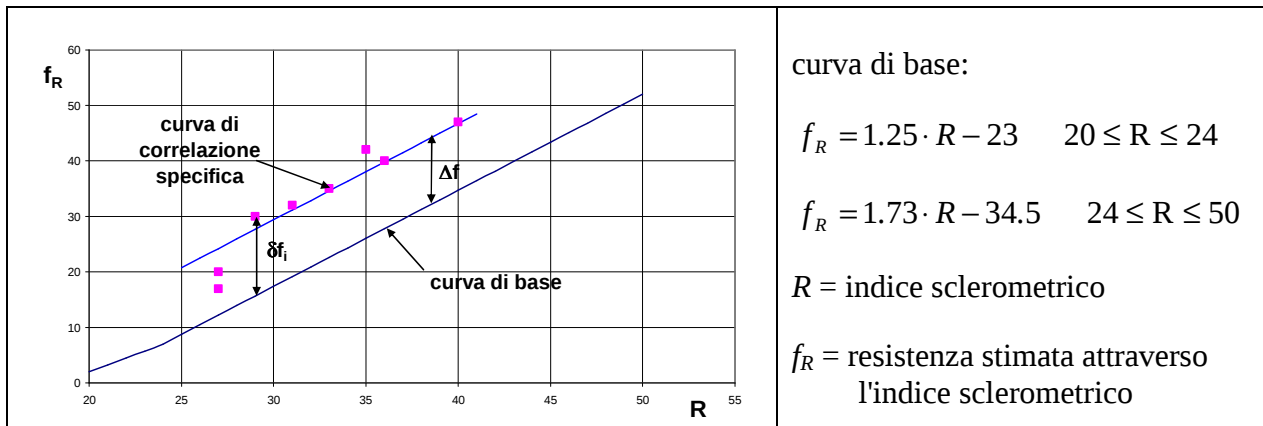


Fig. 2.6 - Curva di correlazione fra indice sclerometrico e resistenza del calcestruzzo.

## 2.6. METODO DELLA VELOCITÀ DI PROPAGAZIONE DEGLI ULTRASUONI

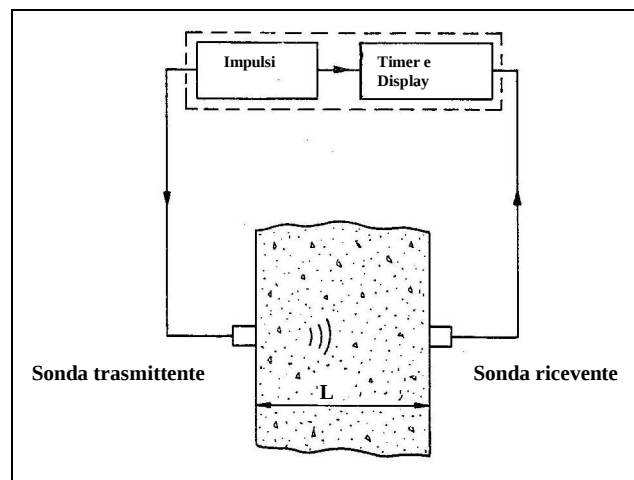


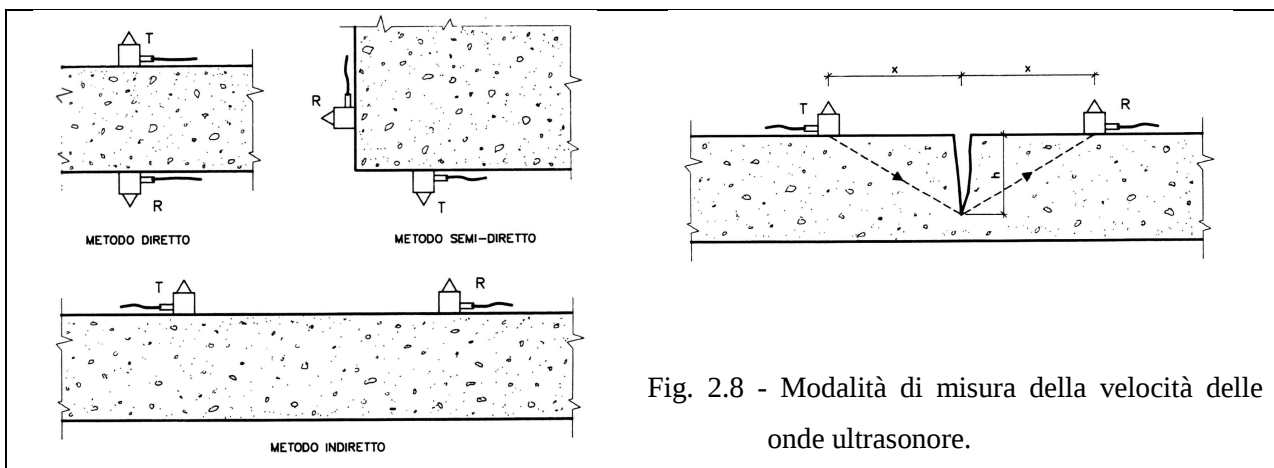
Fig. 2.7 – Misura della velocità di propagazione degli ultrasuoni

Il metodo [11] consiste nell'analisi delle modalità di propagazione di onde elastiche di vibrazione attraverso il materiale in esame, modalità che sono strettamente collegate con le caratteristiche elastiche del mezzo (modulo di elasticità e modulo di Poisson dinamici) e con la sua densità:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1 - \nu_d}{(1 + \nu_d)(1 - 2\nu_d)}}$$

Il metodo può essere utilizzato secondo le modalità illustrate in fig. 2.8; il metodo diretto è comunque quello che offre risultati di una certa affidabilità, mentre l'utilizzazione per la misura della profondità delle lesioni è in genere poco affidabile nel calcestruzzo.

I fattori che influenzano la misura della velocità ultrasonica nel calcestruzzo sono molteplici: il contenuto di umidità, la temperatura, la forma e dimensioni dell'elemento strutturale, la presenza di lesioni o cavità. Particolare attenzione occorre prestare alla presenza di barre di armatura nella zona in cui si effettuano prove con onde ultrasoniche: queste infatti alterano la velocità ultrasonica, in genere aumentandola.



In mezzi come il calcestruzzo, il metodo è valido per determinare le zone con caratteristiche meccaniche omogenee e quindi ottenere una mappatura del materiale; effettuando misure di attenuazione dell'onda insieme a misure di velocità (fig. 2.9), si riesce inoltre ad individuare la presenza di singolarità quali difetti interni (cavità, segregazioni) o fessure.

Infatti, la presenza di vuoti o cavità sulla traiettoria modifica in tutto o in parte il percorso dell'onda ultrasonora, cosicché l'ampiezza del segnale in arrivo risulta ridotta in relazione alle caratteristiche e alle dimensioni del difetto.

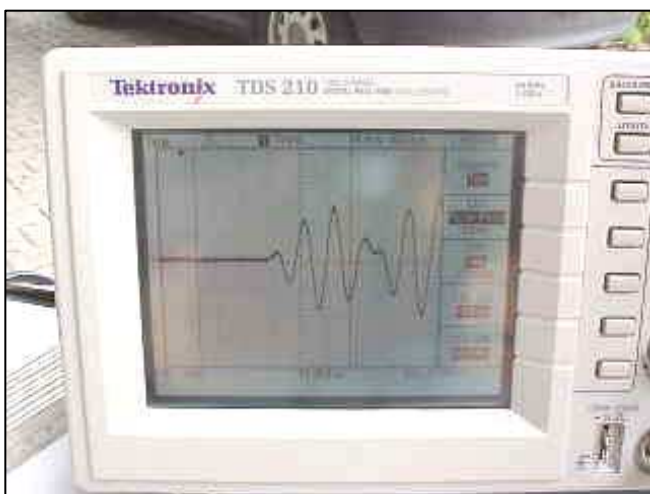


Fig. 2.9 - Oscilloscopio per l'analisi della forma d'onda

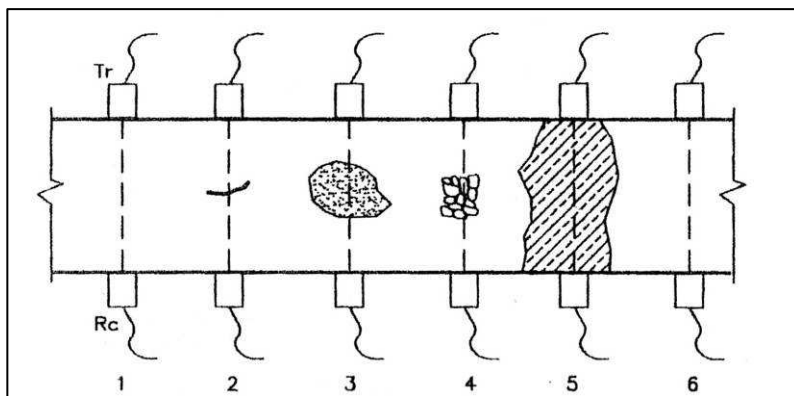


Fig. 2.10 - da [11]

Con riferimento alla fig. 2.10:

traiettorie 1 e 6 - le misure forniscono valori di velocità e di attenuazione relativi al calcestruzzo di base;

traiettoria 2 - la traiettoria attraversa una fessura:

- se la fessura è priva di zone di contatto fra i lembi: la velocità risulta più bassa
- se la fessura presenta zone di contatto fra i lembi: la velocità è circa uguale, l'onda risulta maggiormente attenuata ;

traiettoria 3 - in presenza di un vuoto la velocità risulta minore e l'ampiezza attenuata;

traiettoria 4 - in presenza di un vespaio, cioè di vuoti con piccole zone di contatto, la velocità risulta circa uguale, mentre si nota una marcata attenuazione;

traiettoria 5 - in una zona di calcestruzzo con diverse caratteristiche elasto-meccaniche in genere si osserva una diversa velocità.

