Politecnico di Torino

Facoltà di Ingegneria Corso di laurea in Ingegneria Edile

Tesi di Laurea Magistrale

LE PROPRIETA' MECCANICHE DELLE BARRE D'ARMATURA DEL C.A. UTILIZZATE NEGLI ANNI 1908-1955



| Relatori: | Candidato: |
|------------------------------|-------------------|
| Prof. Alessandro P. Fantilli | Gianmarco Pasini |
| | matricola: 227854 |
| Prof. Bernardino Chiaia | |
| | |

"Il sasso.

La persona distratta vi inciampa.

Quella violenta, l'ha usato come proiettile.

L'imprenditore l'ha usato per costruire.

Il contadino stanco invece come sedia.

Per i bambini è un giocattolo.

Davide uccise Golia e

Michelangelo ne fece la più bella scultura.

In ogni caso, la differenza

Non la fa il sasso, ma l'uomo.

Non esiste sasso sul tuo cammino che tu non

Possa sfruttare per la tua propria crescita".

Alla mia famiglia

INDICE

| CAPITOLO 1: INTRODUZIONE | 7 |
|---|----|
| 1.1 Inquadramento generale | 7 |
| 1.2 Obiettivo e svolgimento della tesi | 8 |
| | |
| CAPITOLO 2: L'ACCIAIO NELLE COSTRUZIONI | 9 |
| 2.1 L'acciaio nel mondo delle costruzioni | 9 |
| 2.2 L'acciaio e le sue classificazioni | 9 |
| 2.2.1 Classificazione in base al contenuto di carbonio | 9 |
| 2.2.2 Classificazione in base alla composizione chimica | 10 |
| 2.2.3 Classificazione secondo la norma UNI EN 10027-1:2006 | 10 |
| 2.2.3.1 Il metodo alfanumerico | 10 |
| 2.2.3.2 La designazione numerica | 13 |
| 2.3 Gli elementi della lega metallica | 13 |
| 2.4 Le caratteristiche dell'acciaio | 14 |
| 2.5 Il processo di formazione dell'acciaio | 15 |
| 2.5.1 Acciaio ottenuto dal minerale | 16 |
| 2.5.1.1 Estrazione dei minerali del ferro | 16 |
| 2.5.1.2 Produzione della ghisa grezza | 16 |
| 2.5.1.3 Affinazione della ghisa grezza per la produzione degli acciai | 17 |
| 2.5.2 Acciaio ottenuto per fusione di rottami | 18 |
| 2.6 L'acciaio da cemento armato | 23 |
| 2.6.1 Tipi di acciaio utilizzati per il cemento armato | 24 |
| 2.6.2 La sagomatura | 25 |
| 2.6.3 L'assemblaggio | 25 |
| 2.6.4. Conriferro e interferro | 28 |

| 2.6.5 L'ade | renza fra l'acciaio e il calcestruzzo | 23 |
|--|--|----------------------------|
| 2.6.6 Le pro | ove di laboratorio sui provini di acciaio | 33 |
| 2.6.6.1 | La prova di trazione | 33 |
| 2.6.6.2 | La prova di piegamento | 35 |
| 2.6.6.3 | La prova di aderenza | 36 |
| 2.6.6.4 | Le analisi chimiche | 36 |
| 2.6.7 I con | trolli sulle barre d'armatura | 37 |
| 2.6.8 II deg | grado dei ferri d'armatura | 40 |
| 2.6.8.1 | I meccanismi di degrado del cls armato | 40 |
| 2.6.8.2 | La corrosione | 41 |
| 2.6.8.3 | La prevenzione | 47 |
| 2.6.8.4 | Misure di protezione aggiuntive | 50 |
| | | |
| | | |
| CAPITOLO 3: S | STORIA DEL CALCESTRUZZO ARMATO DAL 1900 AL 1959 | 52 |
| | STORIA DEL CALCESTRUZZO ARMATO DAL 1900 AL 1959del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo | |
| 3.1 Le origini | | 52 |
| 3.1 Le origini o | del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo | 52 52 |
| 3.1.1 prim 3.1.2 La na | del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo | 52 52 52 |
| 3.1.1 prim 3.1.2 La na 3.2 Il calcestru | del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo ni tentativi nella storia dell'uomoscita del cemento armato e i primi brevetti | 52 52 52 65 |
| 3.1 Le origini e 3.1.1 I prim 3.1.2 La na 3.2 Il calcestre 3.2.1 Le sp | del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo ni tentativi nella storia dell'uomo | 52 52 52 65 |
| 3.1 Le origini e 3.1.1 I prim 3.1.2 La na 3.2 Il calcestre 3.2.1 Le sp | del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo | 52 52 52 65 |
| 3.1.1 prim 3.1.2 La na 3.2 Il calcestru 3.2.1 Le sp 3.3 L'avvento | del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo | 52 52 65 65 72 |
| 3.1.1 prim 3.1.2 La na 3.2 Il calcestru 3.2.1 Le sp 3.3 L'avvento | del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo | 52 52 65 65 72 |
| 3.1.1 prim 3.1.2 La na 3.2 Il calcestru 3.2.1 Le sp 3.3 L'avvento CAPITOLO 4: E 4.1 Primo per | del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo | 52 52 65 65 72 80 |
| 3.1.1 prim 3.1.2 La na 3.2 Il calcestru 3.2.1 Le sp 3.3 L'avvento CAPITOLO 4: E 4.1 Primo per 4.1.1 D.M. | del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo | 52 52 65 65 72 80 80 |

| 4.1.4 R.D.L. del 1927 n° 1981 | 84 |
|--|-----------------------|
| 4.1.5 R.D.L. del 1930 n° 682 | 86 |
| 4.1.6 R.D.L. del 1932 n° 832 | 86 |
| 4.1.7 R.D.L. del 1937 n° 2105 | 86 |
| 4.1.8 R.D.L. del 1938 n° 2229 | 87 |
| 4.2 Inizio secondo periodo normativo | 88 |
| 4.2.1 Circolare 23 maggio 1957 n. 1472 | 88 |
| | |
| CAPITOLO 5: LE INDAGINI SUI PROVINI DI EDIFICI ESISTENTI | 90 |
| 5.1 Il processo di diagnosi | 90 |
| 5.2 Caratteristiche generali degli edifici in cemento armato esistenti | 91 |
| 5.3 Stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza | 94 |
| 5.4 Tecniche di indagine per la definizione del quadro defectologico delle strutture | 100 |
| 5.4.1 Metodi pacometrici | 100 |
| 5.4.2 Metodi radiografici e radioattivi | 103 |
| 5.4.3 Metodi chimici | 106 |
| 5.4.4 Misura del potenziale elettrodico per il controllo dei processi corrosivi | 107 |
| 3.4.4 Iviisura dei potenziale elettrodico per il controllo dei processi corrosivi | |
| 5.4.5 Controllo della reazione alacali-aggregati | 109 |
| | |
| 5.4.5 Controllo della reazione alacali-aggregati | 111 |
| 5.4.5 Controllo della reazione alacali-aggregati | 111 ali 112 |
| 5.4.5 Controllo della reazione alacali-aggregati | 111 ali 112 |
| 5.4.5 Controllo della reazione alacali-aggregati | 111 ali 112 113 |
| 5.4.5 Controllo della reazione alacali-aggregati | 111 ali 112 113 |
| 5.4.5 Controllo della reazione alacali-aggregati | 111 ali 112 113 114 |

| 6.4 | Calc | olo della tensione media di rottura σ_R | .18 |
|-------|---------|---|--------------|
| | 6.4.1 | Istogramma delle frequenze | L23 |
| | 6.4.2 | I frattili | 123 |
| | 6.4.3 | La curva di distribuzione gaussiana | 124 |
| | 6.4 | l.3.1 Calcolo dei frattili 1 | 124 |
| 6.5 | Anal | lisi dei dati1 | 125 |
| | 6.5.1 | Analisi generale nel periodo di riferimento | L25 |
| | 6.5.2 | Analisi per diametri nel periodo di riferimento 1 | .28 |
| | 6.5.3 | Analisi per tipi di acciaio nel periodo di riferimento 1 | L54 |
| | | | |
| CAP | ITOL | O 7. APPLICAZIONE AL CASO REALE 1 | 64 |
| 7.1 | . Il Po | onte sulle Rocche nel Comune di Montaldo Roero (CN) 1 | L 6 4 |
| 7.2 | Lan | ormativa di riferimento all'epoca della costruzione1 | .66 |
| 7.3 | II pre | elievo dei provini 1 | L 6 7 |
| 7.4 | Conf | fronto fra i risultati delle prove a trazione e i dati del Database 1 | 168 |
| | | | |
| САР | ITOL | O 8: CONCLUSIONI 1 | .75 |
| Bibli | ografia | a | L78 |
| Alleg | gato I: | Macro 1 | L80 |

CAPITOLO 1. INTRODUZIONE

1.1. Inquadramento generale

L'edificato italiano realizzato in calcestruzzo armato è il più datato dell'intero continente europeo; le sue origini risalgono ai primi anni del 1900, periodo durante il quale vengono anche definite le prime normative a livello nazionale in materia di progettazione e costruzione di opere edili.

Grazie all'innovazione tecnologica sviluppatasi nel corso dell'ultimo secolo, le proprietà e le caratteristiche dei materiali adottati nelle costruzioni hanno portato ad un grande miglioramento nelle prestazioni degli edifici e nella loro sostenibilità, sia per quanto riguarda i quelli già in uso negli anni passati, fra cui il calcestruzzo armato e il legno, sia per quelli più innovativi.

Proprio riguardo al calcestruzzo armato, si è potuto osservare come col passare del tempo l'uomo sia stato capace di implementate le caratteristiche tecniche e prestazionali, analizzando i certificati delle prove sui materiali svolte dal 1909 in poi e depositati presso l'archivio del Politecnico di Torino; in particolare, sono stati osservati i risultati delle prove a trazione dei provini di acciaio da c.a., ponendo l'attenzione sul tipo di acciaio considerato e sul diametro del provino preso in esame, e sono stati studiati i tre parametri caratterizzanti questo materiale, ovvero la resistenza a rottura, quella di snervamento e l'allungamento a rottura.

Il calcestruzzo armato è da sempre il materiale più diffuso nel patrimonio edilizio italiano, in ambito residenziale come in quello industriale, e questo lo si può facilmente constatare osservando i tanti nuclei urbani che si sono sviluppati nel nostro paese; le nuove costruzioni realizzate con questo materiale hanno origini molto lontane nel passato, diventando quasi una costante fino agli anni '90. Questo fatto ha portato da una parte allo sviluppo di una importante esperienza in materia di nuove costruzioni e ad un affinamento sempre crescente della tecnica ma dall'altro lato ha portato inevitabilmente al giorno d'oggi alla necessità di doversi rapportare con edifici datati e che necessitano di interventi sostanziali di recupero, sia dal punto di vista strutturale che energetico.

Tuttavia, tale questione trova non pochi problemi per la variabilità dei casi che si possono presentare e per la scarsità delle informazioni relative a un edificio esistente che in molti casi non hanno fonti certe oppure fanno riferimento a norme abrogate da tempo. Per questi motivi, e per la necessità sempre più forte di rendere il patrimonio edilizio italiano sicuro ed efficiente, assume grande importanza la valutazione degli edifici esistenti (diagnostica) al fine di poter comprendere quali siano gli interventi più efficaci da mettere in atto.

Pianificare l'intervento su di un edificio esistente, per il recupero o conservazione delle strutture, non è qualcosa di standardizzabile, e richiede come presupposto una conoscenza quanto più possibile completa della storia pregressa della struttura in esame. Ciò tuttavia, come detto in precedenza, non è sempre possibile, sia perché la documentazione relativa alla struttura può essere incompleta, sia perché in passato non erano presenti normative così dettagliate come ai giorni nostri. Tale situazione può portare a delle valutazioni poco precise da parte dei tecnici in merito alle possibili prove da compiere sul manufatto, le quali comporteranno un costo sia economico che di tempo, oltre che di invasività per la struttura.

Una delle soluzioni che può essere adottata nella situazione in cui le informazioni riguardanti la statica e le caratteristiche strutturali di un edificio sono scarse, consiste nel provare ad immedesimarsi nel progettista dell'epoca, provando a risalire, attraverso la normativa dell'epoca con la quale è stato progettato l'edificio in esame, alle proprietà statiche e dinamiche della struttura stessa, in particolare quando si deve analizzare l'opera riguardo all'adeguamento sismico nei casi ove previsto dalla legge.

L'elevato numero di edifici che rientrano in queste condizioni obbliga la ricerca di una soluzione pratica che consenta di catalogare le varie strutture e classificarle sulla base delle loro caratteristiche di resistenza, per poi poter affrontare il tema della loro effettiva vulnerabilità sismica; in un secondo momento poi sarà possibile definire una scala di priorità di intervento per rendere gli interventi mirati a specifici edifici.

1.2. Obiettivo e svolgimento della tesi

Il presente lavoro illustra l'analisi statistica delle caratteristiche meccaniche degli acciai di armatura utilizzati in Italia tra il 1909 ed il 1955, basata sui dati delle schede di prova dell'archivio del laboratorio sperimentale del Politecnico di Torino. I parametri considerati sono: le resistenze allo snervamento, le resistenze ultime e gli allungamenti percentuali a rottura. I dati raccolti, inoltre, consentono di valutare l'utilizzo di differenti tipologie di armatura nell'arco temporale oggetto dello studio. I valori medi e le relative curve di dispersione sono stati valutati successivamente a seconda della tipologia considerata e del periodo di interesse.

Il tema della vulnerabilità degli edifici esistenti in cemento armato è diventato ormai un tema prioritario della ingegneria sismica, risultando oggetto di continui aggiornamenti in ambito sia della letteratura tecnica che delle indicazioni normative dell'ultimo decennio. Nelle principali normative internazionali la verifica sismica della singola struttura include un'iniziale fase di conoscenza che influenza in maniera primaria il risultato della fase di analisi; il processo di conoscenza riguarda tre aspetti principali: la geometria degli elementi strutturali, i dettagli di armatura ed infine le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti. Proprio quest'ultimo aspetto può diventare un limite per una adeguata conoscenza della struttura, necessaria per l'utilizzo di metodologie di analisi più dettagliate, da ricondursi chiaramente alla caratteristica di forte invasività delle metodologie dirette; questo aspetto investe soprattutto le barre in acciaio, in quanto i metodi diretti (più invasivi) non possono trovare una alternativa o quanto meno una complementarietà nelle metodologie indirette come avviene per il calcestruzzo.

Parallelamente a questa indagine, è stata svolta una ricerca sulle più importanti normative in materia di progettazione e realizzazione di opere in c.a. nel periodo in esame, e sono state analizzate le linee guida che la norma prescriveva per le caratteristiche di questo materiale, fra cui i valori minimi di resistenza massima e di snervamento; in più è stata ripercorsa la storia evolutiva dell'acciaio utilizzato all'interno del cls armato, delle tecniche con cui venivano realizzati i provini e delle diverse soluzioni progettuali adottate nel corso del tempo per ottimizzarne le prestazioni.

Realizzando un'analisi di questo tipo, è stato possibile ricavare i valori medi della resistenza dell'acciaio riferiti ad un preciso anno e una data zona geografica, grazie al quale si può avere un punto di partenza da parte del progettista adibito a studiare le tecniche di intervento più adatte per una determinata struttura esistente e della quale non si hanno sufficienti informazioni.

CAPITOLO 2. L'ACCIAIO NELLE COSTRUZIONI

2.1 L'acciaio nel mondo delle costruzioni

L'acciaio è uno dei materiali che fin dall'antichità ha rappresentato per l'uomo un grande risorsa per i suoi innumerevoli utilizzi e le sue incredibili caratteristiche. L'evoluzione e la storia di questo metallo vanno di pari passo con la storia dell'uomo e dei traguardi che la scienza, nel corso del tempo, sono riusciti a raggiungere, arrivando a risultati che fino a qualche tempo fa erano inimmaginabili. Uno dei settori in cui l'acciaio si è fortemente radicato già dai suoi primi albori, è senza dubbio quello delle costruzioni: numerose sono le prove e le testimonianze di come questo materiale venne già adottato come rinforzo o come vero e proprio materiale da costruzione per la realizzazione di piccoli manufatti o addirittura come ancoraggi dei conci squadrati dei templi romani.

L'evoluzione di questo materiale e il progresso della scienza e della tecnologia hanno portato inevitabilmente a compiere grandi passi in avanti nella produzione e nella qualità di questo materiale, che tutt'oggi viene impiegato in un numero sempre crescente di lavori nell'edilizia, sia come vero e proprio materiale strutturale, sia come elemento di rinforzo per una struttura in calcestruzzo armato, ma anche come elemento per le finiture ed i componenti di un edificio.

Nel panorama delle costruzioni edili, l'acciaio viene impiegato:

- nelle opere di carpenteria metallica, strutture spaziali e sistemi costruttivi reticolari;
- nelle opere di lamiera, chiusure orizzontali;
- nel cemento armato e nel c.a. precompresso;
- come materiali di rivestimento e arredamento.

2.2 L'acciaio e le sue classificazioni

Con il termine acciaio si indica una lega composta principalmente da ferro e carbonio, quest'ultimo in percentuale non superiore al 1,7%: oltre tale limite, le proprietà del materiale cambiano e la lega assume la denominazione di ghisa. L'acciaio, che costituisce il più importante prodotto della siderurgia, viene commercializzato in una grande varietà di tipi, ciascuno con caratteristiche diverse, classificabili secondo la composizione chimica, la struttura, il processo di produzione, l'impiego prevalente.

2.2.1 Classificazione in base al contenuto di carbonio

Una delle più importanti classificazioni dell'acciaio è quella che viene fatta in funzione del contenuto di carbonio. Il carbonio si presenta esclusivamente sotto forma di cementite o carburo di ferro. Gli acciai sono leghe sempre plastiche a caldo, cioè fucinabili, a differenza delle ghise. In base al tasso di carbonio gli acciai si dividono in:

- extra dolci: carbonio compreso tra lo 0,05% e lo 0,15%;
- dolci: carbonio compreso tra lo 0,15% e lo 0,25%;

- semidolci: carbonio compreso tra lo 0,25% e lo 0,40%;
- semiduri: carbonio tra lo 0,40% e lo 0,60%;
- duri: carbonio tra lo 0,60% e lo 0,70%;
- durissimi: carbonio tra lo 0,70% e lo 0,80%;
- extraduri: carbonio tra lo 0,80% e lo 0,85%.

Gli acciai dolci sono i più comuni e meno pregiati; se il contenuto di carbonio è molto basso si hanno metalli teneri e plastici, mentre se il contenuto di carbonio è elevato si hanno metalli duri e fragili.

2.2.2 Classificazione in base alla composizione chimica

Oltre al carbonio, sono presenti anche altri elementi alliganti aggiunti per lo più sotto forma di ferroleghe. In base alla composizione chimica gli acciai si possono distinguere in 2 gruppi:

- acciai non legati: sono acciai nel quale i tenori degli elementi di lega rientrano nei limiti indicati dal prospetto I della UNI EN 10020;
- acciai legati: sono acciai per i quali almeno un limite indicato del suddetto prospetto I viene superato.

Per convenzione gli acciai legati si suddividono in:

- bassolegati: nessun elemento al di sopra del 5%;
- altolegati: almeno un elemento di lega al di sopra del 5%.

Esistono moltissimi tipi di acciaio, le cui composizioni e denominazioni sono stabilite da apposite norme tecniche: in Europa le euronorme (EN) emesse dal Comitato Europeo di Normazione (CEN) e nel continente americano l'ASTM (American Society Testing Materials), in collaborazione con l'AISI (American Iron and Steel Institute) ed internazionalmente le ISO (International Standard Institute).

2.2.3 La classificazione degli acciai secondo la norma UNI EN 10027-1:2006

Gli acciai vengono designati anche secondo la nuova normativa europea UNI EN 10027 del 2006 in due sistemi equivalenti:

- alfanumerico, descritto dalla normativa UNI EN 10027/1 (per esempio: S235JR);
- numerico, descritto dalla normativa UNI EN 10027/2 (per esempio: 1.0037).

2.2.3.1 Il metodo alfanumerico

La normativa UNI EN 10027/1 designa gli acciai secondo 2 gruppi:

• 1° gruppo: designazione in base all'impiego ed alle caratteristiche meccaniche o fisiche; si tratta di acciai di base e di qualità, detti anche acciai da costruzione di uso generale;

• 2° gruppo: designazione in base alla composizione chimica (suddivisi in quattro sottogruppi); si tratta di acciai speciali, differiscono dagli altri acciai per la loro composizione chimica e per il trattamento termico che subiscono che conferisce a questi acciai particolari caratteristiche meccaniche.

Gli acciai del gruppo I costituiscono il tipo più comune e meno costoso, comprendono gli acciai di base e di qualità, anche detti acciai da costruzione di uso generale; essi hanno caratteristiche meccaniche inferiori rispetto agli acciai speciali, in particolare sono adatti a resistere a sollecitazioni soprattutto statiche (come nel caso delle costruzioni civili).

Attualmente sono posti in opera mediante saldatura, da cui la necessità di un'adeguata saldabilità. Per questo motivo, viene riposta attenzione alla percentuale di carbonio presente alle estremità dei componenti da saldare, la quale deve essere inferiore allo 0.41%, conteggiando, oltre al carbonio, anche la percentuale di altri elementi di lega che contribuiscono all'infragilimento della ZTA (Zona Termicamente Alterata), immediatamente adiacente al punto di saldatura, a causa della probabile formazione di martensite, microstruttura dura ma soprattutto fragile, inadatta ad utilizzi di tipo strutturale. Sono generalmente impiegati allo stato grezzo di laminazione, anche se in qualche caso sono sottoposti a normalizzazione, un trattamento che porta all'omogeneizzazione dei grani del materiale con conseguente riduzione di eventuali rischi dovuti a deformazioni o trattamenti precedenti. A temperature molto basse possono perdere resilienza, diventando fragili (fenomeno della transizione duttile fragile).

La designazione è strutturata in questo modo:

- 1° simbolo: indicazione dell'impiego;
- 2° simbolo: indicazione della caratteristica principale in funzione dell'impiego;
- ulteriori simboli (esempio: resilienza).

Come primo simbolo si hanno le seguenti lettere maiuscole:

- B acciai per calcestruzzo armato ordinario;
- C acciai non legati al carbonio;
- D acciai prodotti piani per formatura a freddo;
- E acciai per costruzioni meccaniche;
- G acciai da getti (di acciaio grezzo, da fonderia);
- H acciai ad alta resistenza per prodotti piani laminati a freddo e per imbutitura a freddo;
- HS acciai rapidi;
- L acciai per tubi di condutture;
- M acciai magnetici;
- P acciai per impieghi sotto pressione;
- R acciai per rotaie (basso coefficiente di dilatazione);
- S acciai per impieghi strutturali (carpenterie metalliche);
- T acciai per banda nera, stagnata e cromata (per imballaggi);
- X acciai legati (esempio: acciai inox);
- Y acciai per calcestruzzo armato precompresso.

Come secondo simbolo si ha un valore che corrisponde alla caratteristica meccanica di snervamento o di rottura, o si ha una lettera che corrisponde alla caratteristica fisica.

Fra le caratteristiche meccaniche ci sono:

- 1. S, P, L, E carico unitario minimo di snervamento ReH in N/mm², corrispondente alla gamma di spessore più ridotto (può essere ReH, ReL, Rp o Rt);
- 2. H carico unitario minimo di snervamento ReH in N/mm² oppure carico unitario minimo di rottura Rm in N/mm² preceduto dalla lettera T;
- 3. B carico unitario caratteristico[1] di snervamento ReH in N/mm²;
- 4. Y, R carico unitario minimo di rottura Rm in N/mm².

Fra le caratteristiche fisiche invece si hanno:

- C per prodotti laminati a freddo;
- D per prodotti laminati a caldo ma destinati alla formatura a freddo;
- X per prodotti con stato di laminazione non specificato;
- T per prodotti a semplice riduzione: lettera H seguita dalla durezza Rockwell HR 30 Tm.

Per quanto riguarda invece gli acciai del gruppo II, essi corrispondono agli acciai speciali, che sono acciai con caratteristiche particolari. Talvolta hanno caratteristiche meccaniche superiori, che si ottengono a seguito di un appropriato trattamento termico. Si possono dividere in 4 sottogruppi:

- 2.1 acciai non legati: (con l'eccezione degli acciai per lavorazioni meccaniche ad alta velocità), con tenore medio di manganese inferiore all'1%; la designazione deve comprendere i seguenti simboli: La lettera C, un numero corrispondente alla percentuale media di carbonio moltiplicata per 100 (ad esempio C50);
- 2.2 acciai non legati: con tenore medio di manganese maggiore all'1%; acciai non legati per lavorazioni meccaniche ad alta velocità, debolmente legati con massa ponderale di ciascun elemento inferiore al 5%; la designazione deve comprendere i seguenti simboli: Un numero corrispondente alla percentuale media di carbonio moltiplicata per 100, i simboli degli elementi di lega se superano un limite loro caratteristico (es. Mn 0,8-1%, Si 1%), il tenore percentuale in massa del primo elemento moltiplicato per: 4 per Ni e Cr 10 per Mo 1000 per B e arrotondato all'intero più vicino (ad esempio 36 CrNiMo7);
- 2.3 acciai fortemente legati: (se hanno almeno un elemento di lega superiore al 5%); la designazione deve comprendere i seguenti simboli: La lettera X, un numero corrispondente alla percentuale media di carbonio moltiplicata per 100, i simboli degli elementi di lega se superano il limite loro caratteristico, le percentuali in massa degli elementi citati solo se superano il 5%, scritti in 2 numeri e separati da trattino (ad esempio X 10CrNi 18-08);
- 2.4 acciai rapidi: la designazione deve comprendere i seguenti simboli: Lettere HS, i numeri corrispondenti agli elementi in lega separati da trattini. I numeri corrispondono ai seguenti elementi in questo ordine: W, Mo, V, Co (Es. Hs 2-9-1-8).

| Gruppo acciaio da costruzione (*) | Caratteristiche meccaniche | Resilienza (J) (*) Caratt | | | Caratteristi | stiche fisiche | | |
|---|--|---------------------------|-------------|------------|--|---|--|--|
| S : acciai normali P : uso in pressione | Carico unitario di snervamento Re min in N/mm² | min 27 J | min 40 J | Temp °C | Gruppo 1 | Gruppo 2 | | |
| | | JR | KR | +20 | M : laminazione termomeccanica | C : formatura speciale a freddo | | |
| | | J0 | K0 | 0 | N : laminazione di normanlizzazione | D : zincatura | | |
| | | J2 | K2 | -20 | G1 : effervescente | E : smaltatura | | |
| | | J3 | К3 | -30 | G2 : calmato | H : alta temperatura | | |
| | | J4 | K4 | -40 | G3 : stato di fornitura opzionale | L: bassa temperatura (*) | | |
| | | | | | G4 : stato di fornitura a discrezione del produttore | M : laminazione termomeccanica | | |
| | | | | | | O : offshore | | |
| | | | | | | S : costruzione navale | | |
| | | | | | | T : tubi | | |
| | | | | | | W : resistente alla corrosione atmosferic | | |
| S | 355 | | J2 | | G2 | С | | |

Figura 2.1: Esempio di nomencaltura di un acciaio con il metodo alfanumerico

2.2.3.2 La designazione numerica

La designazione numerica, riferita al sistema delle norme DIN, identifica l'acciaio con un numero formato da 5 cifre:

- la prima cifra identifica il materiale di base; nel caso dell'acciaio è 1. I numeri da 2 a 9 possono essere attribuiti ad altri materiali;
- la seconda e la terza cifra (XX), separate dalla prima con un punto,indicano il numero del gruppo del materiale di base (acciaio),ricavabile dal prospetto allegato alla normativa;
- la quarta e la quinta cifra (YY) indicano il numero d'ordine sequenziale per tipo di acciaio secondo la tabella riportata dalla normativa UNI EN 10027/2. Esistono ancora altri due numeri (ZZ) per indicare la quantità ma attualmente non sono utilizzati.

2.3 Gli elementi della lega metallica

Le proprietà meccaniche di un acciaio possono essere attentamente controllate attraverso la selezione di una appropriata composizione chimica, del processo produttivo e del trattamento termico, che portano alla sua microstruttura finale.

I componenti della lega e il trattamento termico utilizzato nella produzione di acciai portano a differenti valori di proprietà e resistenze meccaniche, e devono essere eseguiti opportuni test di laboratorio per determinare le proprietà finali di un acciaio, al fine di per garantire il rispetto delle Normative di riferimento.

Come detto in precedenza, l'acciaio è un materiale definito come "lega" poichè al suo interno sono presenti diversi elementi, ciascuno dei quali conferisce al prodotto finale particolari caratteristiche fisiche e meccaniche. Oltre a questi componenti però, è anche possibile aggiungerne altri proprio per ottimizzare la risposta di questo materiale e poterlo così utilizzare sfruttando al meglio le sue qualità. Fra i principali elementi che l'uomo nel tempo ha introdotto all'interno della lega si hanno:

- fosforo (massima percentuale tollerata 0,05%) e zolfo (massima percentuale tollerata 0,05%): riducono la tenacità dell'acciaio;
- idrogeno: favorisce la fragilità, nocivo in tenori superiori a 2 ppm e induce la formazione di fiocchi;
- ossigeno: riduce la lavorabilità a caldo e abbassa le caratteristiche meccaniche;
- azoto: promuove l'invecchiamento dell'acciaio al carbonio, aumenta la resistenza al pitting negli
 acciai inossidabili (coefficiente 16 nella formula di calcolo del PREN), aumenta la resistenza
 meccanica degli acciai inossidabili e stabilizza l'austenite negli acciai inossidabili;
- azoto: promuove l'invecchiamento dell'acciaio al carbonio, aumenta la resistenza al pitting negli acciai inossidabili (coefficiente 16 nella formula di calcolo del PREN), aumenta la resistenza meccanica degli acciai inossidabili, stabilizza l'austenite negli acciai inossidabili;
- alluminio: funge da disossidante e affinante del grano;
- silicio (massima percentuale tollerata 0,4%): funge da disossidante;
- titanio: previene la corrosione intergranulare negli acciai inox;
- niobio e tantalio: sono essenziali negli acciai indurenti per precipitazione, aumentano la resistenza meccanica, la resistenza a fatica, a corrosione e all'usura;
- cromo: aumenta la temprabilità, la resistenza all'usura e la stabilità al rinvenimento;
- stagno: favorisce la fragilità;
- nichel: aumenta la resistenza e la durezza dopo la bonifica, aumenta la temprabilità.

2.4 Le caratteristiche dell'acciaio

Le principali caratteristiche fisiche della lega metallica sono:

- 1. peso specifico e volume: il peso specifico dell'acciaio 7860 kg/m³ (valore della densità) X 9,8 m/s² (costante di accelerazione gravitazionale terrestre);
- 2. coefficiente di dilatazione termica: è una variazione frazionale nella lunghezza di un barra per grado di variazione nella temperatura, nell'acciaio è pari a 12. La dilatazione termica dei corpi, quantificata da questo coefficiente, indica il variare delle proprie dimensioni all'aumentare della temperatura, nell'acciaio è un dato importante in quanto influisce sulla progettazione strutturale;
- 3. conduttività termica: l'acciaio ha un'elevata conduttività termica, quindi, produce perdita di calore per riscaldamento e formazione di condensa sulle superfici fredde dell'acciaio.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche, negli acciai la resistenza meccanica a rottura non è elevata ma gli acciai speciali presentano, invece, valori del carico di rottura più elevati ed hanno migliori prestazioni grazie all'aggiunta, nella lega, di manganese, silicio ecc.

Fra le principali caratteristiche meccaniche si hanno:

1. resistenza a trazione, flessione, torsione e taglio: l'acciaio presenta elevata resistenza a trazione ed agli sforzi longitudinali o trasversali.

- 2. resistenza al fuoco: l'acciaio infatti non brucia e non conduce il fuoco perché è un materiale non combustibile; tuttavia le sue proprietà meccaniche possono variare sensibilmente in funzione della temperatura. Si definisce resistenza al fuoco di un elemento strutturale la sua attitudine a conservare: stabilità "R", tenuta "E", isolamento termico "I" (REI). L'intervallo di tempo in cui un elemento strutturale sottoposto all'azione del fuoco non viene danneggiato è definito "durata di resistenza al fuoco".
- 3. resistenza alla corrosione: la corrosione è la reazione misurabile, chimica, elettrochimica o fisica di un materiale metallico con il suo ambiente, che modifica il materiale in maniera negativa. E' influenzata dalla composizione chimica dell'atmosfera, dalla composizione chimica dell'acciaio e degli elementi di lega, dalla situazione metereologica e dagli "attacchi climatici" e dagli eventuali rivestimenti del materiale.

Le caratteristiche tecniche e tecnologiche dell'acciaio riguardano proprietà importanti per la lavorazione del materiale e per l'impiego del materiale, tra cui:

- saldabilità: proprietà di un materiale di unirsi in un solo pezzo con un altro, uguale o diverso; gli acciai utilizzati nelle costruzioni sono tutti saldabili, questa caratteristica è condizionata dalla % dell'elemento carbonio (infatti, sopra lo 0,3% di carbonio diminuiscono saldabilità ed allungamento percentuale).
- 2. plasticità: nelle deformazione dell'acciaio si distingue tra la deformazione a caldo e la deformazione a freddo. Quet'ultima deve essere intesa come deformazione al di sotto della temperatura di ricristallizzazione e determina un'alterazione delle proprietà. Questo incrudimento è soggetto col tempo a un processo di invecchiamento e porta ad una ulteriore fragilità, che danneggia in particolare la saldabilità del prodotto. Attraverso una seconda lavorazione come la ricottura o la bonifica è possibile eliminare tali svantaggi.
- 3. durezza: può essere determinata in modo non distruttivo, definisce l'omogeneità del materiale, la sua resistenza alla trazione ed eventualmente la sua resistenza all'usura.
- 4. malleabilità: attitudine del materiale a ridursi in lamine sottili, normalmente i materiali manifestano maggiormente questa caratteristica quando vengono scaldati.
- 5. duttilità: è l'attitudine dell'acciaio a ridursi in fili sottili.
- 6. temprabilità: è l'attitudine ad aumentare la propria durezza per mezzo di particolari trattamenti termici.

2.5 Il processo di formazione dell'acciaio

Al giorno d'oggi nel mondo si producono ogni anno oltre 1 miliardo di tonnellate di acciaio, ottenute sia dal ciclo integrale con l'affinazione della ghisa dell'altoforno sia con la fusione dei rottami ferrosi, e successivamente lavorate tramite diversi processi di produzione industriale, quali ad esempio la laminazione, l'estrusione, la trafilatura, la forgiatura, il trattamento termico e lo stampaggio.

Nella moderna siderurgia i procedimenti più comunemente utilizzati per produrre acciaio possono essere ricondotti a due: acciaio ottenuto dal minerale oppure dalla fusione dei rottami di ferro.

2.5.1 Acciaio ottenuto dal minerale

Nel primo caso lo stabilimento per la produzione è definito a "ciclo integrale": questo significa che è importante disporre di tutti quegli impianti ed attrezzature che consentano la trasformazione chimico fisica del minerale (ossidi di ferro) in acciaio.

2.5.1.1 Estrazione dei minerali del ferro

Il processo siderurgico comincia con l'estrazione dei minerali metalliferi contenenti il ferro (che non si trova allo stato puro in natura) dalle cave o dalle miniere. Come per molti altri metalli, si effettua inizialmente la frantumazione dei minerali estratti e una successiva macinazione. Questi vengono lavati da polveri e impurità e categorizzati a seconda della concentrazione dei metalli contenuti mediante separazione magnetica o gravitazionale. Seguono poi le operazioni di flottazione, vagliatura, calibratura, essiccazione, calcinazione e arrostimento dei minerali. A questo punto i minerali di ferro sono stati ripuliti dalla maggior parte delle impurità e sono pronti per essere fusi negli altiforni.

2.5.1.2 Produzione della ghisa grezza

La ghisa è una lega ferro-carbonio a tenore di carbonio relativamente alto (> 2,06% fino al 6%); è il prodotto finito risultante dai processi chimici e termici che avvengono all'interno dell'altoforno. Questo impianto è composto dal crogiolo (parte bassa) e dal tino (parte alta); la lavorazione nell'altoforno inizia con la preparazione della carica, un composto a strati di minerale ferroso, coke e calcare; dopodiché questa viene introdotta nella bocca dell'altoforno, sita sulla cima del tino, da montacarichi a piano inclinato. La disposizione della carica è a strati alterni di minerale ferroso, coke e calcare. L'aria calda proviene dal Cowper (un tipo di scambiatore di calore rigenerativo) in cui una corrente d'aria viene scaldata dal calore delle pareti divisorie di refrattario che a loro volta sono riscaldate dai gas usciti dalla bocca dell'altoforno. L'aria calda, immessa nella parte bassa dell'altoforno, reagisce sul coke che diventa immediatamente incandescente grazie all'ossigeno in essa contenuto:

$$C + O_2 \rightarrow CO_2 (+ 97.000 \text{ cal})$$
 (2.1)

$$CO_2 + C \rightarrow 2CO \tag{2.2}$$

$$FeO + CO \rightarrow Fe + CO_2 \tag{2.3}$$

Con questo processo viene separato l'ossigeno dal ferro presente nei minerali caricati. Così, il ferro fuso per via delle alte temperature d'esercizio mescolandosi col carbonio del coke, si raccoglie nel crogiolo. La corrente dei gas caldi che defluisce dalla parte alta del tino (dell'altoforno) preriscalda i materiali appena immessi provocandone anche la disidratazione. L'estrazione della ghisa fusa (spillatura) e delle scorie avviene dal basso con l'altoforno acceso, in funzione. Lo spillaggio avviene solitamente ogni 2-3 ore, ma tra il caricamento e l'estrazione del prodotto finito si calcola che intercorrano 6 ore. Nella fase in cui si ha la colata della ghisa in siviera, all'esterno, il vento caldo proveniente dal Cowper viene arrestato (il crogiolo rimane caldo per circa un'ora senza aria calda). Il processo di produzione della ghisa è continuo e lo si interrompe solo quando il rivestimento refrattario dell'altoforno, dopo anni d'utilizzo, deve essere rifatto o riparato.

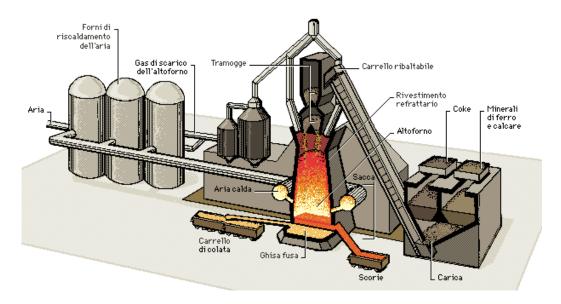


Figura 2.2: Schema del processo di produzione della ghisa grezza

A partire dagli anni novanta del novecento è disponibile industrialmente il processo Corex che può sostituire l'altoforno introducendo numerosi vantaggi (tra cui l'eliminazione della cokeria). La ghisa liquida così prodotta può essere inviata in acciaieria o essere colata in lingottiere.

2.5.1.3 Affinazione della ghisa grezza per la produzione degli acciai

All'uscita dall'altoforno la ghisa presenta un tasso di carbonio ancora troppo elevato (superiore normalmente al 4%) quindi, allo stato liquido, viene inviata e trattata in apposite strutture (convertitori), e qui è decarburata; il carbonio si combina con l'ossigeno per creare l'anidride carbonica.

Durante tutto il processo di affinazione della ghisa in acciaio, si arriva a temperature prossime ai 1750 °C e non è necessario fornire ingenti quantità di calore, poichè le reazioni di ossidazione di carbonio, manganese, ferro e soprattutto silicio, con formazione dei relativi ossidi, sono esotermiche e consentono al processo di autoalimentarsi. Per la produzione dell'acciaio sono state usate diverse tecniche per l'affinazione della ghisa:

- 1. La tecnica del puddellaggio: era quella adottata prima del 1860, quando si diffuse l'uso del forno Martin-Siemens. La ghisa veniva versata in un crogiolo riscaldato dal carbone posto sotto di esso in una camera di combustione separata. La fiamma e i fumi caldi prima di essere dispersi in atmosfera surriscaldavano la superficie del crogiolo; il bagno metallico che vi è contenuto veniva così riscaldato e si poteva procedere all'affinazione della ghisa. Poiché la temperatura raggiunta non era mai sufficiente a mantenere fluida la massa metallica, gli operai dovevano continuamente rimestare e agitare il bagno affinché non si raffreddasse e non si solidificasse (il nome di questa tecnica deriva dal verbo inglese to puddle, ossia rimestare, mescolare una massa).
- 2. Il processo al forno Martin-Siemens: l'affinazione avviene in due tempi distinti. Il primo consiste nell'ossidazione del bagno di metallo fuso all'interno del forno, il secondo consiste nella desolforazione del bagno e la liberazione degli ossidi di ferro. Quest'ultima operazione avviene all'interno di una siviera dove è colato il metallo fuso. Dopo la colata e la creazione della scoria (scorificazione), il metallo è lasciato riposare in modo che si liberino i rimanenti gas in esso contenuti, dopodiché si procede al colaggio nelle lingottiere.

3. I processi al convertitore: contemporaneamente al processo al forno Martin-Siemens venne sviluppato quello al convertitore. Esso nacque nel 1856 dall'idea di Henry Bessemer di far attraversare la ghisa liquida da un getto d'aria compressa insufflata da fori posti sul fondo del crogiolo. L'inventore inglese notò l'estrema facilità con cui il carbonio, il silicio e il manganese si combinavano con l'ossigeno. Dato che queste sostanze erano presenti nella ghisa fusa, volle applicare la sua intuizione alla siderurgia per affinare la ghisa dalle sostanze dannose per la lega metallica risultante. Inoltre, l'ingegnere inglese volle trovare il modo di produrre molto calore così che la temperatura del bagno si mantenesse costante. Il convertitore da lui inventato fu fornito di un rivestimento refrattario acido, per questo il processo era acido e poteva convertire solo ghisa ad alto tenore di silicio, quindi inadatto alle ghise ad alto tenore di fosforo. Dato questo limite strutturale nel 1879 fu ideato da Thomas e Gilcrist un convertitore con rivestimento basico.

Più recentemente si è diffuso l'uso di un convertitore dove viene soffiato solo ossigeno, tramite una lancia raffreddata ad acqua, al disopra del bagno: il cosiddetto convertitore a ossigeno.

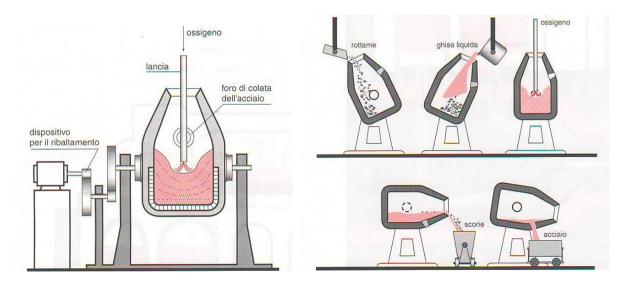


Figure 2.3 e 2.4: Schema del convertitore ad ossigeno e suo funzionamento

Per far ciò occorre riscaldare ancora una volta la ghisa in appositi forni, denominati convertitori, nei quali la ghisa si affina e si trasforma in acciaio. Tutto quanto sopra descritto è parte integrante di uno stabilimento siderurgico a ciclo integrale. In Italia, gli stabilimenti di questo tipo sono perlopiù gli ex ITALSIDER (Taranto, Piombino, Genova e Trieste, per citare i più importanti).

2.5.2 Acciaio ottenuto per fusione di rottami

I primi forni elettrici risalgono all'inizio del Novecento; il sistema utilizzato è costituito da una trasformatore, dal forno, dalle ceste di carico del rottame e dall'impianto di aspirazione fumi. Il processo inizia mediante la fusione dei rottami ferrosi preparati in apposita pezzatura, grazie al calore sprigionato da un arco voltaico generato fra tre elettrodi di grafite e il rottame sottostante. Il rottame può essere preriscaldato dai fumi caldi emessi dal forno, e per agevolarne la fusione si possono utilizzare bruciatori a gas metano e lance a ossigeno. Il forno in funzione della sua capacità avrà un diametro di 4-8 metri, il suo fondo è ricoperto di refrattari. Contemporaneamente al bagno di metallo durante la fusione si deve formare la scoria costituita da calcare in quantità tale da combinare gli ossidi di ferro, silicio e manganese e altri minori. L'iniezione nella scoria, che

è più leggera del metallo quindi galleggia, di carbone in polvere con una lancia, provoca la riduzione dell'ossido di ferro e la formazione di gas anidride carbonica che contribuisce alla creazione di una scoria voluminosa, schiumosa, che avvolge l'arco voltaico, tra la punta degli elettrodi e il bagno, proteggendo le pareti del forno dalla sicura erosione. Lo spillaggio del metallo avviene dal becco o foro di spillaggio che può essere a sifone o a cassetto, per trattenere la scoria in forno e poter iniziare in siviera il processo di affinazione.

Nel caso in cui gli stabilimenti siderurgici producono acciaio direttamente dai rottami, non si ha la necessità di impianti e macchinari finalizzati alla produzione della ghisa ed alla sua trasformazione in acciaio. Sono pertanto, a parità di prodotto, di dimensioni e valori minori, permettendo la realizzazione di stabilimenti anche di capacità modesta (le cosiddette "mini-acciaierie") con accettabili rapporti tra investimento e capacità produttiva, senza rinunciare a volumi di produzione anche ragguardevoli. Oltre a ciò presentano altri vantaggi, che compensano l'elevato consumo di energia elettrica necessario per il loro funzionamento: maggior elasticità di impiego (si possono produrre anche acciai inox), rapidità di messa in marcia, maggior possibilità di controllare i processi di trasformazione chimica, indipendenza dell'installazione da porti o altre importanti stazioni di smistamento merci.