### 2.6.1. Misura della velocità degli ultrasuoni per la stima della resistenza del calcestruzzo

La stima della resistenza presenta delle difficoltà legate alla eccessiva sensibilità della strumentazione in rapporto alla disomogeneità interna del materiale: percentuale di vuoti, forma e dimensione degli aggregati, presenza di barre di armatura, ecc.

Per questo è opportuno eseguire sempre misure della velocità e dell'attenuazione: quando le variazioni di velocità sono accompagnate da variazioni dell'attenuazione, siamo in presenza di difetti e non necessariamente di differenze delle caratteristiche delle proprietà meccaniche.

La stima della resistenza dovrà essere fatta sulla base dei valori di velocità in corrispondenza dei quali si registra la minore attenuazione.

In zone con caratteristiche omogenee è anche possibile stimare le caratteristiche elastiche dinamiche del materiale, modulo elastico e modulo di Poisson.

Occorre qui tenere presente che le tensioni indotte dalle vibrazioni nel mezzo sono di livello molto basso e di brevissima durata: pertanto non danno luogo a comportamenti non lineari e a fenomeni

viscosi. Le costanti elastiche che entrano in gioco quindi hanno carattere dinamico e si differenziano da quelle, a carattere statico, determinate con prove di compressione.

Quindi le costanti elastiche valutate attraverso misure di vibrazione hanno carattere dinamico, rivestono perciò importanza basilare per l'interpretazione o la previsione del comportamento dinamico delle strutture, mentre può essere scorretto considerare tali valori, seppure attraverso coefficienti empirici di correlazione, applicabili anche al comportamento in campo statico.

Per quanto riguarda la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo attraverso misure della velocità di propagazione delle onde ultrasonore, la correlazione è molto meno chiara. In realtà la resistenza a compressione si riferisce ad uno stato del materiale in cui si ha rottura dei legami e formazione di fratture; il modulo elastico, invece, e quindi la velocità di propagazione, sono relative al comportamento del materiale in un campo di sollecitazioni molto lontano dai valori di crisi. Pertanto queste caratteristiche non risultano direttamente correlate.

E' comunque possibile determinare correlazioni empiriche per stimare la resistenza attraverso misure di velocità di propagazione.

La prEN 13791 fornisce la curva di correlazione di base attraverso cui, con lo stesso metodo illustrato per lo sclerometro, ottenere la curva di correlazione specifica, per taratura con valori ricavati dalle prove su carote (fig. 2.11).

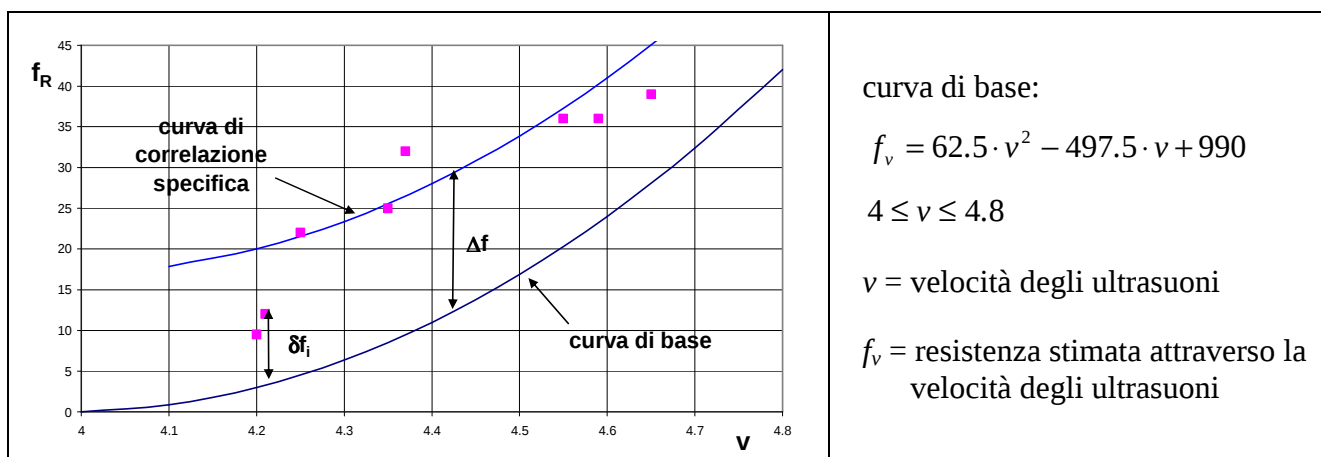


Fig. 2.11 - Curva di correlazione fra velocità delle onde ultrasonore e resistenza del calcestruzzo.

## 2.7. PULL-OUT TEST

I metodi di estrazione consistono nel misurare la forza necessaria per estrarre dal calcestruzzo degli inserti pre- o post-inseriti (fig. 2.12). L'estrazione viene effettuata utilizzando un anello di contrasto il cui diametro, in rapporto alla lunghezza dell'inserto, determina la rottura del conglomerato secondo una superficie troncoconica, con angolo di apertura  $\alpha$ . Studi teorici e sperimentali, hanno

mostrato che la forza di estrazione è correlata alla resistenza a compressione per angoli  $\alpha$  fino a  $30+35^\circ$ ; per  $\alpha > 45^\circ$  è invece proporzionale alla resistenza a trazione.

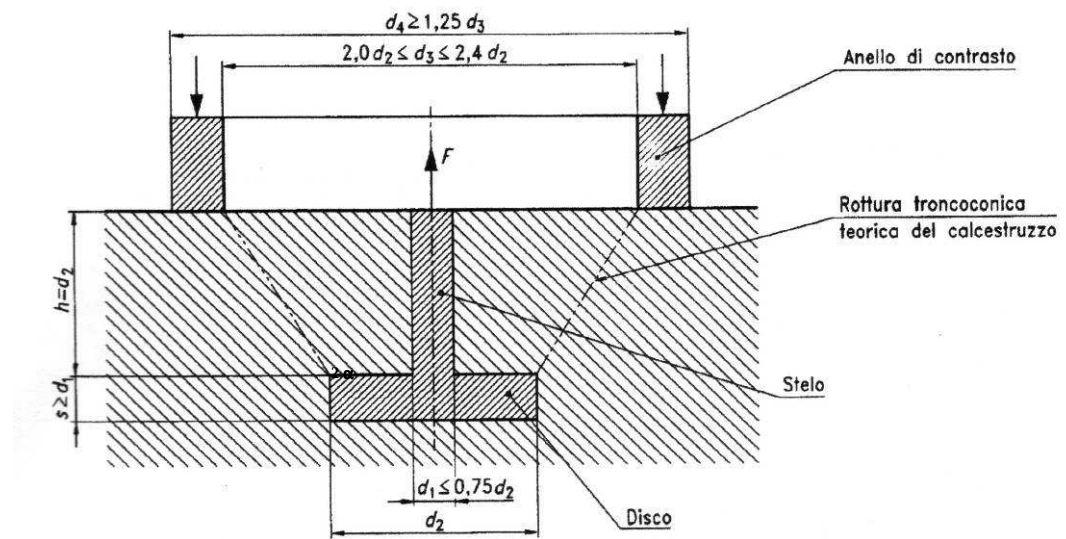


Fig. 2.12 – Illustrazione schematica del pull-out test

Le prove di estrazione possono essere effettuate:

- con bulloni pre-inseriti nei getti (pull-out test) [12,13]; ciò allo scopo di controllare la resistenza a vari stadi di maturazione del getto o in un programma di monitoraggio nel tempo della qualità del calcestruzzo e dello stato di degrado;
- con elementi post-inseriti (viti ad espansione geometrica o ad espansione forzata) per la misura della resistenza attuale del calcestruzzo [14,15].



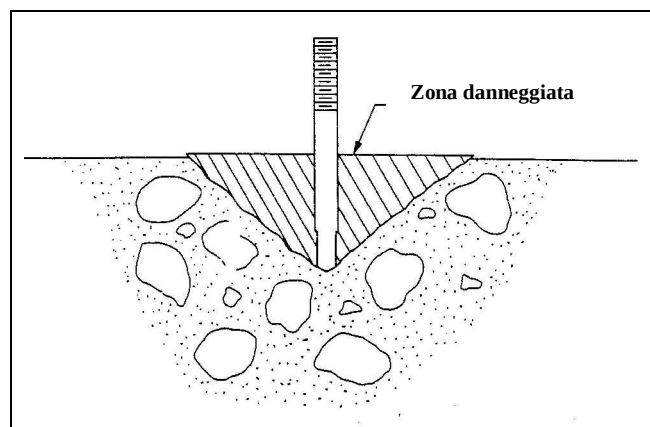


Fig. 2.14 – Prova con sonda Windsor

La punta della sonda penetra attraverso la pasta cementizia e gli inerti, provocando la rottura di entrambi i componenti; è perciò la resistenza di entrambi che determina la profondità di penetrazione. Per questo aspetto, la prova si differenzia dalla determinazione della resistenza attraverso la prova a compressione, in cui la resistenza della matrice cementizia ha influenza predominante. Pertanto, la correlazione fra profondità di penetrazione e resistenza del calcestruzzo è condizionata dalla natura degli inerti; questa di solito viene misurata dall'indice di durezza nella scala Mohs, che viene determinato preventivamente, utilizzando campioni di confronto.

La valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo può effettuarsi attraverso tabelle di correlazione fornite dalla casa produttrice del sistema; tali correlazioni derivano dalla taratura effettuata per confronto con la resistenza di cilindri standard; il risultato che se ne ottiene è quindi in termini di resistenza cilindrica convenzionale; esistono due tabelle, una relativa a "potenza standard", l'altra a "bassa potenza", ciò in relazione alla possibilità di utilizzare cariche di due potenze diverse, a seconda della maggiore o minore presumibile resistenza del calcestruzzo.

Sperimentazioni del metodo [16] hanno mostrato che la correlazione fornita dal costruttore non è sempre valida; in particolare, non è affidabile per calcestruzzi datati. E' pertanto opportuno utilizzare questo metodo, al pari di altri, per individuare zone omogenee di calcestruzzo, e ricavare una specifica correlazione con la resistenza dal confronto con i risultati di prove distruttive effettuate nella stessa zona omogenea.

## 2.9. METODI COMBINATI

Risultati migliori nella stima della resistenza di un calcestruzzo attraverso metodi indiretti, si ottengono utilizzando combinatamente più metodologie.

Innanzitutto, è da notare che l'impiego di diverse metodologie di prova sullo stesso campione offre il vantaggio di poter confrontare i risultati delle misure effettuate, in modo da poter individuare

eventuali anomalie. Tali anomalie possono derivare da un improprio utilizzo della metodologia o da fattori che influenzano in misura diversa le diverse metodologie. In entrambi i casi, è opportuno approfondire le indagini per individuare le cause delle discordanze e comunque non procedere acriticamente alla valutazione della resistenza del calcestruzzo tramite i valori misurati. Nel paragrafo seguente è illustrato un esempio.

Un metodo combinato abbastanza diffuso va sotto il nome di "Metodo Sonreb" [17]: tale tecnica è basata sull'impiego di curve di isoresistenza, per stimare la resistenza del calcestruzzo attraverso misure dell'indice di rimbalzo sclerometrico e della velocità degli ultrasuoni.

Le curve di isoresistenza, e la relazione che le descrive, sono state ricavate per un calcestruzzo definito come standard; per calcestruzzi di composizione diversa da quella standard, il metodo suggerisce di moltiplicare il valore ottenuto dal grafico o dalla formula per un coefficiente di influenza  $C_t$ .

Le curve di isoresistenza sono descritte dalla relazione:

$$R_{cil,sonreb} = 7.695 * 10^{-11} * R^{1.4} * v^{2.6}$$

in cui:

$R_{cil,sonreb}$  è la resistenza cilindrica ricavata secondo il metodo Sonreb

$R$  è l'indice sclerometrico

$v$  è la velocità degli ultrasuoni.

Il metodo consente di ottenere un'informazione più completa sul materiale, in quanto prende in considerazione due parametri legati a caratteristiche diverse: la velocità di propagazione, legata alla densità e all'elasticità del materiale, e l'indice sclerometrico, legato alla durezza superficiale; inoltre, per quanto riguarda il grado di umidità ed il grado di maturazione, questi influenzano la velocità di propagazione con effetto opposto rispetto a quanto rilevato per le prove sclerometriche.

All'applicazione sul campo, il metodo combinato si mostra effettivamente più efficace dei singoli metodi indiretti. Dai dati raccolti si è verificato che la resistenza stimata con il metodo Sonreb è sempre piuttosto vicina a quella valutata tramite schiacciamento delle carote, l'errore in media è del 10%, ed inoltre il metodo tende a sottovalutare la resistenza, quindi risulta in un certo senso cautelativo [19,20].

Anche nell'applicazione dei metodi combinati esiste la possibilità di tarare i risultati ottenuti dall'applicazione delle correlazioni classiche, di volta in volta sullo specifico campione analizzato.

## 2.10. UN ESEMPIO

Nel grafico di fig. 2.15 [21] sono riportati i punti rappresentativi di coppie di misure di indice sclerometrico e velocità degli ultrasuoni, rilevate negli stessi punti di strutture diverse. Si osserva che i dati presentano una discreta correlazione ( $r = 0,80$ ), fatta eccezione per alcuni dati “anomali”, evidenziati con un cerchietto.

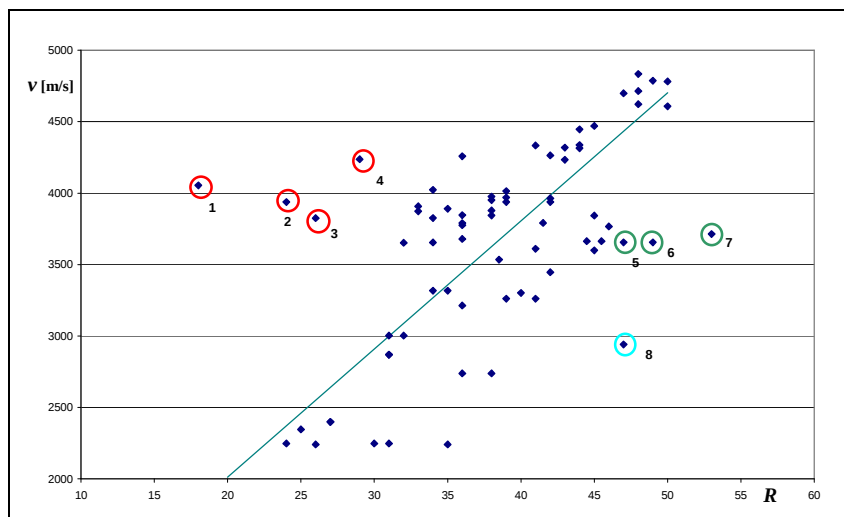


Figura 2.15 - Correlazione indice sclerometrico – velocità di propagazione degli ultrasuoni.

In effetti, i dati cerchiati in rosso, situati nella zona di sinistra del grafico, si riferiscono a prove effettuate su setti in calcestruzzo molto degradati superficialmente a causa del dilavamento prodotto da sostanze corrosive; per questi campioni le condizioni superficiali del calcestruzzo hanno dato luogo a valori dell'indice di rimbalzo piuttosto bassi, mentre la velocità degli ultrasuoni non ne è troppo influenzata.

I dati cerchiati in verde e azzurro, posti sulla destra del grafico, sono relativi alle prove effettuate su pilastri in cui si è rilevato uno spesso strato superficiale carbonatato: l'indice sclerometrico presenta valori relativamente elevati, mentre la velocità degli ultrasuoni è in linea con la resistenza del calcestruzzo.

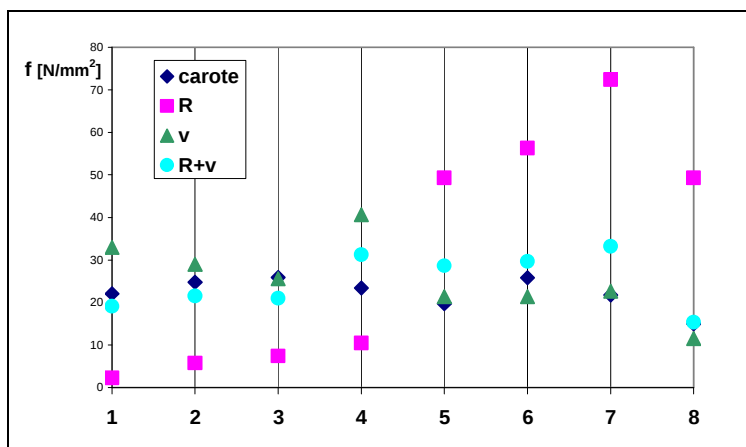


Fig. 2.16 - Valori di resistenza ricavati da prove diverse sugli stessi campioni

La fig. 2.16 mostra che, in casi come quelli illustrati, la valutazione della resistenza attraverso l'indice sclerometrico porta a valori molto distanti da quelli ottenuti sulle carote, mentre la valutazione attraverso la velocità ultrasonica e il metodo Sonreb conducono a risultati accettabili. In via generale, nei casi di discordanza delle due misure, è consigliabile, dopo aver verificato le cause delle discordanze, utilizzare solo le misure che appaiono meno affette da fattori di disturbo.

## 2.11. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

La norma europea prEN 13791 del febbraio 2005, attualmente in fase di voto formale, tratta della valutazione della resistenza a compressione in situ nelle strutture ed elementi strutturali in calcestruzzo.

Tale norma fornisce indicazioni sul numero e tipo di prove necessarie ed i criteri di elaborazione dei risultati delle prove ai fini della stima della resistenza in opera.

E' specificato che la determinazione della resistenza deve essere effettuata per lotti omogenei di calcestruzzo (test region); pertanto ogni indicazione, relativa anche al numero di prove, deve intendersi con riguardo ad insiemi di elementi strutturali costituiti da calcestruzzo di caratteristiche omogenee.

Le prove considerate sono quelle oggetto delle norme europee della serie EN 12504, che riguardano:

- Carote. Prelievo, esame e prova di compressione.
- Determinazione dell'indice sclerometrico.
- Determinazione della forza di estrazione.
- Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici.

Sono indicate due vie per pervenire alla determinazione della resistenza caratteristica:

Approach A) basato su un grande numero di prove su carote ( $\geq 15$ )

Approach B) basato su un numero minore di carote, eventualmente integrato con test non distruttivi.

Nel caso A), la valutazione della resistenza caratteristica è effettuata secondo quanto descritto al par. 2.3.

Nel caso B), i risultati delle prove non distruttive possono essere elaborati secondo due metodi:

Alternativa 1 - utilizzando una correlazione specifica per la struttura in esame, stabilita direttamente dal confronto con un numero elevato di prove su carote;

Alternativa 2 - utilizzando le curve base opportunamente tarate sui risultati di un numero limitato di prove su carote eseguite sulla struttura in esame.

## **2.12. CONCLUSIONI**

La valutazione della resistenza del calcestruzzo presenta molti aspetti di complessità: a seconda dei casi, i metodi applicabili sono diversi e ciascun metodo fornisce un risultato in generale diverso, in dipendenza di numerosi parametri. Stabilire in che rapporto stanno questi risultati costituisce un problema fin qui non compiutamente risolto.

Nel campo delle prove distruttive, i risultati sono certamente più validi e le correlazioni più attendibili.