La fusione avviene nel forno elettrico che, di norma, è di due tipi:

- forno ad arco;
- forno ad induzione.

Nel forno ad arco, il tipo più impiegato, il calore viene apportato dalla radiazione dell'arco che si forma tra gli elettrodi di grafite ed il bagno. La potenza in gioco può variare da 500 ad oltre 100.000 kVA. La capacità del forno è misurata dal diametro del bacino; i consumi sono dell'ordine di 500-700 kwh per tonnellata di prodotto. La temperatura dell'arco può arrivare persino a 3500°C.

I forni ad induzione, invece, sono basati sul principio del passaggio di un intenso flusso elettromagnetico (e quindi di calore), dove la carica metallica rappresenta il secondario di un trasformatore.

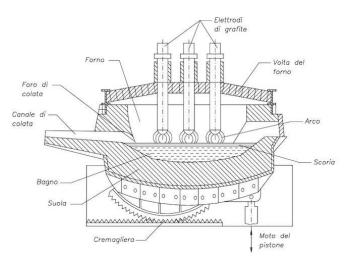


Figura 2.5: Schema del forno ad arco elettrico

Una volta prodotto, si deve imprimere all'acciaio la forma finale desiderata: questa parte del processo di fabbricazione dell'acciaio è comune alle due modalità di produzione sopra descritte. Due sono i modi di procedere, ovvero: colata continua e laminazione.

La colata continua è un procedimento più innovativo della colata in lingotti, che abbina la fase di solidificazione alla laminazione primaria. L'acciaio liquido elaborato coi metodi elencati in precedenza, viene portato con recipienti detti siviere alla macchina di colaggio; le siviere a sezione tronco conica con conicità rivolta al basso, sono contenitori in acciaio rivestiti di adeguato materiale refrattario essenzialmente dolomitico. A seconda della capacità del forno, le siviere hanno una portata di 60÷350 t e vengono posizionate stabilmente sopra la macchina di colata continua.

L'acciaio liquido dalla siviera, fuoriesce dal basso attraverso un foro calibrato, cade, protetta da un tubo refrattario, in un recipiente detto paniera, e da questo, tramite un tubo, detto tuffante (o scaricatore), o a getto libero, in una lingottiera di rame raffreddata da acqua demineralizzata che scorre in una intercapedine avvolgendo e raffrescando tutte le pareti a contatto con l'acciaio liquido. La lingottiera di rame può avere varie forme; parallelepipedo con base rettangolare, quadrata o cilindro. La superficie dell'acciaio liquido sia in paniera sia in lingottiera a possibile contatto con l'atmosfera viene ricoperta di polveri isolanti per impedirne l'ossidazione e anche in paniera conservare la temperatura. L'acciaio liquido in paniera ha una temperatura di 25 - 35 gradi superiore alla temperatura di solidificazione. A volte si inseriscono esternamente all'intercapedine di raffreddamento delle bobine per creare un campo magnetico che influisce sulla velocità di solidificazione e sulla qualità interna dell'acciaio grezzo. A seconda della forma del prodotto finale, grezzo, colato il processo si differenzia per prodotti piani o lunghi o "tondi".

Nella lingottiera l'acciaio inizia la solidificazione (raffreddamento primario) formando un guscio solido. La solidificazione si completa anche internamente nella fase immediatamente successiva, attraverso il raffreddamento secondario. L'acciaio nella forma voluta viene trascinato verso il basso scorrendo in apposite guide, descrivendo un arco a raggio calcolato per consentirne la solidificazione completa che avviene tramite acqua industriale spruzzata da una serie di ugelli direttamente sulla superficie. A solidificazione completata, il prodotto grezzo viene sezionato nella macchina di taglio in parti di lunghezza definita ed è quindi pronto per la fase successiva di laminazione, eventualmente preceduta da trattamenti termici.

Ottenuto il lingotto, si procede alla sua trasformazione nel prodotto desiderato nel laminatoio, che può essere a "caldo" o a "freddo".

Con il processo di laminazione a caldo il lingotto viene prima riscaldato fino a 1200 C° e quindi portato alla forma finale da una serie di cilindri disposti in diverse posizioni, nelle cosiddette "gabbie" di laminazione. I principali tipi di laminatoio consistono in due, tre, quattro cilindri sovrapposti, contenuti nelle gabbie. Il lingotto viene schiacciato tra i cilindri, passando sempre in una sola direzione, o mutando alternativamente la direzione al cambiare del senso di rotazione dei cilindri, sino ad ottenere lo spessore desiderato. I vari tipi di laminatoi, chiamati "treni", che vengono normalmente impiegati per ottenere i diversi prodotti, sono:

- laminatoi sbozzatori di prima laminazione (da lingotti), che producono: blumi (sezione quadra) bramme (sezione rettangolare) tubi;
- laminatoi sbozzatori di seconda laminazione che producono: billette (sezione quadra) e lamierini
- laminatoi finitori che producono:larghi piatti, lamiere, profilati, vergella e nastro

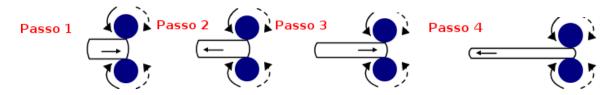


Figura 2.6: Fasi della laminazione a caldo

La laminazione a freddo ha lo scopo di ottenere, con una deformazione plastica senza apporto di calore, una superficie del metallo più compatta e liscia, con marcate variazioni delle caratteristiche meccaniche del prodotto è usata per la produzione di lamiere (lastre) grecate (profilate) o la produzione di profilati a C, I, I, U e Q(omega) di sezione modesta, di basso peso e resistenza elevata in rapporto al peso. Lo spessore dei componenti laminati a freddo è solitamente inferiore ai 3 mm; la lunghezza massima delle lastre prodotte per laminazione dipende invece dalla lunghezza massima dei pezzi agevolmente trasportabili, che si aggira attorno ai 13 m.

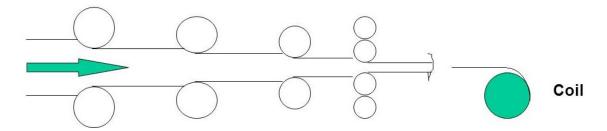


Figura 2.7: Fasi della laminazione a freddo

A seguito della laminazione si ha la trafilatura, un processo di formatura che induce un cambiamento nella forma del materiale grezzo di partenza attraverso la deformazione plastica dovuta all'azione di forze impresse da attrezzature e matrici.

La trafilatura dei metalli forma in continuo lunghi fili, barre con una sezione circolare oppure a profilo complesso con 3 o più lati e tubi (le barre entrano già con la loro forma finale, la trafilatura serve solo ad incrementare le proprietà meccaniche tramite incrudimento superficiale e a migliorare le tolleranze dimensionali). Le sue origini risalgono all'XI secolo e la sua continua evoluzione ha portato ad oltrepassare i limiti dimensionali progressivamente raggiunti. La trafilatura è frequente nella produzione di tondini, cavi o fili ad alta resistenza. In questo caso, barre o fili metallici vengono tirati attraverso matrici (fori) sempre più strette.

L'estrusione è utilizzata per ottenere elementi allungati di sezione trasversale anche complessa, purchè a sviluppo longitudinale rettilineo; in questo caso barre o fili metallici vengono spinti attraverso matrici (fori), di dimensioni sempre più ridotte. Tale processo di lavorazione è utilizzato anche per la produzione di semilavorati in altri materiali come, ad esempio, i profilati per gli infissi in alluminio e in PVC. l'estrusione dell'acciaio è però un 'operazione difficile, decisamente più impegnativa della trafilatura.

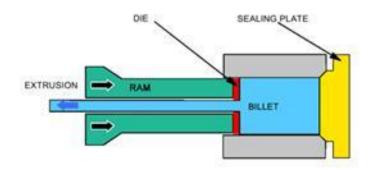


Figura 2.8: Schema della macchina di estrusione

L'imbutitura è una lavorazione che prevede la compressione di una lastra metallica tra una forma e una controforma al negativo. In campo edilizio, il prodotto più tipicamente realizzato per imbutitura sono le

lamiere (lastre) profilate, ossia ondulate o grecate. Fuori dal campo edilizio, i componenti delle carrozzerie impiegati dall'industria automobilistica sono prodotti per imbutitura. Oggetti che non possono essere prodotti per imbutitura sono quelli caratterizzati dalla presenza di sottosquadri.

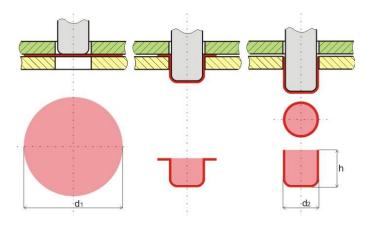


Figura 2.9: Imbutitura di un elemento di acciaio

Ottenuti i semilavorati standard, sono spesso necessarie ulteriori lavorazioni che, in relazione agli specifici utilizzi, sono svolte prima della messa in opera. Tali lavorazioni sono prevelentemente caratterizzate da asportazione di materiale, e le principali sono:

- 1. la fresatura: Il pezzo si muove di moto traslatorio (avanzamento) mentre l'utensile di moto rotatorio (taglio); tali movimenti si possono combinare in vario modo. Le fresatrici sono le macchine utensili più versatili, e possono lavorare con grande precisione superfici piane o sagomate, esterne o interne;
- 2. la tornitura: Il pezzo si muove di moto rotatorio, mentre l'utensile di moto traslatorio (avanzamento e taglio). L'utensile può essere fatto avanzare parallelamente o a varie angolazioni rispetto all'asse di rotazione, in modo da produrre superfici cilindriche o coniche;
- 3. la foratura: Il pezzo sta fermo mentre l'utensile (punta elicoidale) si muove contemporaneamente di moto rotatorio (movimento di taglio) e traslatorio (avanzamento); sono macchine molto versatili e possono avere le dimensioni e le forme più varie.

2.6 L'acciaio da cemento armato

Come detto in precedenza, l'acciaio ha da sempre accompagnato la storia e l'evoluzione dell'uomo in molti ambiti della sua vita. Fra questi, l'edilizia assume un ruolo predominante in relazione all'utilizzo di questo metallo e fin dall'antichità si è avuto un suo largo utilizzo proprio in qualità di materiale da costruzione. Una delle applicazioni più diffuse di questo metallo è quella di fungere da rinforzo per le strutture in calcestruzzo, tecnica da cui prende il nome il famoso calcestruzzo armato. L'armatura, in edilizia, è l'insieme degli elementi in acciaio (opportunamente sagomati e posizionati) che, conglobati al calcestruzzo, ne complementano la resistenza strutturale, con particolare riferimento all'assorbimento degli sforzi di trazione e taglio. Il matrimonio dei due materiali (calcestruzzo ed acciaio) origina il calcestruzzo armato: gli elementi strutturali così realizzati sfruttano appieno le caratteristiche prestazionali di ciascuna componente (l'ottima resistenza a compressione del calcestruzzo, e l'efficace resistenza a trazione dell'acciaio).

Per il cemento armato ordinario si usano acciai definiti di tipo dolce, vale a dire con una percentuale di carbonio molto bassa (circa lo 0,2%) con l'aggiunta, durante la fase produttiva, di piccole quantità di manganese e silicio, per migliorare la saldabilità e le proprietà meccaniche. La produzione degli acciai per cemento armato avviene prevalentemente in forni elettrici ad arco, che utilizzano come materia prima rottami ferrosi. L'acciaio fuso viene colato e fatto solidificare sottoforma di billette.

Secondo il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, l'acciaio per cemento armato viene realizzato sotto forma di tre differenti prodotti:

- 1. le barre d'armatura: in acciaio tipo B450C (6 mm $\leq \emptyset \leq$ 40 mm) e tipo B450A (5 mm $\leq \emptyset \leq$ 10 mm). Le barre sono caratterizzate dal diametro \emptyset della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm3.
- 2. i rotoli: in acciaio tipo B450C ($\emptyset \le 16$ mm) e tipo B450A ($\emptyset \le 10$ mm);
- 3. le reti e i tralicci: in acciaio tipo B450C (6 mm $\leq \emptyset \leq$ 16 mm) e tipo B450A (5 mm $\leq \emptyset \leq$ 10 mm).

Nella seguente relazione verranno presi in esame i soli elementi di acciaio adibiti al rinforzo del calcestruzzo denominati "tondini", ovvero le barre d'armatura.

L'armatura tipica di un elemento strutturale (come travi e pilastri) è caratterizzata da due serie di barre d'armatura:

- barre longitudinali (dette correnti): disposte parallelamente all'asse dell'elemento, sia in zona tesa che in quella compressa con il compito principale di collaborare con il calcestruzzo nell'assorbire sforzi di flessione o pressoflessione. In zona tesa, vista la scarsa resistenza a trazione del calcestruzzo il ferro ha il compito di assorbire integralmente lo sforzo di trazione, mentre i ferri compressi hanno il compito principale di conferire maggiore duttilità alla membratura. Nella travi i ferri in zona compressa vengono utilizzati anche come reggi staffe.
- barre trasversali (dette staffe): di diametro inferiore rispetto alle correnti, disposte trasversalmente rispetto all'asse della membratura, assumono una triplice funzione: consentono il mantenimento in posizione delle barre longitudinali prima e durante il getto del calcestruzzo, si fanno carico degli sforzi di taglio ai quali l'elemento è soggetto e riducono la lunghezza di libera inflessione delle barre longitudinali compresse, evitando la loro instabilità per carichi di punta.

2.6.1 Tipi di acciaio utilizzati per il cemento armato

Come citato in precedenza, la norma che in Italia descrive le linee guida in materia di calcestruzzo armato è il famoso Decreto Ministeriale del 2008, noto anche come NTC 2008.

All'interno del suddetto testo normativo sono definiti i due tipi di acciaio che possono essere utilzzati in Italia per la produzione di elementi d'armatura del calcestruzzo, in linea con le direttive europee, ovvero:

1. B450C (*acciaio laminato a caldo*): L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

| f _{y nom} | 450 N/mm ² |
|--------------------|-----------------------|
| f _{t nom} | 540 N/mm ² |

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella:

| CARATTERISTICHE | REQUISITI | FRATTILE (%) |
|---|--------------------------|--------------|
| Tensione caratteristica di snervamento f _{yk} | $\geq f_{y \text{ nom}}$ | 5.0 |
| Tensione caratteristica di rottura f _{tk} | ≥ f _{t nom} | 5.0 |
| $(\mathbf{f}_{t'}\mathbf{f}_{y})_k$ | ≥1,15 <1,35 | 10.0 |
| $(f_y/f_{ynom})_k$ | ≤1,25 | 10.0 |
| Allungamento $(A_{gt})_k$: | ≥ 7,5 % | 10.0 |
| Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche: | | |
| φ< 12 mm | 4φ | |
| 12≤φ≤16 mm | 5 φ | |
| per 16 < φ≤25 mm | 8 φ | |
| per 25 < φ≤40 mm | 10 φ | |

Figura 2.10: Tabella 11.3.Ib della NTC 2008

L'acciaio B450C è prodotto mediante laminazione a caldo ed è utilizzato per barre di diametro compreso tra 6 e 40 mm. Le barre sono disponibili nei diametri pari e sono lunghe 12 m. Per diametri fino a 16 mm è possibile anche la fornitura in rotoli.

2. B450A (acciaio trafilato a freddo): L'acciaio per cemento armato, caratterizzato dai medesimi valori nominali delle tensioni di snervamento e rottura dell'acciaio B450C, deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ic:

| CARATTERISTICHE | REQUISITI | FRATTILE (%) | |
|--|-----------|--------------------------|------|
| Tensione caratteristica di snervamento | f_{yk} | $\geq f_{v \text{ nom}}$ | 5.0 |
| Tensione caratteristica di rottura | f_{tk} | $\geq f_{t \text{ nom}}$ | 5.0 |
| $(\mathbf{f}_t/\mathbf{f}_y)_{\mathbf{k}}$ | | ≥1,05 | 10.0 |
| $(f_{v}/f_{vnom})_{k}$ | | ≤1,25 | 10.0 |
| Allungamento (Agt)k: | | ≥ 2,5 % | 10.0 |

| Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: | | |
|--|----|--|
| per φ≤10 mm | 4φ | |

Figura 2.11: Tabella 11.3.Ic della NTC 2008

L'acciaio B450A è prodotto per trafilatura a freddo ed è utilizzato per barre di diametro compreso tra 5 e 10 mm, prevalentemente usate per la produzione di reti elettrosaldate. Le reti sono fornite in pannelli larghi da 2 a 3 metri e lunghi da 3 a 6 metri. Le reti possono essere prodotte anche con acciaio B450C, con barre di diametro compreso tra 6 e 16 mm.

Entrambi i tipi di acciaio devono possedere due impotanti caratteristiche secondo la norma, ovvero:

- devono essere saldabili;
- devono essere ad aderenza migliorata.

2.6.2 La sagomatura

L'acciaio per calcestruzzo armato viene realizzato in stabilimento in forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per l'utilizzo diretto in cantiere o come elementi base per le successive trasformazioni.

La sagomatura dell'armatura può avvenire all'interno del cantiere edile stesso, mediante l'utilizzo di macchine piegaferro, anche se la tendenza moderna alla specializzazione ha favorito lo sviluppo dei centri di trasformazione specializzati che provvedono, prima della fornitura in cantiere dei ferri, a saldarli, presagomarli, o preassemblarli formando elementi composti direttamente utilizzabili in opera quali ad esempio:

- elementi presagomati: staffe, ferri piegati, ecc.;
- elementi preassemblati: gabbie di armatura, tralicci, ecc.

Tali centri di trasformazione specializzati sono attrezzati con macchinari specifici, con cui si effettuano le operazioni di taglio, piegatura (presagomatura) e assemblaggio delle diverse componenti (sagome). I prelievi devono essere obbligatoriamente sottoposti a prove sia meccaniche che di indice di aderenza, in dipendenza del tipo di materiale, presso i laboratori ufficiali. I Direttori dei Lavori devono ottenere copia dell'attestato rilasciato dal S.T.C. e possono verificare che il materiale consegnato in cantiere sia comprensivo del riferimento al DDT nella copia dell'attestato stesso. Il direttore dei lavori può chiedere copia delle prove effettuate, dal centro stesso, secondo le frequenze stabilite dal decreto ministeriale 14 gennaio 2008 presso il laboratorio ufficiale o autorizzato. La presenza delle prove effettuate dal Centro di Trasformazione non esime il direttore dei lavori da effettuare le prove di cantiere. Le barre subiscono, a seconda delle sagome predisposte nei disegni esecutivi strutturali, un taglio a misura e una successiva piegatura a freddo. Il materiale in rotolo necessita prima della sagomatura un'operazione di raddrizzatura che può avvenire con un sistema a rulli contrapposti o con un meccanismo a rotore. I principali produttori di macchine per la presagomatura a livello mondiale sono italiani.

2.6.3 L'assemblaggio

Dopo aver preparato i vari prodotti, sagomati in cantiere o in stabilimento (staffe, cavallotti, barre dritte, forcelle, ecc.), devono essere assemblati in modo tale che la gabbia d'armatura risultante sia conforme, con la giusta tolleranza, al progetto strutturale con riferimento specifico alla posizione del sagomato e al rispetto del copriferro e dell'interferro. La serie di operazioni di assemblaggio dei tondini di ferro viene indicato con legatura dei ferri di armatura.

La legatura delle barre deve essere fatta al fine di garantire il mantimento della posizione del ferro durante tutte le fasi di getto e costipamento del calcestruzzo; l'assemblaggio può avvenire in stabilimento attraverso unione con punti di saldatura (per piccole gabbie o tralicci) ma il più delle volte avviene direttamente in cantiere. I punti di saldatura sono indicati solo per l'assemblaggio in stabilimento poiché tale unione garantisce una idonea resistenza anche alla movimentazione della gabbia di armatura. Di prassi in cantiere si procede alla legatura con il fil di ferro costituito da filo nero di acciaio del diametro pari a 1-2 mm e si pone in opera mediante l'utilizzo di tenaglie o attrezzatura analoga.

La normativa vigente non riporta alcuna indicazione a proposito delle modalità di legatura, tuttavia esistono delle regole generali in merito:

- elementi bidimensionali (piastre, lastre, piastre di fondazione):
- a) tutti gli incroci delle barre in corrispondenza del perimetro della gabbia di armatura devono essere fissati (per rendere stabile la gabbia);
- b) se il diametro della barra è d ≤ 12 mm, gli incroci interni lungo ogni barra (sia longitudinale che trasversale) devono essere legati in modo alternato (uno si e uno no) e pertanto tra due barre contigue le connessione devono risultare sfalsate;
- c) se il diametro della barra è d > 12 mm gli incroci interni legati lungo la generica barra (sia longitudinale che trasversale) devono distare s ≤ 50 d e tra due barre contigue le connessione devono essere sfalsate;
- elementi monodimensionali (travi pilastri):
- a) tutti gli incroci tra l'armatura principale e le staffe in corrispondenza delle piegature di queste ultime devono essere legati (per rendere stabile la gabbia);
- b) gli incroci tra le barre longitudinali, che non intercettano le staffe in corrispondenza della piegatura, e le staffe stesse devono essere connessi ad una distanza s < 50 d dove d è il diametro della barra longitudinale.

In ogni caso se la legatura va ad interessare lo spessore del copriferro, per evitare problemi alla durabilità del calcestruzzo a seguito della corrosione del materiale di legatura, si deve rimuovere la parte in eccesso.

Si sta diffondendo l'utilizzo di componenti (accessori di edilizia) per l'assemblaggio delle gabbie di armatura (ferri, staffe, reti, ecc.) quali i ganci (rapidi) e i distanziatori, di varie forme e materiali, prodotti a catalogo che consentono standardizzazione nonché evitano la realizzazione del dispositivo di legatura (legame un filo di ferro) a mano in cantiere. Alcuni articoli fungono da gancio e distanziatore contemporaneamente.

Un altro importante elemento largamente utilizzato nella fase di assemblaggio dei ferri d'armatura è il distanziatore; questo elemento, che può essere in plastica o a base di malta cementizia, deve evitare l'innesco della corrosione dei ferri di armatura e deve avere forma e geometria tali da minimizzare la superficie di contatto con il cassero. Spesso erroneamente nelle strutture di fondazione, vengono utilizzati al posto dei distanziatori spezzoni di tondino di ferro. In questo caso, gli spezzoni, non essendo idoneamente protetti dalla azione degli agenti atmosferici, si ossidano creando dei punti in cui si può innescare la corrosione delle armature che si trovano a contatto diretto con questi.

I distanziatori devono essere inoltre capaci di sopportare il carico trasmesso dalle barre di armatura fino all'indurimento del conglomerato cementizio e possono essere:

- lineari utilizzati nelle strutture di fondazione o nelle piastre, con lo scopo di mantenere in posizione più di una barra dell'armatura inferiore della membratura bidimensionale. Possono essere in materiali plastici o in acciaio zincato o inossidabile;
- *puntuali* che agiscono sulla singola barra. Possono essere in plastica di forma diversa o in malta cementizia
- *cavallotti* sia lineari che puntuali e si ottengono dal taglio e piegatura di una rete elettrosaldata. Possono essere in acciaio zincato o inossidabile

- pinne o cavalletti che servono a sostenere le armature interne superiori di più strutture bidimensionali e si ottengono direttamente in cantiere dalla piegatura di barre d'armatura. La forma della parte verticale è quella di una U rovescia con le gambe di appoggio orizzontali realizzate da parti opposte per garantirne la stabilità. Non hanno nessuna funzione strutturale e per creare problemi di innesco della corrosione si deve evitare di poggiarli direttamente sul cassero ma vanno poggiati sul reticolo di armatura inferiore o su distanziatori puntuali o lineari;
- "distanziale integrato" in tempi relativamente recenti è comparsa sul mercato anche una casseratura metallica a perdere nota come QuikJet che integra anche i distanziali per l'armatura. In questo modo si ha la certezza del corretto copriferro uniformemente su tutto il manufatto in c.l.s. Oltre ad offrire numerosi altri vantaggi, questa casseratura corregge eventuali disallineamenti dovuti alle inevitabili imperfezioni dell'armatura.





Figure 2.12 e 2.13: Applicazione di distanziatore lineare e puntuale

La normativa vigente non riporta alcuna indicazione a proposito delle modalità di posa dei distanziatori. Comunque esistono delle regole generali in merito:

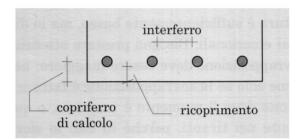
- elementi bidimensionali orizzontali (piastre, piastre di fondazione):
 - o il registro inferiore del reticolo inferiore di armatura deve poggiare su distanziatori che garantiscano lo spessore di copriferro di progetto. Nel caso di distanziatori lineari questi devono distare tra loro s ≤ 50 d (dove d è il diametro della barra) e comunque s ≤ 1 m. Se i distanziatori sono puntuali i suddetti limiti valgono in entrambe le direzioni;
 - o il registro superiore di armatura deve poggiare su:
 - cavalotti lineari distanti fra loro $s \le 50$ d (dove d è il diametro della barra) e comunque $s \le 50$ m;
 - cavallotti puntuali distanti fra loro $s \le 50$ d (dove d è il diametro della barra) e comunque $s \le 50$ m in entrambe le direzioni;
- cavallotti distanti fra loro s ≤ 50 d (dove d è il diametro della barra) e comunque s ≤ 50 m in entrambe le direzioni;
- elementi bidimensionali verticali (lastre, travi parete, ecc.);
- sia sul reticolo di armature interno che esterno vanno disposti distanziatori idonei a garantire il copriferro di progetto. Nel caso di distanziatori lineari questi devono distare tra loro s ≤ 50 d (dove d è il diametro della barra) e comunque s ≤ 50 m. Se i distanziatori sono puntuali i suddetti limiti valgono in entrambe le direzioni. Inoltre tra due barre contigue i distanziatori devono essere sfalsati;

- per garantire la distanza di progetto fra i due reticoli si possono utilizzare cavallotti o cavaletti distanti s ≤ 1 m;
- *travi*: i distanziatori vanno posti in corrispondenza delle staffe, che sono i ferri più esterni della griglia di armatura di una trave, distanti in senso longitudinale s ≤ 1 m. In corrispondenza delle testate delle travi vanno posti distanziatori per garantire il copriferro.
- pilastri: i distanziatori vanno posti in corrispondenza delle staffe, che sono i ferri più esterni della griglia di armatura di pilastro, e distanti in senso longitudinale s ≤ 100 d (d = diametro armatura principale) e comunque s ≤ 2 m.

2.6.4 Copriferro e interferro

Il copriferro, o ricoprimento, è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura, comprese le staffe, e la superficie esterna del calcestruzzo più vicina all'armatura. Il progettista sceglie il copriferro minimo in modo da garantire: la protezione delle armature contro la corrosione, l'aderenza tra le barre e il calcestruzzo e la resistenza al fuoco degli elementi strutturali. In ambiente ordinario (non particolarmente aggressivo), il copriferro può essere posto pari a 2 cm per le solette e a 3 cm per gli altri elementi strutturali.

Nel progetto e la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato, si definisce copriferro di calcolo la distanza tra il baricentro dell'armatura e la superficie esterna del calcestruzzo.



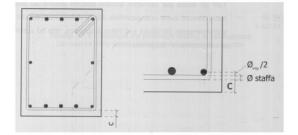


Figure 2.14 e 2.15: Descrizione grafica di copriferro e interferro

L'interferro è la distanza tra due barre parallele vicine; esso deve essere dimensionato in modo tale da garantire lo sviluppo delle tensioni di aderenza tra le barre e il calcestruzzo e deve consentire la corretta messa in opera del calcestruzzo e la sua compattazione. Vengono stabilite dalla norma tre classi di condizioni ambientali ai fini della protezione delle armature contro la corrosione ovvero:

| CONDIZIONI AMBIENTALI | CLASSE DI ESPOSIZIONE | | |
|-----------------------|-----------------------------------|--|--|
| Ordinarie | X0, XC1, XC2, XC3, XF1 | | |
| Aggressive | XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3 | | |
| Molto aggressive | XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4 | | |

Figura 2.16: Tabella 4.1 III delle NTC 2008

Il copriferro minimo (che dipende principalmente dall'aderenza e dalle condizioni ambientali) deve essere dimensionato sulla base delle indicazioni riportate nella seguente tabella della norma:

| Environmental Requirement for c_{\min} (mm) | | | | | | | | |
|--|----|-----|-----------|-----|-----------|-----------|-----------|--|
| Structural Exposure Class according to Table 4.1 | | | | | | | | |
| Class | X0 | XC1 | XC2 / XC3 | XC4 | XD1 / XS1 | XD2 / XS2 | XD3 / XS3 | |
| 1 | 10 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | |
| 2 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | |
| 3 | 10 | 10 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | |
| 4 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | |
| 5 | 15 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | |
| 6 | 20 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 | |

Figura 2.17: Tabella 4.4 della EN 1992-1-1 in accordo alla EN 10080

Il copriferro inoltre riveste un ruolo molto importante per l'armatura anche in funzione di protezione contro il fuoco. Fra gli agenti potenzialmente aggressivi dell'acciaio infatti, particolare e peculiare importanza riveste il fuoco, poichè la sua azione comporta un riscaldamento brusco dell'acciaio che, oltre a dilatarsi, tendendo a fessurare lo stesso calcestruzzo, superata una certa soglia di temperatura (solitamente attorno agli 815 °C) perde repentinamente circa il 90% della sua resistenza meccanica, potendo, in tal modo, causare la crisi e il collasso strutturale.

Per questo motivo, quando un'ossatura portante in conglomerato cementizio armato deve possedere una predeterminata resistenza al fuoco (che si esprime con la lettera R seguita dal numero di minuti minimo per il quale deve essere garantita la resistenza: ad esempio, R120 equivale a due ore di resistenza al fuoco), le normative tecniche forniscono spessori minimi di ricoprimento delle barre maggiorati rispetto ai casi ordinari, e maggiorati tanto più, quanto più elevata dev'essere la R e quanto più l'elemento strutturale è potenzialmente esposto all'azione del fuoco. Ad esempio, una trave alta che può essere esposta su tre facce all'azione del fuoco necessita, a parità di R, un copriferro assai maggiore di quello richiesto per una trave in spessore di solaio che ha una sola faccia, quella intradossale, esposta al fuoco.

A maggior ragione ha importanza lo spessore del copriferro anche in relazione alla presenza di barre d'acciaio armonico pretese in elementi strutturali in conglomerato cementizio armato precompresso (ad esempio travi su grandi luci, tegoli dei capannoni industriali, ecc.), siccome una diminuzione di resistenza delle barre d'acciaio armonico o anche solo una dilatazione rilevante delle stesse (con conseguente rilassamento dell'effetto di pretensione), potrebbe comportare l'immediato collasso strutturale.

2.6.5 L'aderenza fra l'acciaio e il calcestruzzo

La solidarietà tra calcestruzzo e barre di acciaio è un requisito fondamentale delle strutture in calcestruzzo armato. Essa è garantita dall'aderenza (bond) che si sviluppa lungo la superficie di contatto tra acciaio e calcestruzzo. L'aderenza assicura la trasmissione degli sforzi di scorrimento (tensione di aderenza) tra i due materiali ed è dovuta all'adesione chimica molecolare, alle caratteristiche del calcestruzzo e alla scabrosità delle superfici a contatto, accentuata dalla presenza delle nervature nel caso di barre ad aderenza migliorata.

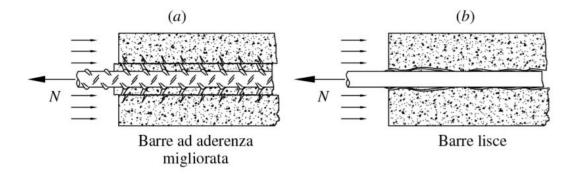


Figura 2.18: Schema grafico dell'aderenza fra acciaio e calcestruzzo

Con aderenza migliorata si intende una tecnica per rinforzare le armature del calcestruzzo armato; tale definizione si riferisce alle nervature presenti lungo la barra che impediscono lo scorrimento reciproco fra acciaio e calcestruzzo e che le distinguono dalle barre lisce ormai in disuso (come stabilito dall'attuale legge in vigore).

Vi sono due tipi di nervature:

- Inclinate;
- 2. ad elica (twisted bar).

Su un lato della barra/rotolo vengono riportati dei simboli che identificano l'inizio di lettura del marchio (due barre ingrossate consecutive), l'identificazione della nazione e dello stabilimento. Tutti i prodotti devono essere provvisti di un marchio di identificazione, costituito da un codice inserito tra le nervature, che specifica la nazione produttrice, lo stabilimento e il tipo di acciaio. Due nervature ingrossate indicano l'inizio della lettura del marchio. Nervature con inclinazione diversa denotano la saldabilità del materiale.

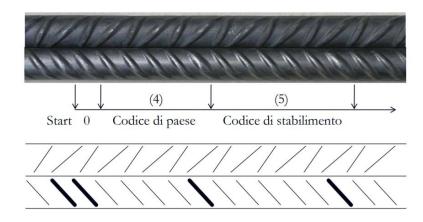


Figura 2.19: Schema della codifica delle barre d'acciaio

Per l'identificazione e la rintracciabilità dei prodotti in acciaio da armatura, è possibile fare riferimento alle seguenti tipologie:

| _[| non più possibile | | | |
|----------|---|--|--------------------|----------------------------|
| | Tipologia di barra | Geometria usuale | Numero di facce | Inclinazioni per faccia |
| √ | 1 Barra laminata a caldo non saldabile | //////// | 2 | 1 1 |
| • | 2 Barra laminata a caldo saldabile | | 2 | 1 2 |
| - | 3 Filo trafilato a freddo | | 3 | 1 1 1 |
| | 4 Barra laminata a caldo "4 facce" | ///////////////////////////////////// | 4 | 1 1 1 1 |

Figura 2.20: Tabella di identificazione delle barre d'armatura

Il valore massimo della tensione di aderenza dipende dalla posizione e dall'inclinazione della barra all'interno dell'elemento di calcestruzzo. Le norme considerano buone le condizioni di aderenza quando:

- 1. la barra è inclinata rispetto all'orizzontale di un angolo compreso tra 45° e 90°;
- 2. la barra è posta nella metà inferiore di un elemento a una distanza di almeno 30 cm dal bordo superiore dell'elemento;
- 3. la barra è posta in un elemento la cui altezza nella direzione del getto non supera 25 cm.

In accordo alle NTC del 2008, i valori caratteristici e di calcolo della tensione di aderenza valgono:

- con $\eta 1 = 1,0$ in condizioni di buona aderenza;
- $\eta 1 = 0.7$ in caso contrario;
- $\eta 2 = 1,0$ per barre di diametro $\varphi \le 32$ mm;
- $\eta 2 = (132 \phi)/100$ per barre di diametro $\phi > 32$ mm.

Nel caso di barre lisce, usate in passato, la tensione di aderenza era molto minore (meno della metà) e veniva calcolata con l'espressione:

$$f_{bk} = 0.32 \sqrt{Rck} \tag{2.4}$$

Per impedire lo sfilamento di una barra da un blocco di calcestruzzo, è necessario che essa vi sia immersa per una lunghezza tale da consentire la trasmissione al calcestruzzo dell'intera forza di trazione esercitata dalla barra. Un valore base di riferimento della lunghezza di ancoraggio può essere considerato $\lambda b = \sigma s d\phi/4$ fbd, dove $\sigma s d$ è la tensione di progetto che sollecita la barra, mentre fbd è la tensione di aderenza.

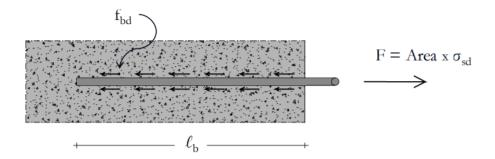


Figura 2.21: Rappresentazione della lunghezza d'ancoraggio

L'ancoraggio di una barra può essere realizzato in tre diversi modi:

- a) dritto;
- b) a piega;
- c) a gancio (uncino).

L'ancoraggio delle barre può essere utilmente migliorato mediante uncini terminali, che possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra; in assenza di uncini la lunghezza di ancoraggio deve essere in ogni caso non minore di 20 diametri, con un minimo di 150 mm.

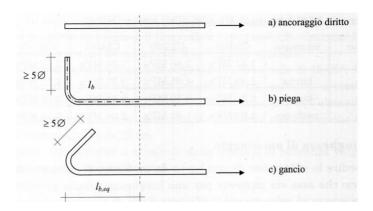


Figura 2.22: Tipologie di ancoraggio delle barre

L'ancoraggio delle staffe invece è normalmente realizzato con ganci ripiegati all'interno della massa del calcestruzzo.



Figura 2.23: Schema di montaggio delle staffe

A causa della lunghezza limitata delle barre, pari a 12 m, può essere necessario predisporre delle giunzioni affiancando la parte di estremità di due barre consecutive. Nella zona di giunzione (sovrapposizione) si ha un

graduale trasferimento di tensioni dalla prima barra al calcestruzzo e da questo alla seconda barra, in maniera da non interrompere la continuità dell'armatura. La lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere almeno pari a 20 volte il diametro della barra. Le sovrapposizioni non devono essere poste nelle sezioni più sollecitate e devono essere sfalsate tra di loro. Le barre sovrapposte non devono essere a contatto tra di loro e la loro distanza non può superare 4 volte il diametro. In generale, in una zona di sovrapposizione bisogna rispettare le seguenti limitazioni:

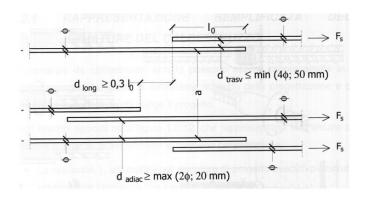


Figura 2.24: Lunghezze di sovrapposizione delle barre

2.6.6 Le prove di laboratorio sui provini di acciaio

Per determinare le caratteristiche meccaniche di questo materiale si ricorre in laboratiorio a prove molto importanti che da sempre contraddistinguono le barre d'acciaio utilizzate nelle costruzioni, e che nel tempo si sono ovviamente affinate grazie allo sviluppo delle tecnologie adottabili in questo campo. Queste prove vengono effettuate per accertare la qualità del materiale al fine di poter dare la garanzia di un corretto comportamento delle barre durante e dopo il loro utilizzo in cantiere. Le prove effettuate sui provini sono:

- 1. la prova di trazione;
- 2. la prova di piegamento;
- 3. la prova di aderenza;
- 4. le prove chimiche.

2.6.6.1 La prova di trazione

La prova di trazione (o prova di trazione uniassiale) è una prova di caratterizzazione dei materiali che consiste nel sottoporre un provino di dimensioni standard (normale) di un materiale in esame ad un carico F monoassiale inizialmente nullo che viene incrementato fino a un valore massimo che determina la rottura del materiale.



Figura 2.25: Macchina per la prova di trazione

Essa serve a determinare diverse caratteristiche del materiale in esame, tra cui la resistenza meccanica (Rm), il modulo di Young o modulo di elasticità (E), il carico unitario di snervamento, l'allungamento percentuale, la strizione percentuale. La macchina utilizzata per la prova di trazione fornisce direttamente un diagramma, detto diagramma sforzo-deformazione, che mette in relazione i "carichi unitari" o "sforzi" (σ) in funzione degli "allungamenti unitari" o "deformazioni" (σ).

Il carico unitario σ è pari a:

$$\sigma = F/A_0 \tag{2.5}$$

con: Fè il carico applicato;

 A_0 è l'area iniziale della sezione del provino.

L'allungamento unitario ϵ è invece pari a:

$$\xi = \Delta L / Li = (L_f - L_i)/L_i \tag{2.6}$$

in cui: L_f è la lunghezza finale del provino (variabile) ottenuta dall'allungamento del provino;

 L_i è la lunghezza iniziale del provino.

I provini utilizzati per la prova di trazione sono a sezione circolare, e sono provvisti di due estremità che servono per l'ammorsaggio alla macchina (dette "teste del provino"), per cui la lunghezza utile del provino (sulla quale si svolgono le misurazioni di deformazione) è minore della sua lunghezza totale. La geometria del provino è studiata in modo tale che si abbia rottura nella zona centrale dello stesso, in quanto vicino alle ganasce non si ha una forza uniassiale, ma entrano in gioco anche le forze applicate dalle ganasce che fissano il provino.

Nella zona centrale del provino l'area della sezione è minore di quella nella zona più larga, ciò consente di ottenere uno sforzo maggiore nella zona centrale a parità di forza applicata, e quindi ottenere rotture in quel punto.

Durante la prova di trazione il provino passa attraverso le seguenti fasi:

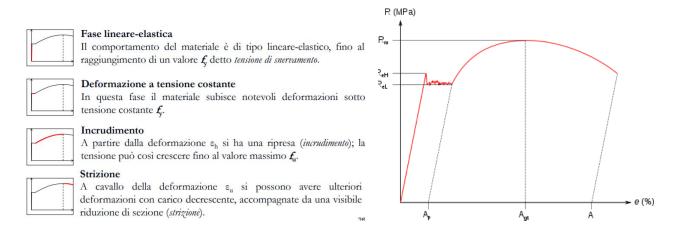


Figura 2.26: Diagramma tensione-deformazione dell'acciaio

Dunque i parametri sperimentali che caratterizzano l'acciaio sono la tensione di snervamento f_y , la tensione di rottura f_u e la deformazione ultima ϵ_u . Il rapporto f_u/f_y rappresenta un indice della capacità di incrudimento, che condiziona in modo significativo il comportamento strutturale, soprattutto in zona sismica. Le fasi di rottura di un provino sono:

- 1. strizione
- 2. formazione di microcricche
- 3. coalescenza delle microcricche
- 4. rottura

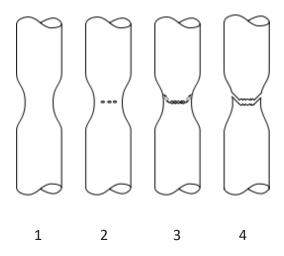


Figura 2.27: Fasi della rottura di un provino sottoposto alla prova di trazione

2.6.6.2 La prova di piegamento

La prova di piegamento serve a controllare l'attitudine delle barre d'acciaio per calcestruzzo a subire un piegamento e un raddrizzamento e consente anche di determinare le proprietà di invecchiamento delle barre sottoposte a una deformazione plastica. Per barre per cemento armato la distanza tra i rulli ed il diametro degli stessi è funzione del diametro della barra; si accende la macchina e si posiziona la barretta tra i rulli, si cala la protezione, e si dà inizio alla prova. Si sottopone la provetta ad una piega con angolo noto (90° nel

caso di barre per cemento armato); si arresta la macchina e si esamina la provetta alla ricerca di cricche. Nel caso di barre in acciaio per cemento armato si procede al condizionamento per almeno 60' a 100°C e al successivo raffreddamento in aria e quindi si procede al parziale raddrizzamento della barretta ad un minimo di 20°, indi si esamina la barretta alla ricerca di cricche; L'esito, presenza o meno di cricche, viene trascritto, riportando la dizione favorevole se la prova è superata senza la presenza di cricche, non favorevole nel caso contrario. La provetta viene avvolta da nastro adesivo e insieme a tutte le altre provette della stessa pratica legati e recanti il n° di pratica, vengono quindi posti nell'area di stoccaggio del materiale provato per almeno 20gg dopo la certificazione.



Figura 2.28: Macchina per la prova di piegamento

2.6.6.3 Le prove di aderenza

Il Beam-test, richiesto dalla normativa Italiana, prevede l'utilizzo di provini di trave con una percentuale di armatura trasversale molto superiore a quella normalmente usata nella pratica progettuale, necessaria anche per evitare il collasso per taglio prima del collasso per aderenza. Le prove di estrazione sono spesso influenzate dall'azione di contenimento che si ottiene per l'attrito fra la superficie dei provini a contatto con le piastre di contrasto che, al contrario dell'azione di contenimento dovuta all'armatura trasversale ed al calcestruzzo, è legata solamente alla prova sperimentale. Un classico diagramma dello sforzo di aderenza medio (td), ipotizzato uniformemente distribuito lungo il tratto ancorato, in funzione dello scorrimento dell'estremo libero, ottenuto da una prova su una barra con diametro 24 mm, è rappresentato in figura 2.29.

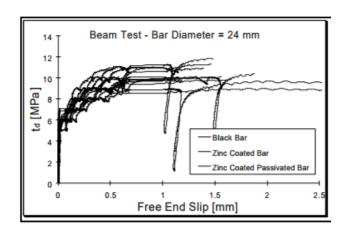


Figura 2.29: Diagramma ottenuto dal Beam Test

2.6.6.4 Le analisi chimiche

L'analisi chimica viene svolta per la valutazione della saldabilità dell'acciaio. Sia l'analisi effettuata su colata che quella di controllo eventuale, effettuata sul prodotto finito, devono soddisfare le seguenti limitazioni riguardanti la percentuale di elementi presenti nel materiale:

| Elemento | Simbolo | Analisi di prodotto | Analisi di colata |
|----------------------|----------|---------------------|-------------------|
| Carbonio | С | 0.24 | 0.22 |
| Fosforo | P | 0.055 | 0.050 |
| Zolfo | S | 0.055 | 0.050 |
| Rame | Cu | 0.85 | 0.80 |
| Azoto | N | 0.014 | 0.012 |
| Carbonio equivalente | C_{eq} | 0.52 | 0.50 |

Figura 2.30: Tabella dei componenti presenti nell'acciaio

Il calcolo del carbonio equivalente Ceq è effettuato con la seguente formula:

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$
 (2.7)

La norma stabilisce che è possibile eccedere il valore massimo del carbonio dello 0.03 % in massa a patto che il valore del carbonio equivalente venga ridotto dello 0.02 % in massa.