Riguardo alle prove non distruttive, si può senz'altro ribadire la validità, prima di tutto per la possibilità che offrono di estendere le indagini a vaste zone delle strutture senza arrecare alcun danno e con impegno economico ragionevole. Da qui si possono ricavare informazioni globali sulla qualità dei getti che sono altrettanto importanti dei livelli di resistenza: il grado di omogeneità, la presenza di difetti, lo stato di degrado, ... [22].

Le stime della resistenza del calcestruzzo che si ottengono dai metodi indiretti attraverso le correlazioni classiche non sempre sono contenute entro margini di errore accettabili.

Certamente il modo più valido per ottenere risultati attendibili è quello di utilizzare più metodi combinatamente; una dimostrazione è rappresentata dai risultati che si ottengono dal metodo Sonreb, che sono senz'altro soddisfacenti, tanto più se si tiene conto della dispersione che normalmente caratterizza anche i risultati di resistenza ottenuti dalle prove standard di compressione.

Ma la maggior garanzia di ottenere risultati attendibili da qualsivoglia metodologia è di non limitarsi ad effettuare misure ed applicare correlazioni in maniera acritica: è invece necessario raccogliere quante più informazioni possibile, analizzarle criticamente sotto diversi aspetti, confrontare i risultati di valutazioni diverse, sintetizzare i risultati ottenuti: solo così alla fine sarà possibile esprimere la resistenza del calcestruzzo con un numero significativo.

### **2.13. RIFERIMENTI NORMATIVI:**

UNI EN 12390-1:2002 – Prova sul calcestruzzo indurito. Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme.

UNI EN 12390-2:2002 – Prova sul calcestruzzo indurito. Confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza.

UNI EN 12390-3:2003 – Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza alla compressione dei provini.

UNI EN 12390-4:2002 – Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza alla compressione - Specifiche per macchine di prova.

UNI EN 12390-5:2002 – Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza a flessione dei provini.

UNI EN 12390-6:2002 – Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza a trazione indiretta dei provini.

UNI EN 12390-7:2002 – Prova sul calcestruzzo indurito. Massa volumica del calcestruzzo indurito.

UNI EN 12390-8:2002 – Prova sul calcestruzzo indurito. Profondità di penetrazione dell'acqua sotto pressione.

UNI 6131:2002 – Prelevamento campioni di calcestruzzo indurito.

UNI 10157:1992 – Calcestruzzo indurito. Determinazione della forza di estrazione mediante inserti post-inseriti ad espansione geometrica e forzata.

UNI 10766:1999 – Calcestruzzo indurito. Prove di compressione su provini ricavati da microcarote per la stima delle resistenze cubiche locali del calcestruzzo in situ.

UNI EN 12504-1:2002 - Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Carote. Prelievo, esame e prova di compressione.

UNI EN 12504-2:2001 – Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Prove non distruttive. Determinazione dell'indice sclerometrico.

UNI EN 12504-3:2005 - Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 3: Determinazione della forza di estrazione.

UNI EN 12504-4:2005 - Prove sul calcestruzzo nelle strutture. Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici.

prEN 13791:2005 - Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components.

### **2.14. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

[1] M. Collepari: "Il degrado del calcestruzzo armato" da "Il nuovo calcestruzzo", II ediz., Ed. Tintoretto (TV), 2002.

[2] Menditto G., Capozucca R., Cerri M.N.; "Alcune considerazioni sulle misure non distruttive sclerometro-ultrasuoni", Atti 9° Conv. CTE, Arezzo, 1992.

- [3] Buzzi S.: "Il provino cubico in calcestruzzo", L'Industria Italiana del Cemento, 12, 1991.
- [4] Murphy W. E.: "The interpretation of tests on the strength of concrete in structures", In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, Malhotra Ed., 1984.
- [5] Munday J., Dhir R.: "Assessment of in situ concrete quality by core testing", In Situ/Nondestructive Testing of Concrete, Malhotra Ed., 1984.
- [6] Ursella P.: "Valutazione della resistenza in situ del calcestruzzo mediante carotaggi", Atti Seminario AICAP, Venezia, 1993.
- [7] Indelicato F.: "Il microcarotaggio – Una tecnica per la stima della resistenza cubica in situ", Atti Seminario AICAP, Venezia, 1993.
- [8] "Recommendations for testing concrete by hardness methods", Matériaux et Constructions, Vol. 10, n° 59, 1977.
- [9] Bocca P., Facaoaru I.: "Metodi di prova non distruttivi sulle strutture finite: prove sclerometriche", L'Industria Italiana del Cemento, 9, 1982.
- [10] Gallo-Curcio A., Morelli G.: "Recherche statistique paramétrique du rapport résistance-indice sclérométrique: essai de définition de la classe des bétons", Matériaux et Constructions, Vol. 18, n° 103, 1985.
- [11] Cianfrone F.: "Indagini microsismiche ed ultrasoniche", Atti Seminario AICAP, Venezia, 1993.
- [12] Malhotra V.M.: "Evaluation of the pull-out test to determine strength of in-situ concrete", Matériaux et Constructions, Vol. 8, n° 43, 1975.
- [13] Bocca P.: "Indagine teorico-sperimentale sulla determinazione della resistenza del calcestruzzo mediante prova di estrazione", L'Industria Italiana del Cemento, 1, 1979.
- [14] Cossu P.: "Determinazione della resistenza del calcestruzzo mediante prova pull-out ad inserti post-inseriti", Atti Seminario AICAP, Venezia, 1993.
- [15] Bocca P., Cianfrone F.: "Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata", L'Industria Italiana del Cemento, 6, 1983.
- [16] Malhotra V.M.: "Evaluation of the Windsor probe test for estimating compressive strength of concrete", Matériaux et Constructions, Vol. 7, n° 37, 1974.
- [17] Cianfrone F., Facaoaru I.: "Studio per l'introduzione in Italia del metodo non distruttivo combinato: ultrasuoni + indice di rimbalzo di uno sclerometro Schmidt, per la determinazione in loco della resistenza del calcestruzzo", Rivista LIPE, 6/7, 1979.
- [18] Braga F., Dolce M., Masi A., Nigro D.: "Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi di bassa resistenza mediante prove non distruttive", L'Industria Italiana del Cemento, 3, 1992.

- [19] Fabbrocino G., Di fusco A., Manfredi G.: "La misura della resistenza del calcestruzzo nelle strutture esistenti in zona sismica", 11° Congr. Naz. AIPnD, Milano, 2005.
- [20] Beconcini M.L., Formichi P.: "Resistenza del calcestruzzo, misure sclerometriche e di velocità di propagazione degli ultrasuoni in strutture esistenti: risultati di una campagna di indagini.", 10° Congr. Naz. AIPnD, Ravenna, 2003.
- [21] Beconcini M.L., Formichi P.: "Considerazioni su base sperimentale circa l'impiego delle correlazioni tra alcune proprietà dei calcestruzzi in situ: resistenza a compressione, densità, velocità ultrasonica e indice sclerometrico", Giornate AICAP, Verona, 2004.
- [22] Beconcini M.L.: "Risultati di una campagna di misure di velocità di propagazione ed attenuazione degli ultrasuoni in pilastri di cemento armato danneggiati dal fuoco", Giornate AICAP, Verona, 2004.

### **3. LA CORROSIONE DELLE ARMATURE**

Il calcestruzzo, almeno in assenza di specifiche cause di degrado (ambienti acidi o solfatici, gelo-disgelo,...) può presentare la durabilità di una pietra naturale: lo dimostrano costruzioni vecchie di millenni (epoca romana) ancora in perfetto stato di conservazione.

Per il calcestruzzo armato il discorso è in parte diverso, a causa della corrosione delle armature.

In soluzioni alcaline con  $\text{pH} > 11,5$  e in assenza di cloruri, il ferro si ricopre di un sottilissimo film di ossido, dello spessore di pochi strati molecolari. In queste condizioni, che sono dette di passività, la sua velocità di corrosione è praticamente nulla.

Un calcestruzzo correttamente confezionato e messo in opera si comporta come una soluzione alcalina e quindi passiva perfettamente le armature.

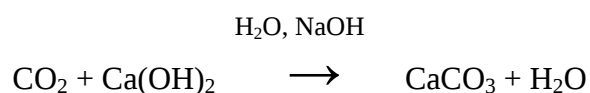
Nel tempo, il calcestruzzo può perdere le caratteristiche protettive, essenzialmente per tre motivi:

- carbonatazione: partendo dagli strati più esterni e passando a quelli più interni, l'alcalinità del calcestruzzo può essere neutralizzata dall'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno, per cui il contenuto acquoso del calcestruzzo passa da  $\text{pH} > 13$  a  $\text{pH} < 9$ .
- cloruri: a contatto con ambienti contenenti cloruri, nel calcestruzzo possono penetrare questi ioni fino a raggiungere le armature. Se alla superficie delle armature si supera un tenore critico di cloruri, il film protettivo può rompersi localmente.
- correnti vaganti: nel caso di strutture interessate da campi elettrici e quindi percorse da correnti vaganti che interferiscono con le armature, il film protettivo può venire distrutto.

La distruzione del film protettivo è la condizione necessaria perché la corrosione possa avvenire. Una volta distrutto il film, la corrosione si produce solo se alla superficie delle armature sono presenti acqua e ossigeno, oppure, nel caso di correnti vaganti, se l'interferenza continua nel tempo.

### 3.1. CARBONATAZIONE DEL CALCESTRUZZO

L'anidride carbonica presente nell'atmosfera (0,04% in ambiente rurale, 0,2 % in ambiente cittadino), a contatto con il calcestruzzo, tende a neutralizzare, a partire dagli strati più esterni, i suoi componenti alcalini.



La velocità con cui avanza la carbonatazione dipende da molti fattori:

- ambientali: umidità, temperatura, concentrazione dell'anidride carbonica
- caratteristiche del calcestruzzo stesso: alcalinità, porosità (che a sua volta dipende: da rapporto  $a/c$ , condizioni di maturazione, ecc)

La velocità di carbonatazione aumenta all'aumentare di tutti i fattori sopra elencati, ad eccezione dell'umidità.

L'umidità influisce sulla velocità di carbonatazione secondo due meccanismi che hanno effetto opposto:

- il trasporto dell'anidride carbonica all'interno del calcestruzzo ha luogo più facilmente attraverso i pori riempiti d'aria, molto più lentamente in quelli riempiti d'acqua;
- la reazione di carbonatazione avviene solo in presenza d'acqua ( $UR > 40\%$ ).

L'intervallo di UR più pericoloso per la carbonatazione è compreso fra il 50 e l'80%.

La carbonatazione di per sé non provoca alcun danno al calcestruzzo; anzi, ne riduce la porosità, aumenta la durezza e porta a una maggiore resistenza meccanica.

Ha invece importanti conseguenze sulle armature perché il pH, da valori iniziali di 13-14, passa a valori vicini alla neutralità, cioè al di sotto del valore 11,5, necessario per assicurare, in assenza di cloruri, le condizioni di passività.

Una seconda conseguenza è la liberazione di cloruri nell'acqua dei pori, che così diventa più aggressiva.

### 3.2. CORROSIONE DA CLORURI

I cloruri rappresentano una causa frequente di corrosione delle armature.

Le normative attuali vietano l'uso di materie prime che ne contengano una significativa concentrazione, ma in opere realizzate in passato è possibile verificare la presenza di cloruri, introdotti o con l'acqua di impasto, con sabbia di mare non lavata, o con alcuni additivi.

I sali a base di cloruri possono penetrare dall'ambiente esterno: in particolare, strutture marine, opere stradali su cui si spargono sali disgelanti.

L'attacco corrosivo può aver luogo solo quando la concentrazione dei cloruri ha un valore sufficientemente alto nel calcestruzzo a contatto con le armature.

Inoltre, il contenuto di cloruri necessario per danneggiare il film protettivo dipende dal potenziale delle armature, che a sua volta è legato alla quantità di ossigeno che raggiunge la loro superficie.

Quindi:

- la corrosione può aver luogo per un contenuto di cloruri relativamente basso quando il calcestruzzo è esposto all'aria;
- è necessario un contenuto molto più alto quando il calcestruzzo è immerso in mare.

Particolarmente degradabili sono le strutture soggette ad immersione temporanea.

### **3.3. DIAGNOSI DELLA CORROSIONE**

Nelle strutture che presentano fenomeni di degrado dei materiali, è opportuno estendere gli interventi non solo alle zone in cui il danneggiamento è evidente, ma anche a quelle in cui il degrado è già in fase avanzata o sta progredendo rapidamente.

E' allora importante fare previsioni circa i probabili tempi di innesco e sulla velocità di propagazione della corrosione; per questo fine, occorre eseguire rilievi per individuare fino a quale profondità si è estesa la carbonatazione del calcestruzzo e/o la penetrazione degli ioni cloruro.

#### **3.3.1. Profondità di carbonatazione**

Si può determinare mediante la prova alla fenolftaleina (UNI 9944). Sulla superficie del campione, subito dopo l'estrazione, si spruzza un velo di soluzione alcolica di fenolftaleina:

- il calcestruzzo carbonatato non modifica il suo colore,
- il calcestruzzo non ancora carbonatato assume il colore rosa della fenolftaleina in ambiente alcalino.



La prova deve essere effettuata su una superficie fresca di rottura, perpendicolare alla superficie esterna del calcestruzzo.

Sulla base di una campionatura sufficientemente estesa, è possibile stimare la penetrazione della carbonatazione nelle varie parti della struttura (dove possono variare le condizioni di esposizione e quindi la velocità di penetrazione).

Confrontando la profondità della carbonatazione con lo spessore di copriferro effettivo, misurato sulla struttura, è possibile individuare le zone in cui la carbonatazione ha raggiunto le armature e prevedere i tempi in cui questo si verificherà.

### **3.3.2. Determinazione del contenuto di cloruri**

Si effettuano analisi chimiche su campioni rappresentativi di diverse profondità per determinare i profili di contenuto totale di cloruri (UNI 9944).

Si possono utilizzare carote che vengono tagliate in fette oppure campioni ottenuti raccogliendo la polvere prelevata a diverse profondità con un trapano.

### **3.3.3. Tempo di innesco della corrosione**

La reazione di carbonatazione inizia alla superficie esterna del calcestruzzo e poi interessa le regioni più interne.

Il tempo di innesco della corrosione è dato dal tempo necessario alla carbonatazione per raggiungere una profondità pari allo spessore del copriferro; quindi dipende dallo spessore del copriferro e dalla velocità di penetrazione della carbonatazione, che a sua volta è funzione dei fattori esposti al par. 3.1.

Generalmente la progressione dello strato carbonatato nel tempo viene valutata tramite la relazione:

$$s = K\sqrt{t}$$

in cui  $s$  è lo spessore dello strato carbonatato al tempo  $t$  e  $K$  un coefficiente che dipende dai parametri sopra richiamati.

Utilizzando tale relazione, è possibile ricavare il tempo di innesco della corrosione, ponendo  $s$  pari al valore del copriferro. L'aspetto più delicato del procedimento è la valutazione del coefficiente  $K$ , che è funzione del tipo di calcestruzzo e delle condizioni di esposizione ambientale, e che pertanto può variare nel tempo e da una zona all'altra della stessa struttura.

Nel caso di strutture esistenti, è possibile determinare sperimentalmente il coefficiente  $K$ , una volta misurata in diverse parti della struttura la penetrazione della carbonatazione e noto il tempo di esposizione; supponendo che le condizioni ambientali rimangano invariate, si può così stimare l'andamento nel tempo della carbonatazione.

Valori di  $K$  di riferimento possono essere reperiti in letteratura [1].

### **3.4. RIFERIMENTI NORMATIVI**

UNI 7087:2002 – Calcestruzzo. Determinazione della resistenza al degrado per cicli di gelo e disgelo.

UNI 9535:1989 + A1:1992 – Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo. Determinazione del potenziale dei ferri d'armatura.

UNI 9944:1992 – Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo. Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo.

UNI 10322:1994 – Corrosione delle armature delle strutture di calcestruzzo. Metodo per la determinazione del grado di protezione del calcestruzzo nei confronti dell'armatura.

### **3.5. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI**

[1] Pedferri P., Bertolini L.: "La durabilità del calcestruzzo armato", McGraw-Hill, 2000.

[2] AICAP: "La corrosione nel calcestruzzo: fenomenologia, prevenzione, diagnosi, rimedi", 2005.

[3] Bertolini L., Gastaldi M.: "Ispezione e diagnosi della corrosione delle armature nel calcestruzzo: l'ex Istituto Marchiondi a Milano", 10° Congr. Naz. AIPnD, Ravenna 2003.

[4] Collepari M.: "Il nuovo calcestruzzo", cap. X.

## **4. PROVE DI CARICO**

Le prove di carico possono essere considerate una sorta di monitoraggio a breve termine, in cui si misurano gli effetti provocati da azioni appositamente applicate.

Le prove possono essere eseguite su strutture appena costruite, per verificarne la rispondenza con i requisiti di progetto, o sulle strutture esistenti con i seguenti scopi:

- per la verifica strutturale;

- per quantificarne il degrado;
- per verificare l'efficacia degli interventi;
- in un piano di sorveglianza: a cadenza programmata per controllare l'evoluzione del degrado.

La prova di carico consiste nel registrare la risposta della struttura alle azioni sollecitanti:

- nel normale funzionamento della costruzione (es: registrazione delle vibrazioni dovute a fattori ambientali: traffico, macchine, sismi, ecc);
- applicate appositamente:
  - prove di carico statiche;
  - prove dinamiche.

#### **4.1. PROVE DI CARICO STATICHE**

Di solito, si eseguono applicando i carichi sugli orizzontamenti e registrandone gli effetti su questi e sulle strutture più direttamente interessate (travi, pilastri).

E' fondamentale ricordare che dalla sola prova di carico non si ricava la "resistenza" di una struttura, se non quando la si spinga fino a rottura, ma ciò in genere non è desiderabile.

Il fatto che un solaio, ad es., abbia superato con esito positivo una prova spinta fino al carico di servizio, non è sufficiente per determinare la resistenza di quel solaio: infatti potrebbe entrare in crisi per un carico di poco superiore e pertanto non possedere un adeguato margine di sicurezza

Pertanto, prima dell'effettuazione della prova, perché questa risulti significativa e per non rischiare di fare danni, occorre effettuare tutti i saggi necessari per determinare la natura dei materiali e la geometria degli elementi portanti, e condurre valutazioni teoriche della resistenza e della deformabilità, tramite un modello matematico della struttura. In base a tutto questo, si decidono le modalità di prova ed i livelli di carico.

La prova di carico serve quindi a misurare la deformabilità della struttura ed il tipo di risposta ai carichi imposti: se i risultati, in termini di deformabilità, sono congruenti con le previsioni teoriche, allora può essere lecito considerare valide anche le valutazioni teoriche in termini di resistenza e, quindi, di grado di sicurezza.

Altro aspetto importante da considerare nel giudicare gli esiti di una prova è costituito dalla collaborazione degli elementi non strutturali: massetti di pavimentazione, tramezzature, tamponamenti sotto i normali carichi di prova rimangono connessi con la struttura, collaborando in flessione con gli elementi provati o trasferendo parte dei carichi ad altre membrature (effetto arco).

Le strutture secondarie portate collaborano in rigidità con quelle portanti, alterando la risposta statica in termini deformativi, senza modificarla apprezzabilmente sotto l'aspetto della sicurezza.

Pertanto, non considerare gli effetti della presenza di elementi non strutturali, porta a sovrastimare la rigidezza effettiva della struttura.

#### 4.1.1. Determinazione del carico di competenza

Quando non si carica un intero solaio ma soltanto una striscia, occorre considerare la collaborazione delle parti di solaio non caricate (fig. 3.1).