2.6.7 I controlli sulle barre d'armatura

L'NTC 2008 stabilisce una serie di controlli da effettuare obbligatoriamente sui provini d'acciaio suddivisa in tre gruppi, quali:

- in stabilimento di produzione, da eseguirsi sui lotti di produzione: si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (rotolo finito, bobina di trefolo, fascio di barre, ecc.). Un lotto di produzione deve avere valori delle grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) e può essere compreso tra 30 e 120 tonnellate;
- 2. nei centri di trasformazione, da eseguirsi sulle forniture: sono lotti formati da massimo 90 t, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee;
- 3. di accettazione in cantiere, da eseguirsi sui lotti di spedizione: sono lotti formati da massimo 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee.

Nel seguito si riportano le direttive del Testo Unico in dettaglio per queste tipologie di controlli.

Gli acciai destinati ad armature per cemento armato devono essere prodotti con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione. Il sistema di gestione della qualità del prodotto che sovrintende al processo di fabbricazione deve essere certificato da parte di un organismo terzo indipendente, di adeguata competenza ed organizzazione.

L'inizio della procedura di qualificazione deve essere preventivamente comunicato al Servizio Tecnico Centrale allegando una relazione ove siano riportati:

- elenco e caratteristiche dei prodotti che si intende qualificare (tipo, dimensioni, caratteristiche meccaniche e chimiche, ecc.);
- indicazione dello stabilimento e descrizione degli impianti e dei processi di produzione;
- descrizione dell'organizzazione del controllo interno di qualità con indicazione delle responsabilità aziendali;
- copia della certificazione del sistema di gestione della qualità;
- indicazione dei responsabili aziendali incaricati della firma dei certificati;
- descrizione particolareggiata delle apparecchiature e degli strumenti del Laboratorio interno di stabilimento per il controllo continuo di qualità;
- dichiarazione con la quale si attesti che il servizio di controllo interno della qualità sovrintende ai controlli di produzione ed è indipendente dai servizi di produzione;
- modalità di marchiatura che si intende adottare per l'identificazione del prodotto finito;
- descrizione delle condizioni generali di fabbricazione del prodotto nonché dell'approvvigionamento delle materie prime e del prodotto intermedio (billette, rotoli, vergella, lamiere, laminati, ecc.);
- copia controllata del manuale di qualità aziendale, coerente alla norma UNI EN ISO 9001:2000.

La Procedura di Qualificazione del Prodotto continua con:

- esecuzione delle Prove di Qualificazione a cura di un Laboratorio incaricato dal Servizio Tecnico Centrale su proposta del produttore stesso;
- in caso di giudizio positivo il Servizio Tecnico Centrale provvede al rilascio dell'Attestato di Qualificazione al produttore e inserisce il Produttore nel Catalogo Ufficiale dei Prodotti Qualificati che sarà reso pubblicamente disponibile;
- in caso di giudizio negativo, il Produttore può individuare le cause delle non conformità, apportare le opportune azioni correttive, dandone comunicazione sia al Servizio Tecnico Centrale che al Laboratorio incaricato e successivamente ripetere le prove di qualificazione.

Il prodotto può essere immesso sul mercato solo dopo il rilascio dell'Attestato di Qualificazione. La qualificazione ha validità 5 (cinque) anni. Per il mantenimento della qualificazione i Produttori sono tenuti, con cadenza semestrale entro 60 giorni dalla data di scadenza del semestre di riferimento ad inviare al Servizio Tecnico Centrale:

- dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità del processo produttivo, dell'organizzazione del controllo interno di produzione in fabbrica;
- i risultati dei controlli interni eseguiti nel semestre sul prodotto nonché la loro elaborazione statistica con l'indicazione del quantitativo di produzione e del numero delle prove;
- i risultati dei controlli eseguiti nel corso delle prove di verifica periodica della qualità, da parte del laboratorio;
- la documentazione di conformità statistica dei parametri rilevati nel corso delle prove.

Al termine del periodo di validità di 5 (cinque) anni dell'Attestato di Qualificazione il produttore deve chiedere il rinnovo,e il Servizio Tecnico Centrale, valutata anche la conformità relativa all'intera documentazione

fornita nei 5 (cinque) anni precedenti, rinnoverà la qualificazione. Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marchiatura indelebile depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua saldabilità.

La marchiatura deve essere inalterabile nel tempo e senza possibilità di manomissione; la mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Tutti i certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai, sia in stabilimento che in cantiere o nel luogo di lavorazione, devono riportare l'indicazione del marchio identificativo, rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti Norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso. In tal caso il materiale non può essere utilizzato ed il Laboratorio incaricato è tenuto ad informare di ciò il Servizio Tecnico Centrale.

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati: a) in caso di utilizzo di barre, su ciascuna fornitura, o comunque ogni 90 t; b) in caso di utilizzo di rotoli, ogni dieci rotoli impiegati. Qualora non si raggiungano le quantità sopra riportate, in ogni caso deve essere effettuato almeno un controllo per ogni giorno di lavorazione. Ciascun controllo è costituito da 3 spezzoni di uno stesso diametro per ciascuna fornitura, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi alle eventuali forniture provenienti da altri stabilimenti.

I controlli devono consistere in prove di trazione e piegamento e devono essere eseguiti dopo il raddrizzamento. In caso di utilizzo di rotoli deve altresì essere effettuata, con frequenza almeno mensile, la verifica dell'area relativa di nervatura o di dentellatura, secondo il metodo geometrico di cui alla seconda parte del punto 11.3.2.10.5. Tutte le prove suddette devono essere eseguite dopo le lavorazioni e le piegature atte a dare ad esse le forme volute per il particolare tipo di impiego previsto.

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, con le medesime modalità contemplate nelle prove a carattere statistico, in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun lotto, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti. I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

| Caratteristica | Valore limite | NOTE |
|---------------------------|-------------------------------|---------------------------------------|
| f _y minimo | 425 N/mm ² | $(450 - 25) \text{ N/mm}^2$ |
| f _y massimo | 572 N/mm ² | [450 x (1,25+0,02)] N/mm ² |
| Agt minimo | ≥ 6,0% | per acciaiB450C |
| Agt minimo | ≥ 2,0% | per acciai B450A |
| Rottura/snervamento | $1,13 \le f_t / f_y \le 1,37$ | per acciai B450C |
| Rottura/snervamento | $f_t / f_y \ge 1.03$ | per acciai B450A |
| Piegamento/raddrizzamento | assenza di cricche | per tutti |

Figura 2.31: Tabella dei valori limite per le caratteristiche dei provini d'acciaio

Questi limiti tengono conto della dispersione dei dati e delle variazioni che possono intervenire tra diverse apparecchiature e modalità di prova. Nel caso di campionamento e prova in cantiere, che deve essere effettuata entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale in cantiere, qualora la determinazione del valore di una quantità fissata non sia conforme al valore di accettazione, il valore dovrà essere verificato prelevando e provando tre provini da prodotti diversi nel lotto consegnato. Se un risultato è minore del valore, sia il provino che il metodo di prova devono essere esaminati attentamente. Se nel provino è presente un difetto o si ha ragione di credere che si sia verificato un errore durante la prova, il risultato della prova stessa deve essere ignorato. In questo caso occorrerà prelevare un ulteriore (singolo) provino. Se i tre risultati validi della prova sono maggiori o uguali del prescritto valore di accettazione, il lotto consegnato deve essere considerato conforme. Se i criteri sopra riportati non sono soddisfatti, 10 ulteriori provini devono essere prelevati da prodotti diversi del lotto in presenza del produttore o suo rappresentante che potrà anche assistere all'esecuzione delle prove presso un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001. Il lotto deve essere considerato conforme se la media dei risultati sui 10 ulteriori provini è maggiore del valore caratteristico e i singoli valori sono compresi tra il valore minimo e il valore massimo secondo quanto sopra riportato. In caso contrario il lotto deve essere respinto e il risultato segnalato al Servizio Tecnico Centrale. Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore dei Lavori o di tecnico di sua fiducia che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente dei lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei Lavori che richiede la prova;
- la descrizione e l'identificazione dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni;
- i valori delle grandezze misurate e l'esito delle prove di piegamento.

I certificati devono riportare, inoltre, l'indicazione del marchio identificativo rilevato a cura del laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Servizio Tecnico Centrale, le

certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi delle presenti norme e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

2.6.8 Il degrado dei ferri d'armatura

Fino alla fine degli anni 70 si riteneva che le strutture in calcestruzzo armato fossero intrinsicamente durevoli anche se costruite senza particolare cura ed esposte anche ad ambienti normalmente aggressivi nei confronti delle strutture in acciaio. In anni più recenti di fronte all'aumentare dei casi di degrado, ai problemi e ai rischi conseguenti nei confronti di cose e, soprattutto di persone, ai costi di manutenzione e di ripristino, la prospettiva è drasticamente cambiata. A questo certamente si deve la nuova sensibilità che oggi molti addetti ai lavori hanno nei confronti del degrado delle opere in calcestruzzo armato e della sua prevenzione.

2.6.8.1 I meccanismi di degrado del calcestruzzo armato

Il calcestruzzo può subire processi di degrado distinguibili in quattro tipologie:

- 1. fisici (causati da variazioni termiche naturali, come il gelo-disgelo, o artificiali, come quelle prodotte da incendi);
- 2. meccanici (abrasione, erosione, urto, esplosione);
- 3. chimici (attacco acido, solfatico, da solfuri, da acque pure, da acqua di mare, reazioni alcaliaggregati), biologici (azione del fouling);
- 4. strutturali (sovraccarichi, assestamenti, sollecitazioni ripetute ciclicamente).

Questa distinzione è puramente indicativa perché in pratica alcuni dei processi si sovrappongono, dando luogo frequentemente ad azioni sinergiche. Nei casi in cui il calcestruzzo è rinforzato con le armature di acciaio al fine di sostenere gli sforzi di trazione, si può osservare un altro tipo di attacco, quale la corrosione delle armature. Ed è solo di questo tipo di attacco che si parlerà nel seguito di questo capitolo.

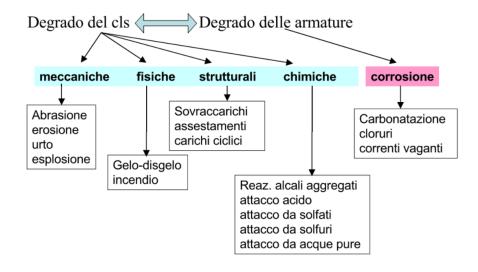


Figura 2.32: Schema delle principali cause di degrado del calcestruzzo armato

2.6.8.2 La corrosione

La corrosione è un processo di natura elettrochimica. Come tutti i processi elettrochimici per potersi produrre richiede la presenza di un elettrolita. Per il calcestruzzo, l'elettrolita è la soluzione presente nei suoi pori capillari, che è una soluzione di idrossido di sodio e di potassio con un pH compreso tra 13 e 14 se il calcestruzzo è stato confezionato con cemento Portland, leggermente inferiore, ma comunque superiore ai 12,5, nel caso dei cementi di miscela. In soluzioni alcaline aerate con pH > 11,5 e in assenza di cloruri, il ferro si ricopre di un sottilissimo film di ossido, il cui spessore è di pochi strati molecolari. In queste condizioni, che sono dette di passività, la velocità di corrosione è praticamente nulla. La stessa cosa succede alle armature immerse nel calcestruzzo correttamente confezionato e messo in opera. Purtroppo, nel tempo, il calcestruzzo può perdere le caratteristiche protettive. Questo si verifica essenzialmente per tre motivi.

- Passando dall'esterno all'interno, l'alcalinità del calcestruzzo può essere neutralizzata dall'anidride carbonica proveniente dall'ambiente esterno, per cui la soluzione all'interno dei pori del cls passa da pH > 13 a pH < 9 e quindi distrugge il film di ossido e lcon questo le condizioni di passività;
- 2. 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 (indicativamente dell'ordine di 0,4-1% del contenuto in peso di cemento) il film protettivo può rompersi localmente;
- 3. Infine, nel caso di strutture interessate da campi elettrici e quindi percorse da correnti disperse (o vaganti) che interferiscono con le armature (cioè passano in alcune zone dal calcestruzzo alle armature e in altre dalle armature al calcestruzzo), il film protettivo può venir distrutto nelle zone in cui la corrente esce dalle armature.

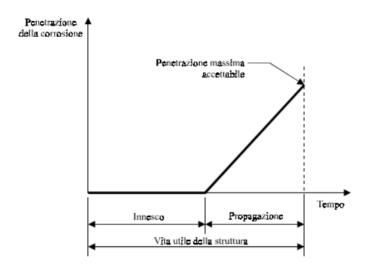


Figura 2.33: periodo di innesco e periodo di propagazione della corrosione in una struttura di cls armato (modello di Tuutti)

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 disperse, se l'interferenza continua nel tempo. La distruzione del film protettivo è la precondizione necessaria (ma non sufficiente) perché la corrosione possa avvenire. Nella vita delle strutture in calcestruzzo armato si possono individuare due fasi nettamente distinte:

- 1. una fase di innesco della corrosione, in cui si producono i fenomeni che portano alla perdita delle condizioni di passività, cioè alla distruzione locale o generalizzata del film protettivo;
- 2. una fase di propagazione più o meno veloce dell'attacco, a partire dal momento in cui il film protettivo viene distrutto.

I fenomeni corrosivi sono frequentemente anticipati dalla comparsa sulla superficie esterna del calcestruzzo di macchie di ruggine oppure da danneggiamenti del copriferro provocati dall'azione espansiva dei prodotti di corrosione.

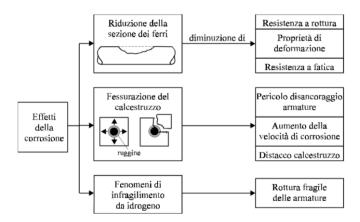


Figura 2.34: Schema dei principali effetti del fenomeno corrosivo sulle barre d'acciaio

Tali fenomeni corrosivi portano a delle conseguenze che non riguardano solo gli aspetti funzionali o lo stato esteriore delle opere interessate dal processo, ma anche gli aspetti strutturali e di sicurezza. In particolare quando l'attacco è localizzato, la riduzione della sezione resistente delle armature può essere tale da portare alla diminuzione della loro capacità di sopportare i carichi statici o dinamici. L'azione espansiva indotta dai prodotti di corrosione all'interfaccia armature-calcestruzzo può provocare fessure nel copriferro, una sua locale espulsione o una sua totale delaminazione oppure la riduzione di aderenza delle armature, che può avere gravi conseguenze strutturali. In condizioni molto particolari e solo con acciai ad elevato carico di snervamento, possono anche aver luogo cedimenti strutturali improvvisi da corrosione sotto sforzo. La velocità di corrosione viene misurata in genere in μm/anno. Finché questa si mantiene al di sotto di 1,5-2 μm/anno, le conseguenze dell'attacco sulle armature sono trascurabili, almeno in relazione alla vita di servizio richiesta alle comuni opere in calcestruzzo armato. Quando invece supera i 2 μm/anno, i prodotti di corrosione si accumulano all'interfaccia armatura/calcestruzzo provocando dapprima una riduzione di aderenza e poi, una volta che l'attacco è penetrato di uno spessore compreso tra i 20 e 200 μm (a seconda delle caratteristiche del copriferro, del diametro delle armature, delle condizioni ambientali, del tipo e della velocità di corrosione, della natura dei suoi prodotti, ecc.), danneggiamenti anche nel calcestruzzo. Nella figura 2.35 si riportano le velocità con cui si producono i fenomeni corrosivi in alcune situazioni comuni.

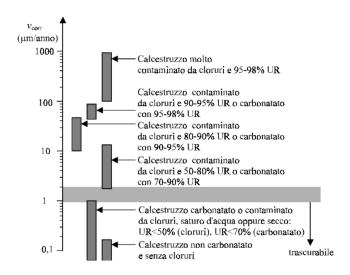


Figura 2.35: Diagramma delle velocità dei fenomeni corrosivi

L'atmosfera è composta di anidride carbonica in tenori variabili da 0,04% in ambiente rurale a 0,2% in ambiente cittadino, quando viene a contatto con il calcestruzzo tende a neutralizzare, a partire dagli strati più esterni, i suoi componenti alcalini. Anche altre sostanze acide, ad esempio l'anidride solforosa (presente in tenori fino a 5-10 mg/l nelle piogge acide) o gli ossidi di azoto, possono neutralizzare l'alcalinità del calcestruzzo, ma la loro azione risulta in genere trascurabile rispetto a quella della CO2. La reazione di carbonatazione si può scrivere schematicamente come:

$$CO_2 + Ca(OH)_2 \xrightarrow{H_3O, NaOH} CaCO_3 + H_2O$$
 (2.8)

ma in realtà si produce attraverso varie reazioni intermedie che coinvolgono gli idrossidi di sodio e potassio. In realtà, la carbonatazione non provoca alcun danno al calcestruzzo, ma al contrario riduce la porosità e porta a una maggiore resistenza meccanica. Al contrario, essa ha importanti conseguenze nei confronti delle armature; infatti il pH della soluzione nei pori del calcestruzzo si riduce dai valori iniziali, in genere compresi tra 13 e 14, a valori vicini alla neutralità. L'acciaio nel calcestruzzo carbonatato si trova quindi a contatto con acqua praticamente pura, caratterizzata da un valore di pH ben al di sotto di 11,5, minimo valore necessario per assicurare le condizioni di passività.

La reazione di carbonatazione inizia sulla superficie esterna del calcestruzzo e poi può interessare anche le regioni più interne; la determinazione sperimentale dello spessore carbonatato si può effettuare in modo molto semplice spruzzando su una superficie di rottura del calcestruzzo una soluzione alcoolica di fenolftaleina. Le zone a pH superiore a 9 assumono la colorazione rosa tipica della fenolftaleina in ambiente basico, mentre quelle carbonatate non vengono colorate. La prova deve essere effettuata subito dopo la rottura del calcestruzzo, in quanto nel tempo lo strato esterno di calcestruzzo tende a carbonatarsi. La velocità di penetrazione, definita come: ds/dt = (K/n)·t, tende quindi a diminuire nel tempo. Nei calcestruzzi porosi l'esponente n vale circa 2 e quindi si ottiene un andamento parabolico: s=t mentre nei calcestruzzi compatti, la diminuzione nel tempo della velocità di carbonatazione è più per cui n > 2. In calcestruzzi molto impervi la velocità tende nel tempo praticamente ad annullarsi. Il coefficiente K, che esprime la velocità con cui avanza la carbonatazione, dipende sia da fattori ambientali (umidità, temperatura, contenuto di anidride carbonica) sia da fattori legati al calcestruzzo stesso (alcalinità, porosità). Oltre alla formula parabolica, sono state proposte altre formule empiriche che prendono direttamente in conto i principali fattori che regolano

la carbonatazione: sia ambientali (umidità, temperatura) che relativi al calcestruzzo (tipo di cementoa/c, stagionatura).

La velocità di diffusione dell'anidride carbonica diminuisce al crescere dell'umidità relativa (più marcatamente al di sopra dell'80%) fino praticamente ad annullarsi in calcestruzzo saturo. Questo significa che quando il calcestruzzo è bagnato, la penetrazione della CO₂ cessa. D'altra parte la reazione di carbonatazione vera e propria si produce soltanto in presenza d'acqua per cui, di fatto, per umidità inferiori al 40% non avviene con velocità apprezzabile. Per questi due opposti motivi, l'intervallo di umidità relativa più pericoloso per la carbonatazione è compreso tra 50 e 80%. Il valore di K, quindi, può cambiare nel tempo da una zona all'altra della costruzione, passando dagli strati più esterni a quelli più interni del calcestruzzo oppure passando da una regione piovosa o ad alta umidità a una secca. Si sottolinea l'estrema importanza, nelle situazioni concrete, del microclima, cioè delle condizioni di umidità e temperatura che si creano nelle diverse parti della struttura, per effetto anche della geometria della struttura stessa. Analogamente, la velocità di penetrazione della carbonatazione all'esterno di un edificio in una zona non schermata dalla pioggia risulta inferiore che non all'interno.

I parametri più importanti sono il tempo in cui la struttura resta bagnata, ma anche la frequenza e la durata dei cicli dibagnamento-asciugamento. Al crescere del contenuto di anidride carbonica nell'atmosfera, la velocità di penetrazione del fronte carbonatato aumenta. Inoltre, l'aumento della temperatura, a parità di altre condizioni e in particolare dell'umidità che in genere è il parametro più importante, fanno crescere la velocità di penetrazione. La capacità di un calcestruzzo di fissare la CO₂ è proporzionale all'alcalinità presente nella sua pasta cementizia e quindi dipende dalla quantità di cemento utilizzato. Nel cemento portland circa il 64% del peso di cemento è costituito da ossido di calcio (CaO, solo in piccola parte in soluzione e per il resto presente all'interno dei prodotti di idratazione) e circa 0,5-1,5% da Na2O e da K2O (prevalentemente in soluzione come NaOH e KOH). Nel caso di cementi d'alto forno con il 70% di loppa, il contenuto di CaO scende a circa il 44%. La porosità del calcestruzzo ha una notevole influenza sulla velocità di penetrazione della carbonatazione. La diminuzione del rapporto a/c, determinando una diminuzione della porosità capillare della pasta cementizia idrata, consente di rallentare la penetrazione della carbonatazione.

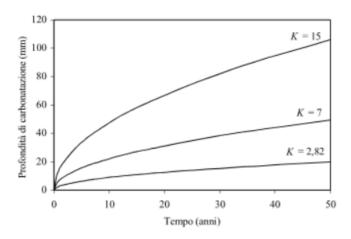


Figura 2.36: profondità del fronte carbonato dato dalla formula s=K*t^1/2 in funzione del tempo e di K

Dalla Figura 2.36, che riporta l'andamento nel tempo dello spessore carbonatato per diversi valori di K, si può vedere come il fronte carbonatato risulti inferiore a 20 mm (spessore minimo di copriferro) dopo 50 anni, solo se K è inferiore a 2,82. Questo significa che, in zone riparate dalla pioggia, 2 cm di copriferro portano a un periodo di innesco superiore a 50 anni solo con calcestruzzi molto compatti.

Una volta che il fronte carbonatato ha raggiunto le armature, depassivandole, la corrosione può aver luogo se sono presenti acqua e ossigeno. Se si escludono solo le condizioni di completa e permanente saturazione del calcestruzzo, l'ossigeno è in grado di raggiungere la superficie delle armature in quantità sufficienti per permettere lo svolgimento del processo corrosivo.



Figura 2.37: Esempio di degrado di armatura dovuto alla carbonatazione

I cloruri rappresentano una causa molto frequente di corrosione delle armature: infatti, nonostante le normative attuali per il progetto delle strutture in calcestruzzo armato vietino l'impiego di materie prime che ne contengano una significativa concentrazione, i sali a base di cloruri possono penetrare dall'ambiente esterno. Questo si verifica ad esempio nelle strutture marine o in molte opere stradali su cui si spargono sali disgelanti. L'attacco corrosivo può aver luogo solo quando la concentrazione dei cloruri raggiunge un valore sufficientemente elevato nel calcestruzzo a contatto con le armature; il contenuto di cloruri necessario per danneggiare il film che protegge le armature dipende dal potenziale delle armature, che a sua volta è legato alla quantità di ossigeno che raggiunge la loro superficie. Dunque l'attacco può aver luogo per un contenuto di cloruri relativamente modesto quando il calcestruzzo è esposto all'atmosfera, dove l'ossigeno può raggiungere facilmente le armature; è invece necessario un tenore molto più elevato quando il calcestruzzo è immerso in mare o comunque l'apporto di ossigeno risulta ostacolato e quindi il potenziale delle armature è basso.

Nelle strutture esposte all'atmosfera l'ingresso dell'ossigeno verso le armature non è ostacolato e il potenziale delle armature è prossimo a 0 V. In queste condizioni l'innesco della corrosione ha luogo quando la quantità di cloruri nella soluzione dei pori del calcestruzzo è tale da portare a valore critico del rapporto [CI]/[OH]. In pratica, con calcestruzzi non carbonatati ottenuti con normali cementi portland (e quindi con pH>13), il rischio di corrosione è basso per un contenuto di cloruri inferiore a 0,4% (in massa rispetto al contenuto di cemento) ed elevato per tenori superiori a 1%. Il limite critico tende verso valori più elevati nel caso di calcestruzzi poco permeabili e con aggiunte pozzolaniche o di scoria d'altoforno.

In realtà, sono pericolosi solo i cloruri disciolti nell'acqua presente nei pori, ma non quelli legati ai costituenti della matrice cementizia. Anche la composizione dell'ambiente aggressivo influisce sulla percentuale di cloruri bloccati. Ad esempio, quando la soluzione acquosa che penetra nel calcestruzzo contiene, oltre a cloruri, anche solfati, la capacità legante del calcestruzzo nei confronti dei cloruri diminuisce, in quanto gli alluminati di calcio presentano una maggiore tendenza a combinarsi con i solfati che non con i cloruri. In questi casi il tenore critico di cloruri si posiziona sui valori più bassi dell'intervallo sopra citato o addirittura inferiori.

Nel caso di strutture immerse in acqua o comunque prossime alla saturazione, le cui armature sono caratterizzate da potenziali molto negativi, ad esempio compresi fra –400 e –600 mV, il tenore critico di cloruri risulta notevolmente più elevato, potendo raggiungere anche valori di un ordine di grandezza superiore a quello delle strutture aeree.

Nella maggior parte dei casi i cloruri provengono dall'esterno; la corrosione può iniziare solo quando alla superficie delle armature il loro tenore raggiunge il valore critico. Il tempo necessario perché ciò avvenga (tempo di innesco della corrosione), dipende dal tenore di cloruri sulla superficie esterna del calcestruzzo, dalle caratteristiche della matrice cementizia, dallo spessore di copriferro e dal contenuto critico di cloruri.

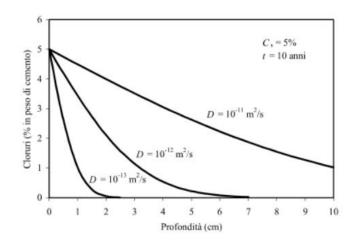


Figura 2.38: Profili di diffusione dei cloruri nel calcestruzzo, dopo 10 anni di esposizione con una concentrazione superficiale del 5%

I profili di concentrazione che descrivono la penetrazione nel tempo dei cloruri all'interno del calcestruzzo (Figura 2.38) si possono ottenere applicando la seconda legge di Fick che descrive i processi diffusivi non stazionari. In realtà, solo nel calcestruzzo completamente saturo d'acqua la penetrazione dei cloruri avviene con un meccanismo di pura diffusione. Nella maggior parte delle situazioni, oltre a quello diffusivo, operano anche altri meccanismi di trasporto.

Nel caso di strutture esposte all'atmosfera, una volta che l'attacco localizzato si è innescato, la velocità di corrosione può passare da qualche decina di µm/anno a un 1 mm/anno, al crescere del tenore di umidità dal 70 al 95% e del tenore di cloruri dall'1 al 3%. Passando da climi temperati a climi tropicali, la velocità di corrosione può crescere ulteriormente. In pratica, quindi, in strutture contaminate da cloruri l'attacco corrosivo, una volta innescato, può portare in tempi molto brevi a riduzioni inaccettabili della sezione delle armature anche nelle comuni condizioni di esposizione atmosferica.

In presenza di alti tenori di cloruri, soprattutto di quelli più igroscopici come i cloruri di calcio o di magnesio, anche per umidità relative esterne pari al 40-50% la velocità media di penetrazione dell'attacco può risultare superiore a 2 mA/m . Nel caso di strutture permanentemente e completamente immerse in acqua, anche supposto che le condizioni per l'innesco della corrosione vengano raggiunte (ma in genere non succede), il ridottissimo apporto di ossigeno alle armature mantiene la velocità di corrosione su valori molto bassi e pertanto gli effetti dell'attacco corrosivo risultano trascurabili anche dopo tempi molto lunghi.

Pertanto si può affermare che:

1. la corrosione da carbonatazione si presenta uniformemente distribuita sulla superficie dell'armatura;

- 2. la corrosione da cloruri risulta in generale di tipo localizzato con attacchi penetranti, che si configurano come crateri (pit), circondati da zone non corrose (a questo tipo di corrosione si dà il nome di pitting,); solo nel caso di elevati tenori di cloruri (soprattutto al diminuire del pH) il film può essere distrutto su ampie zone delle armature per cui la corrosione appare di tipo generalizzato;
- 3. la corrosione da correnti disperse si localizza nelle zone dove la corrente lascia le armature.

2.6.8.3 La prevenzione

Un tema molto importante che riguarda da vicino le armature del cdmento armato è la prevenzione della corrosione e delle altre forme di degrado, che interessano tutte le fasi che portano alla realizzazione di un'opera in calcestruzzo. Inizia in sede di progetto dell'opera, nel momento della concezione e del calcolo della struttura, del disegno dei suoi particolari costruttivi, della scelta dei materiali da utilizzare e delle loro proporzioni ottimali. Si sviluppa poi nella fase della sua realizzazione con la preparazione, la messa in opera, la costipazione e la maturazione del calcestruzzo e con l'eventuale applicazione di misure speciali di prevenzione aggiuntiva. Continua inoltre per tutta la sua vita di servizio con interventi programmati di ispezione e manutenzione. Per quanto riguarda le misure di prevenzione riguardanti specificamente la progettazione e la messa in opera e la manutenzione delle strutture, ci si limita a richiamare alcune regole pratiche:

- lo schema strutturale deve essere tale da limitare al minimo la fessurazione del calcestruzzo;
- il progetto dei dettagli costruttivi deve, con riferimento anche a quelle che saranno le modalità esecutive, evitare geometrie complesse, spigoli vivi, addensamenti di armature; in merito occorre ricordare che giunti di dilatazione, appoggi e ogni zona di possibile ristagno d'acqua costituiscono punti deboli della struttura dal punto di vista della durabilità;
- in sede di messa in opera occorre adottare tutte le precauzioni necessarie affinché: l'impasto non subisca segregazione durante il trasporto e la posa in opera; la vibrazione porti alla massima compattazione possibile; gli effettivi spessori di copriferro corrispondano a quelli di progetto; le condizioni di temperatura e di umidità siano mantenute ottimali per un periodo sufficientemente lungo, al fine di consentire l'idratazione del cemento;
- ovviamente, in tutte queste fasi devono essere messi in atto tutti i controlli necessari per ottenere un prodotto che rispetti i requisiti qualitativi. Siccome operano figure diverse (il progettista, il confezionatore del calcestruzzo, l'impresa costruttrice e quella che effettua la manutenzione) risultano particolarmente importanti i controlli alla loro interfaccia, cioè dove la responsabilità della qualità del prodotto passa da un gruppo a un altro.

Nel 1984 è stato realizzato uno studio in cui sono stati esaminati 10000 casi di armature soggette a corrosione, al fine di identificare quali erano le cause più frequenti di tale fenomeno. Nel diagramma sono stati riportati i risultati di tale analisi.

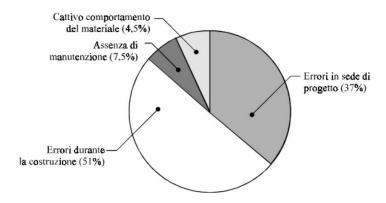


Figura 2.39: Cause di corrosione su 10000 casi esaminati (fonte: Patterson, 2004)

Osservando i risultati è evidente come la metà dei privini analizzati riguardi solamente una delle possibili cause di degrado, ovvero l'errata progettazione durante la costruzione; le soluzioni progettuali inadeguate sono da imputarsi a:

- l'adozione di una tipologia costruttiva che favorisce l'instaurarsi di condizioni locali molto aggressive;
- lo schema strutturale che non consente una corretta distribuzione degli sforzi e porta quindi a un'eccessiva fessurazione del calcestruzzo;
- il mix design che prevede l'impiego di un tipo di cemento, di una quantità di cemento, di un rapporto acqua/cemento e di un tipo di aggregato inadeguati rispetto all'aggressività ambientale.

Tra questi ultimi sono importanti:

- la prescrizione di uno spessore di copriferro insufficiente rispetto alle condizioni di aggressività ambientale;
- i dettagli geometrici della struttura che portano al bagnamento di parti critiche della struttura stessa;
- il progetto di sezioni resistenti inadeguate che richiedono un numero eccessivo di barre di armatura;
- la presenza di spigoli vivi.

Gli errori compiuti durante la costruzione portano a una scadente qualità del calcestruzzo che risulta troppo poroso (perché è prodotto, messo in opera, costipato e maturato senza indicazioni e controlli precisi), non ricopre interamente le armature (perché è non costipato in modo corretto, è segregato o è poco lavorabile), presenta spessori di copriferro ridotti rispetto a quelli prescritti (ad esempio perché si sono impiegati distanziatori inadatti o in numero insufficiente). Nella figura 2.40 si riportano alcune soluzioni progettuali errate e le corrispettive procedure per evitare tali conseguenze.

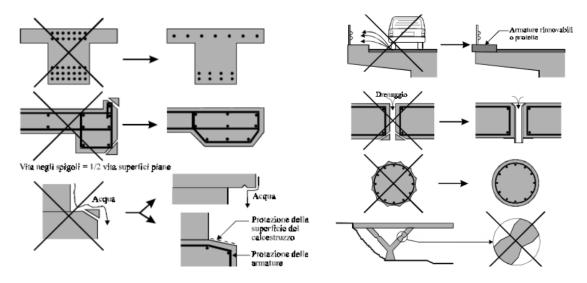


Figura 2.40: Principali errori progettuali per strutture in c.a. e possibili soluzioni

Lo strato di calcestruzzo che ricopre le armature fornisce la loro naturale protezione dagli agenti aggressivi. É infatti sufficiente che, a contatto con la superficie dell'acciaio, il calcestruzzo rimanga alcalino e privo di cloruri, per garantire le condizioni di passività. Il tempo di innesco della corrosione può essere aumentato riducendo la permeabilità e aumentando lo spessore di questo strato. Per prevenire la corrosione delle armature, quindi, ci si deve porre come primo obiettivo la realizzazione di un calcestruzzo di bassa permeabilità. Questa dipende direttamente dalla porosità del calcestruzzo che, a sua volta, è determinata dal rapporto a/c e dalla stagionatura.

Quando si progetta una struttura in c.a., note le caratteristiche del calcestruzzo, e quindi la velocità con cui possono penetrare la carbonatazione o i cloruri, è possibile determinare lo spessore di copriferro necessario per garantire un tempo di innesco sufficientemente lungo. Va inoltre osservato che l'aumento dello spessore di copriferro ritarda anche la fessurazione del calcestruzzo causata da sforzi indotti dai prodotti di corrosione delle armature e, nel caso di strutture immerse in acqua di mare, aumenta la resistenza elettrica attorno alle armature, riducendo l'attività di eventuali macrocoppie. Al crescere dell'aggressività ambientale è in teoria possibile attraverso un aumento dello spessore di copriferro, mantenere costante il grado di affidabilità delle strutture. In pratica, però, gli spessori non possono superare certi limiti per motivi economici e tecnici.

Anche una riduzione modesta dello spessore di copriferro può determinare una significativa diminuzione della vita utile della struttura. Il legame tra tempo di innesco della corrosione e spessore di copriferro dipende, oltre che dalle caratteristiche del calcestruzzo, anche dai meccanismi che portano alla penetrazione della carbonatazione o dei cloruri. Pertanto una riduzione dello spessore di copriferro porta a una diminuzione del tempo d'innesco della corrosione molto più che proporzionale. Se in alcune zone di una struttura il copriferro è dimezzato rispetto a quello nominale, il tempo di innesco si riduce a circa un quarto di quello previsto (Figura 2.41).

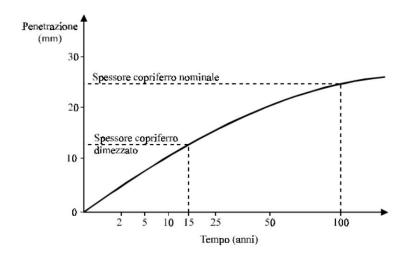


Figura 2.41: Riduzione dei tempi di innesco della corrosione per riduzioni locali dello spessore di copriferro

2.6.8.4 Misure di protezione aggiuntive

Se la progettazione della struttura, in particolare lo spessore di copriferro, la scelta dei materiali, il proporzionamento dell'impasto, la sua messa in opera, compattazione e successiva maturazione vengono effettuati secondo quanto oggi prevedono le normative, il calcestruzzo armato, nella maggioranza delle condizioni ambientali, non presenta problemi di corrosione per tempi dell'ordine dei 50-75 anni, tipici della vita di servizio richiesta a molte costruzioni. Nel caso di assenza di cloruri e in climi temperati, si possono costruire strutture con vita di servizio anche di 100-120 anni. (I casi di corrosione che si manifestano in un gran numero di strutture operanti in ambienti anche non particolarmente aggressivi ben prima dei tempi appena indicati, sono dovuti al fatto che queste normative non sono state seguite). È chiaro che queste vite di servizio possono risultare comunque troppo brevi per molte costruzioni importanti, come monumenti, chiese, edifici di rappresentanza, che dovrebbero durare senza dover ricorrere a continui interventi di ripristino o di manutenzione straordinaria per tempi più lunghi.

Questo si verifica quando non è possibile assicurare qualità del calcestruzzo o spessori di copriferro adeguati: ad esempio in regioni dove non c'è possibilità di scelta degli aggregati che sono necessariamente di provenienza marina oppure in sede di ripristino, là dove è impossibile o eccessivamente costoso rimuovere il calcestruzzo contenente cloruri o carbonatato o assicurare attorno alle armature spessori adeguati di calcestruzzo protettivo. Ma soprattutto succede nel caso di strutture operanti in condizioni ambientali di aggressività elevata, collegate alla presenza di cloruri (quali ad esempio solette dei ponti su cui si spargono sali antigelo, oppure strutture portuali o marine soprattutto nella zona del bagnasciuga e in quella immediatamente superiore). Su queste strutture, anche se correttamente costruite i fenomeni corrosivi si manifestano molto prima dei 50-75 anni sopra indicati con conseguenze, a volte, gravissime.

A volte le misure di prevenzione sono applicate solo a parti critiche della struttura oppure solo alle armature più esterne. Le misure preventive, spesso dette di protezione aggiuntiva in quanto si affiancano alla protezione garantita dal copriferro, impedendo che le specie aggressive raggiungano le armature oppure controllando il processo corrosivo attraverso il blocco del processo anodico o della circolazione di corrente nel calcestruzzo.

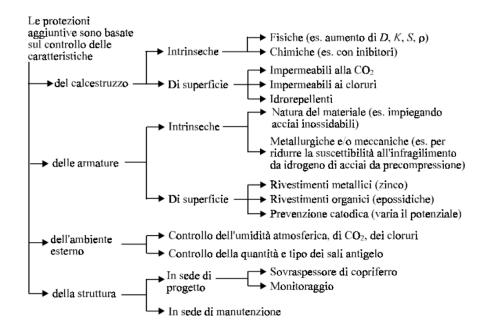


Figura 2.42: Schema delle protezioni aggiuntive da applicare alle strutture in c.a.

Di solito si ricorre alle protezioni aggiuntive solo in ambienti contenenti cloruri. Per quanto riguarda il costo delle diverse protezioni sono disponibili solo indicazioni di larga massima e comunque incomplete, anche perché il costo effettivo varia da un'applicazione all'altra e comunque le prestazioni non sono confrontabili.

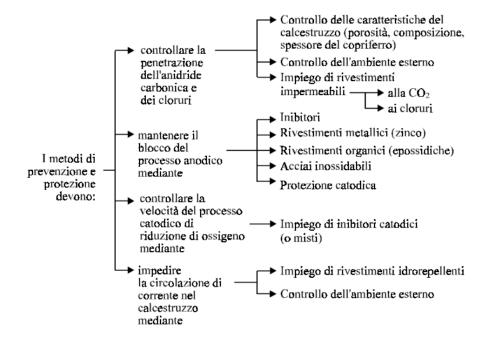


Figura 2.43: Schema dei meccanismi con cui operano i metodi di protezione aggiuntiva

CAPITOLO 3. STORIA DEL CALCESTRUZZO ARMATO DAL 1900 AL 1959

3.1. Le origini del calcestruzzo armato: dall'antichità alla fine del XIX secolo

3.1.1. I primi tentativi nella storia dell'uomo

Il calcestruzzo e il calcestruzzo armato affondano le loro origini ben oltre i noti brevetti ottocenteschi di Lambot, Monier, Hennebique e molti altri. L'idea di miscelare sabbia, ghiaia, calce e acqua per ottenere un impasto colabile e quindi resistente a presa avvenuta, appare agli albori dell'arte del costruire ed era parte di un modo di concepire l'edificazione unendo materiali diversi.

Nell'architettura egizia, come in quella mesopotamica, si utilizzavano impasti di fango argilloso, paglia, acqua (a volte anche ghiaia) per ottenere impasti che, essiccati al sole, permettevano di ottenere efficaci murature.

L'architettura romana perfezionò poi le malte ed i calcestruzzi utilizzando la pozzolana, sabbia vulcanica che, miscelata con la calce, era in grado di conferire caratteristiche d'idraulicità agli impasti. I calcestruzzi pozzolanici romani (betunium) furono impiegati per la realizzazione di opere di fondazione, per murature a sacco, per le cupole; in talune occasioni, i romani inserirono, nelle colate, rinforzi in legno e in metallo.

Un primo tipo di calcestruzzo, avente per legante la pozzolana mista a calce, fu impiegato dai romani con il nome di " betunium"; dal nome latino deriva quello di "beton" usato oggi da francesi e tedeschi. Si trattava di un conglomerato impiegato per fondazioni, per murature di grande spessore e, qualche volta, per riempire i cassettoni delle cupole compresi tra i costoloni di muratura di mattoni disposti secondo i meridiani e i paralleli ovvero per realizzare delle cupole. La cupola del Pantheon a Roma è un chiaro esempio dell'impiego di questo conglomerato, al cui interno si ritrovano cocci di laterizio e di altro materiale, in quanto il confezionamento del betunium era anche l'occasione per smaltire notevoli quantità di materiali di risulta. L'inserimento di armature metalliche nel calcestruzzo è un'operazione remota perché già nei conglomerati di epoca romana sono state trovate barre e grate di ferro.

Tuttavia non si può ravvisare un calcestruzzo armato perché l'associazione dei due materiali appare casuale e priva dello scopo di sfruttarne la collaborazione statica. Ancora una volta è più aderente alla realtà l'ipotesi di uno smaltimento di materiale di risulta, secondo una prassi che è proseguita fino al secolo scorso e si è estesa anche ad altre tipologie costruttive. Alcuni esempi di costruzione in muratura armata possono essere ritrovati nelle chiese seicentesche e settecentesche, in cui era prassi inserire delle armature metalliche, usualmente dei piatti di acciaio, nel corpo delle cupole. Ma i criteri con cui venivano inseriti questi rinforzi metallici e con quale scopo sono ancora oggi poco conosciuti.

3.1.2. La nascita del cemento armato e i primi brevetti

Per meglio comprendere la nascita e l'evoluzione di questo materiale nell'ambito dello sviluppo delle tecniche costruttive occorre ricordare che si suole suddividere l'evoluzione della tecnica del c.c.a. in vari periodi:

- 1. il primo, quello degli "inventori e primi sperimentatori", dei pionieri, che all'incirca va dalla metà all'ultimo decennio dell'Ottocento, che vede gli esperimenti di J. Monier (casse per fiori del 1849), I.L Lambot (barca in c.c.a. del 1848), F. Coignet, ecc.;
- 2. il secondo, quello dei "primi realizzatori" che copre l'ultimo decennio dell'Ottocento ed il primo decennio del Novecento, che vede il diffondersi dei sistemi brevettati per la realizzazione di travi, solai, ecc. in questo periodo che si ha la diffusione de I c.c.a. nel mondo con realizzazioni anche notevoli;
- 3. il terzo, quello dello "sviluppo delle teorie e dei metodi di calcolo" in campo elastico, che vede anche la comparsa dei regolamenti ufficiali di calcolo e che spazia tra gli anni 1906-7 e gli anni 1925-30;
- 4. il quarto, quello delle "teorie elasto-plastiche, dello studio degli stati di coazione impressi", che ha portato alle strutture precompresse e che arriva sino ai giorni nostri.

In realtà il cemento armato nacque nella seconda metà del secolo scorso, preceduto da circa un secolo di ricerche sui leganti (calce e cemento) iniziate da Smeaton (1756) e da Parker (1796) ai quali si deve la scoperta delle proprietà di presa e di indurimento dei calcari argillosi calcinati. Seguirono gli studi di Lesage (1800) e di Vicat (1818), di cui si impiega ancora oggi l'ago di Vicat per la misura della consistenza della pasta cementizia, che consentirono il sorgere delle prime fabbriche di cemento a Portland (1824) ed a Boulogne sur Mer (1840). Furono proprio le ricerche e le conoscenze scientifiche sui leganti, seguite dalla produzione industriale del cemento, a permettere lo sviluppo del cemento armato come sistema costruttivo.

Lo sviluppo di questo nuovo materiale da costruzione andò di pari passo con l'evoluzione del settore siderurgico, che avvenne agli inizi dell'Ottocento. Tuttavia, l'era dell'acciaio ha inizio solo nella seconda metà del XIX secolo: l'impiego di altiforni e l'uso del carbon coke (carbone ottenuto mediante un processo di "distillazione distruttiva" del carbon fossile - ad opera di Abram Darby), in sostituzione del carbone vegetale (ottenuto per combustione dalla legna e con maggiore potere calorico), consente produzione importante di materiale.