Anche se il solaio è formato da elementi lineari affiancati fra loro, generalmente esiste una connessione, più o meno forte, fra tali elementi.

Gli elementi direttamente caricati, allora, si inflettono, ma con essi anche gli elementi adiacenti, che quindi assorbono una parte del carico (fig. 3.2).

Il confronto fra i dati sperimentali e quelli provenienti dal calcolo, deve essere fatto valutando le inflessioni della striscia direttamente caricata provocate non dall'intero carico di prova ma solo dalla quota parte di competenza.

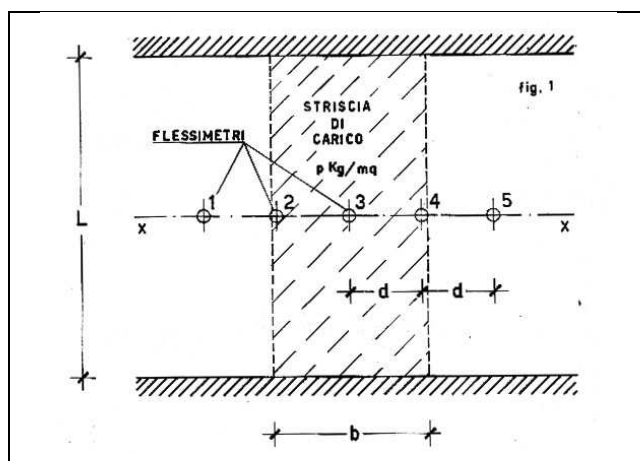


Fig. 3.1 - Schema di carico

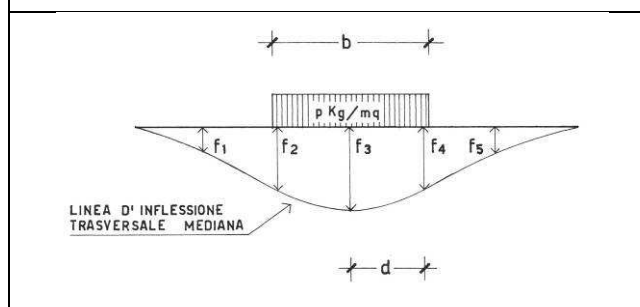


Fig. 3.2 - Linea di inflessione trasversale

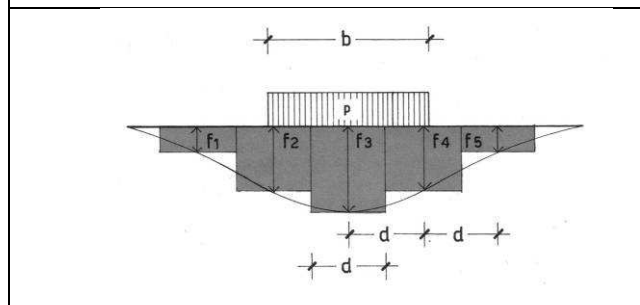


Fig. 3.3 - Ripartizione del carico di prova

Tale quota parte può essere determinata direttamente durante la prova. a questo fine, si dispongono lungo l'asse di mezzeria del solaio, ortogonalmente alla striscia caricata, un certo numero di flessimetri con i quali si può rilevare la linea d'inflessione trasversale mediana (fig. 3.3).

Si può assumere, con accettabile approssimazione, che ogni striscia di solaio assorba una quota di carico proporzionale alla corrispondente freccia.

#### **4.1.2. Disposizione degli strumenti di misura**

Il minimo di strumenti da utilizzare in una prova di carico su solaio è costituito da:

- strumenti in corrispondenza dei vincoli della struttura in prova
- uno strumento dove si prevede che si verifichi la deformazione massima (se si misurano inflessioni: in mezzeria di una struttura vincolata ad entrambi gli estremi, all'estremità di uno sbalzo; se si misurano rotazioni, sugli appoggi, ecc.).

#### **4.1.3. Conduzione di una prova di carico**

La prima operazione è la lettura degli strumenti in assenza di carichi: la lettura di "0".

Per quanto possibile i carichi si applicano con gradualità.

E' opportuno condurre la prova per gradini: aumentare i carichi fino a livelli prestabiliti ed in corrispondenza leggere gli strumenti e registrare le misure; attendere che l'assetto si sia stabilizzato prima di procedere ad aumentare i carichi.

Registrare orari e temperature ed eventuali altri fattori di influenza.

Durante tutto il corso della prova è opportuno condurre rilievi a vista dello stato delle strutture, direttamente o indirettamente influenzate dal carico.

La conduzione della prova per gradini permette di:

- tenere sotto controllo l'andamento della prova:
  - \* se uno strumento non funziona correttamente, siamo in tempo a provvedere
  - \* se l'andamento della prova non rispetta le previsioni, occorre rendersi conto dei motivi, prima di procedere
- condurre la prova in maggior sicurezza: inattesi o improvvisi cedimenti sono più facilmente individuabili se si dispone di grafici di risposta (fig. 3.4).

Una volta raggiunto il carico massimo che si intende applicare alla struttura, si effettuano le misure.

Se è possibile, si mantiene il carico per un certo periodo di tempo per evidenziare eventuali fenomeni lenti, quindi si ripetono le misure.

Si procede allo scarico, eventualmente per gradini.

Si registrano le misure allo scarico per valutare le deformazioni residue: se queste risultano grandi, in rapporto alle deformazioni massime raggiunte, ciò è indice di comportamento non elastico della struttura. In tal caso, se è possibile, conviene ripetere la prova.

Se gli esiti della prova non sono del tutto convincenti, può essere opportuno ripetere.

#### 4.1.4. Esito della prova

Il giudizio sull'esito di una prova di carico si compone di molteplici aspetti:

- se non si sono rilevati danni;
- se i risultati rispettano le previsioni;
- se l'accrescimento delle deformazioni è più o meno lineare con i carichi;
- se l'entità delle deformazioni residue allo scarico è una quota piuttosto piccola (10%?) delle deformazioni massime.

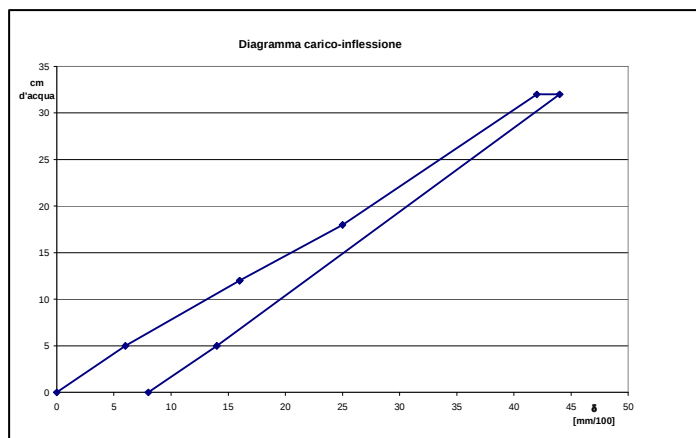


Fig. 3.4 - Grafico carico-inflessione

## 4.2. PROVE DINAMICHE

I metodi di indagine basati sulla osservazione delle proprietà dinamiche costituiscono un campo per il momento poco utilizzato nella pratica corrente, un po' per le scarse conoscenze che normalmente si hanno in materia, un po' per l'esiguo numero di laboratori attrezzati per eseguire tali prove, ed infine per il costo spesso abbastanza elevato: motivi che peraltro sono conseguenti gli uni agli altri.

D'altro canto, le prove dinamiche rappresentano uno strumento molto efficace quando si voglia conoscere il comportamento d'insieme di una struttura, fino ad essere quasi insostituibili quando se ne voglia saggiare la risposta alle azioni orizzontali.

I risultati di tali prove, analogamente a quelli delle prove di carico statiche, forniscono informazioni circa la rigidezza delle strutture, e permettono di tarare i modelli numerici con i quali si perviene a stimare la sicurezza in termini di resistenza.

In genere le prove di carico statiche sono utilizzate per saggiare la risposta di strutture ai carichi verticali. Le prove di carico con azioni orizzontali risultano spesso inattuabili, per la difficoltà di disporre di una struttura di contrasto, abbastanza rigida e più resistente della struttura in prova, e di una struttura di riferimento per gli strumenti di misura che non abbia movimenti durante tutto il corso della prova.

In questi casi, e su strutture che si prevede siano cimentate da importanti azioni dinamiche, è conveniente condurre prove dinamiche.

Si effettuano sottoponendo la struttura ad una eccitazione dinamica e registrando la risposta in termini di spostamenti, velocità, accelerazioni.

L'eccitazione può essere:

- naturale: vento, traffico, sisma, ...
- forzata: rilascio (fig. 3.5), urto, vibrodina, campane, ...

I dati di risposta della prova dinamica, opportunamente elaborati, forniscono le caratteristiche dinamiche della struttura, che dipendono direttamente da masse e rigidezze delle strutture:

- frequenze proprie
- smorzamenti
- forme modali (modi propri di vibrare).

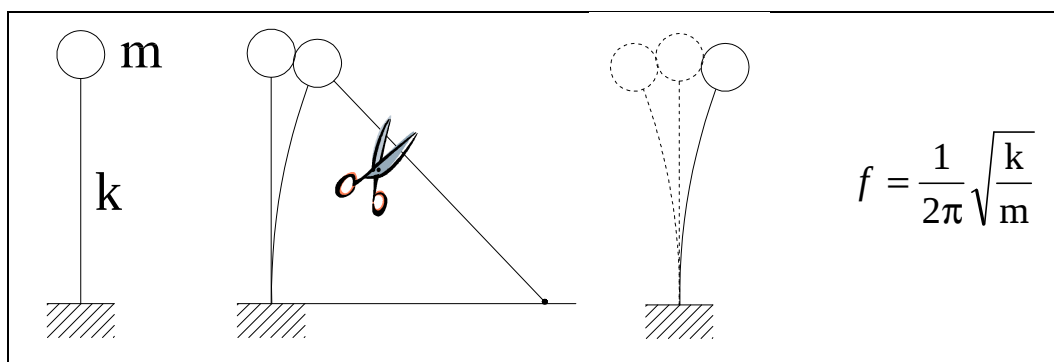


Fig. 3.5

Come le prove statiche, anche le prove dinamiche forniscono informazioni dirette sulle rigidezze e non sulle resistenze; le caratteristiche dinamiche sperimentali vengono confrontate con quelle ricavate dai calcoli.

La risposta della struttura è nota attraverso la misura di

- spostamenti
- velocità
- accelerazioni

Si può sempre passare da una grandezza all'altra, attraverso le leggi della dinamica.

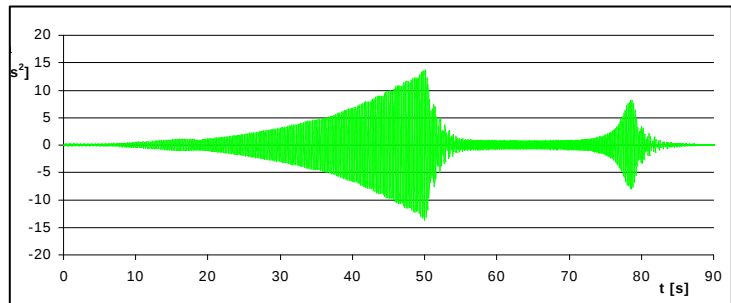
Per moto sinusoidale, ad es.:

$$v = \frac{a}{2\pi f} \quad s = \frac{a}{(2\pi f)^2} \quad a \text{ accelerazione, } v \text{ velocità, } s \text{ spostamento}$$

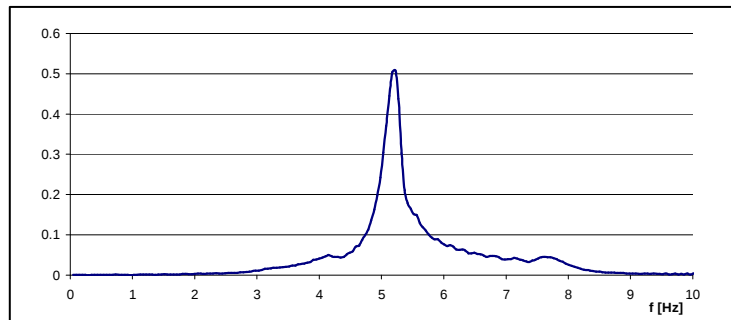
Ove possibile, è conveniente misurare le accelerazioni, perché le altre quantità si ricavano per integrazione, operazione che dà risultati più affidabili che non la derivazione.

I risultati di una prova dinamica si ottengono elaborando opportunamente i dati ricavati dalle misure:

- nel dominio del tempo:



- nel dominio delle frequenze:



## 5. UN ESEMPIO: MISURE NON DISTRUTTIVE, PROVE STATICHE E DINAMICHE DI RILASCIO SU UN SERBATOIO PENSILE IN CEMENTO ARMATO

L'esempio illustra le indagini condotte, a cura del Laboratorio prove materiali del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università di Pisa [1], su un serbatoio pensile in cemento armato (fig. 4.1), realizzato oltre cinquant'anni fa in una zona all'epoca non classificata sismica ed attualmente inserita in zona sismica 2, per il quale, in occasione di interventi per contrastare il degrado dei materiali, si è inteso procedere anche all'adeguamento sismico.

Nel caso in esame si sono adottate metodiche sperimentali abbastanza semplici sia per indagare le caratteristiche dei materiali che per saggiare la risposta dinamica della struttura alle azioni orizzontali; tramite i risultati di tali indagini si è potuto identificare un modello strutturale sufficientemente affinato, su cui condurre le verifiche sismiche e la progettazione degli interventi di adeguamento.

### 5.1. ILLUSTRAZIONE DELLE PROVE

Il calcestruzzo dei pilastri si presenta degradato in più parti della superficie esterna, per effetto dell'espulsione dei copriferri, causata dalla corrosione delle barre d'armatura più esterne.

Al fine di stimarne le caratteristiche meccaniche sono state eseguite misure dell'indice di rimbalzo sclerometrico e misure della velocità di propagazione degli ultrasuoni per trasparenza.

I risultati delle misure sono stati elaborati secondo la metodologia descritta in [2], fornendo un valore medio della resistenza cubica del calcestruzzo pari a circa  $60 \text{ N/mm}^2$ , con intervallo di confidenza di  $\pm 15 \text{ N/mm}^2$ .



Fig. 4.1

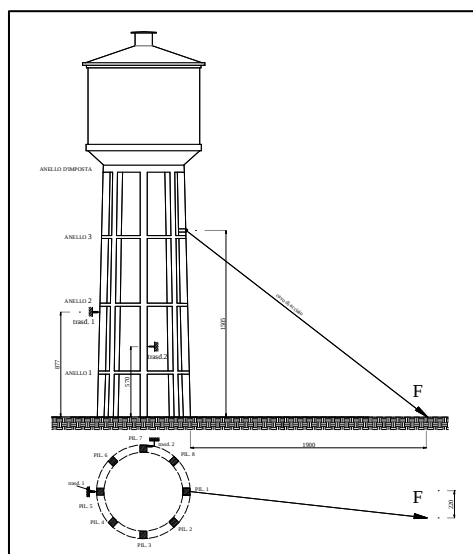


Fig. 4.2

Sulla struttura in studio, sono state eseguite prove sperimentali volte a determinarne la rigidezza a fronte di forze orizzontali ed il comportamento dinamico in vibrazione libera.

Le prove sono state eseguite in condizioni di serbatoio vuoto e serbatoio completamente riempito di acqua, dapprima applicando alla struttura carichi crescenti tramite un cavo messo in tiro da una autogru (fig. 4.3). Successivamente, in seguito alla rottura di una barra calibrata interposta nel cavo, si verificava il rilascio improvviso del tiro, e la conseguente vibrazione libera del serbatoio.

Le condizioni di prova sono schematizzate nella fig. 4.2.

Il cavo era applicato ad uno dei pilastri del serbatoio tramite un dispositivo di aggancio in elementi di acciaio (fig. 4.4), situato 40 cm al di sopra dell'anello di collegamento posto più in alto.

Nel cavo erano interposte una cella di carico ed uno spezzone di barra filettata in acciaio (figg. 4.5, 4.6) in cui era stata praticata una incisione circonferenziale a V, tale da garantire una rottura di tipo fragile per valori della forza prestabiliti (fig. 4.7).



Fig. 4.3



Fig. 4.4



Fig. 4.5



Fig. 4.6



Fig. 4.7



Fig. 4.8

Durante la prima fase delle prove, venivano misurati l'entità del carico, per mezzo della cella di carico, e gli spostamenti di due punti della struttura rispetto a punti fissi appartenenti ad edifici circostanti, tramite trasduttori di spostamento di tipo induttivo (fig. 8). Durante la fase di vibrazione libera, provocata dal repentino rilascio del tiro, sono state registrate le accelerazioni in cinque punti

della struttura, sia in direzione del tiro, che in quella ortogonale. Sono state eseguite una prova a serbatoio pieno e tre prove a serbatoio vuoto.

## 5.2. RISULTATI DELLE PROVE

I diagrammi forza-spostamenti registrati durante le prove hanno mostrato una progressione all'incirca lineare degli spostamenti a fronte delle forze applicate (v. un es. in fig. 4.9).

I segnali forniti dagli accelerometri disposti nella direzione del tiro (fig. 4.10), nelle quattro prove effettuate, sono stati elaborati tramite l'analisi di Fourier; nella fig. 4.11 sono illustrati, a titolo di esempio, i risultati delle elaborazioni dei segnali forniti dall'accelerometro 6 nella prova a serbatoio pieno e nelle tre prove a serbatoio vuoto.

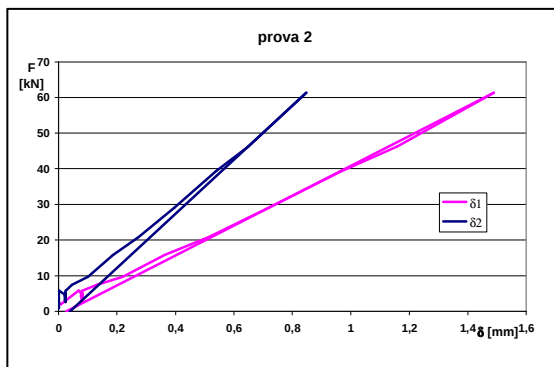


Fig. 4.9 - Diagramma carico-deformazioni relativo ad una prova statica

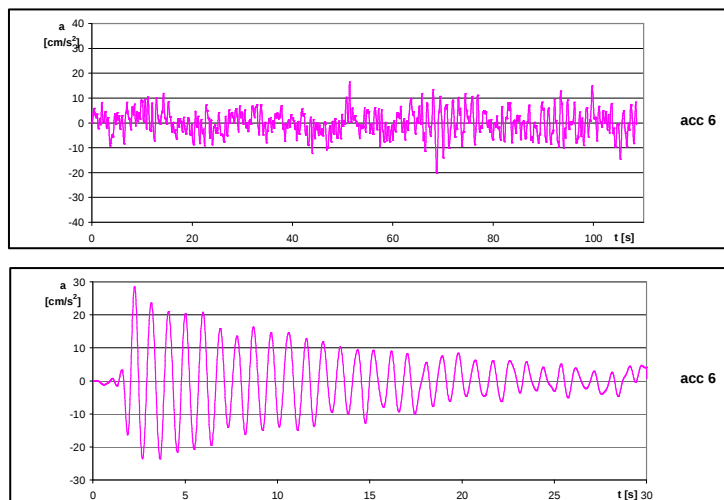


Fig. 4.10 - Segnali forniti dall'accelerometro 6:

a) nella prova a serbatoio pieno

b) in una prova a serbatoio vuoto

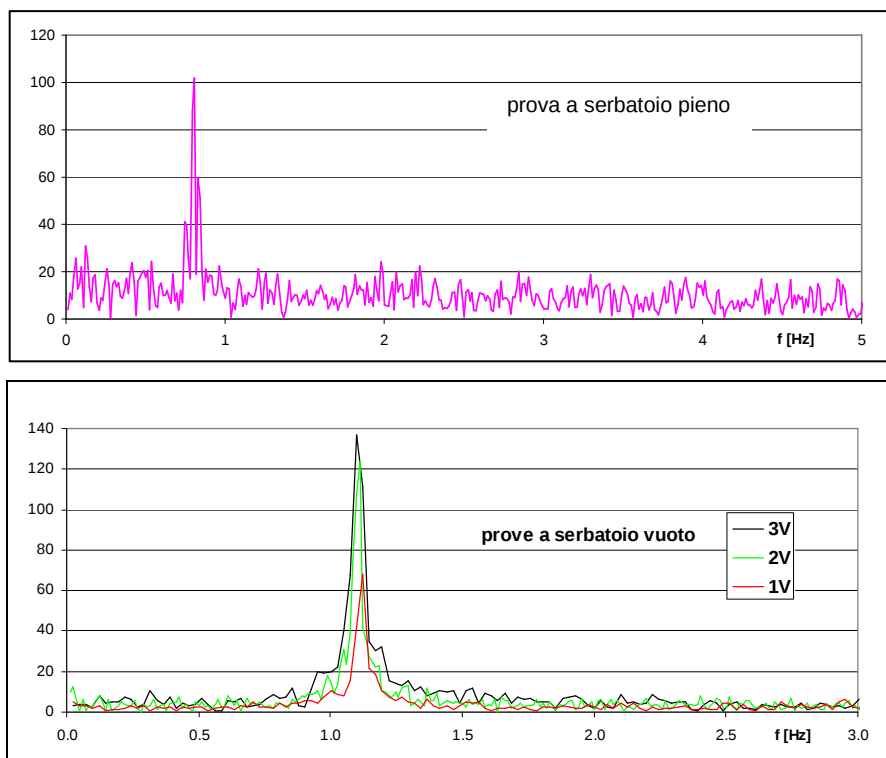


Fig. 4.11 - Risposta  
in termini di  
frequenza:

a) nella prova a  
serbatoio pieno

b) nelle prove a  
serbatoio vuoto

L'analisi dei risultati ha mostrato che nella prova 1P, l'unica effettuata a serbatoio pieno, tutti gli accelerometri, ad eccezione dell'accelerometro 1 che presenta un segnale in cui il rumore di fondo è di ampiezza paragonabile all'ampiezza delle vibrazioni, presentano la massima amplificazione in corrispondenza della frequenza 0.80 Hz; nelle prove 1V, 2V, 3V, effettuate a serbatoio vuoto con ampiezze degli spostamenti iniziali via via crescenti, le frequenze corrispondenti alle massime amplificazioni hanno valori molto simili, intorno a 1,11 Hz; risultano anche molto simili i rapporti fra le ampiezze massime dei segnali forniti dai cinque accelerometri.

I valori di frequenze evidenziati sono stati assunti quali frequenze del primo modo di vibrare nella direzione dello spostamento iniziale, nelle due situazioni, di serbatoio pieno e di serbatoio vuoto; le forme modali sono state assunte proporzionali ai corrispondenti valori di ampiezza delle FFT relative ai segnali dei diversi accelerometri. Dall'analisi dei segnali degli strumenti nel dominio del tempo, è stato possibile inoltre ricavare, applicando il metodo del decremento logaritmico, valori sufficientemente approssimati del coefficiente di smorzamento.

### 5.3. ANALISI NUMERICA - IDENTIFICAZIONE STRUTTURALE

La modellazione FEM della struttura è avvenuta in due fasi successive:

- preliminarmente alla esecuzione delle prove, al fine di calibrare le forze da applicare alla struttura durante le prove;

- a posteriori, modificando alcuni parametri di incerta determinazione, per la individuazione del modello maggiormente rappresentativo del comportamento strutturale reale.

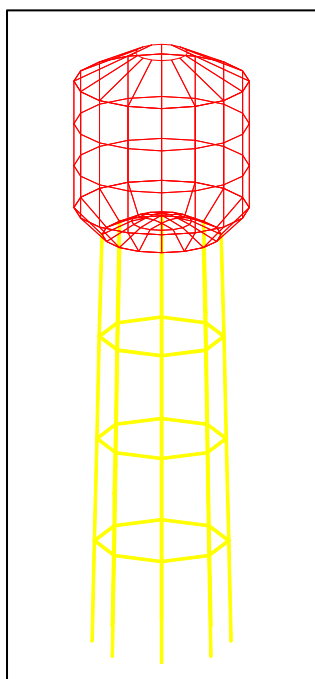


Fig. 4.12 - Modello agli elementi finiti della struttura del serbatoio

I parametri di incertezza, assunti quali variabili da definire a seguito della sperimentazione, sono:

- Il modulo elastico dinamico E** del calcestruzzo;
- La quota di imposta delle fondazioni** dal p.d.c.
- Il grado di vincolo terreno – struttura (**costante k**)

Il confronto tra dati sperimentali e teorici risultanti dalle analisi numeriche condotte al variare dei parametri incogniti ha condotto alla loro definizione nei termini seguenti:

- modulo elastico dinamico E del calcestruzzo = **58.000 MPa**
- quota di imposta della platea fondazione dal p.d.c. = **-1,00 m**
- costante elastica  $k = \infty$

Utilizzando il modello identificato, è stata condotta la verifica della struttura per le azioni statiche e le azioni sismiche previste per la zona di costruzione.

I risultati dell'analisi sono stati confrontati con gli analoghi ottenuti con il modello preliminare.

Il modello identificato risulta complessivamente “più rigido” di quello iniziale, per effetto del maggior valore del modulo elastico del calcestruzzo, risultato dalle indagini non distruttive eseguite, e per il maggior grado di vincolo delle colonne al suolo che si riscontra dall’analisi dei risultati delle prove dinamiche.

|                                           | N° asta FEM | Posizione             | Modello preliminare |                |               | Modello identificato |                  |               |
|-------------------------------------------|-------------|-----------------------|---------------------|----------------|---------------|----------------------|------------------|---------------|
|                                           |             |                       | N<br>[kN]           | M13<br>[kNm]   | T13<br>[kN]   | N<br>[kN]            | M13<br>[kNm]     | T13<br>[kN]   |
| Analisi<br>sismica,<br>serbatoio<br>pieno | 1           | Pilastro 1<br>base    | -585.5<br>-1180.7   | 90.6<br>-158.4 | 25.6<br>-10.9 | -434<br>-1326        | 185.7<br>-183.1  | 26.7<br>-27.8 |
|                                           | 4           | Pilastro 1<br>sommità | -579.6<br>-874      | 73.9<br>-126.3 | 7.8<br>-18.9  | -525<br>-948         | 67.5<br>-176.2   | 39.4<br>-26.7 |
|                                           | 17          | Pilastro 5<br>base    | -581.2<br>-1176     | 90.5<br>-158.5 | 25.7<br>-10.9 | -430.8<br>-1329      | 185.7<br>-184.5  | 27.4<br>-27.6 |
|                                           | 20          | Pilastro 5<br>sommità | -575<br>-869        | 74.3<br>-125.9 | 7.9<br>-19.9  | -502<br>-954         | 123.7<br>-174.12 | 14.2<br>-25.4 |
|                                           | 34          | 1° anello             | -5.9                | -57.7          | -50.5         | -5.47                | -100.6           | -71.8         |
|                                           | 47          | 2° anello             | 3.94                | -98            | -82           | -0.7                 | -130.6           | -107.8        |
|                                           | 55          | 3° anello             | -11.9               | -84.7          | -74           | -10.5                | -109.2           | -64.2         |

Come conseguenza della maggior rigidezza del modello, si osserva che, in generale, i momenti flettenti che impegnano le aste del modello identificato sono maggiori rispetto ai corrispondenti valori ottenuti dal modello preliminare. Svolgendo poi le verifiche delle stesse sezioni con riferimento alle diverse sollecitazioni ottenute, si ritrovano differenze significative nel grado di impegno dei materiali, tanto da far apparire le stesse sezioni verificate per le sollecitazioni del modello preliminare e non verificate per le sollecitazioni ottenute dal modello identificato.

#### 5.4. CONCLUSIONI

Le indagini svolte sulle strutture del serbatoio pensile in cemento armato ai fini della valutazione della sicurezza in fase statica e sismica, sono state eseguite utilizzando attrezzature abbastanza facilmente reperibili, in tempi e a costi accettabili, ed hanno fornito informazioni di notevole valore circa le caratteristiche dei materiali ed il comportamento della struttura. Il modello strutturale identificato, infatti, ha permesso di valutare con maggiore attendibilità il livello di sicurezza attuale della struttura e di prevedere gli effetti degli interventi di consolidamento in progetto.

Inoltre, i risultati sperimentali ottenuti potranno servire da riscontro con i risultati di analoghe prove che saranno eseguite sulla struttura consolidata e successivamente nel tempo, quale monitoraggio permanente delle condizioni statiche della struttura.

- [1] Bartelletti R., Beconcini M.L., Formichi P.: "Prove di caratterizzazione dinamica e modellazione strutturale di un serbatoio pensile in cemento armato", 11° Congr. Naz. AIPnD, Milano, 2005.
- [2] Beconcini M.L., Formichi P., "Resistenza del calcestruzzo, misure sclerometriche e di velocità di propagazione degli ultrasuoni in strutture esistenti: risultati di una campagna di indagini", 10° Congr. Naz. AIPnD, Ravenna, 2003.