Parallelamente fiorisce l'attività teorica e si perfezionano gli strumenti di calcolo: nasce la scienza delle costruzioni.

Nel 1835 inizia la produzione industriale delle travi che vanno a sostituire gli impalcati lignei con strutture in laterizio e acciaio, mentre nel 1840 viene messa in pratica la tecnica di affinamento della ghisa per l'eliminazione delle impurità e la riduzione della percentuale di carbonio, processo che dava vita al ferro puddellato: la ghisa veniva versata in un crogiolo riscaldato dal carbone posto sotto di esso in una camera di combustione separata. La fiamma e i fumi caldi prima di essere dispersi in atmosfera surriscaldavano la superficie del crogiolo; il bagno metallico che vi è contenuto veniva così riscaldato e si poteva procedere all'affinazione della ghisa. Poiché la temperatura raggiunta non era mai sufficiente a mantenere fluida la massa metallica, gli operai dovevano continuamente rimestare e agitare il bagno affinché non si raffreddasse e non si solidificasse (il nome di questa tecnica deriva dal verbo inglese to puddle, ossia rimestare, mescolare una massa).

Anche nel 1850 vennero studiati metodi per l'affinamento della ghisa per la produzione di acciaio e vennero utilizzati i primi laminatoi per la produzione di profili laminati.

Un'innovazione molto importante nel campo della siderurgia che segnò l'inizio della produzione dell'acciaio è il convertitore Bessemer: si tratta di un particolare forno a forma di pera inventato nel 1856 da Henry

Bessemer e utilizzato nella produzione industriale dell'acciaio per ridurvi l'eccesso di carbonio presente nella ghisa fusa prodotta nell'altoforno.

È stato il primo forno a permettere la produzione dell'acciaio in un'unica fase di lavorazione. Conosciuto anche come forno di Bessemer o processo Bessemer, verrà poi seguito da altri convertitori che si baseranno sempre sul Bessemer, correggendone i lati negativi. Il convertitore ha una capacità media di 10/20 t di ghisa liquida per un'altezza che varia dai 4 ai 6 m ed un diametro dai 3 ai 4 m. Il recipiente, come si vede in figura 3.1, internamente è rivestito di materiale refrattario e in alto ha un'apertura che grazie al movimento basculante permesso dai perni laterali, consente un rapido caricamento e scaricamento del forno stesso. Nella parte inferiore vi è una camera nella quale arriva dell'aria pompata attraverso il tubo che si vede nella parte inferiore destra della figura A. Da quella camera partono a loro volta dei fori che fanno sì che l'aria pompata arrivi all'interno del forno (come si vede nella parte inferiore della figura B). Le alte temperature unite all'alta percentuale di carbonio contenuta nella ghisa e di ossigeno contenuto nell'aria spinta nel forno reagiscono formando delle caratteristiche vampate di fuoco che fuoriescono dalla bocca del forno; in questo modo il carbonio in eccesso nella ghisa si consuma lasciando nella pancia del forno l'acciaio.

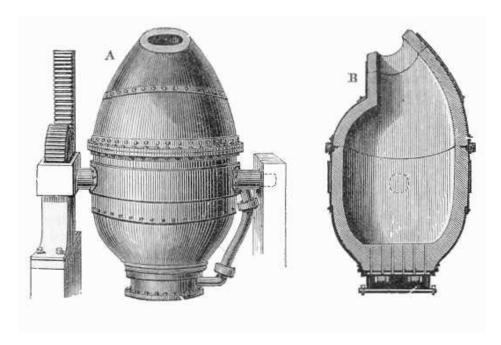


Figura 3.1: Rappresentazione grafica del forno di Bessemer(1856)

A partire dai modelli originari, sono stati studiati da altri inventori dei modelli specializzati, atti a trattare differenti tipi di ghise. Un esempio è quello di Sidney Thomas che per trattare le ghise della Lorena che presentano alto contenuto di fosforo decise di rivestire l'interno dei forni con del calcare. Questo, fissandosi con il fosforo dava origine ad uno scarto di produzione, il fosfato di calcio, che si rivelò prezioso per la concimazione fosfatica e che per anni portò il nome di Scorie Thomas.

L'ulteriore evoluzione del forno Bessemer è stata sviluppata agli inizi del novecento introducendo l'uso dell'ossigeno puro nella camera riuscendo a produrre acciaio sfruttando ghisa e rottami di ferro ed addirittura a partire dai minerali di ferro.

La richiesta di grandi quantitativi di ferro per la realizzazione di profili per le rotaie, per la realizzazione di grandi coperture delle stazioni ferroviarie, per i ponti, e di strutture stagne a guscio degli scafi, comportò un notevole impulso e sviluppo dell'industria siderurgica che in quegli anni introdusse importanti innovazioni:

Secondo l'opinione più diffusa l'esempio più antico di costruzione in cui sia possibile riconoscere principi abbastanza prossimi a quelli dell'odierno cemento armato è il canotto eseguito nel 1848 dal francese Lambot e presentato all'Esposizione Universale di Parigi nel 1855. E' curioso osservare che negli anni '50 vennero riproposti scafi in cemento armato realizzati con spessori ridotti facendo ricorso alle moderne tecniche di vibrazione e compattazione dei getti e alle tecniche per rendere impermeabile il calcestruzzo; anche questi scafi, come il canotto di Lambot, rimasero al livello sperimentale.



Figura 3.2: il canotto di Lambot (1855)

Il XIX secolo segna la nascita della teoria dell'elasticità e la derivazione di molte delle principali soluzioni elastiche associate ad importanti fenomeni fisici: Nel 1850 il matematico e ingegnere francese De Saint-Venant sviluppò il tema della flessione di travi soggette a carichi trasversali. Non si aveva conoscenza di fenomeni di instabilità. I progetti si basavano prevalentemente sulle intuizioni di tecnici i quali avevano affinato le conoscenze con l'esperienza di precedenti realizzazioni. Nel 1861 l'ing. Francesco Coignet, nel volume "Béton agglomerés appliqués à l'art de construire" pubblicava i risultati ottenuti sperimentando travi, solette e volte nelle quali aveva incorporato profilati di acciaio, primo esempio di applicazione del cemento armato a quello che ne sarebbe divenuto il settore principe: le costruzioni civili. Il maggior contributo allo sviluppo del cemento armato, però, lo si deve al giardiniere parigino Giuseppe Monier il quale brevettò nel 1867 il procedimento per costruire vasi in malta di cemento rinforzata con un'ossatura di fili di ferro, primo vero esempio di conglomerato cementizio rinforzato con armature metalliche per sopperire all'intrinseca debolezza a trazione del materiale. Monier estese, poi, il sistema al campo delle costruzioni vere e proprie depositando una lunga serie di brevetti riguardanti inizialmente la sua attività, tubi e serbatoi (1868), ma subito dopo anche le costruzioni: solettoni (1869), ponti (1873), scale e volte (1875). In questi brevetti sono contenuti elementi e principi sulla disposizione delle armature i quali, anche se basati su concetti empirici che spesso tradiscono l'origine empirica ed applicativa delle conoscenze del Monier, testimoniano la sua larghezza di vedute e consentono di ritenere che egli sia stato il vero ideatore del cemento armato.

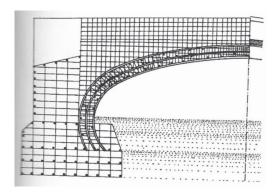


Figura 3.3: Armatura per ponte realizzata secondo il procedimento di J. Monier (1878)

Nonostante i brevetti di Monier arrivino tutti prima del 1875, si dovranno attendere ancora circa 30 anni per assistere alla diffusione senza più sosta del cemento armato come tecnica costruttiva in quanto i precursori del nuovo mezzo costruttivo cercavano intuitivamente di conferire al calcestruzzo la necessaria resistenza a flessione e, pur basandosi sui suggerimenti dell'esperienza, non sempre riuscivano a darne la giustificazione statica.

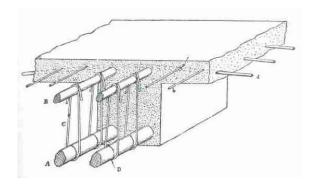


Figura 3.4: Schema della disposizione dei ferri d'armatura nel brevetto di J. Monier (1875)

Quasi contemporaneamente a Monier, l'americano Taddeo Hyatt eseguiva prove su travi armate con ferri piatti; i risultati, pubblicati nel 1877, risultarono assai importanti perché fissarono un accettabile rapporto (n = 20) tra i moduli d'elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo e stabilirono l'uguaglianza dei coefficienti di dilatazione termica dei due materiali; inoltre suggerì di rendere scabra la superficie delle barre allo scopo di migliorare l'aderenza fra acciaio e calcestruzzo. La disposizione delle armature nei due tipi di trave sperimentati da Hyatt, l'una con barre correnti al lembo inferiore che si rialzavano verso le estremità, l'altra con armatura rettilinea collegata al lembo compresso con ferri verticali, preludeva alle future corrette posizioni. Appare evidente infatti come egli per primo comprese la necessità di dover utilizzare contemporaneamente a fini resistenziali il calcestruzzo compresso e l'armatura tesa, creando già quel sistema di connessioni che preluderà alla predisposizione dell'armatura a taglio, facendo funzionare la trave come un unicum strutturale. A quasi settant'anni di distanza, Giuseppe Albenga (1882-1955) a proposito di Hyatt scrive "Con lui si chiuse molto degnamente il periodo dei pionieri del calcestruzzo armato".

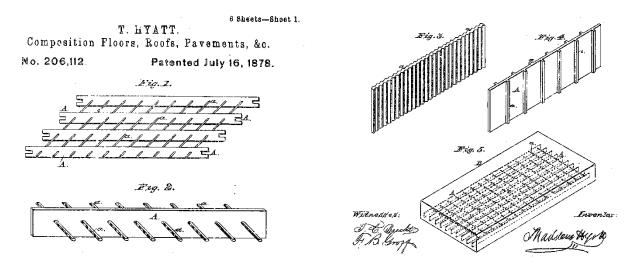


Figure 3.5 e 3.6: Schemi delle disposizioni dei ferri d'armatura nelle solette brevettate da T. Hyatt (1877)

Nel 1884 i brevetti Monier si diffusero in Germania e, soprattutto per merito dell'ing. Gustav Adolf Wayss e della ditta Freytag, i laboratori e gli ingegneri cominciarono ad interessarsi attivamente del nuovo materiale. Ed è proprio alla scuola tedesca, a cui, per altro, risale la più tarda ma non meno feconda scuola italiana, che si deve l'organizzazione sistematica delle conoscenze sul cemento armato, come noi le conosciamo oggi, e la sua applicazione su vasta scala. L'ing. Wayss ed il prof. Bauschinger di Monaco, sulla base di una serie di esperienze sperimentali, fissarono i principi fondamentali del sistema: l'aderenza acciaio-calcestruzzo impone ai due materiali di agire staticamente assieme ed il posizionamento delle armature in prossimità del lembo teso. I risultati furono pubblicati nel 1887 da Wayss nel volume "Das System Monier. Eisengrippe mit Zementumhúllung" ed in questa pubblicazione, con enorme anticipo sui tempi, viene già posto e affrontato il problema della protezione del ferro.

A partire dalla pubblicazione delle esperienze di Wayss e Bauschinger divenne evidente l'eccezionale importanza tecnica del cemento armato: le ricerche teoriche e sperimentali ne ebbero un impulso che avrebbe fornito la spinta propulsiva per i 90 anni seguenti.

La nuova tecnologia si era ormai diffusa in tutta l'Europa centrale, cosicché in questi anni si ritrovano diversi studi eseguiti in tutta Europa:

- 1. in Austria lavoravano Neumann, Melan (si ricordino le centine Melan per la costruzione dei ponti) ed Empergher;
- in Svizzera si occuparono di cemento armato Richter (che elaborò il metodo delle sezioni canoniche o metodo di Richter per la soluzione delle strutture reticolari isostatiche insegnato ancora oggi) e Schüle;
- 3. negli Stati Uniti, sulla strada indicata da Hyatt, si affermarono i nuovi sistemi costruttivi Ransome e Wilson;
- 4. in Italia si ebbero numerose, anche se ignorate, applicazioni nell'ultimo decennio dell'800; le costruzioni in cemento armato furono più frequenti in regioni soggette a movimenti tellurici e fu il terremoto di Messina del 1908 a metterne in evidenza la resistenza alle azioni sismiche.

La diffusione delle strutture in conglomerato cementizio armato a partire dagli ultimi anni dell'Ottocento ed il crescente interesse dei costruttori per i vantaggi offerti da tale nuova tecnica sono in gran parte legati alla geniale personalità di F. Hennebique, che ebbe il merito di brevettare un sistema costruttivo razionale, di aver introdotto l'armatura con staffe e di aver studiato una intelligente disposizione del ferro in termini di posizione e tipo di piegatura, suggerita da considerazioni fondate più sull'intuito che sull'analisi teorica del comportamento di strutture composte di materiali aventi proprietà tanto diverse. Egli introdusse l'uso della trave solidale con la soletta, realizzando la sezione a "T", armata con barre inferiori diritte in zona tesa e poi ripiegate verso l'estradosso nella zona di appoggio, e con staffe verticali realizzate con ferri piatti. Nel 1892 si fece rilasciare i brevetti per sfruttare le sue invenzioni in Belgio e in Francia, e da impresario costruttore si trasformò in ingegnere consulente; da tale momento si mise a capo di un'organizzazione da lui creata per la progettazione e realizzazione di strutture ed edifici in "béton armé Système Hennebique"; questa organizzazione diffuse tale metodo costruttivo sino a ottenere il record del maggior numero di realizzazioni nel mondo in conglomerato cementizio armato. A tale scopo, è interessante analizzare il numero annuale di lavori svolti dall'organizzazione, che cresce progressivamente, a partire dalla presentazione del brevetto:

- nel 1892: 6 progetti, nel 1893 11 progetti;
- nel 1894: 62 progetti, nel 1895 127 progetti;

nel 1896: 290 progetti, nel 1897 473 progetti;

• nel 1898: 827 progetti, nel 1899 1129 progetti;

nel 1900: 1229 progetti.

Complessivamente tra il 1892 e il 1902 sono stati sviluppati 7025 progetti per un totale di 120.000.000 di franchi germinci (circa 25 miliardi di franchi del 1948). Tra il 1892 e il 1909 sono stati sviluppati 20.824 lavori, fra cui 1300 ponti, e tra ingegneri ed impreditori che lavoravano nel nome di Hennebique si possono annoverare circa 290 persone nel 1902 e 400 nel 1909.

Da ciò che si è potuto osservare fino a questo punto, già alla fine dell'Ottocento, per gli elementi strutturali più ricorrenti come le solette e i pilastri, vengono proposte soluzioni diverse, fra cui le principali erano le seguenti:

• Il sistema Monier che consiste in una lastra di cemento, nella quale è immersa una rete a maglie quadrate, formata da due sistemi di barre tonde o quadre di piccolo spessore. Il sistema a, più robusto, costituisce le barre "di resistenza", che vengono disposte nel senso della luce della lastra; la loro dimensione dipende dall'entità del carico, l'interasse è compreso fra i 5 e i 10 cm; il sistema b, definito "di ripartizione", ha lo scopo di ripartire i carichi concentrati sul maggior numero possibile di barre di resistenza e impedire lo scorrimento fra il calcestruzzo e il ferro. Con tale sistema si consente inoltre di conservare inalterata la distanza fra le barre di resistenza, mentre più in generale a intervalli costanti, nei punti di intersezione, i due sistemi sono legati insieme.

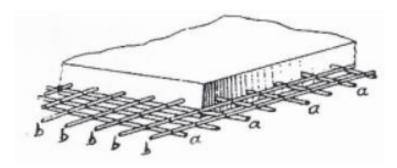


Figura 3.7: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una soletta nel brevetto di J. Monier (1875)

• Il sistema Hyatt riduce notevolmente l'importanza delle barre di ripartizione, la soletta è in tal modo costituita da barre di resistenza in forma di ferri quadri o piatti con piccoli fori entro i quali passano le "bacchette" di ripartizione.

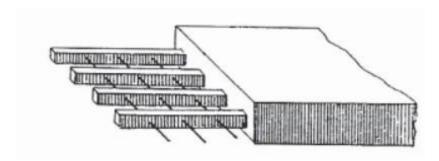


Figura 3.8: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una soletta nel brevetto di T. Hyatt (1876)

• Il sistema Cottancin prevede invece un'armatura a reticolo formata da un unico filo di ferro intrecciato con se stesso; la resistenza del reticolo viene proporzionata variando le dimensioni delle maglie e lasciando inalterato il diametro del filo.

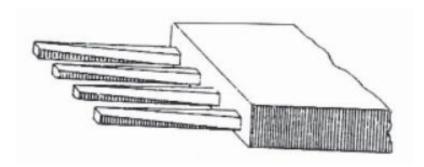


Figura 3.9: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una soletta nel brevetto di Cottacin (1878)

• Nel sistema Ransome le barre di ripartizione sono del tutto soppresse, e lo scorrimento viene impedito imponendo preventivamente alle barre una certa torsione.

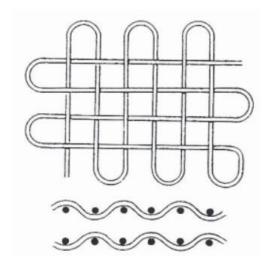


Figura 3.10: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una soletta nel brevetto di Ransome (1879)

• Il sistema Golding adotta come armatura un traliccio metallico ricavato da un lamierino in cui sono stati preventivamente praticati dei tagli discontinui, situati su file parallele. Questo materiale è conosciuto con il nome di *mètal dèployè*; in tal modo, variando lo spessore della lamiera e la grandezza delle maglie, è stato possibile calibrare la potenza della struttura.

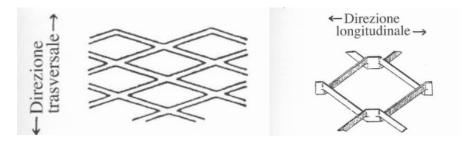


Figura 3.11: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una soletta nel brevetto di Golding (1880)

Il sistema Hennebique prevede un'amatura costituita da due serie di barre tonde, disposte su piani paralleli. Le barre d, dritte, sono disposte in prossimità della faccia inferiore della lastra, le barre p, alterne a queste, si trovano invece nella parte centrale della lastra, al medesimo livello delle prime. Queste barre vengono poi ripiegate alle estremità verso l'alto, in modo che in corrispondenza degli incastri si trovino in prossimità della faccia superiore della lastra. Le barre piegate, nel momento in cui raggiungono la zona compressa, sono chiamate a resistere principalmente al momento d'incastro, e garantiscono una connessione più omogenea tra zona compressa e zona tesa. Le staffe, caratteristiche di questo sistema, consistono in nastri di ferro piatto (mojetta) delle dimensioni di 2x20-30 mm, che avvolgono nella parte bassa le barre longitudinali e si estendono verticalmente con gli estremi verso l'estradosso della lastra. La pate finale delle staffe presenta una piccola ripiegatura ad angolo.

L'armatura a taglio è disposta a distanze crescenti partendo dalle sezioni di testa in funzione della distribuzione effettiva delle sollecitazioni di taglio.

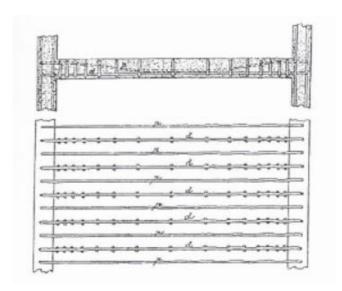


Figura 3.12: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una soletta nel brevetto di F. Hennebique (1891)

Nonostante lo sforzo di Hennebique, l'importanza della funzione strutturale delle staffe non venne ben compresa in tutta la sua interezza, forse perché si trattava di un cambiamento fortemente innovativo. Tuttavia la concezione della trave dovuta a Hennebique ha avuto una profonda e duratura influenza nelle costruzioni in calcestruzzo armato.

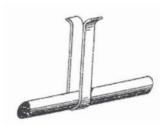


Figura 3.13: Rappresentazione grafica di una staffa adottata nel sistema Hennebique

Un'ulteriore notevole passo in avanti nelle applicazioni del c.a. fu l'uso di barre nervate opportunamente distribuite nelle lastre in calcestruzzo armato. Da questa iniziativa prenderà poi spunto la nascita di un elemento strutturale di grande rilievo qual è la soletta nervata, il cui successo di impiego sarà poi dovuto al sapersi proporre quale soluzione costruttiva estremamente razionale a fronte di costi economici contenuti. Risulterà infatti conveniente adottare un elemento costruttivo costituito anche da una parte continua rinforzata da nervature; se nella lastra monier immaginiamo di mutare posizione alle barre di resistenza e lasciamo al loro posto le basi di ripartizione, abbiamo il tipo più semplice di lastra nervata.

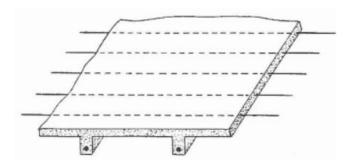


Figura 3.14: Schema della lastra nervata

Modificando l'armatura di queste ultime si ottengono i diversi tipi di solaio nervature:

• Il sistema adottato dalla Societè des chaux et ciments de Crèches è composto da un'armatura inferiore costituita da una barra tonda e dritta: nella soletta l'armatura risulta costituita da piccole barre tonde dritte, non collegate fra loro; alcuni legamenti in filo di ferro uniscono la barra della nervatura a un tondino posto superiormente e per traverso alle bocchette della soletta.

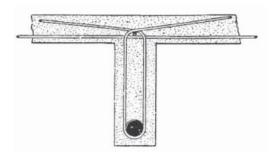


Figura 3.15: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una trave a T

• Nel sistema Moller le nervature hanno l'intradosso curvilineo con altezza nulla in vicinanza degli appoggi: esse sono armate nella parte inferiore con un ferro piatto, ancorato agli appoggi con diversi pezzi di cantonali inchiodati su di esso ad intervalli prefissati, onde impedirne lo scorrimento. La soletta presenta uno spessore più elevato In corrispondenza degli appoggi e viene armata in direzione normale alle nervature con putrelle o con cantonali.

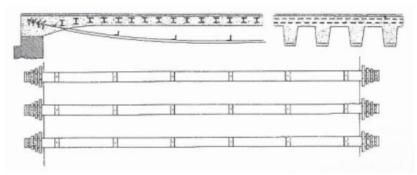


Figura 3.16: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una soletta nel brevetto di Moller (1893)

 Nel sistema Coignet la nervatura è armata con una barra tonda inferiore ed una posta superiormente, ambedue diritte e collegate da un ferro a nastro (mojetta) ad esso connesso con legature in fil di ferro.

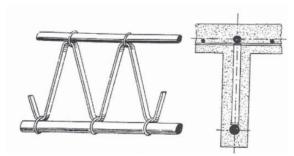


Figura 3.17: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una trave a T nel brevetto di Coignet (1894)

 Nel sistema Pavin de Larfarge la barra superiore è posta al di sotto della soletta, ed è collegata alla barra inferiore per mezzo di un fil di ferro continuo disposto a graticcio che viene avvolto alternativamente sull'una e sull'altra faccia.

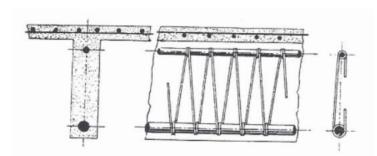


Figura 3.18: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una trave a T nel brevetto di Larfarge (1895)

• Nel sistema Lefort trova invece sviluppo l'impiego dell' armatura simmetrica, utilizzata cioè in uguale quantità sia in zona tesa che in zona compressa. L'armatura delle nervature consiste in una o più coppie di barre tonde del medesimo diametro collegate fra loro; le barre superiori si trovano nel piano intermedio della soletta comprese fra due strati simmetrici di ferri tondi di piccolo diametro che costituiscono la doppia armatura della soletta. In vicinanza agli incastri, per sopperire alla rilevante sforzo di taglio, si aggiunge una barra corta in corrispondenza del piano medio della nervatura.

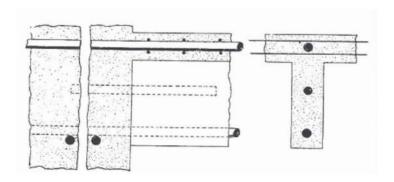


Figura 3.19: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una trave a T nel brevetto di Lefort (1896)

 Il sistema Sanders persegue un risultato diametralmente opposta sistema ideato da Lefort, considerando che l'armatura deve essere disposta nel modo più asimmetrico possibile, armando al massimo la zona tesa lasciando il totale assorbimento degli sforzi di compressione al solo calcestruzzo.

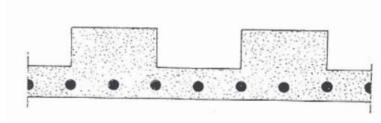


Figura 3.20: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in una soletta nel brevetto di S. Persegue (1875)

L'evoluzione della struttura solaio, da Monier a Sanders, conduce anche verso un'attenta razionalizzazione nell'uso sia dell'acciaio che del calcestruzzo, dovuta principalmente a una migliore conoscenza del comportamento delle sezioni in cemento armato. L'armatura composta da una maglia regolare si è via via semplificata fino a trasformarsi in barre longitudinali disposta interassi regolari.

Con la soletta nervata è stato possibile concentrare l'acciaio in zona tesa, lasciando il calcestruzzo prevalentemente in zona compressa. In tal modo vengono sfruttate al meglio le caratteristiche prestazionali dei due materiali i cui vantaggi si riflettono sia in termini economici che statici.

Per quanto riguarda i pilastri in calcestruzzo armato detti elementi si incontrano specialmente nelle costruzioni di Hennebique: l'armatura risulta di solito composta da ferri tondi collegati da piastre in ferro ad interasse regolari.

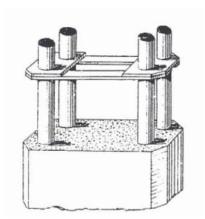


Figura 3.21: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in un pilastro nel brevetto di F. Hennebique (1891)

Vi sono poi numerosi altri tipi di colonne o pilastri in calcestruzzo armato che sono stati adottati specialmente in America, nei quali però il ferro era presente in forma di struttura autonoma (travi reticolari) il calcestruzzo era impiegato come involucro di protezione contro la ruggine il fuoco.

Nella "Teoria e pratica del cemento armato" di Morsch, pubblicato nel 1910, viene data la definizione del pilastro in cemento armato quale elemento strutturale a sezione qualsiasi, preferibilmente quadrata, con tondini verticali disposti lungo il perimetro e collegati trasversalmente da staffe o spirali. I ferri verticali concorrono ad aumentare la resistenza compressione dell'elemento e le staffe ne riducono la lunghezza libera di inflessione. Con l'avvolgimento a spirale la resistenza compressione è incrementate in modo sostanziale purché il rapporto fra il passo della spirale e il lato o diametro del pilastro sia inferiore a ½ e il passo stesso non superi gli 8 cm.

Nella seconda edizione italiana del testo di Morsh, curata da Luigi Santarella e pubblicata nel 1923, vengono presentati i tipi di pilastri più diffusi con le diverse disposizioni dei ferri e delle staffe.

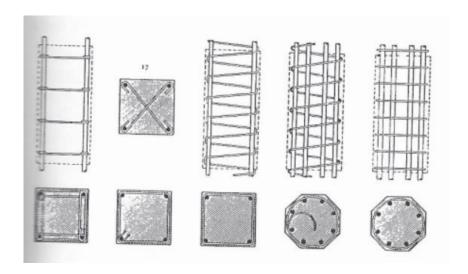


Figura 3.22: Schema della disposizione dei ferri d'armatura in un pilastro tratto dalla seconda edizione italiana del testo di Morsh (1923)

3.2. Il calcestruzzo armato nella prima metà del '900

Nel Movimento Moderno, il cemento armato fu il materiale innovativo per eccellenza, quello che poteva resistere persino ai terremoti, il materiale che sarebbe durato per l'eternità. Con questi argomenti, tra la fine dell'Ottocento e l'inizio del Novecento, si propagandava e si tentava di diffondere la superiorità strutturale della nuova tecnologia presso il grande pubblico, ma soprattutto presso costruttori, architetti e ingegneri. La pubblicità, anche un po' azzardata per i tempi, si moltiplicava all'interno di esposizioni, conferenze, pubblicazioni.

3.2.1. Le sperimentazioni nei paesi europei

Con l'avvento del nuovo secolo, la tecnica di lavorazione e produzione dell'acciaio subisce un importante cambiamento: la nascita dei primi forni elettrici permette infatti di produrre acciaio per fusione di rottami ferrosi. Il sistema è costituito da una trasformatore, dal forno, dalle ceste di carico del rottame e dall'impianto di aspirazione fumi. Il processo consiste nella fusione dei rottami ferrosi preparati in apposita pezzatura, grazie al calore sprigionato da un arco voltaico generato fra tre elettrodi di grafite e il rottame sottostante. Il rottame può essere preriscaldato dai fumi caldi emessi dal forno, e per agevolarne la fusione si possono utilizzare bruciatori a gas metano e lance a ossigeno. Il forno in funzione della sua capacità avrà un diametro di 4-8 metri, il suo fondo è ricoperto di refrattari. Le pareti del tino e la volta sono costituiti da pannelli di rame raffreddati esternamente da acqua. La volta è rotante per permettere la carica del rottame contenuto in ceste. Contemporaneamente al bagno di metallo, durante la fusione, si deve formare la scoria costituita da calcare in quantità tale da combinare gli ossidi di ferro, silicio e manganese e altri minori. L'iniezione nella scoria, che è più leggera del metallo quindi galleggia, di carbone in polvere con una lancia, provoca la riduzione dell'ossido di ferro e la formazione di gas anidride carbonica che contribuisce alla creazione di una scoria voluminosa, schiumosa, che avvolge l'arco voltaico, tra la punta degli elettrodi e il bagno, proteggendo le pareti del forno dalla sicura erosione. Lo spillaggio del metallo avviene dal becco o foro di spillaggio che può essere a sifone o a cassetto, per trattenere la scoria in forno e poter iniziare in siviera il processo di affinazione.

Le prime norme sul calcolo e sull'esecuzione delle strutture in cemento armato non a caso furono francesi e giunsero nel 1904.

La Circolare del Ministero dei Lavori pubblici del 1904 stabiliva che il calcestruzzo dovesse essere impiegato solo a compressione con una tensione ammissibile di 25 kg/cm², mentre l'acciaio poteva essere impiegato sia a trazione che a compressione che a taglio rispettivamente con tensioni ammissibili di 1200 kg/cm², 2500 kg/cm² e 900 kg/cm².

Mentre nel 1907-08 vengono depositati i brevetti di Sacrez e Steiner, dove si prescrive che per il cls precompresso i ferri dell'armatura devono essere tirati al punto da neutralizzare le forze di pressione generate dalla trazione dell'armatura, prima che si verifichino sollecitazioni e crepe da trazioni, nel 1910 si ha un altro importante passo avanti nella tecnica del calcestruzzo armato.

L'esperienza dell' ingegnere svizzero Robert Maillart, portò infatti al brevetto del solaio a fungo in Europa. Sperimentando il lavoro di Hennebique pone le basi ad una innovazione molto radicale: le strutture in c.a. secondo il metodo di Hennebique come abbiamo visto erano composte da un reticolo di travi principali e secondarie, collegate ai pilastri. Già nella costruzione di una fabbrica a Pfenninger Maillart aveva eliminato

le travi secondarie; successivamente, attraverso prove su modelli, era arrivato all'idea di far sopportare il piano solamente ai pilastri allargandone con continuità la cima in capitelli, che meglio assorbivano gli sforzi. Nel corso del 1910 l'idea è brevettata. Il suo magazzino a Zurigo del 1910 è uno spartiacque nell'epopea delle strutture. Nascono i solai a fungo, con una forma elegante che esprime chiaramente il percorso delle forze dal piano al pilastro.

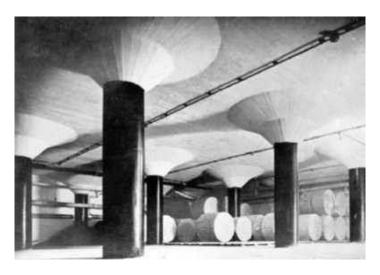


Figura 3.23: Solai a fungo del magazzino di R. Maillart di Zurigo (1910)

Nel 1913, M. Berg costruisce la cupola di Breslavia di 65 metri di luce, superando con il c.a. l'ampiezza del Pantheon, che era di mt 43.30 circa, mentre nel 1922, Walter Bauersfeld deposita il brevetto relativo alla costruzione in cls armato di cupole e superfici curve: questo brevetto segna l'avvio alle costruzioni a guscio. Nel 1922, Freyssinet completa il ponte sulla Senna a Saint Pierre du Vauvray, che raggiunge l'allora incredibile luce di 131 metri. Il ponte era formato da una grande arcata doppia in calcestruzzo armato messa in forza da martinetti. Il brevetto per il calcestruzzo armato precompresso viene depositato nel 1928 da Freyssinet. L'idea di Freyssinet consisteva nel pre-tensionare barre di acciaio di elevate prestazioni, prima di colare il calcestruzzo entro la cassaforma, con sistemi di ancoraggio dei cavi formati da piattello conico e cunei. I cunei Freyssinet per ancorare le testate dei cavi di precompressione, sono ancora oggi, il sistema più diffuso di blocco delle testate dei tiranti anche in ambito geotecnico. Il successo del cemento armato precompresso è dovuto alla disponibilità di calcestruzzi ad alta resistenza e di acciaio con elevato limite elastico e bassa sensibilità al rilassamento.



Figura 3.24: Ponte sulla Senna a Saint Pierre du Vauvray (1922)

Dopo la diffusione del sistema Freyssinet del 1928-29, altri ricercatori depositano numerosi brevetti per analoghi sistemi oppure di miglioramento dei dettagli. Tra i ricercatori che più contribuirono alla diffusione della tecnica vanno ricordati:

- in Francia; Lossier, Lebelle e Guyon (di cui si ricorda il fuso di Guyon, ancora oggi ampiamente insegnato nelle Accademie) solo per citare i più illustri;
- in Belgio: Magnel, progettista d'importanti opere, che ideò un efficace sistema d'ancoraggio;
- in Germania: Hoyer usò fili di acciaio vincolati per aderenza al calcestruzzo per trasmettere la precompressione all'elemento strutturale, eliminando così il costo degli apparecchi di ancoraggio e introducendo una tecnologia che oggi ha praticamente monopolizzato il mercato delle costruzioni prefabbricate (a partire dai travetti precompressi per solai, dalle lastre predalles e alveolari per solai industriali fino alle travi da ponte); Mörsch, Dischinger e Finsterwalder applicarono, con nuovi indirizzi, la tecnica della presollecitazione ai ponti.

Le innovazioni che si susseguono in merito alle tecniche di costruzione utilizzate con il calcestruzzo armato vengono sviluppate in parallelo a degli studi volti a migliorare l'immagine estetica degli edifici creati proprio con questo nuovo materiale.

Con il Novecento, si capisce chiaramente che si è in presenza di un nuovo sistema costruttivo, che richiede anche un nuovo linguaggio architettonico.

Una sorta di "Manifesto" a mezza strada tra un enunciato poetico e un programma tecnologico: l'immagine di un modello plastico che nel corso del Novecento assurgerà a simbolo formale e matrice costruttiva di ogni edificio. La Maison Dom-ino non è, infatti, un nudo telaio di pilastri e solai di cemento armato aperto, ma esprime un ritmo compositivo fondato sulle caratteristiche strutturali del materiale, uno schema e un modello stilistico prima ancora che un oggetto funzionale.

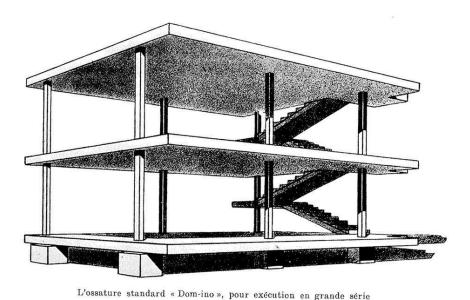


Figura 3.25: La Maison Domino di Le Corbusier (1926)

Le Corbusier, nel 1926, scrive "I Cinque punti dell'architettura nuova", che costituiscono la sintesi tecnica di certe ricerche strutturali e proporzionali e il supporto teorico della ricerca sul linguaggio e sull'estetica del cemento armato.

I cinque punti di Le Corbusier (1926):

- 1. Pilotis: Ora il cemento armato ci dona i pilotis (letteralmente palo, palafitta). La casa sta nell'aria, lontana dal suolo;
- 2. 2. Tetto giardino: per impedire, con le forti dilatazioni del cemento armato, fessurazioni del solaio, si tratta di sovrapporre ad esso uno strato di terra che mantenga un'umidità costante e una temperatura regolare del cemento armato;
- 3. 3. Pianta libera: La pianta era schiava dei muri portanti. Il cemento armato provoca una rivoluzione nella storia della finestra. Può correre da un bordo all'altro della facciata. La finestra è l'elemento meccanico-tipo della casa. Sempre uguale per abitazioni individuali, ville, case operaie, case d'affitto.
- 4. 4. Facciata libera: I pilastri sono arretrati rispetto alla facciata. I solai proseguono a sbalzo. Le facciate non sono altro che membrane leggere di muri isolanti, oppure finestre;
- 5. 5. Finestra a nastro: Il cemento armato provoca una rivoluzione nella storia della finestra. Essa può correre da un bordo all'altro della facciata. La finestra è l'elemento meccanico-tipo della casa. Sempre uguale per abitazioni individuali, ville, case operaie, case d'affitto.

Le Corbusier sancisce i principi linguistici, che un'architettura moderna deve possedere e, con questi, segna irrimediabilmente l'abbandono della struttura continua della muratura tradizionale. Viene così abolita la gerarchia tra membrane verticali e orizzontali. Questo atto coincide, simbolicamente, con "la rottura della scatola muraria", e indica l'avvio verso la struttura intelaiata, il nuovo sistema costruttivo, che diventerà nuova tradizione. Con la rottura della scatola muraria, il muro, che prima era contemporaneamente sistema chiudente, elemento separatore e struttura portante, non è più protagonista assoluto della costruzione, ma diventa semplice cortina separata dalla struttura e, addirittura sistema portato.

Il primo ventennio del Novecento vede così la nascita della nuova poetica architettonica fondata sull'uso esplicito delle strutture in cemento armato mantenuto a vista, ed esibito nella sua inedita materialità proprio sulla spinta e sulla provocazione formale di quei progetti dei fratelli Perret in Rue Franklin e del Garage Ponthieu, che andavano ormai diffondendosi in tutta Europa come affermazione estetica ancor prima che tecnica.





Figura 3.26 e 3.27: fotografie del Garage Ponthieu dei fratelli Perret (1928)

A partire dagli anni Trenta, le costruzioni a guscio in c.a. permettono di creare spazi senza appoggi intermedi. I gusci in calcestruzzo vengono armati con una struttura reticolare in ferro, precedentemente calcolata,

cosicché i valori rilevati corrispondono nella maggior parte dei casi alle reali tensioni di sollecitazione. Questa struttura a rete viene poi avvolta in fasce orizzontali di calcestruzzo a getto che partono dal basso. Nel 1935, un valido contributo viene da Laffaille, con il suo terzo volume di memorie dell'Association Internazionale des Ponts et Charpentes", e da Fernand Aimond, autore degli Hangar di Lanvèoc-Poulmic. È un momento importante di condivisione di alcuni risultati, i progettisti europei vengono a conoscenza delle potenzialità delle superfici a sella e più in particolare del paraboloide iperbolico. Non va dimenticato il contributo di Gaudì con i suoi modelli funicolari, i ragionamenti sui parabolidi iperbolici.

Nel primo dopoguerra, i progettisti cominciarono a prendere coscienza dei problemi formali, strutturali, funzionali e costruttivi. Esistevano, tra questi, problemi delle connessioni di interdipendenza che richiedevano delle riflessioni importanti, che andavano molto aldilà delle espressioni estetiche e del fascino che può avere una superficie portante curva, sottile, leggera. La ricerca sui parabolidi iperbolici, detti "hypar", di c.a viene ripresa da Felix Candela che realizza nel 1951 il suo primo Hipar. Candela, nel corso della sua attività professionale, esaurisce le possibili combinazioni di hypar, realizzando 500 opere, alcune delle quali vere e proprie sculture, forme dinamiche, ma anche straordinariamente economiche.

Verso la fine degli anni Cinquanta, Isler al primo Colloquium dello IASS fa un intervento sulle "nuove forme per le volte sottili". Sono modelli semplici, ottenuti da membrane in pressione o da membrane rovesciate. Isler, su questi temi, avvierà in seguito una sperimentazione personale e riuscirà a concepire alcune spettacolari strutture sottili in c.a. Robert Maillart, Edoardo Torroja, Felix Candela, Pier Luigi Nervi furono i cantori di questa tipologia strutturale. Tuttavia, dopo il boom di queste strutture, per la bellezza e la leggerezza di queste strutture, le volte a guscio vanno in declino negli anni Settanta, per gli elevati costi di costruzione.

E' proprio negli anni 40 e 50 che vengono realizzati, prima in America e successivamente anche in Europa, diversi tipi di profili d'acciaio per armatura, i quali si differenziano per le forme e le lavorazioni svolte sulle superfici delle barre. Si riportano di seguito le principali tipologie sviluppate in quegli anni:

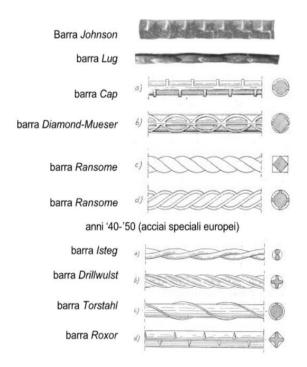


Figura 3.28: Le principali tipologie di acciaio da armatura negli anni '40 e '50

In America, ebbero grande interesse gli studi sulle nervature del ferro a fini strutturali, e ciò è spiegato dal fatto che i regolamenti interni prescrivevano rigorosamente l'impiego di ferri non lisci. I costruttori adottarono inoltre l'acciaio duro che, avendo un carico di rottura nettamente superiore, favoriva la riduzione della percentuale di armatura nelle sezioni in calcestruzzo armato con un risparmio economico calcolato intorno al 25%. Tale risparmio copriva abbondantemente la differenza fra il costo di produzione di barre nervate e di barre lisce, giustificandone ampiamente l'utilizzo.

Sempre in America, per eliminare l'uso delle staffe, si adottarono i ferri Kahm a sezione quadra o circolare con alette laterali tagliate longitudinalmente e piegate verso l'alto a 45°.

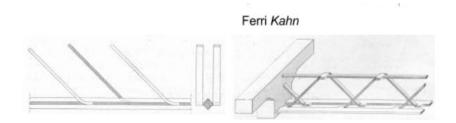


Figura 3.29: Particolare dei ferri Kahn

Le difficoltà rilevate nella realizzazione degli ancoraggi, la continuità delle nervature che non permetteva una buona utilizzazione del materiale e l'elevato costo di produzione, scoraggiarono poi l'applicazione del sistema su ampia scala.

Anche in Europa, come è evidente dalla figura sopra riportata, le iniziali preoccupazioni sulla garanzia di aderenza indussero a produrre ferri d'armatura di sezione tonda, quadra, rettangolare provviste di risalti e concavità.

Successivamente, grazie alla maggiore conoscenza teorica e sperimentale dell'aderenza acciaio-calcestruzzo, ci si orientò verso il tondo liscio più semplice ed economico. Per quanto riguarda l'acciaio dolce esso offre, rispetto a quello duro, un più ampio intervallo di deformazione plastica prima della rottura, riducendo il rischio di crolli improvvisi. Negli anni '40 la necessità di un materiale con prestazioni tensionali sempre più elevate orientarono nuovamente la tecnologia europea verso la produzione di barre con resistenza sempre più elevata e con aderenza migliorata, nell'intento di ripartire il più possibile le microfessure e migliorare il fenomeno di aderenza.

Di notevole importanza poi fu la standardizzazione dei diametri condotta in ragione di una produzione con prezzi più moderati; la grande diversificazione conduce infatti a costi più elevati. In Francia inizialmente si producevano i diametri 20/25, 25/32 e 32/40 mm e solo negli anni '40 la gamme venne rivista introducendo i diametri 22, 28, 36 mm che sembrarono soddisfare i problemi legati a una migliore ripartizione dell'armatura.

Un'altra pietra miliare nella storia dell'evoluzione di questo importante materiale da costruzione quale il calcestruzzo armato è costituita dalla torre di televisione SDR progettata da Friz Leonard per Stoccarda nel 1954. Quando negli anni 50 le reti di telecomunicazioni richiesero alte antenne di trasmissione Leonardo intrapreso una battaglia per evitare la costruzione di centinaia di invasive Torre eiffel, poiché le altre richieste erano tra 100 e 500 m, nella sua città, ad adottare la innovativa silhouette in calcestruzzo. la soluzione di Stoccarda fu seguita ovunque nel mondo, dando vita a una famiglia di torri simili fino ad altezza di 537 m a Mosca e 553 m a Toronto. Le Torri televisive in calcestruzzo divennero in pochi anni componenti ben

conosciute ed apprezzate per la loro bellezza in tutto il mondo, mostrando come la soluzione più ovvia non è sempre la migliore. Alcuni problemi speciali dovettero essere estrapolati a quella inusuale altezza e snellezza delle Torri: la tecnica costruttiva, le analisi del vento e le tensioni termiche, l'armatura da disporre negli inusuali cilindri verticali. Un passo importante nello sviluppo della tecnica del cemento armato si raggiunse in quegli anni grazie a tali eccezionali strutture. Secondo leonardo, la sezione circolare e la superficie liscia di tali torri hanno ridotto notevolmente l'effetto del vento. La rigidezza del calcestruzzo riduce l'ampiezza delle vibrazioni e migliora la qualità della trasmissione; lo smorzamento tipico del cemento armato impedisce la risonanza che ebbe sfavorevole effetti su altri tipi di torri.



Figure 3.30 e 3.31: Torre di televisione SDR progettata da Friz Leonard per Stoccarda (1954)

Un capitolo a parte meritano le torri di refrigerazione, in quanto poche strutture hanno raggiunto la loro perfezione nella combinazione tra funzione, forma e comportamento strutturale sfruttando l'iperboloide a una falda come torri di raffreddamento nelle centrali di produzione di energia elettrica. Tale sofisticato guscio a doppia curvatura è ottenuto facendo semplicemente ruotare una coppia di rette attorno all'asse; a tale semplice generazione la rigida superficie che ne deriva associa un comportamento strutturale molto vicino a quello di una pura membrana. Ciò significa che il meccanismo di resistenza alle forze consiste essenzialmente di forze normali e sforzi di taglio, tanto che momenti flettenti e momenti torcenti sono piccoli e talvolta quasi trascurabili. La presenza di tali momenti fuori del Piano rende molti altri gusci sottili troppo complicati e spesso non convenienti. Già nel 1917 delle torri di refrigerazione in cemento armato furono costruite per le miniere di carbone in Olanda alte 35 m e con uno spessore minimo di 7,6 cm, e se erano quasi esattamente un modello delle successive che raggiungere l'altezza di 180 m (Chivaux, Francia) con lo spessore minimo del guscio pari a 16 cm. Le torri in cemento armato combinano la funzionalità con il basso costo, il metodo più naturale e senza costo di esercizio per raffreddare l'acqua due punti la sua evaporazione. Le torri iperboloidiche divennero la soluzione standard per un secolo. Questo è uno dei pochi casi in cui un semplice approccio matematico di comportamento strutturale è così vicina alla realtà ed è una delle più sorprendenti realizzazione di una intuizione matematica. Il continuo aumento delle dimensioni delle Torri è una spettacolare crollo sotto l'effetto di un forte vento (Ferrybridge) hanno condotto ad approfondire in modo straordinario lo studio dell'effetto del vento sulle costruzioni, l'effetto del sisma e degli effetti termici, è l'analisi intera delle strutture a guscio. Sfortunatamente molte di tali torri hanno già superato i 50 anni di vita e devono essere abbandonate perché la carbonatazione del calcestruzzo e la corrosione delle armature ne ha minato gli audaci spessore di pochi centimetri. la loro armatura risulterebbe in ogni caso insufficiente ad una verifica sismica moderna.

3.3 L'avvento del cls armato in Italia fino agli anni '60

In Italia la diffusione di questa tecnologia è da ricercare in diverse motivazioni: è di facile impiego per il mondo dell'artigianato (molto diffuso nel nostro paese) ma al contempo anche per le imprese organizzate (grandi opere pubbliche), risulta essere di semplice realizzazione, ha ottime caratteristiche di resistenza al fuoco (rispettando le sempre più complesse norme per la prevenzione degli incendi) e contribuisce al miglioramento igienico delle città.

Per quanto riguarda la storia dell'acciaio nel nostro paese, si ritiene che l'industria estrattiva del ferro fosse già conosciuta in Toscana, all'inizio del primo millennio, attraverso lo sfruttamento del minerale esistente nell'isola d'Elba; non si conosce esattamente nè il procedimento seguito, nè la consistenza dei quantitativi di materiale lavorato in un'unica fusione. Si ritiene tuttavia che il minerale, ridotto in pezzi, fosse posto in piccoli fornelli e fuso mediante l'impiego di legna di pino; sotto la spinta del calore l'ossigeno, contenuto nell'ossido, si combinava con il carbonio liberando il ferro che pertanto risultava composto di una massa spugnosa, ricca di scorie che venivano successivamente eliminate attraverso una lunga ed energica azione di fucinatura. Si è anche scoperto che, attraverso l'adozione di particolari processi produttivi, che oggi potrebbero essere compresi sotto il nome di cementazione, si otteneva a causa dell'alta temperatura e della presenza di materie organiche, un ferro particolarmente ricco di carbonio, denominato acciaio; per migliorarne poi le caratteristiche operazioni, piuttosto delicate, tendevano ad esaltare le caratteristiche di durezza e di resistenza alla rottura del metallo. Una prima evoluzione interessante il settore siderurgico fu quella tendente ad ottenere una migliore attivazione della fiamma nelle cataste di legna e materiale da ridurre, insufflando l'aria nei piccoli forni, attraverso l'impiego di soffietti costruiti con pelli di capra, azionati sia a mano che a pedale; si sostituì pure, nel settore del combustibile, il carbone vegetale alla legna operazioni, piuttosto delicate, tendevano ad esaltare le caratteristiche di durezza e di resistenza alla rottura del metallo. Soltanto alla fine del XVIII secolo, alcune fondamentali innovazioni nel processo di produzione consentirono lo sviluppo dell'industria siderurgica che, nel secolo successivo, fu in grado di produrre, su grande scala, ingenti quantità di ferro, ghisa ed acciaio a prezzi convenienti e quindi favorirne l'impiego diffuso nelle costruzioni.

Il ritardo nella diffusione dell'industria del cemento in Italia (attiva, peraltro, in Francia già dal 1830) fu determinato dalla disponibilità, sul territorio nazionale, di ottimi materiali da costruzione (pietre, legname e laterizio), ma il calcestruzzo risultò comunque vincente grazie alla possibilità di essere plasmato in diverse forme, contribuendo in modo determinante al processo di rinnovamento dell'architettura del 20° secolo. È l'unico materiale da costruzione che giunge all'architetto senza forma propria: fluido come l'acqua che lo idrata, entropico come un impasto che per sprigionare la sua energia latente ha bisogno di essere plasmato.

La sempre maggiore diffusione dei brevetti stranieri e l'affidabilità del conglomerato cementizio armato portarono alla nascita di una ricerca nazionale che sfociò in un numero elevato di brevetti. L'applicazione di queste invenzioni era prerogativa non solo di imprese di costruzione già affermate, rapidamente convertitesi alla nuova tecnica, ma anche di giovani ditte, create per lo sfruttamento commerciale di un determinato brevetto e quindi specializzate esclusivamente in costruzioni in cemento armato.

Il ritardo culturale italiano relativo alla sperimentazione del cemento armato diede la possibilità di creare una varietà di brevetti e di piccole società che accentuavano alcune peculiarità: dalla metà del 19° sec. si avviò una produzione a Palazzolo sull'Oglio (Brescia) che sfruttò il materiale proveniente dal Lago d'Iseo, ampliando poi la produzione in Veneto, Piemonte e in altre regioni. Molti brevetti arrivarono in Italia dalla Germania (Waiss & Freytag), dall'Austria-Ungheria (Melan e Matrai) e dalla Francia (Hennebique, Monier, Cottancin),

trovando diffusione sulle riviste specializzate (da ricordare «Le béton armé»), sia ingegneristiche sia militari. Non si deve sottovalutare l'aspetto economico: molti finanziatori sostennero gli imprenditori per poter sfruttare i brevetti in una fase, sino alla Prima guerra mondiale, particolarmente felice per l'edilizia.

Viste le ottime capacità idrauliche del materiale, in Italia, come in Francia, si iniziarono a progettare e a realizzare serbatoi e cisterne per l'acqua potabile. L'esempio più rilevante è offerto dal comune di Milano, dove nel 1881 e nel 1887 si bandirono due concorsi per la costruzione della nuova rete idrica municipale: l'occasione venne data dall'opportunità di restaurare i due torrioni bugnati fatti costruire da Francesco I Sforza agli estremi del fronte del castello che nell'Ottocento apparivano privi della parte sommitale. Luca Beltrami dettò le linee architettoniche per la loro ricomposizione, mentre la scelta del materiale da impiegare per la costruzione del serbatoio fu più articolata. Di grande interesse fu il comportamento dell'amministrazione comunale di Milano, che aveva bandito il concorso del 1887; vincitrice del concorso fu l'impresa dell'ingegner Porcheddu, che realizzò, nel 1904, due serbatoi cilindrici sovrapposti con capacità di oltre 2000 m3 di acqua.

Anche il porto di Genova sviluppò importanti infrastrutture fra la fine del 19° sec. e la metà del 20°. Rappresenta in modo significativo la storia del calcestruzzo il grande magazzino-granaio, lungo in origine 140 m e poi ampliato a quasi 250 m, posto longitudinalmente sulla Calata Limbania, iniziato nel 1899 e ultimato nel 1901 (il silos fu ampliato nel 1907 per raddoppiarne la capacità, da 23.000 t a 50.000 t). Esternamente appare massiccio, dotato di finestrature con alcuni elementi di decoro industriale utili a celare il sistema strutturale. Dall'analisi dei disegni depositati presso l'Archivio Porcheddu, si nota che l'edificio fu dotato di un'imponente platea nervata in calcestruzzo armato e di un sistema di pilastri, travi e solai sui quali vennero innestate le celle per la conservazione del grano, che si dimostrò ottimale anche per la successiva sopraelevazione. Il silos, in origine di tre piani (con una torre), e oggi alto sei, fu impiegato per lo stoccaggio delle granaglie e venne dotato di un imponente sistema di comunicazione verticale centrale per l'elevazione e la distribuzione interna del materiale caricato mediante celle verticali.

Per comprendere la fortuna del calcestruzzo negli edifici industriali, bisogna partire dalle ragioni economiche. Alla fine dell'Ottocento il costo della manodopera, confrontato con quello dei materiali da costruzione (in particolare quello del conglomerato cementizio armato), risulta quasi irrilevante rispetto a oggi. Ecco perché l'impiego del nuovo materiale fu limitato, per la fase iniziale (1880-1900), quasi esclusivamente agli orizzontamenti e, solo successivamente, a tutta la struttura, grazie a una serie di ribassi introdotti dalle aziende produttrici. La fortuna del materiale va collegata anche al senso di novità, alla voglia di sperimentare qualcosa di nuovo nel campo delle costruzioni, dopo quasi un secolo di impiego di strutture metalliche, senza contare la grande adattabilità che permetteva di costruire edifici complessi ed edifici seriali che ben si adattavano alle strutture industriali.

Le tipologie costruttive erano essenzialmente due: fabbriche di tipo verticale (come, per es., quelle per la lavorazione dei filati) e fabbriche di tipo orizzontale, di epoca successiva e connotate dall'impiego nell'industria pesante (sull'argomento cfr. Marchis 1994). Queste ultime presentavano la caratteristica più innovativa: la copertura a sheds che permetteva l'ingresso della luce dall'alto.

In quegli anni aumentò la richiesta dell'industria per la realizzazione di stabilimenti produttivi monopiano, così da ridurre il costo per il trasferimento verticale delle merci. Le tipologie costruttive individuate negli edifici industriali dei primi anni del Novecento sono principalmente quattro: strutture a telaio completo di solai e pilastri, capannoni per le lavorazioni pesanti, complessi basati sull'accoppiamento di maglie modulari più alte e più basse, capannoni molto estesi in orizzontale. Per favorire l'ingresso della luce naturale

all'interno della costruzione si predisposero, sulla copertura, delle travi a ginocchio con falde inclinate e superfici vetrate verticali: tale tipo di copertura divenne, con il tempo, un vero simbolo dell'edificio industriale e il calcestruzzo armato si dimostrò il materiale ideale per la realizzazione.

Il crescente interesse intorno alle realizzazioni in cemento armato portò anche in Italia nel gennaio del 1907 all'emanazione del primo strumento legislativo per regolamentare le strutture. Questo sanciva l'avvenuta affermazione di tale tecnica e la necessità di sottrarla a scelte arbitrarie, affermando l'esigenza di un attento controllo in cantiere, oltre che di una corretta progettazione, ribadendo il ruolo dell'ingegnere nell'ambito del progetto esecutivo e del calcolo strutturale. Da questo momento in poi anche in Italia le costruzioni in calcestruzzo armato ebbero uno sviluppo vertiginoso: dapprima fabbricati industriali, poi edifici pubblici di servizi e abitazioni. La versatilità del cemento fu subito apprezzata da chi vedeva nell'utilizzo del nuovo materiale e nella industrializzazione dei componenti e dei processi edilizi, una maggiore economicità e razionalità costruttiva.

L'inizio del XX secolo segnò la grande diffusione del cemento armato in Italia; in città come Torino e Genova, l'impiego della nuova tecnica si ebbe quasi esclusivamente attraverso l'uso dei brevetti Hennebique, grazie all'attività dell'ing. Porcheddu, mentre in altre realtà urbane, come Milano, dopo alcuni iniziali successi, tale brevetto fu contrastato dalla presenza di numerosi operatori locali. Le nuove tecniche costruttive erano viste con diffidenza in Italia, dove pochi ingegneri e costruttori vollero prenderli in considerazione, anche se in altri paesi europei erano stati accolti con maggior favore, e Hennebique, come s'è detto, attraverso una Società Generale portante il suo nome, con sedi a Parigi e Bruxelles, aveva creato una fitta rete di agenti e di concessionari del brevetto.

Nel 1896, l'ing. Porcheddu, che aveva aperto a Torino un modesto studio tecnico professionale, ne prese la rappresentanza esclusiva per l'Alta Italia e nel giro di pochi decenni divenne l'incontrastato dominatore del settore.

Ad essa va il merito dell'esecuzione, nel 1910, su progetto dell'intuitivo Hennebique, del ponte Risorgimento di Roma, ponte di oltre 100 m di luce e 10 m di freccia. Si tratta di una struttura cellulare, con nervature longitudinali e trasversali, con ampi vuoti di alleggerimento e robuste spalle, particolarmente complessa dal punto di vista statico. La giustificazione con calcoli rigorosi dell'effettiva stabilità del ponte la si può ottenere solo chiamando in causa i fenomeni della "plasticità" del conglomerato, uscendo dal campo elastico, fenomeni che nel 1910 si ritiene fossero sconosciuti, ma dei quali probabilmente Hennebique intuiva l'esistenza, poiché fece disarmare la struttura prima dei termini fissati.

L'opera, di risonanza mondiale per il suo ardimento, fu oggetto di studio (e di polemiche) per molti anni dopo la sua costruzione in quanto il ponte presenta un diffuso e rilevante stato di fessurazione che si manifestò a breve dalla sua costruzione. L'interesse che suscitò la costruzione del ponte è dovuta in parte all'assenza di una rigorosa procedura di calcolo nel procedimento della sua progettazione, e al suo disarmo precoce, pare ordinato da Hennebique a soli due giorni dal getto ed eseguito nottetempo per superare le perplessità dei tecnici che erano coinvolti nell'esecuzione dell'opera. Oggi, a distanza di 90 anni il ponte gode di ottima salute, ma forse proprio per l'intervento dei Hennebique che, ordinando un disarmo precoce, da un lato favorì la fessurazione della struttura, ma dall'altro favorì anche la redistribuzione delle tensioni all'interno della struttura verso l'assetto statico che ha consentito al ponte di giungere fino a noi pressoché intatto.



Figura 3.32: Ponte Risorgimento di Roma (1910)

Fra il 1910 e il 1916 l'impresa fu coinvolta anche nella ricostruzione del campanile di S. Marco a Venezia, dopo il tragico crollo del 1902, e nella ricostruzione di Messina. L'intervento veneziano segna anche la storia del restauro: in calcestruzzo armato furono realizzate la platea di fondazione su pali per il campanile, le scale interne, la cella campanaria (la zona strutturalmente più impegnativa) e la parte terminale, mentre la muratura perimetrale fu riproposta in mattoni ad alta resistenza. L'intervento comportò l'alleggerimento dell'imponente struttura e l'abbassamento del centro di gravità per migliorarne la statica globale.

A Messina Porcheddu ricostruì, in seguito al concorso bandito nel 1909, il quartiere Lombardo (con tre diverse tipologie di abitazioni), il quartiere Orto Botanico, le case per gli impiegati dello Stato e diversi edifici di servizio. La struttura delle abitazioni venne basata su una platea nervata di fondazione e su un telaio tridimensionale in acciaio. Si tratta di un intervento ardito e originale destinato a rivoluzionare il concetto strutturale degli edifici antisismici il cui merito si deve all'ingegner Arturo Danusso (1880-1968).

Non solo il dibattito teorico ma la pratica per la ricostruzione rappresentò un'occasione di sviluppo e di sperimentazione per le ditte specializzate: diversi altri progetti presentati al concorso furono caratterizzati da una struttura intelaiata in calcestruzzo armato, e risultarono privi di aggetti e di forma geometricamente semplice. Le strutture orizzontali, per lo più solai in calcestruzzo armato a doppia orditura (per meglio riprendere le azioni orizzontali sismiche), si innestavano su una struttura metallica verticale a traliccio autoportante, annegato poi nel getto.

Dalla prima metà del 20° sec. molte furono le imprese italiane che operarono nei Paesi dell'Africa settentrionale (Egitto e Tunisia in testa) e nel Medio Oriente, spinte dalla successiva espansione coloniale, in particolare francese, e dall'esistenza di una rete commerciale già insediata, all'interno della quale un ruolo decisamente importante era rappresentato dagli agenti Hennebique.

Sul territorio italiano sono rintracciabili notevoli esempi di architetture e opere di ingegneria civile realizzati in calcestruzzo armato che riscossero interesse al di fuori dei confini nazionali: un esempio fu la Sinagoga di Trieste (1912). La straordinaria complessità del cantiere e le innovazioni tecniche introdotte, predisposte dall'impresa Serravalle & Pontello, sono frutto di un metodo di calcolo di tipo misto (con brevetti di area tedesca e francese). L'imponenza delle strutture di copertura è evidente soprattutto nella cupola principale: si tratta, infatti, di uno dei primi esempi in Europa di cupole a doppio guscio sottile in calcestruzzo armato. Essa è composta da due cupole paraboliche concentriche, una di intradosso e una di estradosso; la cupola interna ha un raggio di 7 m, quella esterna di 8 m. Costruite in calcestruzzo armato, differiscono dal progetto originario per l'introduzione di un oculo che consente il passaggio della luce naturale. Per collegare le due calotte vennero realizzate nervature distanti, alla base, circa 2 m, per complessive 24 travi curve dello

spessore di soli 6 cm. Si tratta quindi di una cupola leggera, resistente, dello spessore di 12 cm (nella parte interna) e di 15 cm (in quella esterna), armata con rete di ferro. La soluzione dei progettisti portò alla realizzazione di una cupola che non inducesse sforzi di flessione.



Figure 3.33 e 3.34: La Sinagoga di Trieste (1912)

In seguito all'invasione italiana dell'Etiopia (1935) la comunità internazionale impose il blocco delle esportazioni e delle importazioni. Vennero così a mancare materie prime e si dovette organizzare un regime autarchico, con evidenti ripercussioni negative sul mondo delle costruzioni, in particolare per l'impiego del calcestruzzo armato, data la necessità di ferro e acciaio per le armature. Considerato che l'Italia non disponeva di risorse proprie, si dovette sostituire il materiale che garantiva la resistenza a trazione. Con una circolare del ministero dei Lavori pubblici del febbraio 1938 si bandì l'impiego del calcestruzzo armato per le abitazioni civili, consentendo di utilizzare solai in laterocemento di notevole spessore, in modo da beneficiare della resistenza del laterizio. Emersero, così, nuovi e interessanti brevetti che sfruttavano la resistenza a trazione sia del calcestruzzo sia del laterizio (nel caso dei solai). A causa della crisi e della conseguente difficoltà a reperire un degno sostituto dell'acciaio (che potesse garantire tutti gli aspetti di adesione, resistenza, plasticità e così via), si cercarono nuove soluzioni autarchiche e si brevettarono diversi sistemi in cui il legno, la canna di bambù e altri materiali simili fungevano da armatura all'interno delle travi (è di questo periodo la grande sperimentazione italiana del 'cemento-amianto', ideale per le tubazioni e le condotte). L'altro punto di forza fu l'attento controllo dei pesi dei materiali impiegati per poter fabbricare solai sempre più performanti. Alcuni brevetti introdussero materiali leggeri al fine di diminuire la necessità di ferro nelle armature e, in altri casi, si riuscì a eliminare completamente la presenza di armatura (solaio Lares, 1939). Sempre nel 1939 in Italia si iniziò a discutere del cemento armato precompresso grazie alla pubblicazione di importanti studi francesi e tedeschi.

Fu in un clima di grande fermento scientifico e imprenditoriale che emerse la figura di Pier Luigi Nervi (1891-1979), in un periodo in cui il cemento si affermò come uno dei simboli più eloquenti della modernità. Negli anni del miracolo economico la penisola è animata da una miriade di piccoli cantieri infrastrutturali:

- la sequenza dei ponti e viadotti dell'Autostrada del Sole;
- i palasport e gli stadi per le olimpiadi romane;
- le strutture espositive di Italia '61;
- le stazioni e gli hangar per gli aeroporti intercontinentali.

Il suo primo capolavoro fu lo stadio comunale di Firenze (1930), in cui emerge il concetto, più volte ripreso, della verità strutturale. Le straordinarie rampe elicoidali di collegamento alle tribune, poste all'estremità del rettifilo delle gradinate scoperte, assieme alla torre del Maratoneta e alla pensilina segnarono una svolta che lo introdusse, come protagonista, nel dibattito sull'architettura moderna italiana.



Figure 3.35 e 3.36: Lo stadio comunale di Firenze (1930)

La prima sperimentazione di grandi volte di copertura in calcestruzzo fu realizzata nel 1935-38 e nel 1939-42 a Orvieto per la costruzione di due hangar per l'aeronautica militare. La struttura reticolare 'leggera' rappresentò la prima sperimentazione del sistema di prefabbricazione in cui elementi preparati al di fuori del cantiere costituivano contemporaneamente elementi strutturali e casseri per il getto. Fra il 1943 e il 1944 Nervi depositò due brevetti per il ferrocemento che gli permisero di realizzare solette molto sottili e resistenti. Questo sistema sarà alla base di due grandi opere: il Salone B di Torino Esposizioni (1947) e l'Aula Paolo VI (1967).



Figura 3.37: Spaccato tridimensionale dell'Aula Paolo VI (1967)

Grazie a Nervi, l'arido linguaggio matematico divenne poesia di forma e proporzione. A Milano, assieme a Giò Ponti e ad Arturo Danusso realizzò il grattacielo Pirelli (1956-61), in cui la forma dei pilastri interni, perfettamente integrata nel design dell'edificio, è frutto dello studio dell'azione orizzontale del vento e dell'attenta valutazione del peso della struttura, alta 130 m. A Roma ebbe modo di progettare sia il Palazzetto dello sport (1956), con una copertura di 60 m di diametro, posante su 36 cavalletti laterali, sia il Palazzo dello sport (nello stesso anno, con Marcello Piacentini): la minuta tessitura di nervature che si percepiscono all'interno, in quanto evidenzia il flusso delle tensioni, gradualmente convogliate attraverso i ventagli di bordo ai cavalletti radiali e all'anello di fondazione, è un caso esemplare di sincerità strutturale, che costituisce la cifra inconfondibile dell'architettura di Nervi.

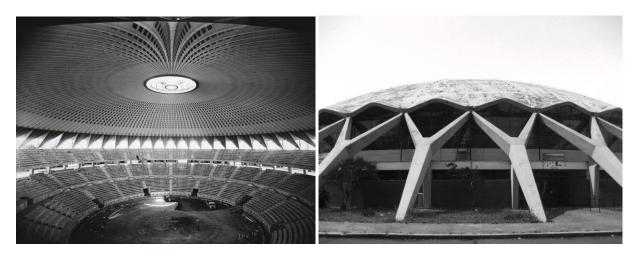


Figure 3.38 e 3.39: Il Palazzo dello sport di Roma (1956)

La straordinaria ricerca tecnica e strutturale condotta da Nervi ha permesso di coniugare bellezza e verità rivoluzionando il concetto di progetto architettonico: il calcestruzzo non è più un limite fisico, ma una parte fondamentale per la composizione. Le regole imposte dalla scienza delle costruzioni divennero il pretesto per creare forme, spesso basate su fini equilibri strutturali, che ancora oggi stupiscono per la loro arditezza e la loro eleganza grazie alle tensioni e alle forze in gioco.

Un'altra grande opera realizzata verso la fine degli anni '50 è il Grattacielo Pirelli, chiamato comunemente "Pirellone", è un edificio di 127 metri d'altezza, distribuiti su 31 piani, che si trova a Milano. L'intera struttura portante è in calcestruzzo armato, materiale singolare per realizzare costruzioni di notevole altezza, dato che solitamente si utilizza l'acciaio.

Gli elementi verticali dell'ossatura sono costituiti da quattro piloni, visibili anche dall'esterno, rastremati: mentre alla base hanno una larghezza di due metri, verso la sommità diventano 50 centimetri. Travi orizzontali, congiungenti i pilastri, fungono da basi per i solai dei piani. Si stima che la quantità di calcestruzzo impiegato per la sua costruzione sia stata pari a circa 30.000 mc. Il design del grattacielo avrebbe inoltre ispirato la realizzazione di diversi grattacieli mondiali, tra cui il Pan Am Building a New York.



Figure 3.40: Vista interna del grattacielo Pirelli di Milano (1961)

Il mito delle strutture in cemento armato raggiunge il suo apice negli anni Sessanta del secolo scorso; come appare chiaramente dalla grande quantità di manufatti e infrastrutture che si stavano producendo con questo materiale, "il calcestruzzo vinse la competizione con la pietra per la bellezza della sua superficie assorbente, la sua grana e il suo colore vennero preferiti a quelli di marmo e granito, gli architetti scelsero il calcestruzzo con il vetro per le superfici esposte delle loro opere".

CAPITOLO 4. EVOLUZIONE DELLE NORME TECNICHE NEL PERIODO DI RIFERIMENTO

L'evoluzione che la normativa ha subito con il passare dei secoli è inevitabilmente correlata al progredire della scienza del costruire, alla crescente sperimentazione e all'esperienza sul campo accumulata nel tempo; la loro consultazione è divenuta sempre più importante per studiare e comprendere al meglio le trasformazioni del sistema costruttivo basato sull'utilizzo del cemento armato.

Le origini della normativa legata a questo materiale risalgono ai primi anni del '900, periodo durante il quale vennero emessi numerosi regi decreti che descrivevano le caratteristiche che dovevano possedere i materiali da costruzione, le prove da svolgere per controllare la loro qualità ed altri temi; questa prima fase dell'evoluzione normativa italiana può essere compresa fra il 1907 ed il 1939.

Successivamente, dal 1940 fino al 1971, è stato definito un insieme di norme tecniche e di leggi mirate a stabilire i principi e le procedure da mettere in atto per le zone sismiche del nostro paese, ponendo particolare attenzione proprio alla natura sismica del territorio italiano: negli anni, sono state fatte numerose classificazioni del territorio italiano sulla base del rischi sismico e parallelamente a queste, sono diventate sempre più specifiche le norme in materia di costruzioni edili emanate in questo periodo.

Infine, si può evidenziare un ultimo periodo normativo che assume grande importanza perché arriva fino ai giorni nostri e che sarà oggetto di importanti novità nel prossimo futuro. Tale fase evolutiva parte dal 1972, anno in cui è entrato in vigore il primo testo normativo che getta le basi del calcolo agli stati limite, tecnica con la quale anche oggi vengono effettuati i calcoli per le strutture in cemento armato. Negli anni successivi sono state emanate leggi sempre più specifiche e dettagliate, che contemplavano anche le direttive a livello europeo in tale materia. Nel 2005 viene emanato il "Testo Unico" per le costruzioni che raccoglie tutti i D.M. emanati fino a quel momento; successivamente si ha un altro grande passo in avanti con l'uscita nel 2008 delle NTC. L'ultimo aggiornamento di tale norma è previsto proprio in questo anno con l'uscita delle NTC del 2018.

4.1. Primo periodo normativo

4.1.1. D.M. 10 Gennaio 1907 (G.U. 2 Febbraio 1907 n. 28)

La prima normativa emanata su scala nazionale riguardante le costruzioni in cemento armato fu approvata con Decreto 10 Gennaio 1907 (G. U. n. 28 del Febbraio 1907) del Ministero dei Lavori Pubblici: con questo decreto vennero approvate in Italia le prime norme tecniche per l'esecuzione di opere in cemento armato, da applicarsi però alle sole opere di competenza del Ministero stesso. Tale norma rappresentò per il nostro paese la prima norma cogente riguardante la sicurezza delle costruzioni intesa come problematica di interesse sociale di rilevanza tale da dover essere regolamentata ex lege.

La norma poneva fine all'epoca ottocentesca durante la quale la sicurezza delle costruzioni si ipotizzava formalmente garantita dal rispetto di regole tecniche senza l'obbligo della verifica numerica, introducendo la necessità di verifica dei livelli tensionali dei componenti strutturali. La norma imponeva infatti che i progetti

dovessero essere obbligatoriamente accompagnati dai calcoli statici che dovevano dimostrare il rispetto di tensioni ammissibili.

Poiché all'epoca non esistevano metodi di calcolo riconosciuti da normativa, ma solo numerosi studi e monografie su tale argomento, il cemento armato era oggetto di calcoli molto diversi, la cui attendibilità molte volte dipendeva dal grado di competenza di chi doveva eseguirli; in questo contesto, era sentita la necessità di adottare poche ed essenziali disposizioni e di fare ordine in questa materia. I primi provvedimenti vennero presi anche per evitare la diffusione di pratiche errate, che avevano già causato incidenti; oltretutto, si cercò di regolare l'esecuzione delle prove su campioni prelevati in cantiere, in modo da estendere tale pratica a qualsiasi opera edile (in genere, invece, le prove venivano eseguite solo nei cantieri più importanti o se l'impresa, per sua iniziativa individuale, si rivolgeva ai laboratori delle scuole di applicazione).

Il Decreto del 1907 è suddiviso in due parti distinte:

- 1. Allegato A: Metodi normali di prova per gli agglomerati idraulici:
 - Parte 1: Prescrizioni generali;
 - Parte 2: Prove normali per l'accettazione dei materiali.
- 2. Allegato B: Prescrizioni normali per l'esecuzione delle opere in cemento armato:
 - Prescrizioni generali;
 - Qualità dei materiali;
 - Norme di costruzione;
 - Collaudo:
 - Norme per i calcoli statici.

Nella prima parte della norma si fa riferimento ai leganti idraulici, che risultano molto particolareggiate soprattutto per quel che riguarda le proprietà dei materiali e alle relative prove. I leganti vengono classificati come:

- calci idrauliche;
- calci eminentemente idrauliche;
- · cementi a rapida presa;
- cementi Portland a lenta presa.

Nella seconda parte, invece, vengono stabiliti i requisiti e le linee guida in materia di costruzioni di opere in cemento armato: viene richiesta la presentazione di un "progetto completo esecutivo", firmato da un ingegnere, che deve riportare indicazioni su tutte le dimensioni del calcestruzzo e del metallo ed i relativi calcoli statici. In merito all'acciaio da utilizzare nelle costruzioni si possono citare i seguenti punti:

" 8. Per le armature del conglomerato sarà preferibilmente da impiegarsi il ferro colato o ferro omogeneo ottenuto col procedimento Siemens-Martin. Il metallo sarà liscio alla superficie, privo di gobbe o soffiature, di screpolature e di altre soluzioni di continuità".

La resistenza alla rottura per trazione, sperimentata su provette aventi una lunghezza utile di 20 diametri, preparate a freddo, ed in tutto conformi ai tipi normali adottati dall'Associazione Italiana per gli studi sui materiali da costruzione, sarà compresa fra 36 e 45 kg/mm².

Qualora sia ammesso l'impiego del ferro agglomerato o saldato, esso dovrà essere compatto, malleabile, a caldo e a freddo, saldabile, liscio sulla superficie esterna, privo di screpolature; non dovrà presentare

bruciature, saldature aperte e altre soluzioni di continuità, e dovrà avere una resistenza a rottura per trazione non inferiore a 34 kg/mm².

Oltre alle prove a rottura per trazione potranno essere richieste le seguenti prove al piegamento:

- Prova a piegamento del ferro omogeneo: un pezzo di ferro riscaldato al color rosso chiaro ed immerso nell'acqua a 28° centigradi, dovrà potersi ripiegare col martello su se stesso in modo da formare un cappio, il cui occhio abbia un diametro uguale alla grossezza del ferro, senza che si producano fenditure;
- 2) Prova al piegamento del ferro agglomerato: un pezzo di ferro dovrà potersi piegare a freddo col martello, ad angolo retto, attorno a un cilindro, il cui diametro sia 6 volte la grossezza del ferro, senza che si producano fenditure.

Per tutte le prove suddette si potranno sperimentare per ogni 100 pezzi tre saggi ricavati dai ritagli di estremità. Se uno di essi non soddisfa le prove prescritte, si prenderanno dalle relative forniture altri due saggi per 100 pezzi: se di nuovo uno di questi ultimi non soddisfa le dette prove, il materiale verrà rifiutato.

Il carico di sicurezza a compressione semplice (con indicazione nel progetto, e, a richiesta, da comprovarsi con certificato di un laboratorio ufficiale) non doveva superare un quinto del carico di schiacciamento a 28 giorni; inoltre, la resistenza a trazione e taglio del calcestruzzo deve essere trascurata totalmente e le sollecitazioni da esse provocate sono a carico dell'armatura.

Il ferro omogeneo deve avere un carico di sicurezza di 1000 kg/cm^2 e di 800 kg/cm^2 rispettivamente sotto tensioni normali o tangenziali, diversamente per il ferro agglomerato questi valori sono ridotti ai 4/5 dei precedenti. Il coefficiente di omogeneizzazione dei due materiali viene fissato pari a: n = Ef / Ec = 10; il peso del conglomerato armato a 2500 kg/m^3 .

Per quanto riguarda le prescrizioni in materia di conglomerato cementizio armato. la norma stabilisce che il peso proprio del conglomerato armato, cioè compreso di ferri, si ipotizzerà pari a 2500 kg/m3 (art. 21). Il coefficiente di omogeneizzazione è n=10 e che il modulo di elasticità normale del cemento armato è 200 t/cm2.

Nel caso di solidi riflessi, si dovrà considerare, l'incastro perfetto e la continuità delle travi nel calcolo delle sezioni in corrispondenza degli appoggi; mentre per la sezione centrale di una campata, il momento flettente potrà essere valutato partendo dall'ipotesi che negli appoggi abbia luogo soltanto 2/3 del momento precedentemente calcolato. In mancanza di un calcolo esatto delle condizioni di incastro si può, per la stazione centrale, ridurre del 20% il momento che sarebbe dato dalle ipotesi degli appoggi semplice all'estremità. Nel caso di una soletta rinforzata da nervature assieme ammetterà che partecipi utilmente al l'inflessione di quest'ultima soltanto una porzione di soletta la cui larghezza non superi la minore delle seguenti dimensioni due punti interesse delle nervature, 20 volte lo spessore della soletta, 10 volte la larghezza della nervatura (art. 23).

I pilastri, quando il rapporto fra la lunghezza libera di inflessione la dimensione trasversale minima supera 15, verranno calcolati come solidi caricate di punta e si terrà conto dell'eventuale eccentricità del carico. Le legature trasversali dei ferri che armano il pilastro dovranno essere eseguite con la massima cura, e trovarci così vicine da escludere la possibilità dell'instabilità dei detti ferri considerati come isolati.

Nei punti di interruzione dal i ferri dovranno essere sovrapposti per una lunghezza di 30 diametri legandoli insieme ed uncinando nelle estremità.

4.1.2. Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909

Il Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909 può essere considerata la prima normativa sismica italiana; essa venne redatta in seguito al distruttivo terremoto di Reggio Calabria e Messina del 28 dicembre 1908. Il R.D. elenca un centinaio di comuni in Sicilia e in Calabria nei quali venne reso obbligatorio il rispetto delle norme tecniche, specificate dal Regio Decreto stesso, per l'edificazione delle nuove costruzioni e per la riparazione di quelle danneggiate.

In tale decreto si prescriveva:

- 1) l'esclusione delle strutture spingenti;
- 2) il collegamento fra le strutture;
- 3) la limitazione di 5 metri tra le strutture portanti;
- 4) che le costruzioni fossero realizzate con "[...] una ossatura in legno, di ferro, di cemento armato o di muratura armata", limitando la muratura, in mattoni o in blocchi di pietra squadrata o listata, alle costruzioni di un solo piano;
- 5) esclude l'edificabilità su siti inadatti (paludosi, franosi, ecc...).

Tale norma prescrive inoltre di considerare forze statiche orizzontali e verticali proporzionali ai pesi. Tali forze vengono introdotte ma non quantificate nel dettaglio; in particolare, le azioni statiche dovute al peso proprio ed al sopraccarico, aumentate di una percentuale che rappresenti l'effetto delle vibrazioni sussultorie, mentre, le azioni dinamiche dovute al moto ondulatorio vengono rappresentate attraverso accelerazioni applicate alle masse del fabbricato nelle due direzioni agenti in entrambi i sensi di ogni direzione.

Gli studi svolti portarono alla conclusione che "le forze convenzionali da introdurre nei calcoli corrispondevano ad una accelerazione di 700 ad 800 mm/s 2 . Venne quindi proposto di utilizzare forze orizzontali pari ad una quota dei carichi verticali, costanti piano per piano, ed amplificare gli effetti dei carichi verticali con un coefficiente C_v .

Nel 1916, il D.L. 1526 quantifica le forze sismiche e la loro distribuzione lungo l'altezza dell'edificio; in particolare le forze verticali del peso proprio e del sovraccarico aumenterebbe del 50% in modo da simulare l'effetto delle vibrazioni sussultorie. Quantifica le forze orizzontali per simulare le azioni dinamiche orizzontali dovute al moto sismico (C=0.125 al piano terreno; C=0.167 ai piani superiori).

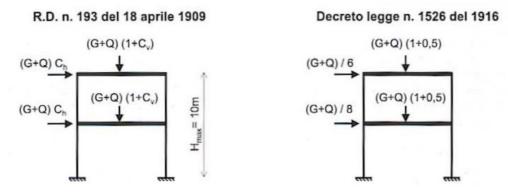


Figura 4.1: Confronto fra le direttive delle normative del 1909 e 1916 in materia di azioni sulle strutture

4.1.3. R.D.L. del 1924 n° 2089

La norma emanata nel 1907 ha avuto validità per un lungo periodo, estendendosi fino al primo conflitto mondiale, vedendo nascere così la necessità di affrontare la situazione post guerra in ambito economico e sociale.

Dal 1924 al 1937 sono stati emanati sette regi decreti contenenti le norme tecniche per le costruzioni in cemento armato, com particolare riguardo alle opere da riparare e ricostruire. Questi presentavano una struttura simile a quella della norma del 1907, nonostante il numero di articoli fosse via via maggiore e ci fossero molte innovazioni: infatti, sono caratterizzati da una prima parte destinata agli agglomerati idraulici e da una seconda contenente più specificatamente le norme sul cemento armato. Nel dettaglio, si riportano le principali linee guida introdotte dalle norme inerenti l'acciaio e le armature.

Nel R.D.L. del 1924 n° 2089, viene stabilito che nei calcoli di stabilità e resistenza degli edifici con ossatura in cemento armato si devono considerare:

- il peso proprio delle varie parti ed il sovraccarico massimo di ciascuna di esse; i carichi suddetti devono essere aumentati del 50% per tener conto delle eventuali azioni dinamiche dovute al moto sussultorio;
- 2) Le forze orizzontali applicate alle masse delle varie parti dell'edificio dipendenti dalle accelerazioni sismiche trasmesse dal moto ondulatorio; tali forze devono considerarsi agenti in entrambi i sensi, in direzione longitudinale e trasversale. I rapporti tra le forze orizzontali e i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono devono essere pari a 1/8 per il piano terreno che al piano di gronda non siano più alti di 10m, e pari a 1/6 per gli altri piani;
- 3) le azioni orizzontali e verticali non devono essere considerate agenti contemporaneamente. Inoltre, vengono definite le dimensioni che devono avere i pilastri in cemento armato e i diametri delle relative armature:
 - 1) Al piano terreno: cm 40x40 con 4 tondini da mm 25;
 - 2) Al piano superiore cm 30x30 con 4 tondini da mm 18;

Avendo cura di prolungare i ferri di ogni tronco nel tronco successivo per una lunghezza non minore a 50 centimetri dal pavimento di ogni piano, oppure di raddoppiare la sezione metallica mediante spezzoni alle due estremità (superiore e inferiore) dell'edificio.

Invece, i traversi devono avere le seguenti dimensioni ed armature:

- 1) Al piano di gronda: cm 20x30 con 3 ferri da mm 18 inferiori e 2 da mm 14 superiori;
- 2) A livello del pavimento: cm 30x30 con 3 ferri da mm 25 inferiori e 2 da mm 14 superiori.

Il calcolo delle strutture in cemento armato continua a basarsi sull'ipotesi del comportamento elastico lineare con la novità, a partire dal 1925, di dover considerare nei calcoli l'influenza dei cedimenti vincolari, dei fenomeni di ritiro e delle variazioni termiche.

Nel 1925 la tensione normale ammissibile dell'acciaio colato viene portata a 1200 kg/cm² e quella al taglio a 960 kg/cm². Restano, invece, invariati i valori di 800 e 640 kg/cm² per il ferro saldato.

Inoltre, in questo anno viene definito per la prima volta il copriferro delle armature: i ferri e le ossature dovranno in ogni caso essere protetti da uno strato di calcestruzzo o di muratura che costituisca una sicura protezione di essi contro l'azione degli agenti esterni (art. 28).

4.1.4. R.D.L. del 1927 n° 1981

Nel 1927, con il Regio Decreto Legge n. 1981, la disciplina delle opere in c.a. è stata estesa all'ambito privato. A partire dall'11/11/1927 quindi, nell'esecuzione di opere in c.a., è sorto l'obbligo di:

- il prefetto svolgeva l'attività di sorveglianza delle opere in c.a.;
- l'opera doveva essere costruita sulla base di un progetto esecutivo (si può notare che il Regio Decreto imponeva che tale progetto potesse essere firmato solo da ingegneri);
- l'opera doveva essere diretta da un ingegnere ed eseguita da imprese di comprovata idoneità tecnica, specificando la necessità di certificati che attestassero l'esecuzione di opere analoghe con esito pienamente favorevole;
- la qualità e la proprietà dei materiali impiegati doveva essere comprovata da certificati rilasciati da laboratori ufficiali;
- al termine dei lavori il committente doveva consegnare al prefetto copia del certificato di collaudo redatto anch'esso da un ingegnere.

Inoltre, in merito alle prescrizioni per le opere in c.a., il decreto:

1) estende il concetto di zonazione ed indica le aree a seconda della categoria sismica (introduzione della seconda categoria);



Figura 4.2: Distribuzione delle zone sismiche in Italia secondo la normativa del 1927

- 2) contiene delle prescrizioni differenziate a seconda della categoria del sito;
- 3) impone la dimensione minima dei pilastri in c.a. come 30×30;
- 4) Considera delle forze sismiche differenziate a seconda della categoria. I Cat. C=0.125 piano terra; C=0.167 piani superiori; +50 % verticale II Cat. C=0.100 piano terra; C=0.125 piani superiori; +33 % verticale.

Per quanto riguarda le barre di armatura metallica, la resistenza a rottura del ferro viene innalzata da 3600-4500 kg/cm² a 3800-5000 kg/cm². Il coefficiente di qualità sarà sostituito dall' allungamento a rottura che non dovrà mai essere inferiore rispettivamente al 27% e 21%; la tensione ammissibile del ferro omogeneo e al massimo 1200 kg/cm² mentre al taglio 960 kg/cm² (art. 18)

Le prescrizioni riguardanti il conglomerato cementizio armato comprendono le seguenti novità:

Il peso proprio Υ diminuisce da 2500 a 2400 kg/m3 (art. 19);

• Il modulo di elasticità normale del cemento armato viene ridotto da 200 a 150 t/cm² (art. 32);

Nel caso di una soletta rinforzata da nervature, si ammetterà che partecipi utilmente l'inflessione di quest'ultima soltanto una porzione di soletta la cui larghezza non superi la minore delle seguenti dimensioni due punti l'interasse delle nervature, 16 volte lo spessore della soletta, 8 volte la larghezza della nervatura, 4 volte l'altezza della trave.

Inoltre, vengono stabiliti per la prima volta dei limiti di armatura per i pilastri e precisamente due punti quando il rapporto fra la lunghezza minima di inflessione la minima dimensione trasversale non supera 15 la armatura longitudinale di un pilastro sollecitato a pressione assiale non dovrà avere sezione complessiva minore dell' 1% o dello 0,5% di quella di conglomerato, quando quest'ultima sia rispettivamente non maggiore di 1600 cm² oppure non minore di 6400 cm². Per sezioni intermedie del conglomerato l'area complessiva dell'acciaio varierà linearmente fra i limiti su indicati; le legature trasversali dei ferri che armano il pilastro dovranno essere distribuite ad una distanza pari a 10 volte il diametro dei ferri.

4.1.5. R.D.L. del 1930 n° 682

Nel 1930 viene introdotta per la prima volta una nuova caratterizzazione per l'acciaio da armatura: infatti, nel R.D. del 3 aprile 1930 n.682 (G.U. 07 giugno 1930 n.133) art. 15, si parla di acciaio extradolce (ferro colato omogeneo e privo di screpolature), con resistenza a tensione compresa fra 18 e 50 kg/mm² e allungamento percentuale a rottura non inferiore al 27%.

Inoltre, il carico di sicurezza del conglomerato a taglio, che nel 1927 era stato fissato a 2 kg/cm², dal 1930 viene ammesso che, per valori maggiori, le tensioni tangenziali siano assorbite dalle armature purché non si superino i 14 kg/cm².

Riguardo all'analisi statica, invece, la norma stabilisce che il rapporto tra le forze orizzontali e i pesi corrispondenti alle masse su cui agiscono deve assumersi uguale a 0,10 qualunque siano l'altezza dell'edificio ed il numero dei piani. In più, viene stabilito che per il computo delle forze orizzontali il carico accidentale deve essere limitato al 1/3 di quello massimo assunto per il calcolo delle singole strutture.

Infine si introduce un nuovo passo delle staffe nei pilastri, che dovrà essere inferiore alla minore dimensione del pilastro stesso invece che pari a 10 volte il diametro dei ferri.

4.1.6. R.D.L. del 1932 n° 832

Nel R.D.L. 23 maggio 1932 vengono introdotte poche novità riguardanti l'acciaio da armatura, quali:

- Quando il rapporto tra la lunghezza libera non supera 15, la sezione complessiva dell'armatura longitudinale di un pilastro sollecitato a pressione assiale non dovrà essere inferiore al 1% di quella del conglomerato per tutte le sezioni di area minore o uguale 1600 cm² a conferma delle normative precedenti, è pari a 0,7% di quella del conglomerato per tutte le sessioni di area maggiore o uguale a 6400 cm²;
- Le legature trasversali dei ferri che arma nel pilastro dovranno essere distribuite ad una distanza che sarà inferiore alla minor dimensione della sezione del pilastro e comunque sempre inferiore a 10 volte il diametro dei ferri.

4.1.7. R.D.L. del 1937 n° 2105

Nel 1937, il Regio Decreto n. 2105 del 22 Novembre 1937 (G.U. n.298 del 27/12/1937) "Norme tecniche ed igieniche per le riparazioni, ricostruzioni e nuove costruzioni degli edifici pubblici e privati nei comuni o frazioni di comune dichiarati zone sismiche", porta ad una riduzione delle azioni sismiche sulle strutture. In particolare:

- 1. le forze verticali vengono ridotte da 50% a 40 % per zone di Cat. I e da 33% a 25% per zone di Cat. II;
- 2. gli accidentali vengono ridotti ad 1/3 del valore nominale;
- 3. le forze sismiche orizzontali vengono fissate pari a C=0.10 per zone Cat. I e C=0.07 per zone Cat. II.

Inoltre si perse la visone di natura dinamica del sisma, concetto che venne ripreso solo nel 1975. Sempre nello stesso anno, la circolare 17 maggio 1937 n. 2202 dei LL.PP denominata "Impiego dell'acciaio semiduro nelle costruzioni in conglomerato cementizio armato" consente, dove manca la disponibilità di ferro omogeneo, l'utilizzo di acciaio semiduro. Esso dovrà dare alle prove una resistenza trazione compreso tra 5000 e 6500 kg/cm2 e un allungamento di rottura non inferiore rispettivamente al 21% e 14%; corrispondentemente la tensione ammissibile nei calcoli potrà essere portata da 1200 a 1600 kg/cm².

4.1.8. R.D.L. del 1938 n° 2229

Il turbolento periodo della Prima Guerra Mondiale e del successivo dopoguerra, portò ad aggiornamenti, modifiche e Circolari, molte volte con prescrizioni contraddittorie. Questo disordine ebbe fine con le "Norme per la esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato", approntate dal Consiglio Nazionale delle Ricerche, approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, ed emanate il 16 novembre 1939 con il Regio Decreto Legge n.2229.

La norma attuava ed imponeva in maniera rigorosa le aspettative della precedente norma del 1907, indicando in modo puntuale prestazioni e processi di verifica della sicurezza, stabilendo l'elenco dei Laboratori Ufficiali per le prove sui materiali ed introducendo il processo del controllo ed approvazione dei calcoli statici e del progetto da parte dei Genii Civili e delle Prefetture. La Norma è stata alla base della ricostruzione del dopoguerra e della costruzione delle grandi opere per le nuove infrastrutture nel corso degli anni '60 e '70.

Secondo questa Legge i progetti con materiali e tecniche innovative (es. cemento armato precompresso) dovevano essere approvati dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Lo stesso Consiglio Superiore, ovvero il Consiglio Nazionale delle Ricerche, attraverso una serie di Circolari o pareri, hanno cercato di integrare negli anni i contenuti della norma per rispondere alle nuove esigenze. Il successo della norma del '39 fu conseguenza, essenzialmente, della sua chiarezza ed univocità.

Le basi teoriche, come in precedenza, sono quelle dell'ipotesi di elasticità lineare e sul metodo di verifica delle tensioni ammissibili.

Per quanto riguarda gli acciai, essi vengono classificati in tre categorie per ciascuna delle quali viene fissato il carico di rottura in trazione, il carico di snervamento e l'allungamento a rottura. Nella normativa si fa riferimento a:

1. acciaio dolce (ferro omogeneo): carico di rottura per trazione compreso fra 4200 e 5000 kg/cm², limite di snervamento non inferiore a 2300 kg/cm², allungamento di rottura non inferiore al 20%;

- 2. acciaio semiduro: carico di rottura per trazione compreso tra 5000 e 6000 kg/cm², limite di snervamento non inferiore a 2700 kg/cm², allungamento di rottura non inferiore al 16%;
- 3. acciaio duro: carico di rottura per trazione compreso tra 6000 e 7000 kg/cm², limite di snervamento non inferiore a 3100 kg/cm², allungamento di rottura non inferiore al 17%.

Ai valori più elevati sono collegate caratteristiche di maggior resistenza per i conglomerati da utilizzare, il cui carico a rottura a 28 giorni di stagionatura deve essere tanto elevato quanto più sia elevata la tensione ammissibile nell'armatura. Ai valori maggiori delle tensioni nell'armatura è necessario quindi che corrispondano più elevati carichi di rottura cubici nel calcestruzzo.

Per quanto riguarda la tensione tangenziale massima ammissibile per il calcestruzzo, vengono fissati i valori di 4 e 6 kg/cm², di cui il primo riferito a conglomerati di cemento idraulico normale, il secondo di cemento ad alta resistenza o alluminoso. I corrispondenti valori delle tensioni raggiungibili in presenza di armature sono pari a 14 e 16 kg/cm² rispettivamente. Infine almeno la metà degli sforzi taglianti devono essere assorbiti dalle staffe e la rimanente parte dai ferri piegati.

Infine, per le fibre compresse viene fissata l'armatura longitudinale da impiegare in rapporto all'area della sezione trasversale strettamente necessaria di calcestruzzo: essa deve essere superiore allo 0,8% nel caso quest'ultima sia inferiore a 2000 cm², non inferiore allo 0,5% nel caso in cui sia maggiore di 8000 kg/cm² e nei casi intermedi si procede ad un'interpolazione lineare.

4.2. Inizio secondo periodo normativo

4.2.1 Circolare 23 maggio 1957 n. 1472

Spartiacque nell'evoluzione normativa è la Circolare del Ministero dei LL.PP. 23/05/1957 n.1472, che introduce non solo una nuova denominazione per le barre lisce (AQ42, AQ50 e AQ60, equivalenti rispettivamente alle categorie dolce, semiduro e duro) ma contiene anche le prime indicazione sugli acciai ad aderenza migliorata.

Tale norma intitolata "Armatura delle strutture in cemento armato" stabilisce che:

"Per tutte le armature delle strutture in cemento armato possono essere impiegati soltanto acciai Aq 42, Aq 50, Aq 60 sia in tondo sia in forma speciale. Per gli acciai in tondo, la tensione non deve superare il 50 % del carico di snervamento e, in ogni caso, i seguenti valori:

- 1. 1400 kg/cm² per Aq 42;
- 2. 1600 kg/cm² per Aq 50;
- 3. 1800 kg/cm² per Aq 60.

Per gli acciai Aq 50 e Aq 60 le sollecitazioni sopra indicate possono adottarsi per diametri non superiori a 30 mm purchè si impieghi conglomerato almeno di classe R200 nel caso di sezione rettangolare, conglomerato di classe R250 nel caso di sezione a T.

Per gli acciai di forma speciale ad aderenza migliorata (ritorti, sagomati, ecc.) la tensione ammissibile non deve superare il 50% del carico di snervamento né il 40% del carico di rottura con la condizione che l'allungamento di rottura non sia inferiore al 12%.

La tensione ammissibile per detti acciai non deve inoltre superare il valore di 2200 kg/cm².

Si potrà superare tale valore fino a un massimo di 2400 kg/cm² soltanto se nei calcoli si debba anche tener conto degli effetti delle variazioni termiche e del ritiro e se l'eventuale fessurazione del conglomerato non risulti di pregiudizio all'opera. In questo caso occorre sempre verificare che il valore di 2200 kg/cm² non sia superato quando si prescinda da tali effetti. Per tensioni fino a 2200 kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato almeno di classe R250. per tensioni fra 2200 e 2400 kg/cm² si dovrà impiegare conglomerato di classe R350".

CAPITOLO 5. LE PROVE SUGLI EDIFICI ESISTENTI

Numerosi eventi nel recente passato hanno riproposto all'opinione pubblica la necessità di tenere sotto controllo lo stato del patrimonio edilizio del nostro paese in cui attualmente circa il 70% degli edifici ha un'età superiore ai 50 anni. Il problema del rischio edilizio e della vulnerabilità sismica delle strutture deve essere affrontato individuando gli edifici potenzialmente a rischio. Nel seguito si riportano le diverse tecniche con le quali è possibile studiare una struttura esistente per ricavarne le caratteristiche di stabilità e durabilità.

5.1 Il processo di diagnosi

Per "valutazione della sicurezza" si intende un processo quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione delle azioni nei diversi stati limite di esercizio (SLE) e ultimi (SLU), in situazione non sismica e sismica. La "resistenza" è legata alle prestazioni attuali dei materiali, incluso l'effetto del degrado dovuto alla vetustà, alla cura nella realizzazione dei dettagli costruttivi, alla regolarità strutturale; dunque la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti è fortemente influenzata dal livello di conoscenza conseguito. Nonostante i principi di base di tale valutazione siano i medesimi per qualsiasi tipologia, le indagini conoscitive da condurre variano a seconda che l'edifico abbia una struttura in cemento armato, in acciaio o una struttura in muratura. Dunque alla valutazione della sicurezza si perviene attraverso un processo diagnostico che richiede:

- la formulazione a priori di un modello teorico (analitico o numerico) della struttura: nell'ingegneria civile si ricorre generalmente a modelli di tipo parametrico, con i quali il comportamento strutturale viene descritto mediante caratteristiche fisiche, deformative, meccaniche e vincolari;
- la pianificazione delle indagini strumentali, l'impostazione della campagna sperimentale, l'esecuzione delle prove e l'elaborazione dei dati;
- l'implementazione dei valori sperimentali dei parametri e la conseguente ottimizzazione del modello;
- l'interpretazione di eventuali cause di dissesto mediante l'identificazione di un modello di azioni e di distorsioni che possono avere prodotto la risposta strutturale osservata;
- la formulazione di un modello di azioni o distorsioni in grado di agire realisticamente sulla struttura nella sua vita futura:
- la valutazione della risposta strutturale a tali azioni nelle sue condizioni attuali, ovvero la sua capacità residua.

La pianificazione delle indagini strumentali è un processo interattivo nel senso che le ipotesi di lavoro sulle quali viene basata la campagna sperimentale possono e, anzi, debbono essere revisionate ed aggiornate man mano che si acquisiscono ulteriori informazioni. Ciò in particolare riguarda:

- 1. il tipo di indagine da eseguire in funzione della natura del problema;
- 2. il numero dei saggi da effettuare in funzione della dimensione del problema.

La procedura di indagine è costituita da una fase preliminare e da un programma dettagliato di campionamento e di prove.

La fase preliminare ha lo scopo di verificare l'esistenza di una situazione patologica, di descriverne la natura e dare una prima valutazione sommaria per quanto riguarda i possibili effetti sulle prestazioni, la vita residua

e la sicurezza della struttura. Molto importante, proprio in questa fase, è la capacità di riconoscere eventuali danni statici che possono prefigurare situazioni di crisi imminente. Questa fase, di carattere autoptico, dovrebbe essere supportata da informazioni riguardanti la vita dell'edificio; in particolare l'analisi filologica consente di risalire al periodo (o ai periodi) di costruzione e di caratterizzare l'edificio attraverso le tecniche costruttive.

L'ispezione dell'edificio e le informazioni preliminari consentono da una parte di programmare il tipo di indagini strumentali e la loro numerosità e, di non secondaria importanza, di verificare la fattibilità tecnica, legata a problemi logistici, delle indagini programmate. Una volta stabilito il tipo di prove (invasive, non invasive, distruttive o non distruttive), il piano di campionamento costituisce una fase estremamente delicata. Il campione infatti è una porzione di una "popolazione" di dimensioni teoricamente infinite, di cui si cercano le proprietà. Quanto più la struttura è eterogenea, tanto più complesso è il lavoro necessario per pervenire ad una stima affidabile delle sue caratteristiche: ciò significa che conviene prelevare pochi campioni ed effettuare poche misure laddove il materiale si presenta abbastanza omogeneo, riservando gli sforzi maggiori, ed il numero maggiore di prelievi, alle zone non omogenee.

Il piano di campionamento dovrà cercare di riflettere al meglio le caratteristiche di variabilità della struttura, dopodiché i singoli campioni dovranno essere sottoposti a prefissate misurazioni in modo tale che ogni campione sia rappresentativo dell'unità di materiale dalla quale proviene. Chiaramente l'affidabilità delle prove aumenta al crescere del numero di provini testati.

La pianificazione di una campagna di indagini strumentali è fortemente influenzata, nella pratica professionale, da fattori di natura economica in quanto le indagini possono comportare spese rilevanti dovute al costo di preparazione, di esecuzione delle prove e di eventuale ripristino. Può allora essere meglio non eseguire per nulla prove piuttosto che farle con pochi campioni o con campioni non rappresentativi che non sono in grado di descrivere le reali proprietà dei materiali o degli elementi strutturali; un tecnico che debba fare affidamento su campioni o su prove che non rappresentano correttamente i materiali o la struttura, prenderebbe probabilmente decisioni a vantaggio della sicurezza non disponendo di risultati sperimentali. Nel quadro della pianificazione di una campagna sperimentale è indispensabile articolare i vari tipi di indagine secondo una sequenza temporale, in modo che ciascuna indagine costituisca la base di riferimento per il campionamento relativo all'indagine successiva. Per esempio, una metodologia di indagine non distruttiva e non invasiva potrà essere adottata su vasta scala in modo da individuare ambiti aventi caratteristiche omogenee sui quali verrà successivamente impostata una limitata campagna di indagini distruttive, più costosa, ma anche più affidabile sul piano dei risultati e quindi da effettuare in maniera più mirata.

5.2 Caratteristiche generali degli edifici in cemento armato esistenti

Il patrimonio edilizio esistente è formato da immobili costruiti in epoche differenti in cui vigevano normative chiaramente diverse da quelle attuali; dunque, nei confronti di un sisma, tutti gli edifici non reagiscono in ugual modo, soprattutto perché una buona parte di essi sono stati costruiti prima dell'entrata in vigore della legge n. 64 del 02/02/1974 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" e quindi non posseggono la necessaria duttilità e non soddisfano i principi di gerarchia delle resistenze.

Il comportamento sismico del fabbricato è fortemente condizionato dalla sua regolarità in pianta e in elevazione; dunque è fondamentale avere informazioni dettagliate sui valori di riferimento di tali

caratteristiche meccaniche. E' evidente che queste informazioni vanno ricercate sul singolo edificio quando si tratta di valutarne la vulnerabilità, ma è anche utile avere un quadro su vasta scala delle dimensioni del fenomeno di distribuzione delle resistenze sull'intero panorama delle costruzioni.

I manufatti con struttura in cemento armato rivestono un ruolo speciale perché i problemi di durabilità, legati alla risposta temporale dei materiali, si presentano in modo preoccupante e la loro soluzione è tecnicamente difficile ed economicamente onerosa.

La durabilità della struttura in cemento armato è legata alla qualità del calcestruzzo, alla sua resistenza ed al rapporto tra questa e la tensione di lavoro, al livello di protezione che il conglomerato cementizio è in grado di operare sulle armature. Per questo motivo risulta molto utile capire statisticamente quali resistenze ci si può aspettare su un edificio in base all'epoca di costruzione dello stesso. A questo scopo, il database realizzato con i dati relativi alle prove di trazione dei provini d'acciaio riportati nei certificati del laboratorio del Politecnico di Torino hanno permesso di creare una popolazione di dati per i quali è stato possibile mettere in relazione la resistenza a trazione e a snervamento dell'acciaio con l'età del fabbricato. Nel capitolo successivo verranno riportati i risultati relativi a tale analisi statistica dei provini d'acciaio studiati per un periodo compreso fra il 1908 e il 1955.

Altri aspetti da considerare nell'ottica di un'analisi più approfondita per la valutazione dell'idoneità statica di un edificio sono le caratteristiche architettoniche, strutturali ed infine le tecniche esecutive. La tipologia costruttiva adottata per gli edifici precedenti all'introduzione della normativa sismica si discosta in modo talvolta sostanziale da quella utilizzata dopo il 1974 in quanto riflette una mentalità progettuale unicamente rivolta al dimensionamento strutturale basato sui carichi puramente gravitazionali, quindi verticali, in virtù della quale le sezioni resistenti dei pilastri vengono rapportate sostanzialmente al carico assiale al più combinato con le scarse sollecitazioni flessionali derivanti dalla trasmissione dei momenti di nodo.

Nella generalità dei casi, le carenze architettoniche gravi sono state assecondate dai progettisti strutturali senza che fossero posti in essere correttivi sufficienti a sanarle o quanto meno a mitigarle. A tali carenze si sono aggiunte carenze di ordine strutturale conseguenti alla mancanza di normative di riferimento ed eclatanti carenze di carattere esecutivo che sono essenzialmente dovute:

- al mediocre magistero impiegato per la realizzazione delle opere strutturali e delle componenti definite "non strutturali", cioè murature di tamponamento, pareti divisorie, rivestimenti;
- alla mediocre e talvolta pessima qualità dei materiali impiegati per la costruzione nel suo complesso;
- alla scarsa attenzione da parte della Direzione dei lavori.

La causa principale delle lesioni sugli elementi non strutturali è da ricercarsi soprattutto nell'eccessiva deformabilità della struttura a causa della quale sono ampiamente superati i limiti di spostamento di interpiano previsti dalla normativa attuale. Affinché un edificio risponda in maniera presumibilmente corretta ad un sisma deve essere il più possibile semplice, simmetrico, iperstatico e regolare sia in pianta che in elevazione. La regolarità assume un particolare rilievo sul comportamento dinamico e per questo motivo il D.M. 14/1/2008 fissa criteri molto precisi. È evidente che non è possibile che gli edifici esistenti, ed in particolare quelli antecedenti l'entrata in vigore della prima norma sismica, rispettino le condizioni di regolarità, ma è anche vero che alcune condizioni sono essenziali per una corretta risposta sismica. In particolare è essenziale la semplicità della geometria in pianta, dunque bisogna valutare con più attenzione tutti gli edifici che non posseggono tale qualità.

Anche la distribuzione degli elementi non strutturali come i tamponamenti in muratura non collaboranti influiscono sul comportamento globale della struttura in caso di sisma: infatti, anche se non vengono considerate in fase di calcolo, le tamponature contribuiscono alla rigidezza del fabbricato e l'irregolarità della loro distribuzione in elevazione comporta una concentrazione degli sforzi dove queste sono meno presenti portando alla formazione del cosiddetto piano soffice come il caso dei pilotis e il caso del piano garages.

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare nelle travi, evitando al contempo che esse si manifestino negli elementi meno duttili, come i pilastri, e nei meccanismi resistenti fragili. Per ottenere questo risultato è necessario porre attenzione alle irregolarità delle connessioni locali fra gli elementi strutturali quali travi larghe su pilastri stretti, disassamenti delle travi rispetto ai pilastri ecc., e verificare anche che la disposizione delle armature nelle zone critiche sia corretta.

L'esperienza maturata dall'osservazione diretta dei danni prodotti dai terremoti, ha insegnato che i principali fattori strutturali, responsabili del danneggiamento sismico delle costruzioni in c.a., riguardano sia i comportamenti globali delle strutture, sia alcune imperfezioni esecutive di carattere locale. Studi statistici eseguiti in diversi paesi, su edifici con evidenti degradi strutturali, hanno evidenziato che solo il 29% dei danni strutturali sono da ritenersi inevitabili. Più in dettaglio i risultati di tali indagini possono così sintetizzarsi:

- i danni si producono maggiormente in fase di esecuzione;
- il fattore umano è gran parte responsabile per propria ignoranza, incuria, sottovalutazione delle conseguenze, errori.

Le conclusioni che si possono trarre sono le seguenti:

- il cattivo posizionamento delle armature, il non corretto uso dei diametri e il conseguente ridotto spessore del copriferro è responsabile della fessurazione e successiva caduta di pezzi di calcestruzzo per la spinta dovuta all'espansione della ruggine (spalling);
- la non corretta legatura delle staffe causa lo slittamento in fase di getto;
- l'esecuzione indiscriminata di varianti strutturali importanti senza autorizzazione comporta lo sconvolgimento dello schema statico;
- le impurità presenti negli inerti mal lavati sono responsabili della ridotta resistenza dei calcestruzzi;
- il disarmo precoce, prima che il calcestruzzo abbia raggiunto la dovuta resistenza, è responsabile di lesioni:
- la realizzazione del calcestruzzo in cantiere, non ricorrendo quindi a quello industriale più controllato e con un corretto mix-design, comporta la compresenza di classi di calcestruzzo diverse;
- l'errata compattazione del calcestruzzo porta alla segregazione dei vari costituenti della miscela e alla creazione quindi di nidi di ghiaia;
- l'aggiunta di acqua in betoniera al momento del getto crea un'alterazione del rapporto acquacemento e quindi una riduzione della resistenza necesaria.

In aggiunta a queste problematiche ci sono tutti quei "piccoli" interventi eseguiti dall'uomo dopo la costruzione del fabbricato come ad esempio l'esecuzione di fori su strutture portanti per il passaggio di cavi elettrici o tubazioni idrauliche e lo smusso dei pilastri per agevolare il passaggio degli autoveicoli nei locali garages.

Fino a pochi anni fa si riteneva che una struttura in cemento armato fosse praticamente inalterabile nel tempo. La pratica quotidiana ha dimostrato che la realtà è ben diversa in quanto molte strutture in calcestruzzo armato del passato hanno manifestato segni di degrado sostanziale. Di seguito si riporta il testo

della Direttiva del 2009 (che sancisce l'entrata in vigore e l'applicazione delle NTC 2008) proprio riguardo alle cause di degrado del c.a.:

- la decalcificazione: è un fenomeno dovuto alle acque piovane dolci o leggermente acide e produce un aumento della porosità creando condizioni più favorevoli alla penetrazione di agenti aggressivi all'interno della struttura ed una perdita di resistenza a compressione. Il cemento, a contatto con l'acqua piovana povera di sali, perde calce per idrolisi con conseguente aumento delle dimensioni dei capillari. La perdita di resistenza meccanica, conseguenza dell'aumentata porosità, comporta una diminuzione della resistenza a compressione intorno all'1-2% per ogni 1 % del contenuto originale di calce di idrolisi asportata per dilavamento;
- l'attacco solfatico: l'azione distruttiva della pasta cementizia è determinata dal solfato di magnesio che, reagendo con l'idrossido di calcio presente nel calcestruzzo, dà come prodotto il gesso. Questa reazione avviene con aumento di volume del 120% circa. Il gesso prodotto reagisce poi con le fasi idrate provenienti dall'idratazione dell'alluminato tricalcico formando ettringite;
- la carbonatazione: la carbonatazione è un processo di neutralizzazione tra i componenti alcalini presenti negli strati esterni della superficie del calcestruzzo e le sostanze acide provenienti dall'ambiente esterno. Queste sostanze acide sono generalmente l'anidride carbonica CO2 contenuta nell'aria ed in particolari atmosfere industriali e l'anidride solforosa SO3 contenuta nella pioggia. Si innesca quindi un processo chimico che porta alla formazione del bicarbonato di calcio, solubile in acqua, quindi facilmente asportabile dalla pioggia. L'ingresso successivo dell'acqua attraverso i pori del calcestruzzo comporta quindi anche il processo di corrosione delle armature;
- la corrosione delle armature: la corrosione delle armature è certamente il processo di degrado più importante ai fini della durabilità di una struttura in calcestruzzo armato. La corrosione dell'acciaio delle armature avviene mediante il processo elettrochimico di ossido-riduzione. L'anodo e il catodo vengono forniti dalla stessa armatura, infatti lungo la stessa barra le zone rivestite di ossidi molto aderenti fungono da catodo, la soluzione elettrolitica è formata dall'acqua assorbita per capillarità e da un sale solubile. Il processo avviene con costante sottrazione di materiale dall'anodo e deposito di idrato ferrico (ruggine). Poiché la ruggine occupa un volume maggiore dell'acciaio originale, si ha quindi fessurazione del calcestruzzo e l'esposizione di nuovi tratti di armatura (spalling);
- la reazione alcali-aggregato: ad idratazione avvenuta, il cemento Portland è caratterizzato da un'elevata concentrazione di alcali (sali di sodio e di potassio) nella soluzione contenuta nei pori. Se il contenuto di alcali supera un valore di soglia critica che in genere si considera uguale 2-3 Kg di NaO equivalente per metro cubo di calcestruzzo e l'inerte contiene frazioni reattive costituite da silice amorfa o criptocristallina in presenza di acqua o comunque di un tenore di umidità relativa superiore all'80% si forma un gel espansivo di silicati alcalini idrati. La reazione, nota con il nome di ASR (Alkali-Silica Reaction) si manifesta sia con la comparsa di quadri fessurativi caratterizzati da lesioni aventi giaciture irregolari ed indipendenti dalla posizione delle armature sia con l'espulsione localizzata di materiale (pop-out) che provoca delle "sbollature".

5.3 Stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza

Le fonti per l'acquisizione dei dati necessari sono:

- documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali;
- documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;

prove in situ e in laboratorio.

In generale saranno acquisiti dati riguardanti:

- identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità;
- identificazione delle strutture di fondazione;
- identificazione delle categorie di suolo;
- informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti;
- informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi;
- informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore delle eventuali azioni sismiche di progetto;
- descrizione della classe d'uso, della categoria e dalla vita nominale;
- rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso;
- informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e fattori di confidenza è illustrata nella seguente tabella:

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

| Livello di Conoscenza | Geometria (carpenterie) | Dettagli strutturali | Proprietà dei materiali | Metodi di analisi | FC |
|--------------------------|--|---|--|---------------------------------------|------|
| LC1 | Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo | Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e limitate verifiche in- situ | Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e limitate prove in-situ | Analisi lineare statica o dinamica | 1.35 |
| LC2 | | Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ | Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ | Tutti | 1.20 |
| LC3 | | Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ | Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ | Tutti | 1.00 |

Figura 5.1: Tabella C8A.1.2

1. LC1- Conoscenza limitata Geometria:

- Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni;
- Dettagli costruttivi: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione;
- Proprietà dei materiali: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

2. LC2-Conoscenza adequata Geometria:

- Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni;
- Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica insitu delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti;
- Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

3. LC3-Conoscenza accurata Geometria:

 Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni;

- Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti;
- Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Per comprendere meglio a cosa si fa riferimento nei tre punti descritti per ciascun livello di confidenza, ka norma descrive nel dettaglio cosa deve contenere ciascuno di essi:

1. Geometria (carpenterie)

Disegni originali di carpenteria: descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali.

- Disegni costruttivi o esecutivi: descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali. In aggiunta essi contengono la descrizione della quantità, disposizione e dettagli costruttivi di tutte le armature, nonché le caratteristiche nominali dei materiali usati;
- Rilievo visivo: serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni
 originali di carpenteria disponibili. Comprende il rilievo a campione della geometria di alcuni
 elementi. Nel caso di modifiche non documentate intervenute durante o dopo la costruzione, sarà
 eseguito un rilievo completo descritto al punto seguente;
- Rilievo completo: serve a produrre disegni completi di carpenteria nel caso in cui quelli originali siano mancanti o si sia riscontrata una non corrispondenza tra questi ultimi e l'effettiva geometria della struttura. I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

2. Dettagli costruttivi

- Progetto simulato: serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la
 disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale o le caratteristiche dei
 collegamenti. E' eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva
 caratteristica all'epoca della costruzione;
- *Verifiche in-situ limitate*: servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato;
- Verifiche in-situ estese: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al progetto simulato seguito da verifiche limitate, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti;
- Verifiche in-situ esaustive: servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3). Le verifiche in-situ sono effettuate su un'opportuna percentuale degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri,

pareti...), come indicato nella Tabella C8A.1.3, privilegiando comunque gli elementi che svolgono un ruolo più critico nella struttura, quali generalmente i pilastri.

3. Proprietà dei materiali

- *Calcestruzzo*: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura;
- Acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed
 esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e
 della resistenza e deformazione ultima, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova di
 entità conforme a quanto richiesto per le nuove costruzioni, nella normativa dell'epoca;
- Unioni di elementi in acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima;
- Metodi di prova non distruttivi: Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità, che non possono essere impiegati in completa sostituzione di quelli sopra descritti, ma sono consigliati a loro integrazione, purché i risultati siano tarati su quelli ottenuti con prove distruttive. Nel caso del calcestruzzo, è importante adottare metodi di prova che limitino l'influenza della carbonatazione degli strati superficiali sui valori di resistenza;
- *Prove in-situ limitate*: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova;
- Prove in-situ estese: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che
 dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori
 a quelli riportati nei disegni o certificati originali;
- *Prove in-situ esaustive*: servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, oppure quando i valori ottenuti dalle prove limitate risultano inferiori a quelli riportati nei disegni o certificati originali, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3);
- Le prove opportune nei diversi casi sono indicate nelle seguenti tabelle:

| | Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a) | Prove (sui materiali) (b)(c) | |
|---------------------|--|---|--|
| | Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro) | | |
| Verifiche limitate | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi | 1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio | |
| Verifiche estese | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi | 2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio | |
| Verifiche esaustive | La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi | 3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio | |

Figura 5.2: Tabella C8A.1.3 a, Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

| | Rilievo (dei collegamenti)(a) | Prove (sui materiali) (b) | |
|--|---|--|--|
| | Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro) | | |
| Verifiche limitate | Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi | 1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio | |
| Verifiche estese | Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi | 2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio | |
| Verifiche esaustive Le caratteristiche dei collegamenti sor verificate per almeno il 50% degli ele | | 3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio | |

Figura 5.3: Tabella C8A.1.3 b, Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in acciaio

I Fattori di Confidenza indicati nella Tab. C8A.1.2 possono essere utilizzati, in assenza di valutazioni più approfondite, per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza. I fattori di confidenza possono anche essere valutati in modo differenziato per i diversi materiali, sulla base di considerazioni statistiche condotte su un insieme di dati significativo per gli elementi in esame e di metodi di valutazione di comprovata validità.

Per l'identificazione della geometria, i dati raccolti includono i seguenti:

- identificazione del sistema resistente alle forze orizzontali in entrambe le direzioni;
- tessitura dei solai;
- dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
- larghezza delle ali di travi a T;
- possibili eccentricità fra travi e pilastri ai nodi.

Per l'identificazione dei dettagli costruttivi, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri e pareti;
- quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- quantità di armatura longitudinale nei solai che contribuisce al momento negativo di travi a T;
- lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- spessore del copriferro;
- lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre.

Per l'identificazione dei materiali, i dati raccolti includono i seguenti:

- resistenza del calcestruzzo;
- resistenza a snervamento, di rottura e deformazione ultima dell'acciaio.

Per l'identificazione della geometria, i dati raccolti includono i seguenti:

- identificazione del sistema resistente laterale in entrambe le direzioni;
- identificazione dei diaframmi orizzontali;
- forma originale dei profili e dimensioni fisiche;

 area sezionale esistente, moduli di sezione, momenti d'inerzia, e proprietà torsionali nelle sezioni critiche.

Per l'identificazione dei dettagli, i dati raccolti includono posizione e dimensione dei bulloni, dimensioni e spessori delle saldature nelle zone critiche di collegamento. Per l'identificazione dei materiali, i dati raccolti includono la resistenza del calcestruzzo e la resistenza a snervamento, di rottura e deformazione ultima dell'acciaio.

5.4 Tecniche di indagine per la definizione del quadro defectologico delle strutture

Ciascuna delle indagini utilizzate nella pratica quotidiana di chi opera nel settore dell'edilizia per la valutazione dello stato di un manufatto va utilizzata in funzione dell'informazione cercata, ed è caratterizzata da limiti tecnologici di applicazione che devono essere ben noti a chi interpreta i risultati, per evitare di giungere a risultati e conclusioni errate. Una rigorosa modalità di indagine prevede l'impiego di più tecniche contemporaneamente così da poter sopperire reciprocamente ai limiti che ciascuna possiede. La finalità principale delle indagini sulle costruzioni esistenti in c.a. è la conoscenza delle dimensioni geometriche degli elementi resistenti, la disposizione delle armature e le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e dei tondini in acciaio.

5.4.1 Metodi pacometrici

Con questo termine si idetificano le tecniche di indagine sub-superficiale utilizzate per la ricerca di elementi metallici non visibili, posti ad una profondità fino a 100 mm dalla superficie in esame. Tradizionalmente il metodo pacometrico è basato sul principio dell'induzione magnetica, ovvero sulla perturbazione di un campo magnetico, generato da una sonda che viene fatta scorrere sulla superficie in modo continuo, operata da elementi con diversa e maggiore permeabilità magnetica rispetto a quella che caratterizza il materiale in cui tali elementi sono inglobati.

Sul principio delle correnti indotte di Foucault viene invece basato un metodo di indagine tecnologicamente più avanzato. Le bobine presenti nella sonda di rilevazione vengono percorse da impulsi di corrente; al termine di ciascun impulso vengono indotte delle correnti elettriche attorno all'elemento metallico. I vantaggi di questa tecnica rispetto al metodo magnetometrico consistono in :

- un'elevata stabilità;
- nella insensibilità agli effetti ionici dell'umidità presente nel materiale;
- nell'assoluta indifferenza rispetto ad interferenze dovute alla presenza nel materiale di ingredienti con caratteristiche magnetiche e ad interferenze elettriche;
- nella insensibilità alle variazione termiche.

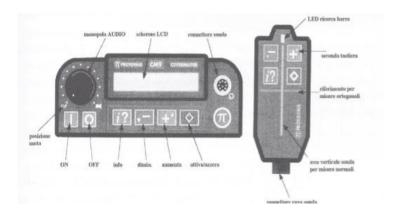


Figura 5.4: Rappresentazione del pacometro

Dunque tale metodo può essere definito come non distruttivo, non invasivo e in grado di fornire informazioni di tipo quantitativo in ordine alla posizione degli elementi metallici, alla loro profondità e al loro diametro.

Le applicazioni di questa prova riguarano:

- 1. Ricerca di tubazioni e cavedotti;
- 2. Ricerca di barre di armatura o tirantature;
- 3. Localizzazione di cordoli, architravi, travi, pilastri immersi nelle armature;
- 4. Localizzazione di nervature di solai non visibili.

La resa dei dati avviene attraverso:

- Documentazione fotografica;
- Verbale.

Il grado di difficoltà operativa della prova è:

- Di uso estremamente semplice;
- Le apparecchiature hanno costi variabili in funzione della tecnologia. La strumentazione basata sulle correnti indotte ha un costo maggiore di quella basata sul principio dell'induzione magnetica.

Il grado di affidabilità e precisione sono definiti come:

- La precisione è alta ed il metodo affidabile per quanto riguarda la determinazione della posizione, direzione e profondità degli elementi metallici;
- Elementi di forma prismatica vengono visti come se fossero di sezione circolare;
- Errori del 10% sul diametro equivalente sono da attendersi per dimensioni trasversali elevante (oltre 25 mm).

Lo strumento composto da un'unità di emissione e lettura del campo elettromagnetico, da una o più sonde emittenti-riceventi il campo magnetico e da eventuali spessori di materiale paramagnetico, consente una ricostruzione affidabile delle armature, soprattutto quando si intende controllarne le modalità di posa in opera.

Grazie al pacometro infatti è possibile:

- determinare la posizione, la direzione ed il numero delle barre di armatura principali e secondarie;
- ottenere la misura del copriferro fino a circa nove centimetri;
- misurare il diametro delle barre d'armatura;
- rilevara la presenza di oggetti metallici, quali tubazioni, cavi elettrici, tiranti e può essere utilizzato per la localizzazione di cordoli, architravi, travi e pilastri (immersi nelle armature), nervature di solai non visibili, ecc.

Due sonde, una di superficie ed una di profondità, aventi differenti caratteristiche consentono a questo strumento di risolvere in modo sicuro anche problemi più complessi di localizzazione e misurazione. La sonda di superficie localizza esattamente le barre di armatura in disposizioni estremamente complesse e dense e misura il copriferro con errori minimi, anche con barre di diametri non conosciuti o su gruppi di barre. Nel campo da 0 a 6 cm di copriferro, è preferibile usare la sonda di superficie perché il suo potere di analisi è quasi doppio rispetto all'altra. È invece indispensabile usare la sonda di profondità per coperture di oltre 6 cm di copriferro. L'attivazione della strumentazione si effettua tenendo la sonda prescelta, lontano dagli oggetti metallici e quindi, dopo aver chiuso il circuito di misura premendo un tasto dell'apparecchiatura, si ottiene l'azzeramento della stessa. Per individuare la presenza delle barre, la sonda tende a magnetizzarle brevemente e quindi a rivelarne il campo magnetico indotto man mano che questo di dissolve.

La forza del campo indotto dipende essenzialmente dalla distanza della barra dalla sonda di ricerca e dal suo diametro. La sonda di ricerca contiene due bobine. Quando ricevono un impulso di corrente, queste bobine creano un campo magnetico che magnetizza la barra d'armatura e vi induce delle correnti parassite. Le bobine contenute all'interno della sonda misurano la forza del campo indotto man mano che questo si dissolve e tale segnale viene poi elaborato per fornire poi la misura della profondità della barra. L'eco delle correnti parassite proveniente dalla barra di armatura non è determinata esclusivamente dal diametro della barra e dalla distanza di quest'ultima dalla sonda, ma anche dall'orientamento della sonda rispetto alla barra da cui si risale alla direzione delle armature. Gli strumenti che utilizzano il principio operativo delle correnti parassite non sono soggetti a diversi problemi derivanti da fattori dovuti a condizionamenti fisici, ambientali, e dalle caratteristiche intrinseche del materiale indagato: infatti non presentano problemi di interferenze elettriche, magnetiche, termiche e non vi sono condizionamenti dovuti agli effetti ionici dell'umidità nel calcestruzzo non stagionato. La precisione e la ripetibilità, sono ulteriori caratteristiche che producono prestazioni impareggiabili sotto tutti i profili. Per la determinazione della posizione dei ferri, è sufficiente muovere la sonda e spazzolare la superficie in esame; individuata la posizione di assorbimento, si ruota lentamente la sonda fino a indicarne la direzione di massimo assorbimento che corrisponde a quella di orditura dell'armatura. Per la determinazione del diametro della barra, l'operazione è più complessa e richiede l'esecuzione di un numero di almeno due misurazioni.

La sonda di ricerca dello strumento è di tipo direzionale, vale a dire che presenta la massima sensibilità quando viene posizionata con il proprio asse maggiore parallelamente alla direzione delle barre, e la minima quando si trova a 90° rispetto a questa. Dunque è necessario durante la ricerca porre la sonda parallelamente alle barre da individuare e spostarla lateralmente. Invece, se la parte più superficiale dell'armatura è composta da staffe e legature relativamente sottili, mentre le barre strutturali principali sono più in profondità, è preferibile cominciare le indagini ricercando prima queste ultime.

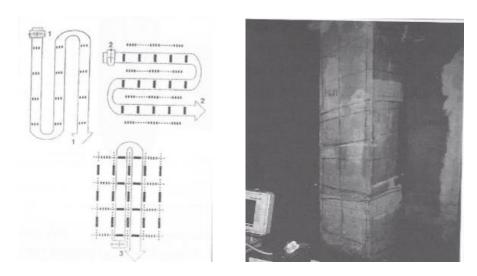


Figure 5.5 e 5.6: Apllicazione pratica del metodo pacometrico

5.4.2 Metodi radiografici e radioattivi

I metodi radiografici e radioattivi comprendono tecniche di indagine basate sull'assorbimento differenziale di radiazioni elettromagnetiche (raggi X o raggi Y) da parte del materiale in esame; quando una radiazione attraversa un oggetto costituito da materiali che presentano differente opacità alla radiazione stessa, l'intensità della radiazione emergente presenta livelli diversi in corrispondenza di ciascuno di questi materiali.

Se I_0 è l'intensità della radiazione che colpisce la superficie di un oggetto da radiografare e I è l'intensità della radiazione emergente dopo avere attraversato lo spessore x dell'oggetto stesso, risulta:

$$I = I_0 e^{-\mu x} \tag{5.1}$$

in cui μ è il coefficiente di assorbimento che è una proprietà intrinseca del materiale.

Questa energia viene usata per impressionare una pellicola di materiale sensibile alle radiazioni e ciò che ne risulta quindi è un'immagine radiografica (o gammagrafia) con toni più scuri in corrispondenza di zone di materiali a minore assorbimento. A parità di spessore attraversato, in presenza di un difetto si ha una drastica diminuzione locale del valore di μ e pertanto una maggiore quantità di energia emergente.

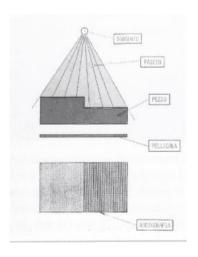


Figura 5.7: Schema grafico del metodo radiografico

Nella radioscopia, in sostituzione della pellicola radiografica, viene usato uno speciale strumento definito "detector" che permette di ottenere un'immagine video in tempo reale su un monitor, convertendo istantaneamente i raggi X in fotoni luminosi. Il potere penetrante delle radiazioni elettromagnetiche dipende dalla natura delle vibrazioni e dalla loro lunghezza d'onda. I raggi X si dividono in tre categorie:

- molli: quando la lunghezza d'onda varia da 1°A a 0,1°;
- duri: quando la lunghezza d'onda varia da 0,1° a 0,01°A;
- durissimi: quando la lunghezza d'onda varia da 0,01° a 0,001°;

La tecnica radioscopica necessita, a parità di altre condizioni, di una radiazione di maggiore intensità per impressionare il detector. Per questo scopo, la sorgente di radiazioni viene sostituita da un acceleratore lineare in grado di produrre un flusso di raggi X di energia ed intensità sufficienti. I raggi X vengono generati artificialmente e quindi l'emissione della radiazione viene bloccata istantaneamente all'atto dello spegnimento del tubo-raggi o dell'acceleratore lineare. La generazione dei raggi X si ottiene in seguito all'impatto di un fascio di elettroni, emessi da un filamento arroventato che funge da catodo, su una piastrina di metallo ad altissimo punto di fusione, generalmente tungteno o platino, che fungono da anodo. Il filamento emette elettroni per effetto termoionico, cioè in seguito al forte riscaldamento provocato dal passaggio di corrente a bassa tensione.

Il "tubo di Coolidge" rappresenta il classico generatore di raggi X. Gli elettroni generati dal catodo vengono accelerati dalla differenza di potenziale che viene creata tra i due poli e la loro velocità di impatto aumenta al crescere della tensione. Date le piccolissime dimensioni degli elettroni, le molecole dei gas che compongono l'aria potrebbero costituire degli ostacoli in grado di rallentare le particelle, riducendo in questo modo l'energia radiante. Per questo motivo la generazione di raggi X deve avvenire in condizioni di vuoto spinto.

L'intensità della radiazione dipende dal numero degli elettroni incidenti e quindi dall'intensità di corrente che percorre il filamento (amperaggio). La frequenza della radiazione f è legata alla sua lunghezza d'onda λ ed alla velocità della radiazione elettromagnetica c dalla relazione:

$$f = \frac{c}{\lambda} \tag{5.2}$$

In linea di massima la lunghezza d'onda è data dalla relazione:

$$\Lambda = \frac{12,34}{kV} \left[A \right] \tag{5.3}$$

ed è quindi inversamente proporzionale alla differenza di potenziale esistente tra catodo e anodo. Ne consegue che la frequenza è proporzionale alla tensione espressa in KV.

Al contrario, i raggi Y sono emessi da isotopi radioattivi e sono costantemente generati. I radioisotopi sono contenuti in capsule metalliche opportunamente schermate.

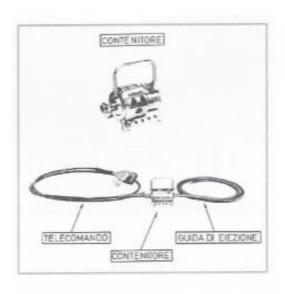


Figura 5.8: Elementi utilizzati per la prova radiografica

Il metodo può dunque essere definito come nel caso precedente come non distruttivo, non invasivo e in grado di fornire informazioni di tipo qualitativo e quantitativo.

Le sue applicazioni riguardano:

- Ricerca di discontinuità: vuoti, variazione di spessori;
- Ricerca di elementi metallici immersi in diversi materiali;
- Localizzazione di cordoli, architravi, travi, pilastri immersi nelle murature;
- Stato di degrado di elementi lignei, metallici, lapidei.

I risultati finali sono dati attraverso:

- Immagini radiografiche;
- Videotape nel caso di radioscopia.

Il grado di difficoltà operativa:

- Necessita personale altamente specializzato ed esperto;
- Richiede l'accesso a due facce opposte dell'oggetto da esaminare;
- Le apparecchiature hanno costi notevoli;
- Esistono problemi di radioprotezione sia nell'uso dei raggi X che dei raggi Y, in particolare legati alla destinazione, al trasporto ed all'uso di sostanze radioattive ed al relativo pericolo di contaminazione dell'ambiente.

Il Grado di affidabilità e precisione:

- dipende dal tipo di materiale da esaminare e dallo spessore attraversato dalle radiazioni;
- da utilizzare soltanto quando non possano essere utilizzati metodi alternativi (pacometrici o endoscopici).

5.4.3 Metodi chimici (colorimetrici)

Le armature d'acciaio delle strutture in c. a. normale e precompresso sono protette dalla corrosione se:

- gli ingredienti utilizzati per il confezionamento del conglomerato sono idonei (ad esempio se il cemento o l'acqua non contengono quantità eccessive di cloruri, se gli inerti non sono reattivi agli alcali ecc.);
- è stato correttamente confezionato;
- le condizioni di stagionatura sono idonee (bagnatura frequente per evitare il manifestarsi di stati fessurativi);
- lo spessore del copriferro è commisurato al tipo di ambiente a cui la struttura è esposta.

La protezione naturale dell'acciaio deriva dall' ambiente fortemente alcalino che si instaura nel conglomerato durante la fase di idratazione del cemento. Quest'ambiente favorisce lo sviluppo e la permanenza di un filtro protettivo di ossido dello spessore di circa 4 μ m fortemente attaccato alle barre che impedisce l'innesco delle della corrosione.

Tuttavia, se la proprietà passivante del calcestruzzo vengono a mancare per una drastica riduzione dell'alcalinità del materiale oppure per il manifestarsi di un fenomeno fessurativo importante, il film protettivo viene distrutto e in presenza di acqua nei pori e di ossigeno inizia il processo corrosivo.



Figura 5.9: Applicazione pratica del metodo colorimetrico

Dunque qualsiasi causa che comporti una diminuzione dell'alcalinità naturale del conglomerato, cioè una riduzione del pH al di sotto di 11,5 (che costituisce la soglia di passivazione) può preparare l'acciaio ad un attacco corrosivo. La situazione peggiore sia quando l'umidità è compresa tra il 60% e il 70% : infatti, per tenore di umidità superiori al 70%, l'acqua che occlude i pori del calcestruzzo tende a bloccare l'ingresso della CO₂ e quindi ritarda l'innesco del processo corrosivo. In caso di attacco da cloruri, la presenza di acqua, particolarmente nelle strutture sommerse, impedisce l'ingresso dell'ossigeno, altrettanto necessaria per attivare il processo di corrosione.

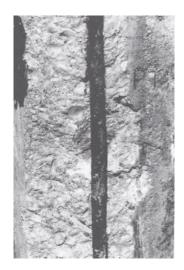


Figura 5.10: Rappresentazione di un ferro d'armatura soggetto ad attacco da cloruri

I fenomeni di corrosione si producono solo in presenza di acqua e hanno luogo mediante un meccanismo elettrochimico, cioè sono il risultato di due processi elettrodici parziali:

- processo anodico che implica l'ossidazione del ferro e quindi la liberazione, nella fase metallica, di elettroni;
- processo catodico che invece consuma tali elettroni per ridurre l'ossigeno disciolto nell'acqua che viene a contatto con le armature che danno infine origine alla reazione globale di ossidoriduzione.

Dunque, emerge la necessità di un controllo sia dell'effetto della carbonatazione, sia della penetrazione di ioni cloro all'interno del conglomerato per valutare la capacità residua di passivazione. Per questi tipi di controllo si applicano i cosiddetti metodi colorimetrici, che si basano sulle proprietà di alcune sostanze limite di cambiare colore, in presenza di ambienti a bassa alcalinità o in presenza di ioni cloro.

Per il controllo della carbonatazione, il metodo colorimetrico si basa sull'uso di una soluzione idroalcolica di fenolftaleina composta da 1 g di fenolftaleina per 100ml di alcol etilico miscelato ad acqua distillata. Questa soluzione, originariamente in colore, in presenza di ambiente alcalino assume una colorazione dal rosa al viola all'aumentare dell'alcalinità cioè del valore del pH; al di sotto di valori di ph uguali a 8,5 - 9 il viraggio non avviene. Quindi se una superficie vergine di conglomerato viene spruzzata con questa soluzione è possibile, con la precisione di 1-2 mm, delimitare gli strati carbonatati.

Per il controllo dello spessore penetrato da cloruri si utilizzano invece due diverse soluzioni, il primo a base di fluoresceina la seconda continente nitrato d'argento in concentrazione acquosa. Nelle zone penetrate dal cloruro, il nitrato d'argento si trasforma in cloruro d'argento e grazie alla presenza di fluoresceina conferisce al conglomerato una colorazione variabile, a seconda dei casi, dal rosa pallido al marrone molto chiaro. Nelle zone di calcestruzzo non penetrate da colore invece, il nitrato d'argento si ossida ed assume una colorazione variabile dal marrone molto scuro al nero.

5.4.4 Misura del potenziale elettrodico

La reazione di ossidoriduzione che porta alla formazione della ruggine avviene quando si è in presenza di acqua, che funge da soluzione elettrolitica; quindi essa avviene con lo sviluppo di una corrente elettrica dal

catodo verso l'anodo. Tale corrente elettrica viene prodotta dalla differenza di potenziale elettrodico che esiste tra la zona anodica e la zona catodica.

Il potenziale elettrochimico delle armature in strutture esposte all'atmosfera o interrate costituisce un indice delle condizioni di corrosione o di protezione; la misura del potenziale può essere effettuata mediante una semicella elettrochimica contenente un elettrodo di riferimento virgola interposta tra la zona catodica, a cui è collegata mediante un conduttore elettrico, e la zona anodica, a cui è collegata attraverso una soluzione elettrolitica.

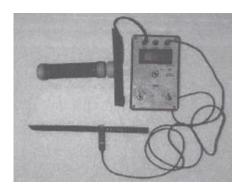


Figura 5.11: Semicella elettrochimica per la misura del potenziale elettrodico

Per il controllo delle strutture in c. a. esistono due tipi di semicelle e di procedure di indagine. Il primo metodo è basato su una semicella con elettrodo di riferimento Cu/CuSO₄ (rame/solfato di rame) mediante la quale viene eseguito un controllo puntuale; richiede quindi di realizzare preventivamente una maglia di punti di riferimento a cui associare il valore del potenziale misurato. La semicella viene posta direttamente a contatto con la superficie di calcestruzzo e viene successivamente spostata sui punti costituenti vertici della griglia di misura.

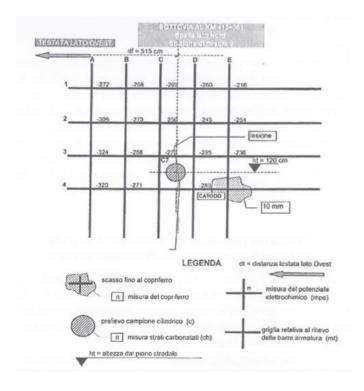


Figura 5.12: Schema dell'applicazione pratica della misura di potenziale elettrodico

Una spugna imbevuta di soluzione elettrolitica crea il collegamento elettrico con le zone anodiche, mentre il collegamento con la zona catodica viene realizzato mediante collegamento diretto con una barra di armatura dopo aver rimosso parte del copriferro. Il vantaggio di questo metodo è che può essere applicato a qualsiasi elemento strutturale, indipendentemente dalle dimensioni e dallo spessore del copriferro, oltre ad essere relativamente poco costoso e di facile utilizzo. I principali svantaggi, invece, consistono nell'elevata sensibilità alle variazioni di temperatura che possono falsare le misure di potenziale e alla contaminazione chimica a cui può essere soggetto l'elettrodo di riferimento.

In alternativa è stata proposta una seconda soluzione che utilizza un'attrezzatura chiamata "Potential Wheel": essa è basata su una semicella con elettrodo di riferimento Ag/AgCl (argento/cloruro di argento) immerso in una soluzione di cloruro di potassio che funge da conduttore. La cella elettrochimica è collegata ad una ruota sul cui mozzo è montato un encoder in grado di misurare la posizione della cella rispetto ad un punto di riferimento; la ruota è formata da un pneumatico costituito da un materiale spugnoso imbevuto di soluzione elettrolitica in contatto con la soluzione di cloruro di potassio che avvolge l'elettrodo di riferimento.

Grazie al contatto fra lo pneumatico e la superficie di calcestruzzo si crea il collegamento anodico mentre il collegamento catodico avviene sempre tramite un conduttore elettrico fissato ad una barra di armatura. Riassumendo, la misura del potenziale elettrochimico viene effettuata in continuo e possono quindi ricavarsi dei profili di potenziale che costituiscono gli elementi di una mappa molto precisa.

5.4.5 Controllo della reazione alacali-aggregati:

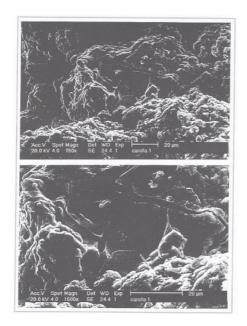
L' ampiezza delle lesioni è spesso limitata a qualche decimo di millimetro; tuttavia, può facilmente raggiungere alcuni millimetri con profondità dell'ordine delle decine di centimetri; un'altra importante caratteristica del fenomeno fessurativo è data dal fatto che a causa delle sollecitazioni indotte dall'espansione dei prodotti di reazione possono prodursi fratture interne non visibili all'esame autoptico effettuato sulla superficie. La presenza di tali fessure può essere provata mediante un controllo dei valori della velocità degli ultrasuoni e dell'attenuazione, solitamente molto bassi per effetto della notevole quantità di discontinuità. Dal punto di vista operativo la procedura di controllo prevede le seguenti fasi:

- localizzazione delle zone che, all'esame visivo, manifestano un quadro fessurativo interessante per estensione, giacitura ed ampiezza; in queste zone la griglia delle armature viene sovrapposta reticolo delle lesioni, individuate mediante una preventiva indagine magnetometrica;
- misura dell'ampiezza delle lesioni ritenute più significative: se sono facilmente individuabili, è utile localizzare anche gli apici delle fessure;
- valutazione della profondità delle fessure finalizzata alla valutazione del grado di protezione delle armature nei riguardi della penetrazione di agenti corrosivi. nei casi più gravi, a causa della particolare formazione del quadro fessurativo caratterizzato da un reticolo molto fitto di lesioni, questo tipo di indagine può rilevarsi molto difficile o addirittura impossibile;
- misura della velocità di propagazione di impulsi ultrasonori longitudinale e o superficiale e
 misura degli indici di rimbalzo dello sclerometro per una valutazione del grado di omogeneità
 dei conglomerati, per stabilire correlazioni tra calcestruzzi apparentemente integri e
 calcestruzzi fessurati;
- prelievo di campioni mediante carotaggio a cavallo delle lesioni e in zone apparentemente non danneggiate per convalidare la genesi dei meccanismi fessurativi. Più specificatamente,

i campioni prelevati a cavallo di fessure visibili in superficie possono essere utilizzate per l'analisi ottiche al microscopio elettronico a scansione e per analisi chimica elementare mediante spettroscopia di Raggi X a dispersione di energia (EDS) finalizzate alla ricerca dei prodotti della reazione alcali aggregato;

- determinazione delle caratteristiche di resistenza a compressione in conglomerato integro allo scopo di stabilire eventuali correlazioni tra le proprietà meccaniche e la genesi del fenomeno fessurativo;
- misure del potenziale elettrochimico finalizzate alla valutazione dello stato di corrosione e della corrodibilità delle barre d'armatura.

La reazione alcali-aggregato viene accertata attraverso le analisi al microscopio elettrico a scansione e le analisi chimiche mediante EDS sui campioni prelevati per carotaggio a cavallo delle lesioni quando si riscontri la presenza di quantità sostenute di prodotti di reazione.



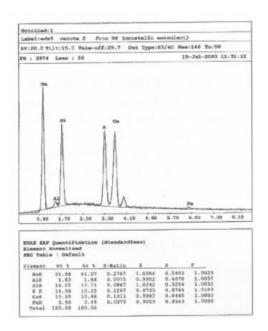


Figure 5.13 e 5.14: Risultati della reazione alacali-aggregati

La propagazione di treni di impulsi ultrasonici in un mezzo non poroso è governata dalla densità del mezzo e dalle sue caratteristiche elastiche, mentre in un mezzo fortemente poroso o, comunque, con presenza di discontinuità interne è governata dalla distribuzione dei difetti. Nel primo stadio del processo reattivo si produce un aumento della densità del conglomerato per effetto della riduzione del volume dei vuoti e quindi si dovrebbe registrare un aumento della velocità di propagazione delle onde elastiche in linea teorica. Nel secondo stadio, invece, la formazione delle fessure dovrebbe comportare una diminuzione della velocità degli ultrasuoni per effetto delle discontinuità presenti all'interno del mezzo di propagazione.

Nella prova di reazione accelerata le carote prelevate in situ vengono immerse in una soluzione contenente idrossido di sodio ad una concentrazione 1N che deve essere mantenuta ad una temperatura costante pari a 40°C. Prima del trattamento i campioni devono essere mantenuti in acqua fino a saturazione controllandone il peso fino al raggiungimento di un valore costante, quindi pesati, misurati e sottoposti ad una prova ad ultrasuoni diretta per valutare il tempo di attraversamento dell'onda acustica. Tutto ciò al fine di determinare lo stato iniziale dei campioni. Ad intervalli di tempo regolari i campioni devono essere nuovamente pesanti e devono essere misurati i nuovi valori della velocità di propagazione degli ultrasuoni.

Lo scopo di tale procedura è quello di controllare le variazioni dei due parametri significativi ai fini della valutazione della dinamica della reazione chimica, ovvero la densità e il modulo elastico tangente, che è strettamente correlato alla velocità degli ultrasuoni attraverso il materiale, rispetto a quelli ottenuti inizialmente, per stimare:

- l'entità del degrado a portati in situ della reazione alcali aggregato al elemento strutturale contenente la carota;
- la cinetica di avanzamento del fenomeno e quindi la velocità di decadimento delle proprietà meccaniche del rispettivo elemento strutturale.

5.4.6 Georadar

Il georadar è una tecnica di indagine basata sulla trasmissione di brevi impulsi di onde elettromagnetiche in radiofrequenza all'interno di un mezzo e sulla ricezione di echi riflessi da superfici aventi proprietà elettriche. La trasmissione degli impulsi e la ricezione dell'energia riflessa avvengono mediante antenne radar adatte sia per l'indagine su superfici orizzontali, in particolare a terra, sia su superfici curve o verticali.







Figura 5.15: Applicazione pratica del georadar

Il sistema misura il tempo trascorso tra l'istante in cui l'impulso viene trasmesso e l'istante in cui viene ricevuto l'eco riflesso. Questa scansione viene ripetuta a brevi intervalli di tempo man mano che l'antenna viene spostata e viene prodotto un profilo continuo delle superfici elettriche presenti all'interno del mezzo. Il metodo viene oggi applicato in modo estensivo in diversi settori, in particolare nelle costruzioni in cemento armato e in muratura, in virtù dello sviluppo della tecnologia delle antenne e dei processi raggiunti nella strumentazione e nelle tecniche di analisi dei segnali.

In generale, la velocità di propagazione di un'onda elettromagnetica in radiofrequenza e la sua riflessione dipendono dalla costante dielettrica e dalla suscettività magnetica del mezzo; la conducibilità elettrica contribuisce all'attenuazione dell'onda e alla sua riflessione. Le grandezze legate alla trasmissione ed alla riflessione delle onde che dipendono dall'effetto congiunto della costante dielettrica e della suscettività magnetica sono:

- velocità;
- profondità dell'interfaccia;
- coefficienti di riflessione;
- coefficiente di penetrazione;
- attenuazione;
- lunghezza d'onda.

Nei mezzi caratterizzati da bassa suscettività magnetica la trasmissione e la riflessione sono governate dalla sola costante dielettrica del mezzo, i cui valori sono molto diversi in funzione del tipo di materiale e del contenuto di acqua; la lunghezza d'onda determina la risoluzione del radar punto frequenze al di sopra di 500 MHz hanno una maggiore capacità di indagine piccoli spessori, mentre onde a frequenze inferiori sono più penetranti anche se il loro potere di risoluzione decresce.

Anche questo metodo può essere definito come non distruttivo, non invasivo e in grado di fornire informazioni di tipo qualitativo e, in qualche misura, quantitativo.

Tale prova si applica per:

- ricerca di discontinuità: vuoti, variazione di spessore;
- ricerca di elementi metallici immersi in materiali diversi;
- valutazioni di spessori;
- rilievo della profondità di fondazioni.

I risultati sono:

- immagini grafiche di profili;
- dati in formati digitali per ulteriori tipi di processo.

Il grado di difficoltà operativa è dato dal fatto che:

- le fasi di processo dei dati ed interpretazione necessitano di personale altamente specializzato ed esperto;
- I sistemi radar hanno costi notevoli;
- sono facilmente trasportabile quindi si prestano ad indagini anche in siti con accesso difficile.

Il grado di affidabilità e precisone è dato:

 dal tipo di materiale da esaminare e dallo spessore attraversato dalle onde radio. Il metodo è tanto più preciso quanto minore il livello di rumore elettrico riflesso prodotto dagli strati attraversati dalle onde elettromagnetiche.

5.5 Indagini strumentali per la definizione del modello fisico-meccanico dei materiali

Nel paragrafo seguente sono illustrate le principali tecniche di indagine e le prove sperimentali dirette che permettono di integrare il modello geometrico ed il quadro defectologico della struttura con i valori di resistenza dei materiali. Le proprietà meccaniche ed elastiche dei materiali sono ottenute mediante prove dirette, cioè di tipo distruttivo e per questo motivo si parlerà determinazione dei parametri elasto-meccanici.

In questo caso le prove sono eseguite su campioni estratti dagli elementi strutturali secondo i criteri che saranno esposti di seguito. Il controllo di tipo distruttivo si pone l'obiettivo di determinare una proprietà di valenza ingegneristica attraverso l'osservazione diretta, e al limite anche la distruzione di un campione di materiale, cosa che può avvenire soltanto con una prova in laboratorio. Questo tipo di controllo sottointende la necessità di effettuare uno o più prelievi di materiali dagli elementi strutturali, dunque per definizione si parlerà di una tecnica di indagine altamente invasiva.

5.5.1 Prove ad alta invasività

Servono per determinare le proprietà meccaniche delle barre d'acciaio nelle strutture in opera e valutare lo stato tensionale attuale. Dovendo procedere ad un prelievo di uno spezzone di acciaio è necessario predisporre una metodologia per poter estrarre il campione della struttura proteggendosi dal pericolo di crolli e ricavando dall'operazione anche altre informazioni, come quella della valutazione della tensione di lavoro della barra al momento del prelievo. Un procedimento attuabile senza grosse difficoltà è quello che viene descritto nel seguito in riferimento ad una barra d'armatura di trave, in zona tesa di mezzeria. Le principali fasi operative di questo metodo sono:

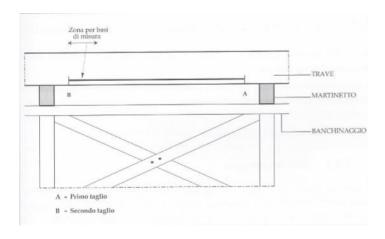


Figura 5.16: Schema grafico della procedura per l'estrazione di un tondino d'armatura

- preparazione di un banchinaggio al di sotto della trave con due martinetti in posizione di contrasto fra banchinaggio e intradosso trave (martinetti non in tensione);
- si riportano sulla barra scoperta i punti di riferimento in modo tale da realizzare una base di misura per deformometro (tensotast);
- esecuzione della lettura del tensotast dalla base di misura virgola Lu;
- si rinforzano i pistoni dei martinetti all'intradosso trave fino a lasciare la barra d'armatura in debole tensione;
- si taglia la barra ad un'estremità del tratto scoperto con un Flex (mola elettrica) sconnettendo completamente la barra in una sezione;
- esecuzione di una seconda lettura al tensotast della base di misura Lp;
- si taglia la barra dall'altro estremo del tratto scoperto, prelevando così uno spessore di circa 60 cm;
- si sostituisce la barra prelevata con un'altra dello stesso diametro, saldando alle due estremità restate monche;
- si scaricano i martinetti.

Dal confronto delle due determinazioni col tensotest si ottiene poi la variazione di deformazione, che assieme all'introduzione di un modulo elastico standard permette la valutazione della tensione di lavoro direttamente in situ. Lo spezzone prelevato consente la determinazione diretta delle proprietà meccaniche ed elastiche mediante una prova di trazione.

CAPITOLO 6. IL DATABASE

6.1. L'idea generale

Per svolgere un'indagine su vasta scala riguardante edifici di epoche diverse, non sempre si riescono a conoscere numerose informazioni, soprattutto in merito alla struttura e ai materiali utilizzati. Questa grande difficoltà nel reperire i dati relativi alle strutture assume una notevole importanza specialmente nei casi in cui per esempio è necessario compiere uno studio atto a definire la vulnerabilità sismica di un edificio. In queste circostanze, può essere di grande aiuto la realizzazione di un contenitore di dati (database) in cui sono inserite le informazioni riguardo ai materiali strutturali degli edifici del nostro paese che, coprendo un arco temporale relativamente ampio, possa coprire la maggior parte dei manufatti e possa servire come fonte di informazioni riguardo ai materiali e alle loro caratteristiche prestazionali.

Con questa idea di partenza, nasce la necessità di creare un metodo che, attraverso un metodo empirico basato sull'analisi statistica di una grande mole di dati che consenta di stimare, in relazione all'anno di costruzione dell'edificio, i valori di resistenza a snervamento, a rottura e l'allungamento percentuale delle barre d'acciaio. Questi valori potranno essere ricavati da due grafici, in cui sull'asse delle ascisse si ha il tempo, mentre su quelle delle ordinate si avrà rispettivamente la resistenza a rottura e l'allungamento percentuale. Questi grafici possono essere equiparati nella sostanza alle curve di crescita che l'Organizzazione Mondiale della Sanità ha diffuso nel 2006: nella medicina pediatrica, difatti, la salute dei bambini viene stabilita con riferimento a delle curve di crescita, riferite ai valori del peso (o delle altezze) misurate nei primi anni di vita dei bambini di una certa localizzazione geografica, stabilendone un valore medio e le relative variazioni caratteristiche. Da questo principio, è auspicabile che un andamento simile delle curve si possa riscontrare anche nel caso delle caratteristiche meccaniche degli acciai da armatura, ovvero l'oggetto dello studio di questo lavoro.

6.2 Le curve di crescita dei bambini

Il 27 aprile 2006 l'OMS ha diffuso le nuove curve di crescita, a conclusione di un percorso iniziato nel 1994, quando era stata riconosciuta l'inadeguatezza delle curve del National Centre for Health Statistics (Nchs) del 1977, che invece erano basate su un campione di bambini statunitensi prevalentemente alimentati con latte artificiale. Per produrre le nuove curve, l'Oms ha condotto, tra il 1997 e il 2003, uno studio su un campione di 8440 bambini in 6 paesi: Brasile, Ghana, India, Norvegia, Oman e Usa.

Le misure antropometriche erano rilevate longitudinalmente a 1, 2, 4 e 6 settimane, poi ogni mese fino a 12 e ogni 2 mesi fino a 24. In ogni paese, un campione di bambini tra i 18 e i 71 mesi di età, ha fornito dati antropometrici trasversali con intervalli di età di 3 mesi. Così facendo, è stato possibile, usando raffinati metodi statistici, costruire curve molto precise, per maschi e femmine, riguardanti peso e lunghezza/altezza per età, peso per lunghezza/altezza, e indice di massa corporea (Bmi) per età.

Lo studio è stato condotto con criteri molto rigorosi per cercare di capire come i bambini dovrebbero crescere in condizioni ideali. Le altre curve, invece, fotografavano il modo in cui i bambini crescono in una situazione reale, e comprendevano quindi anche quei bambini che, per varie ragioni, crescono male. Le curve sviluppate in passato e usate tuttora, cioè, erano curve di riferimento (anche se sono state erroneamente usate come

standard); servivano quindi a comparare la crescita di un bambino con quella della popolazione da cui quel bambino proveniva. Le nuove curve dell'Oms sono proposte invece come curve standard, cioè una norma da seguire, per lo meno idealmente in secondo luogo, questi bambini sono stati alimentati secondo raccomandazioni concordate e, per quell'epoca, inusuali nella pratica clinica della maggioranza dei paesi. A questo proposito, la conclusione forse più importante dello studio è che tutti i bambini, se sono allattati secondo i criteri descritti, se hanno una buona alimentazione complementare e se vivono in un ambiente protetto, crescono bene e con lo stesso pattern, indipendentemente da dove nascono, dal loro patrimonio genetico e dalla loro classe sociale. Non sono state infatti riscontrate differenze significative nei campioni dei 6 Paesi: ciò vuol dire che le attuali disuguaglianze nutrizionali tra Paesi e nei Paesi sono dovute a fattori modificabili, cioè alle iniquità delle nostre politiche e dei nostri sistemi sanitari e sociali infine, le nuove curve mostrano che la crescita "normale" dei bambini, e soprattutto la velocità di crescita, è diversa da quella che giudicavamo normale in precedenza.

I grafici prendono in esame numerosi caratteri dello sviluppo corporeo suddivisi per sesso, quali:

- peso e lunghezza / altezza per età;
- peso per lunghezza / altezza;
- indice di massa corporea (BMI) per età dimensioni di parti del corpo (circonferenza corpo (circonferenza del del cranio, per esempio) per età.

Nelle curve è possibile stabilire un valore medio di queste grandezze e le relative variazioni caratteristiche; vengono poi indicati dei percentili calcolati prendendo come popolazione gruppi formati da 1000 bambini della stessa età, e suddivisi a seconda di peso e statura vengono poi inseriti in sottogruppi di 10 bambini ciascuno. Ognuno di questi gruppetti rappresenta un centile, ovvero indica l'un per cento della popolazione infantile dell'età anagrafica considerata.

Il valore medio di riferimento del peso, nel range di età considerato, è il 50° percentile. Ciò significa che il 50% dei bambini dell'età considerata sono più grossi e l'altro 50% sono più magri. È auspicabile che la curva di crescita non sia troppo al di sopra o al di sotto la media. In ogni caso i valori compresi tra il 25° e il 75° percentile rientrano nello stato normalità; oltre tali valori, invece, potrebbero essere riscontrati livelli normo – superiori o normo – inferiori (obesità, mancanza di crescita, ecc.).

Di seguito si riportano le curve del 2006 stabilite dall'OMS.

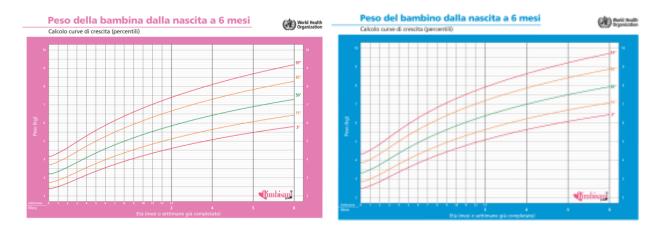


Figura 6.1: Curve di crescita dei bambini (OMS, 2006)

6.3 La definizione del database

Al fine di richiamare la curva realizzata dall'OMS, ma soprattutto per cercare di creare uno strumento utile che potesse veramente diventare un valido aiuto nei casi in cui la valutazione di un edificio può diventare problematica a causa della mancanza di informazioni, la popolazione di dati analizzata per la creazione del database doveva per forza di cose essere molto ampia.

Per questa ragione, di fondamentale importanza è stata la consultazione dell'enorme mole di volumi contenenti i certificati delle prove di laboratorio condotte sui materiali da costruzione e conservate all'interno del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica (DISEG) del Politecnico di Torino. Si tratta di una ingente raccolta di certificati che, a partire dal 1906, sono stati conservati come memoria storica di un importante laboratorio di sperimentazione, uno dei primi e più importanti d'Italia, in materia di prove sui materiali da costruzione, fra cui il cemento e l'acciaio.

Per questo lavoro, volto a ricercare le caratteristiche prestazionali dell'acciaio da armatura, sono stati analizzati i soli certificati relativi a tale materiale, andando a osservare come si sono evoluti i risultati delle prove effettuate sui provini nel corso del tempo. Ciascun certificato contiene al suo interno numerose informazioni, e nel corso degli anni si è osservato un radicale cambiamento anche nella presentazione e nella mole dei dati stessi; questa evoluzione è andata di pari passo con la normativa del tempo, la quale col passare degli anni è diventata sempre più dettagliata e ha richiesto la definizione di una quantità sempre più ampia di informazioni in merito ai materiali. Nel dettaglio, ogni certificato comprende le seguenti informazioni:

- 1. Numero di protocollo e numero del certificato;
- 2. Denominazione della committenza Luogo di provenienza;
- 3. Data prelievo dei provini;
- 4. Estremi della lettera di richiesta;
- 5. Denominazione dei saggi (non sempre presente);
- 6. Dimensione dei provini (fra cui diametro in mm);
- 7. Sezione dei provini (o sezione effettiva) misurata in mm²;
- 8. Resistenza a rottura, espressa come carico di rottura (in tonnellate) del provino e/o come tensione di rottura (in kg/mm²);
- 9. Resistenza a snervamento, espressa come carico di snervamento (in tonnellate) del provino e/o come tensione di rottura (in kg/mm²);
- 10. Osservazioni (viene riportato il buono/cattivo esito della prova oppure il tratto in cui avviene la rottura);
- 11. Data di emissione del certificato;
- 12. Firma di chi ha eseguito la prova, del direttore del laboratorio e del rettore.

Di seguito si riportano alcuni esempi di certificati relativi ad anni differenti per evidenziarne le differenze.

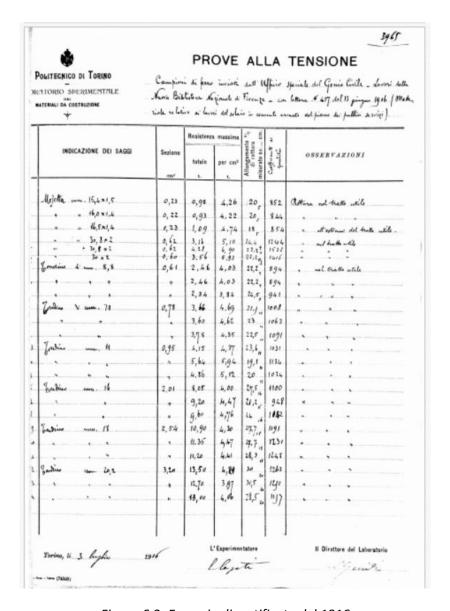


Figura 6.2: Esempio di certificato del 1916

La raccolta dei dati è avvenuta per diversi anni, e per ciascuno di essi sono stati analizzati solamente quelli relativi a provini di acciaio per calcestruzzo armato. Di seguito si riportano il numero di certificati analizzati per ciascun anno:

- anno 1908: 19 certificati
- anno 1909: 31 certificati
- anno 1911: 41 certificati
- anno 1914: 1 certificato
- anno 1915: 11 certificati
- anno 1916: 21 certificati
- anno 1917: 2 certificati
- anno 1919: 11 certificati
- anno 1921: 30 certificati
- anno 1924: 2 certificati
- anno 1925: 1 certificato
- anno 1927: 12 certificati

- anno 1930: 4 certificati
- anno 1931: 28 certificati
- anno 1932: 35 certificati
- anno 1933: 2 certificati
- anno 1934: 1 certificato
- anno 1935: 4 certificati
- anno 1936: 26 certificati
- anno 1937: 35 certificati
- anno 1939: 22 certificati
- anno 1942: 15 certificati
- anno 1943: 11 certificati
- anno 1946: 31 certificati

anno 1947: 21 certificati

anno 1948: 40 certificati

• anno 1949: 76 certificati

anno: 1950: 45 certificatianno 1955: 460 certificati

Come si può constatare dalle quantità di certificati analizzati, è presente un netto divario fra la mole di documenti studiati prima degli anni '50 e dopo: ciò è dovuto al fatto che questo periodo segna l'inizio del boom dell'edilizia nel nostro paese, quindi fino a quel momento anche i provini che arrivavano in laboratorio

erano relativamente pochi rispetto a quelli che sono stati analizzati da quel momento in poi.

Per ciascun certificato, sono stati estrapolati ed inseriti nel database le seguenti informazioni:

- 1. numero della prova di laboratorio per un singolo diametro;
- 2. numero del file analizzato per un determinato anno;
- 3. luogo di provenienza dei provini;
- 4. anno;
- 5. numero del certificato;
- 6. diametro del provino in mm;
- 7. sezione del provino in cm²;
- 8. carico a snervamento in t;
- 9. carico a rottura in t;
- 10. resistenza a rottura in kg/cm²;
- 11. resistenza a snervamento in kg/cm²;
- 12. tensione di rottura in MPa;
- 13. tensione di snervamento in MPa;
- 14. allungamento % del provino;
- 15. tipo di acciaio del provino.

La necessità di uniformare le unità di misura di tutti i dati riportati, ha portato alla conversione di alcuni valori che nei certificati relativi ad anni differenti, sono stati trascritti con unità di misura differenti. Fra queste per esempio sono stati convertiti i valori della tensione di rottura e di snervamento da kg/cm² a MPa andando a dividere ogni valore per 9,81 m/s².

6.4 Calcolo della tensione media di rottura σ_R

A partire dalle misure delle resistenze a rottura dei singoli provini relativi a un determinato periodo temporale sono stati correlati tali valori ad una distribuzione statistica procedendo alla costruzione di un istogramma di frequenza, che nel seguito è stata approssimata ad una curva denominata "gaussiana".

Per la realizzazione di tale curva di distribuzione è stata utilizzata una macro contenuta all'interno del foglio di calcolo excel in cui sono stati inseriti tutti i dati dei certificati analizzati dei provini di acciaio. Nel seguito vengono descritti i passaggi per la definizione del calcolo della resistenza media.

Come riportato in precedenza, il numero dei certificati (e quindi anche dei provini) analizzati è molto elevato, perciò è possibile effettuare su tale popolazione di dati un'analisi di tipo statistico. Tale analisi è stata fatta andando a raggruppare i dati del database in due periodi temporali distinti, ovvero dal 1908 al 1939 e dal

1940 al 1955. I risultati riportati si possono utilmente adoperare in un processo di valutazione di un edificio esistente: infatti, nel caso in cui lo stato di conoscenza sia limitato all'epoca di costruzione dell'edificio (per esempio il trentennio 1908-1939), in assenza di ulteriori informazioni si può assumere una tensione di rottura media di 494,97 MPa.

1° periodo: 1908 – 1939:

| | gauss | dati reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 1707 | 1707 |
| sqm= | 91,34045408 | |
| min= | | 296,543416 |
| fratt_5%= | 344,7198991 | 381,609556 |
| fratt_25%= | 433,41148 | 428,216434 |
| Media= | 494,974946 | 494,974946 |
| fratt_75%= | 556,5384121 | 560 |
| fratt_95%= | 645,229993 | 649,278976 |
| max= | | 709,944309 |
| mediana= | | 473,059996 |

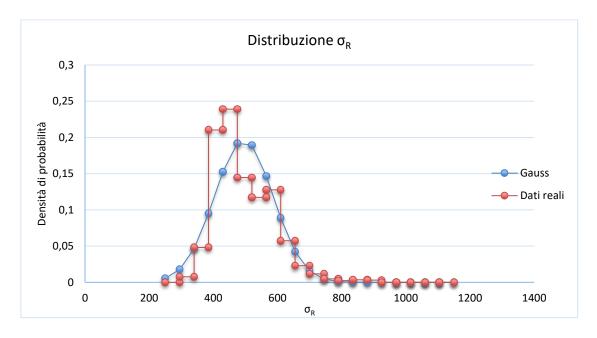


Figura 6.3: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

2° periodo: 1940 – 1955:

| | gauss | dati reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 4257 | 4257 |
| sqm= | 114,4223344 | |
| min= | | 281,126 |
| fratt_5%= | 396,8816386 | 423,633451 |
| fratt_25%= | 507,9857252 | 506,980102 |
| Media= | 585,1063786 | 585,106379 |
| fratt_75%= | 662,227032 | 643,811363 |
| fratt_95%= | 773,3311186 | 803,459405 |
| max= | | 892,667 |
| mediana= | | 577,00075 |

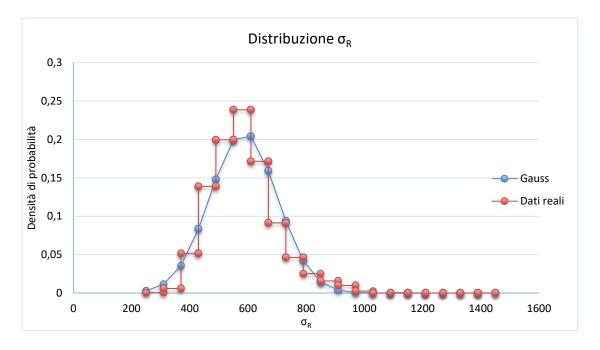


Figura 6.4: Distribuzione gaussiana delle tensioni di rottura

Analogamente, con questo metodo può essere fatta una previsione anche del valore medio di allungamento percentuale a rottura conoscendo l'epoca di costruzione dell'edificio, e di seguito si riportano i valori ottenuti per i due periodo precedentemente definiti.

1° periodo: 1908 – 1939:

| | gauss | dati reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 1617 | 1617 |
| sqm= | 5,547516282 | |
| min= | | 3 |
| fratt_5%= | 18,02518915 | 15 |
| fratt_25%= | 23,41182746 | 25 |
| Media= | 27,15085343 | 27,1508534 |
| fratt_75%= | 30,88987941 | 30,6 |
| fratt_95%= | 36,27651772 | 33,5 |
| max= | | 54 |
| mediana= | | 28 |

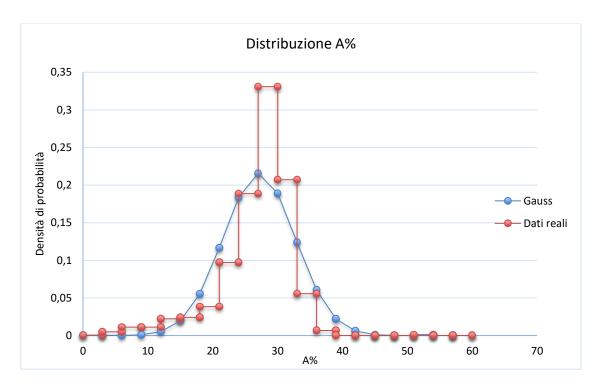


Figura 6.5: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

2° periodo: 1940 – 1955:

| | gauss | dati reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 4188 | 4188 |
| sqm= | 5,926182546 | |
| min= | | 0,9 |
| fratt_5%= | 15,05147508 | 14 |
| fratt_25%= | 20,80579833 | 21,6 |
| Media= | 24,80004537 | 24,8000454 |
| fratt_75%= | 28,7942924 | 28,6 |
| fratt_95%= | 34,54861566 | 32,8 |
| max= | | 90 |
| mediana= | | 25,6 |

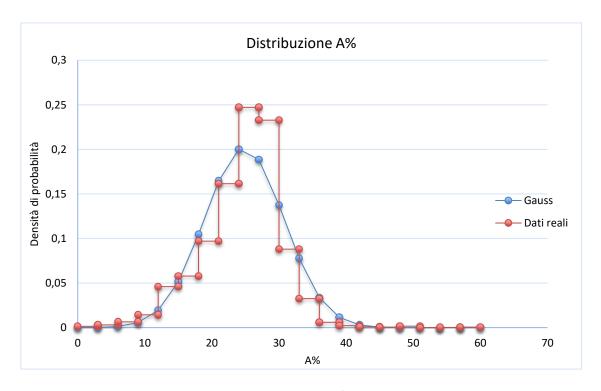


Figura 6.6: Distribuzione gaussiana dell'allungamento % a rottura

Viceversa, se si dispone di uno stato di conoscenza superiore, ovvero qualora fosse nota la categoria di acciaio adoperata, o magari il diametro di un tondino della struttura in questione, è ovviamente possibile ridurre le incertezze legate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche. In tal senso, si vedranno nel seguito i risultati relativi a questo tipo di analisi.

6.4.1. Istogramma delle frequenze

L'istogramma delle frequenze è stato ottenuto andando a definire in un primo momento i valori massimo e minimo della popolazione considerata, costituita dai soli valori di resistenza a rottura per un determinato anno e per un solo diametro dei provini; successivamente si è proceduto a suddividere questo range di valori in una serie di intervalli separati, denominati "classi" di una ampiezza tale da per cui ogni valore riportato possa cadere all'interno di una sola di esse. L'ampiezza delle classi è la medesima per tutte. Nel caso in esame, i valori sono stati suddivisi in classi di ampiezza pari a 5 MPa partendo dal valore di 0 fino a 100 MPa.

Ai fini della corretta esecuzione dell'istogramma di frequenza è proprio la scelta dell'ampiezza di queste classi: infatti se tale ampiezza è molto grande si otterrebbe un istogramma molto compatto e di difficile lettura, mentre se al contrario l'ampiezza è eccessivamente piccola si otterrebbe un grafico dove la descrizione dei picchi (positivi e negativi) risulterebbe troppo accentuata.

Dopodichè è stato calcolato un altro importante valore, ovvero la densità di probabilità f: esso rappresenta il rapporto tra il numero di prove totali eseguite per l'anno ed il diametro considerati (n) e il numero di prove che ha fatto registrare un valore di resistenza a rottura Rr contenuto all'interno della i-esima classe di resistenza:

$$f_i = n_i / n \tag{6.1}$$

Una volta calcolate le densità di probabilità relative a ciascuna classe, si è proceduto ad inserire all'interno del grafico i valori ottenuti fino a questo momento: sull'asse delle ascisse sono stati riportati i valori della resistenza a rottura dei provini in MPa, mentre sull'asse delle ordinate sono stati inseriti i valori delle frequenze relative, calcolati come rapporto fra le frequenze assolute per ogni singola classe e la dimensione totale del campione considerato.

Infine, è stata calcolata la media dei valori di resistenza a rottura, definita dal rapporto fra la somma di tutti i valori delle resistenze ed il loro numero, determinando così la mediana, ovvero il valore centrale della distribuzione gaussiana corrispondente al cinquantesimo percentile. Il valore medio ottenuto in questo modo rappresenta la resistenza media a rottura Rrm dei provini analizzati.

6.4.2. I frattili

I frattili, noti anche come percentili, sono misure riassuntive che dividono una popolazione di dati ordinata in 100 parti uguali; ciascuna porzione contiene l'1% delle osservazioni presenti nel set ordinato di dati. Il je esimo percentile è indicato con Pj, dove j è un valore intero compreso fra 1 e 99. Esso è tale per cui all'incirca il j % delle osservazioni presenti nell'insieme di dati hanno valore minore del Pj e all'incirca il (100 - j)% delle misure hanno un valore maggiore del valore Pk. In formule può essere definito in questo modo:

$$P_j = valore del (j*n/100) esimo termine in un insieme di dati ordinati (6.2)$$

dove j è il numero del percentile e n rappresenta il totale della popolazione. I frattili calcolati sono il quinto, il venticinquesimo, il cinquantesimo, il settantacinquesimo ed il novantacinquesimo.

Come detto in precedenza, il cinquantesimo frattile rappresenta anche il valore medio della resistenza a rottura dei provini d'acciaio per l'insieme di dati analizzato.

6.4.3. La curva di distribuzione gaussiana

Nella teoria della probabilità la distribuzione normale, o di Gauss (o gaussiana) è una distribuzione di probabilità continua che è spesso usata come prima approssimazione per descrivere variabili casuali a valori reali che tendono a concentrarsi attorno a un singolo valor medio. Il grafico della funzione di densità di probabilità associata è simmetrico e ha una forma a campana, nota come campana di Gauss.

La distribuzione normale è considerata il caso base delle distribuzioni di probabilità continue a causa del suo ruolo nel teorema del limite centrale. Più specificamente, assumendo certe condizioni, la somma di n variabili casuali con media e varianza finite tende a una distribuzione normale al tendere di n all'infinito. Grazie a questo teorema, la distribuzione normale si incontra spesso nelle applicazioni pratiche, venendo usata in statistica e nelle scienze naturali e sociali come un semplice modello per fenomeni complessi. La distribuzione normale dipende da due parametri, la media μ e la varianza σ^2 , ed è indicata con:

$$N(\mu, \sigma^2) \tag{6.3}$$

La curva gaussiana assume il suo massimo in corrispondenza della media, che ne rappresenta il valore centrale ed anche quello più probabile. Al variare della media, varia la posizione della curva sull'asse delle ascisse. La maggiore o minore ripidità del grafico è a sua volta determina dallo scarto quadratico medio che fornisce una misura di quanto si disperdono i dati rispetto al valore medio. La curva teorica di Gauss è una curva simmetrica con asse di simmetria verticale coincidente con il valore di moda, media e mediana della distribuzione.

6.4.3.1 Calcolo dei frattili

Una volta calcolati il valore medio e lo scarto quadratico medio delle resistenze a rottura (o a snervamento), si è proceduto con il calcolo dei frattili mediante l'applicazione della legge di Gauss di cui in precedenza si è riportata l'equazione matematica. I percentili sono stati valutati con riferimento alla distribuzione normale e vengono calcolati direttamente dalla macro di excel mediante la formula di standardizzazione della curva gaussiana, ovvero:

$$z\alpha = \mu - \Upsilon\sigma$$
 (6.4)

dove alle variabili gamma e alfa sono stati assegnati i seguenti valori:

- se a=95% gamma=1,645;
- se a=75% gamma=0,674;
- se a=25% gamma=-0,674;
- se a=5% gamma=-1,645.

6.5 Analisi dei dati

6.5.1 Analisi generale nel periodo di riferimento

La popolazione dei dati dunque risulta essere composta da 936 certificati, per un totale di 5965 prove su provini di acciaio da cemento armato, ed è carattrizzato da un andamento crescente nel tempo in quanto, come precedentemente anticipato, la numerosità dei certificati riportati nei volumi del dipartimento aumenta dagli anni '50 in poi in maniera esponenziale a causa del boom del settore edilizio nel nostro paese in quegli anni. Il diametro effettivo delle barre, di cui si riporta il diagramma delle frequenze, è compreso tra 5 e 32 mm (Figura 6.7), mentre il diametro mediamente provato è compreso tra φ10 e φ16 per tutto il periodo considerato.

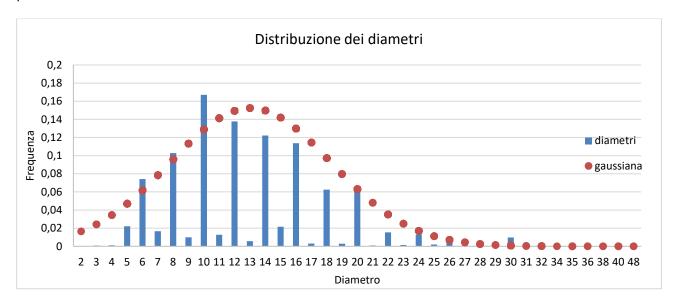


Figura 6.7: Distribuzione dei diametri analizzati e relative frequenze

Per quanto riguarda le tipologie di acciaio analizzate nei certificati studiati, è possibile osservarne quattro diversi tipi, quali:

- 1. Comune;
- 2. Aq 42;
- 3. Aq 50;
- 4. Aq 60.

ovvero in aggiunta alle tre categorie definite dal R.D.L. del 16/11/1939 n°2229 (riproposte identicamente, per gli acciai lisci, dalla circolare del 23/05/1957 n°1472) è stata considerata un'ulteriore categoria di acciaio denominato acciaio comune, utilizzata per tutti i casi in cui nei certificati non è stato descritto il tipo di acciaio analizzato. Per questa categoria, essendo 'fuori norma', non è stato possibile definire delle condizioni sui restanti parametri meccanici; pertanto, queste risultano classificate in funzione della sola tensione di rottura e dell'allungamento percentuale. Di seguito si riportano le caratteristiche degli acciai da cemento armato stabiliti dalle due norme in vigore nel periodo di riferimento.

| Normativa | R.D.L n° 2229/1939 | | | | LL.PP. n° 1 | 1472/1957 | |
|----------------------|--------------------|----------|--------|-------|-------------|-----------|------|
| Tipologia | liscio | | liscio | | | a.m. | |
| Denominazione | Dolce | Semiduro | Duro | Aq 42 | Aq 50 | Aq 60 | |
| Snervamento (kgf/mm) | ≥ 23 | ≥ 27 | ≥ 31 | ≥ 23 | ≥ 27 | ≥ 31 | - |
| Rottura (kgf/mm) | 42-50 | 50-60 | 60-70 | 42-50 | 50-60 | 60-70 | - |
| Allungamento (%) | ≥ 20 | ≥ 16 | ≥ 14 | ≥ 20 | ≥ 16 | ≥ 14 | ≥ 12 |

Figura 6.8: Valori limite dele caratteristiche degli acciai stabilite dalle normative nel peiodo in esame

Tutte le statistiche sono analizzate sia con riferimento a ciascuna delle categorie precedentemente definite sia con riguardo alla popolazione nella sua globalità; quest'ultimo aspetto consente di valutare i parametri meccanici (e della corrispondente variabilità) senza alcuna conoscenza della categoria delle barre di armatura adoperata.

Nella figura sottostante si riporta l'andamento delle percentuali di utilizzo dell'acciaio per le diverse categorie per ciascun anno esaminato. Come è possibile constatare, l'acciaio maggiormente utilizzato fino al 1937 è quello comune, mentre dal 1939 in poi (a causa dell'entrata in vigore della nuova normativa) vengono introdotti gli acciai di tipo Aq 42 e Aq 50; l'utilizzo dell'acciaio Aq 42 cala in maniera graduale negli anni, mentre l'impiego di Aq 50 aumenta in maniera costante fino al 1955. L'acciaio Aq 60 invece presenta percentuali di utilizzo inferiori a quelle di Aq 50 e mantiene un trend pressochè costante fino alla fine del periodo in esame.

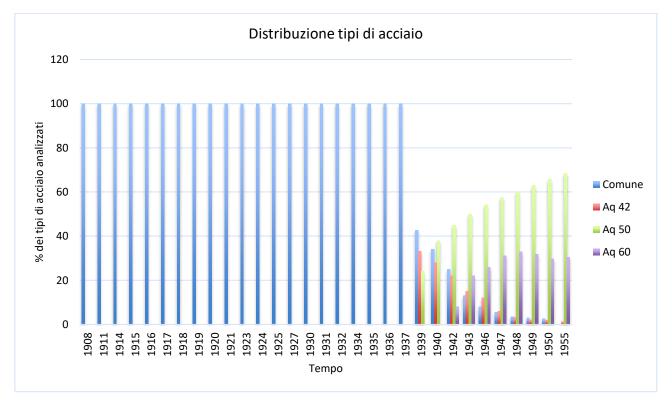


Figura 6.9: Frequenze delle tipologie di acciai analizzati nel periodo in esame

La prima importante informazione che si può ricavare dal database realizzato è l'andamento della tensione di rottura e di snervamento nel corso del tempo. A partire dai dati trascritti, inserendo nell'asse delle ascisse gli anni analizzati e nell'asse delle ordinate i valori di tensione in MPa si ottengono i seguenti diagrammi.

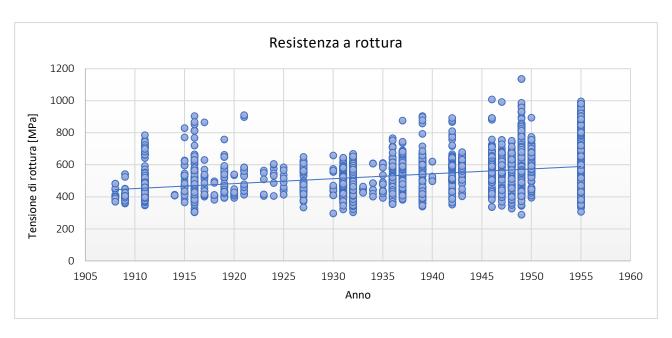


Figura 6.10: Variazione della tensione di rottura nel tempo

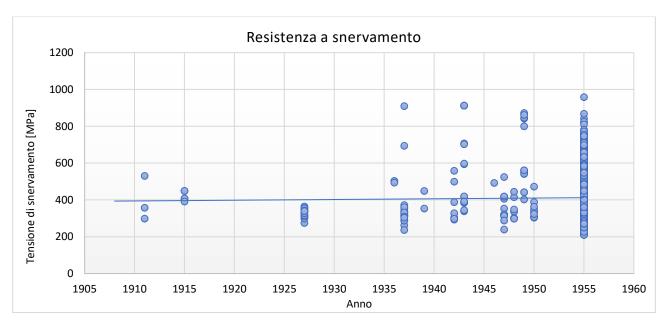


Figura 6.11: Variazione della tensione di snervamento nel tempo

I grafici ottenuti mostrano nel primo caso un evidente trend crescente dei valori di tensione con il passare del tempo: ciò può essere facilmente spiegato grazie a diversi fattori che hanno permesso di migliorare sempre di più le caratteristiche prestazionali di questo materiale, quali l'evoluzione delle tecniche di produzione dell'acciaio, collegata inevitabilmente all'evoluzione della tecnologia impiegata in questo settore, la qualità sempre più alta del materiale di partenza e il miglioramento delle tecniche di lavorazione che permettono di ottenere prodotti di elevata qualità. Analizzando il diagramma della resistenza a rottura, si può osservare un incremento lento e costante che nel periodo considerato, vale a dire dal 1908 al 1955, ha fatto registrare un innalzamento di circa 60 Mpa, ovvero del 12,3%.

Nel secondo diagramma, dove sono stati riportati i valori relativi alle tensioni di snervamento dei provini, si ha una crescita molto lenta che nel corso di quasi 60 anni apporta un incremento del valore medio di tensione

a snervamento pari a 15 MPa, ovvero del 5%. Un discorso analogo può essere fatto anche per l'allungamento percentuale: nel database infatti sono stati riportati anche i dati relativi proprio alla percentuale di allungamento per ogni singola prova effettuata. Di seguito si riporta il diagramma ottenuto.

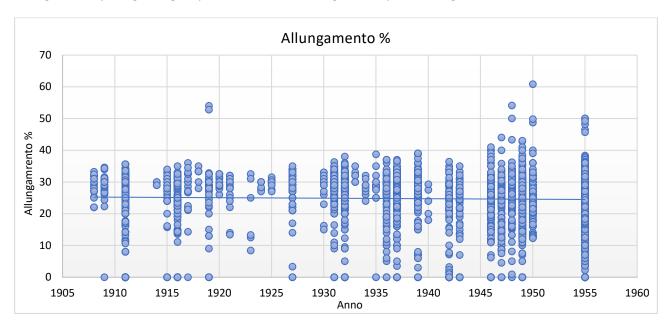


Figura 6.12: Variazione dell'allungamento % a rottura nel tempo

Analizzando il diagramma ottenuto per gli allungamenti, è possibile osservare come, a differenza dei due precedentemente riportati, in questo si ha un andamento decrescente nel tempo: ciò significa che con il passare degli anni si è ridotto leggermente l'allungamento percentuale dei provini sottoposti a trazione, passando da un valore medio di 26% nel 1908 ad un valore medio di 24% nel 1955, dunque registrando un calo del 2% in poco meno di 60 anni.

6.5.2 Analisi per diametri nel periodo di riferimento

Una seconda analisi più approfondita dei dati raccolti nel database è stata effettuata andando a dividere i diversi diametri e valutando l'andamento delle caratteristiche prestazionali per ciascuno di essi. Dai diagrammi ottenuti e riportati nel seguito è possibile osservare come all'aumentare del diametro dei provini di acciaio diminuiscono sia la resistenza a rottura sia quella di snervamento, con variazioni non costanti da un anno all'altro durante il periodo analizzato.

Inoltre, riportando nei grafici i valori massimi e minimi per ogni anno considerato, è possibile anche studiare come varia il range di valori nei quali ricadono i dati raccolti. Di seguito si riportano i diagrammi ottenuti.

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1911 | φ=5 mm | 441,816 | 445,303 | 438,328 | |
| 1921 | φ=5 mm | 566,893 | 572,094 | 561,693 | |
| 1931 | φ=5 mm | 590,160 | 590,160 | 590,160 | |
| 1932 | φ=5 mm | 564,983 | 611,621 | 540,000 | |
| 1937 | ф=5 mm | 566,720 | 681,312 | 419,709 | |
| 1939 | ф=5 mm | 598,447 | 715,000 | 530,487 | |
| 1942 | ф=5 mm | 630,000 | 630,000 | 630,000 | |
| 1943 | ф=5 mm | 642,714 | 650,000 | 630,000 | |
| 1946 | ф=5 mm | 673,232 | 722,919 | 633,081 | |
| 1947 | ф=5 mm | 680,000 | 680,000 | 680,000 | |
| 1948 | φ=5 mm | 673,625 | 680,000 | 650,000 | |
| 1949 | ф=5 mm | 646,525 | 750,000 | 530,487 | |
| 1950 | ф=5 mm | 699,606 | 733,321 | 680,000 | |
| 1955 | ф=5 mm | 707,665 | 832,137 | 580,221 | |

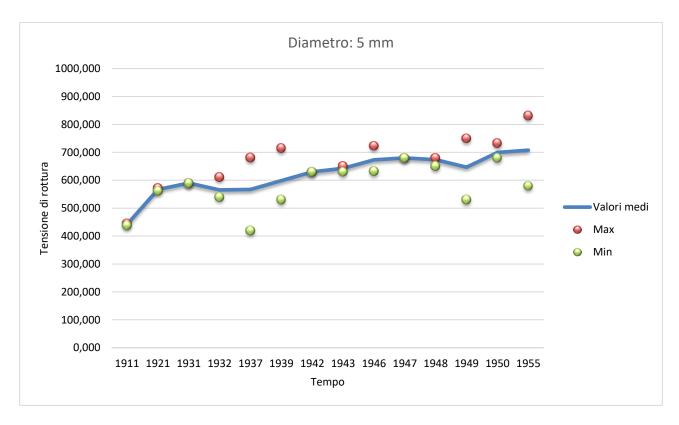


Figura 6.13: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|--|
| anno | diametro | media | max | min | | |
| 1911 | ф=6 mm | 464,367 | 552,158 | 407,747 | | |
| 1916 | ф=6 mm | 503,892 | 505,823 | 501,962 | | |
| 1917 | ф=6 mm | 531,220 | 538,399 | 524,041 | | |
| 1918 | ф=6 mm | 497,077 | 497,077 | 497,077 | | |
| 1919 | ф=6 mm | 544,794 | 649,126 | 399,150 | | |
| 1921 | ф=6 mm | 534,898 | 540,301 | 529,495 | | |
| 1923 | ф=6 mm | 541,236 | 564,293 | 509,684 | | |
| 1924 | ф=6 mm | 538,809 | 546,090 | 531,528 | | |
| 1925 | ф=6 mm | 515,862 | 515,862 | 515,862 | | |
| 1927 | ф=6 mm | 569,754 | 589,777 | 560,652 | | |
| 1931 | ф=6 mm | 560,867 | 607,700 | 524,246 | | |
| 1932 | ф=6 mm | 595,895 | 645,000 | 540,301 | | |
| 1935 | ф=6 mm | 582,496 | 582,496 | 582,496 | | |
| 1936 | ф=6 mm | 612,834 | 615,261 | 611,621 | | |
| 1937 | ф=6 mm | 603,423 | 736,686 | 511,485 | | |
| 1939 | ф=6 mm | 618,368 | 644,386 | 596,439 | | |
| 1942 | ф=6 mm | 655,308 | 655,308 | 655,308 | | |
| 1943 | ф=6 mm | 608,128 | 639,325 | 522,291 | | |
| 1946 | ф=6 mm | 623,955 | 691,714 | 582,496 | | |
| 1947 | ф=6 mm | 676,584 | 684,433 | 668,734 | | |
| 1948 | ф=6 mm | 661,583 | 750,000 | 550,000 | | |
| 1949 | ф=6 mm | 663,676 | 751,534 | 591,364 | | |
| 1950 | ф=6 mm | 666,995 | 769,995 | 570,000 | | |
| 1955 | ф=6 mm | 667,497 | 868,000 | 448,233 | | |

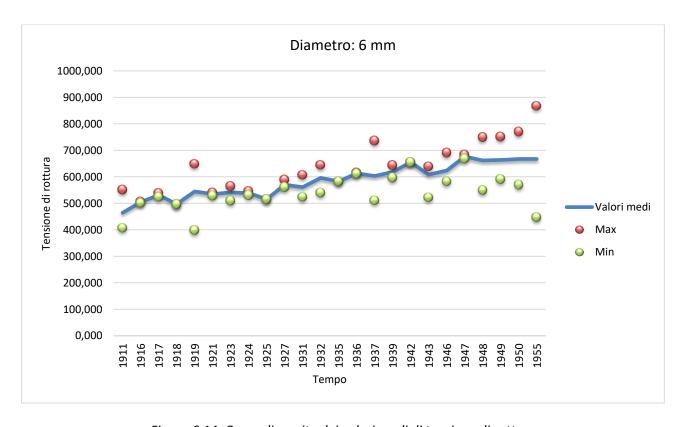


Figura 6.14: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1908 | ф=8 mm | 375,127 | 375,127 | 375,127 | |
| 1909 | ф=8 mm | 432,212 | 448,522 | 424,057 | |
| 1911 | ф=8 mm | 428,930 | 513,761 | 366,972 | |
| 1915 | ф=8 mm | 526,673 | 526,673 | 526,673 | |
| 1916 | ф=8 mm | 538,474 | 565,131 | 511,817 | |
| 1917 | ф=8 mm | 550,459 | 570,846 | 530,071 | |
| 1919 | ф=8 mm | 535,922 | 585,117 | 516,777 | |
| 1920 | ф=8 mm | 540,265 | 540,265 | 540,265 | |
| 1921 | ф=8 mm | 570,144 | 583,654 | 561,362 | |
| 1924 | ф=8 mm | 573,904 | 605,505 | 542,304 | |
| 1925 | ф=8 mm | 566,769 | 566,769 | 566,769 | |
| 1927 | ф=8 mm | 567,431 | 609,582 | 531,144 | |
| 1930 | ф=8 mm | 555,655 | 555,655 | 555,655 | |
| 1931 | ф=8 mm | 567,604 | 644,906 | 486,836 | |
| 1932 | ф=8 mm | 585,377 | 652,396 | 477,064 | |
| 1934 | ф=8 mm | 608,563 | 609,582 | 607,543 | |
| 1935 | ф=8 mm | 607,543 | 607,543 | 607,543 | |
| 1936 | ф=8 mm | 621,271 | 752,294 | 543,663 | |
| 1937 | ф=8 mm | 604,759 | 744,343 | 470,119 | |
| 1939 | ф=8 mm | 624,669 | 640,163 | 587,156 | |
| 1940 | ф=8 mm | 619,616 | 619,616 | 619,616 | |
| 1942 | ф=8 mm | 638,634 | 648,318 | 632,008 | |
| 1943 | ф=8 mm | 607,917 | 679,000 | 564,511 | |
| 1946 | ф=8 mm | 620,429 | 710,000 | 530,000 | |
| 1947 | ф=8 mm | 624,326 | 705,000 | 568,572 | |
| 1948 | ф=8 mm | 631,216 | 704,000 | 567,441 | |
| 1949 | ф=8 mm | 627,141 | 837,920 | 438,328 | |
| 1950 | ф=8 mm | 642,429 | 774,720 | 520,000 | |
| 1955 | ф=8 mm | 619,344 | 818,000 | 401,631 | |

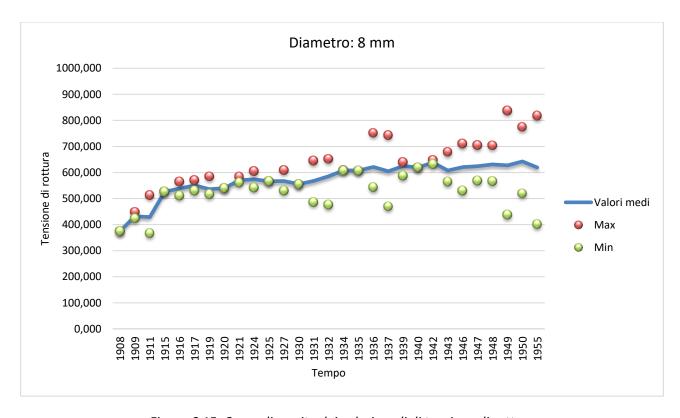


Figura 6.15: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1911 | φ=9 mm | 457,578 | 520,833 | 375,892 | |
| 1915 | ф=9 mm | 564,573 | 595,938 | 533,208 | |
| 1916 | ф=9 mm | 506,304 | 630,155 | 391,036 | |
| 1917 | ф=9 mm | 556,658 | 630,155 | 508,111 | |
| 1919 | φ=9 mm | 547,750 | 551,000 | 540,000 | |
| 1927 | ф=9 mm | 560,000 | 560,000 | 560,000 | |
| 1931 | ф=9 mm | 561,667 | 570,000 | 550,000 | |
| 1937 | ф=9 mm | 576,667 | 590,000 | 560,000 | |
| 1939 | φ=9 mm | 605,000 | 620,000 | 590,000 | |
| 1942 | ф=9 mm | 594,401 | 610,000 | 577,642 | |
| 1943 | ф=9 mm | 600,172 | 620,000 | 593,029 | |
| 1946 | ф=9 mm | 607,667 | 614,000 | 604,000 | |
| 1949 | ф=9 mm | 625,084 | 644,318 | 605,851 | |
| 1950 | ф=9 mm | 630,000 | 630,000 | 630,000 | |
| 1955 | ф=9 mm | 586,733 | 606,197 | 560,973 | |

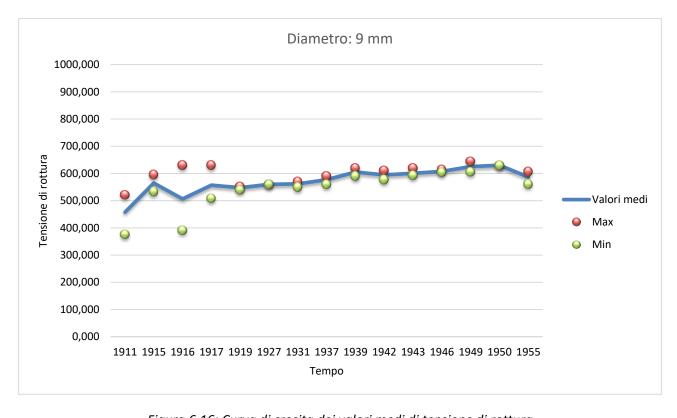


Figura 6.16: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1908 | φ=10 mm | 399,492 | 412,000 | 370,000 | |
| 1909 | φ=10 mm | 397,946 | 418,202 | 376,382 | |
| 1911 | φ=10 mm | 471,807 | 530,071 | 381,610 | |
| 1915 | φ=10 mm | 496,861 | 623,308 | 409,046 | |
| 1916 | φ=10 mm | 462,934 | 665,000 | 303,863 | |
| 1919 | φ=10 mm | 550,077 | 662,265 | 457,409 | |
| 1920 | φ=10 mm | 535,822 | 535,822 | 535,822 | |
| 1921 | φ=10 mm | 558,380 | 584,351 | 532,409 | |
| 1924 | φ=10 mm | 588,097 | 601,166 | 575,028 | |
| 1925 | φ=10 mm | 584,351 | 584,351 | 584,351 | |
| 1927 | φ=10 mm | 577,539 | 649,279 | 445,041 | |
| 1930 | φ=10 mm | 543,981 | 658,369 | 410,000 | |
| 1931 | φ=10 mm | 540,928 | 642,786 | 419,434 | |
| 1932 | φ=10 mm | 539,282 | 667,459 | 428,524 | |
| 1935 | φ=10 mm | 581,500 | 611,621 | 535,822 | |
| 1936 | φ=10 mm | 610,829 | 766,149 | 440,341 | |
| 1937 | φ=10 mm | 566,698 | 690,833 | 432,680 | |
| 1939 | φ=10 mm | 615,691 | 667,459 | 560,977 | |
| 1940 | φ=10 mm | 620,711 | 620,711 | 620,711 | |
| 1942 | φ=10 mm | 596,746 | 642,786 | 570,067 | |
| 1943 | φ=10 mm | 620,993 | 663,563 | 536,304 | |
| 1946 | φ=10 mm | 646,887 | 725,894 | 597,337 | |
| 1947 | φ=10 mm | 648,549 | 675,250 | 586,948 | |
| 1948 | φ=10 mm | 622,595 | 740,178 | 516,000 | |
| 1949 | φ=10 mm | 640,860 | 837,920 | 481,142 | |
| 1950 | φ=10 mm | 626,737 | 701,221 | 550,589 | |
| 1955 | ф=10 mm | 601,322 | 775,000 | 450,000 | |

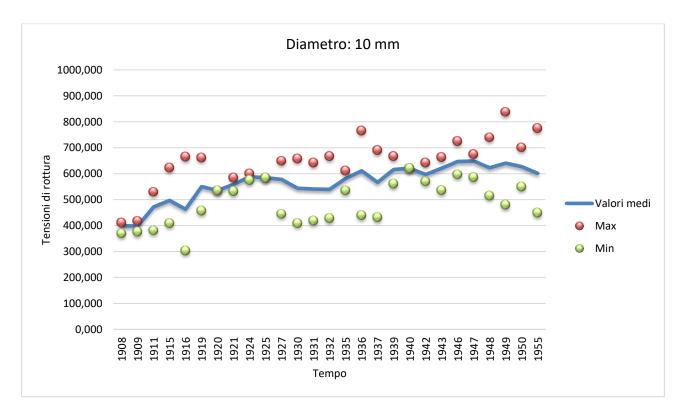


Figura 6.17: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1908 | φ=12 mm | 396,922 | 396,922 | 396,922 | |
| 1911 | φ=12 mm | 445,723 | 535,800 | 387,901 | |
| 1916 | φ=12mm | 423,508 | 495,000 | 393,790 | |
| 1917 | φ=12 mm | 453,178 | 486,304 | 436,614 | |
| 1918 | φ=12 mm | 487,132 | 487,132 | 487,132 | |
| 1919 | φ=12 mm | 453,303 | 460,069 | 433,006 | |
| 1920 | φ=12 mm | 423,220 | 427,770 | 418,669 | |
| 1921 | φ=12 mm | 469,090 | 478,111 | 460,069 | |
| 1925 | φ=12 mm | 490,451 | 490,451 | 490,451 | |
| 1927 | φ=12 mm | 463,836 | 499,761 | 403,603 | |
| 1931 | φ=12 mm | 468,527 | 540,000 | 407,747 | |
| 1932 | φ=12 mm | 447,863 | 497,000 | 367,153 | |
| 1935 | φ=12 mm | 448,341 | 475,404 | 421,279 | |
| 1936 | φ=12 mm | 469,711 | 590,000 | 354,524 | |
| 1937 | φ=12 mm | 478,971 | 603,870 | 414,964 | |
| 1939 | φ=12 mm | 528,357 | 658,530 | 390,607 | |
| 1940 | φ=12 mm | 527,259 | 527,259 | 527,259 | |
| 1942 | φ=12 mm | 550,536 | 717,166 | 431,202 | |
| 1943 | φ=12 mm | 583,881 | 617,935 | 483,523 | |
| 1946 | φ=12 mm | 547,766 | 669,355 | 460,069 | |
| 1947 | φ=12 mm | 605,424 | 617,389 | 585,844 | |
| 1948 | φ=12 mm | 605,162 | 677,776 | 450,649 | |
| 1949 | φ=12 mm | 565,056 | 856,991 | 392,412 | |
| 1950 | φ=12 mm | 631,654 | 893,977 | 498,418 | |
| 1955 | φ=12 mm | 590,615 | 756,675 | 380,992 | |

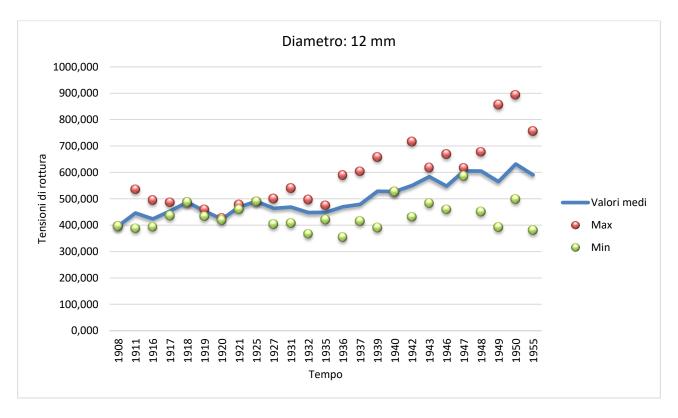


Figura 6.18: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| | VAI | LORI MEDI σ _R | | |
|------|----------|--------------------------|---------|---------|
| anno | diametro | media | max | min |
| 1909 | φ=14 mm | 385,162 | 397,156 | 364,060 |
| 1911 | φ=14 mm | 413,397 | 436,872 | 346,850 |
| 1916 | φ=14mm | 402,567 | 429,279 | 379,330 |
| 1919 | φ=14 mm | 431,577 | 432,900 | 430,253 |
| 1921 | φ=14 mm | 445,808 | 454,744 | 436,872 |
| 1927 | φ=14 mm | 451,529 | 489,826 | 417,014 |
| 1930 | φ=14 mm | 440,332 | 470,268 | 410,395 |
| 1931 | φ=14 mm | 442,585 | 526,232 | 344,864 |
| 1932 | φ=14 mm | 427,373 | 521,863 | 322,453 |
| 1933 | φ=14 mm | 454,914 | 464,522 | 450,111 |
| 1935 | φ=14 mm | 451,999 | 479,703 | 424,295 |
| 1936 | φ=14 mm | 477,671 | 512,994 | 441,304 |
| 1937 | φ=14 mm | 536,787 | 591,763 | 446,000 |
| 1939 | φ=14 mm | 572,662 | 581,172 | 565,286 |
| 1942 | φ=14 mm | 581,463 | 597,058 | 538,999 |
| 1943 | φ=14 mm | 557,845 | 575,877 | 542,780 |
| 1946 | φ=14 mm | 555,776 | 622,874 | 505,712 |
| 1947 | φ=14 mm | 539,822 | 728,593 | 369,355 |
| 1948 | φ=14 mm | 562,518 | 636,525 | 464,445 |
| 1949 | φ=14 mm | 539,662 | 710,226 | 399,401 |
| 1950 | φ=14 mm | 605,238 | 683,553 | 493,456 |
| 1955 | φ=14 mm | 589,454 | 746,178 | 378,376 |

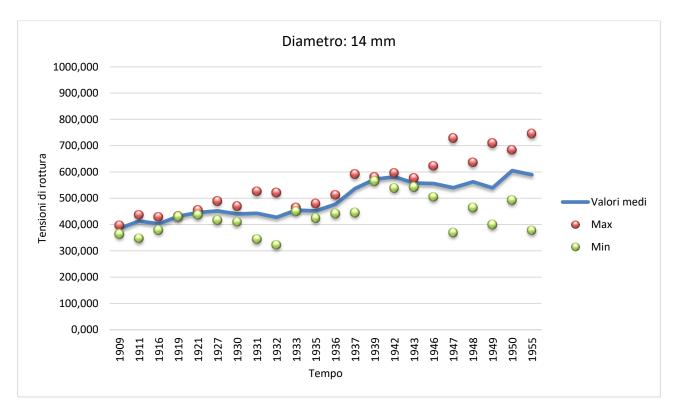


Figura 6.19: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1909 | φ=16 mm | 421,173 | 451,362 | 400,647 | |
| 1911 | φ=16 mm | 425,705 | 493,921 | 380,361 | |
| 1916 | φ=16mm | 425,502 | 461,505 | 365,147 | |
| 1917 | φ=16 mm | 412,312 | 413,833 | 410,790 | |
| 1920 | φ=16 mm | 415,416 | 420,041 | 410,790 | |
| 1921 | φ=16 mm | 453,052 | 469,233 | 436,872 | |
| 1923 | φ=16 mm | 410,790 | 415,862 | 405,719 | |
| 1924 | φ=16 mm | 446,290 | 486,862 | 405,719 | |
| 1925 | φ=16 mm | 461,505 | 461,505 | 461,505 | |
| 1927 | φ=16 mm | 466,069 | 588,292 | 377,318 | |
| 1930 | φ=16 mm | 436,147 | 436,147 | 436,147 | |
| 1931 | φ=16 mm | 440,931 | 535,282 | 321,532 | |
| 1932 | φ=16 mm | 447,020 | 646,614 | 303,642 | |
| 1933 | φ=16 mm | 451,362 | 451,362 | 451,362 | |
| 1934 | φ=16 mm | 443,755 | 443,755 | 443,755 | |
| 1936 | φ=16 mm | 482,115 | 533,749 | 419,000 | |
| 1937 | φ=16 mm | 510,014 | 573,078 | 416,825 | |
| 1939 | φ=16 mm | 446,443 | 504,613 | 391,518 | |
| 1940 | φ=16 mm | 497,005 | 497,005 | 497,005 | |
| 1942 | φ=16 mm | 508,597 | 528,956 | 497,005 | |
| 1943 | φ=16 mm | 552,031 | 631,400 | 448,319 | |
| 1946 | φ=16 mm | 487,549 | 620,000 | 395,576 | |
| 1947 | φ=16 mm | 585,577 | 755,651 | 418,397 | |
| 1948 | φ=16 mm | 553,340 | 656,430 | 482,298 | |
| 1949 | φ=16 mm | 500,586 | 620,000 | 411,804 | |
| 1950 | φ=16 mm | 594,876 | 641,543 | 557,863 | |
| 1955 | φ=16 mm | 599,76 | 636,855 | 579,978 | |

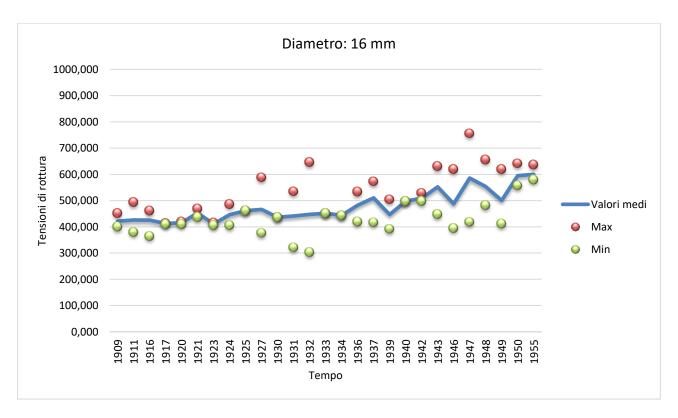


Figura 6.20: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1909 | φ=18 mm | 416,041 | 421,392 | 409,353 | |
| 1911 | φ=18 mm | 443,572 | 485,604 | 381,739 | |
| 1914 | φ=18 mm | 409,950 | 413,366 | 408,540 | |
| 1915 | φ=18 mm | 459,959 | 464,103 | 455,815 | |
| 1916 | φ=18mm | 426,559 | 561,000 | 325,164 | |
| 1917 | φ=18 mm | 403,333 | 405,339 | 401,326 | |
| 1918 | φ=18 mm | 401,480 | 411,668 | 381,260 | |
| 1919 | φ=18 mm | 397,113 | 405,344 | 393,299 | |
| 1920 | φ=18 mm | 409,708 | 411,668 | 407,747 | |
| 1921 | φ=18 mm | 415,372 | 417,379 | 413,366 | |
| 1925 | φ=18 mm | 437,479 | 437,479 | 437,479 | |
| 1927 | φ=18 mm | 424,533 | 456,308 | 371,000 | |
| 1931 | φ=18 mm | 430,429 | 501,000 | 372,969 | |
| 1932 | φ=18 mm | 416,644 | 457,913 | 388,708 | |
| 1935 | φ=18 mm | 440,808 | 440,808 | 440,808 | |
| 1936 | φ=18 mm | 453,599 | 461,525 | 433,432 | |
| 1937 | φ=18 mm | 465,963 | 481,190 | 441,459 | |
| 1939 | φ=18 mm | 426,702 | 541,790 | 340,000 | |
| 1942 | φ=18 mm | 544,271 | 666,201 | 425,004 | |
| 1943 | φ=18 mm | 560,438 | 577,107 | 510,000 | |
| 1946 | φ=18 mm | 601,940 | 758,506 | 419,386 | |
| 1947 | φ=18 mm | 583,365 | 755,532 | 411,745 | |
| 1948 | φ=18 mm | 617,288 | 633,607 | 600,806 | |
| 1949 | φ=18 mm | 540,611 | 789,511 | 394,129 | |
| 1950 | φ=18 mm | 614,125 | 636,855 | 579,978 | |
| 1955 | φ=18 mm | 594,263 | 737,501 | 415,533 | |

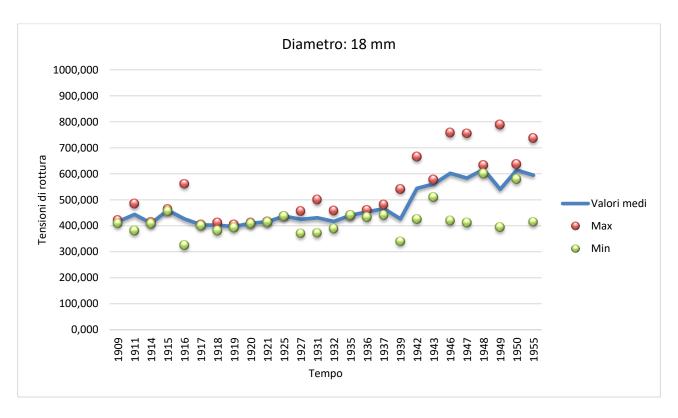


Figura 6.21: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1909 | φ=20 mm | 396,601 | 405,799 | 386,321 | |
| 1911 | φ=20 mm | 442,384 | 548,641 | 373,335 | |
| 1915 | φ=20 mm | 429,606 | 435,017 | 425,278 | |
| 1916 | φ=20mm | 426,858 | 522,670 | 305,161 | |
| 1917 | φ=20 mm | 412,325 | 415,539 | 409,111 | |
| 1919 | φ=20 mm | 405,344 | 393,299 | 393,299 | |
| 1920 | φ=20 mm | 422,399 | 422,399 | 422,399 | |
| 1925 | φ=20 mm | 448,002 | 448,002 | 448,002 | |
| 1927 | φ=20 mm | 453,778 | 466,045 | 441,510 | |
| 1930 | φ=20 mm | 438,263 | 448,652 | 438,263 | |
| 1931 | φ=20 mm | 447,911 | 545,000 | 366,843 | |
| 1932 | φ=20 mm | 440,113 | 560,000 | 325,000 | |
| 1933 | φ=20 mm | 448,002 | 448,002 | 448,002 | |
| 1934 | φ=20 mm | 485,336 | 485,336 | 485,336 | |
| 1935 | φ=20 mm | 491,829 | 491,829 | 491,829 | |
| 1936 | φ=20 mm | 464,968 | 490,206 | 443,133 | |
| 1937 | φ=20 mm | 516,132 | 614,867 | 396,969 | |
| 1939 | φ=20 mm | 536,070 | 579,519 | 483,713 | |
| 1940 | φ=20 mm | 509,684 | 509,684 | 509,684 | |
| 1942 | φ=20 mm | 515,095 | 522,670 | 509,684 | |
| 1943 | φ=20 mm | 503,922 | 506,276 | 501,568 | |
| 1946 | φ=20 mm | 547,559 | 548,641 | 545,394 | |
| 1947 | φ=20 mm | 542,148 | 545,394 | 535,655 | |
| 1948 | φ=20 mm | 473,029 | 610,000 | 380,000 | |
| 1949 | φ=20 mm | 475,182 | 610,000 | 372,037 | |
| 1950 | φ=20 mm | 540,162 | 629,400 | 408,916 | |
| 1955 | ф=20 mm | 545,436 | 687,455 | 373,66 | |

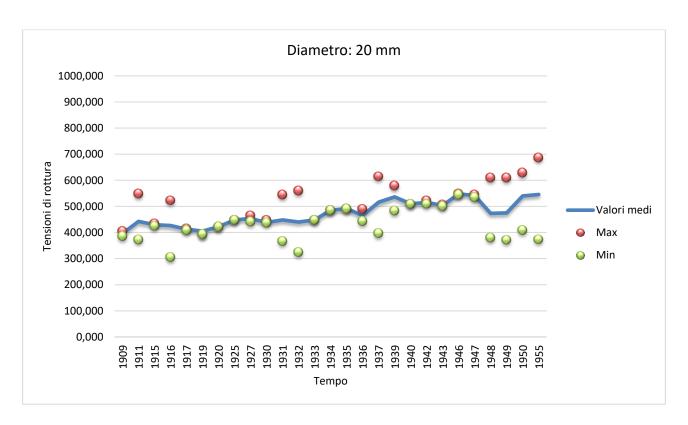


Figura 6.22: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1911 | φ=22 mm | 388,969 | 391,652 | 386,287 | |
| 1919 | φ=22 mm | 423,805 | 467,324 | 400,300 | |
| 1925 | φ=22 mm | 442,620 | 442,620 | 442,620 | |
| 1927 | φ=22 mm | 456,408 | 498,415 | 433,885 | |
| 1930 | φ=22 mm | 492,276 | 574,123 | 410,430 | |
| 1931 | φ=22 mm | 441,961 | 473,470 | 394,334 | |
| 1937 | φ=22 mm | 494,125 | 500,563 | 486,882 | |
| 1943 | φ=22 mm | 512,367 | 512,367 | 512,367 | |
| 1946 | φ=22 mm | 496,271 | 504,319 | 482,859 | |
| 1947 | φ=22 mm | 511,463 | 641,129 | 415,000 | |
| 1948 | φ=22 mm | 469,780 | 643,811 | 350,000 | |
| 1949 | φ=22 mm | 538,919 | 592,151 | 485,413 | |
| 1950 | φ=22 mm | 573,037 | 583,722 | 567,091 | |
| 1955 | φ=22 mm | 609,708 | 786,555 | 424,554 | |

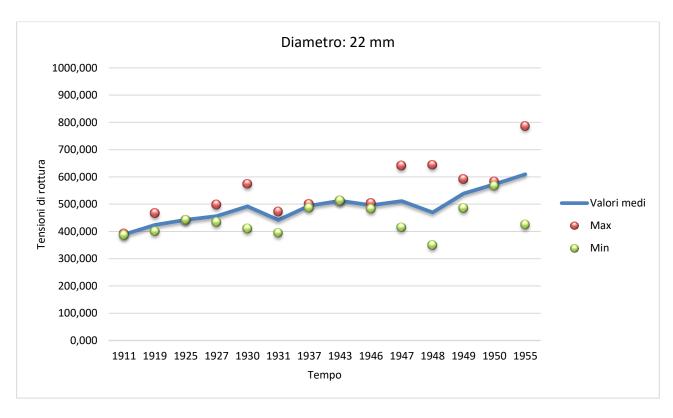


Figura 6.23: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

| VALORI MEDI σ _R | | | | | |
|----------------------------|----------|---------|---------|---------|--|
| anno | diametro | media | max | min | |
| 1916 | φ=24mm | 410,000 | 410,000 | 410,000 | |
| 1927 | φ=24 mm | 447,543 | 460,069 | 435,017 | |
| 1935 | φ=24 mm | 428,495 | 435,261 | 417,219 | |
| 1937 | φ=24 mm | 476,500 | 520,960 | 446,537 | |
| 1939 | φ=24 mm | 447,632 | 466,834 | 428,524 | |
| 1942 | φ=24 mm | 503,482 | 507,429 | 491,642 | |
| 1943 | φ=24 mm | 506,980 | 506,980 | 506,980 | |
| 1946 | φ=24 mm | 513,067 | 516,450 | 509,684 | |
| 1947 | φ=24 mm | 540,989 | 556,551 | 518,705 | |
| 1948 | φ=24 mm | 566,080 | 582,367 | 549,792 | |
| 1949 | φ=24 mm | 517,491 | 530,000 | 502,474 | |
| 1950 | φ=24 mm | 546,473 | 620,191 | 435,470 | |
| 1955 | φ=24 mm | 565,527 | 807,407 | 306,621 | |

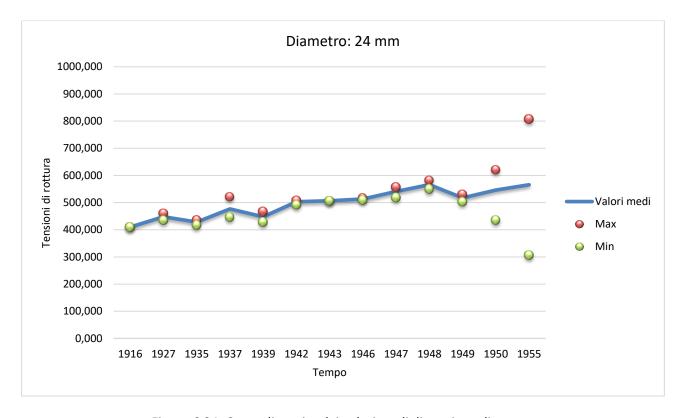


Figura 6.24: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

Come è possibile osservare dai diagrammi ottenuti, il valore della tensione media di rottura aumenta nel tempo indipendentemente dal diametro; ciò può essere facilmente spiegato considerando che nel periodo in esame sono stati fatti grandi passi in avanti in materia di qualità dei materiali, tecniche di lavorazione e procedure di ottenimento dei prodotti finiti, i quali presentano caratteristiche tecniche e prestazionali sempre più elevate.

Inoltre, un altro importante risultati ottenuto da questa analisi è data dal fatto che all'aumentare del diametro la tensione media a rottura diminuisce; questo risultato deriva dall'equazione con la quale è possibile calcolare proprio la resistenza a rottura dei provini di acciaio. Dato il carico massimo F (o carico di rottura) che è la massima forza sopportata dalla provetta m nel corso della prova, viene definito carico

unitario di rottura R (o carico unitario massimo o m resistenza a trazione) il rapporto tra il carico massimo F e l'area della sezione iniziale S:

$$R_{m} = \frac{F_{m}}{S_{0}} \qquad [\text{in N/mm}^{2}]$$
 (6.5)

Dunque, all'aumentare della sezione del provino, ovvero al crescere del diametro, diminuisce il valore della resistenza a rottura. Di seguito si riporta il confronto fra gli andamenti delle tenisoni medie a rottura di tre diametri, fra cui uno piccolo (6mm), uno medio (14 mm) e uno grande (20mm).

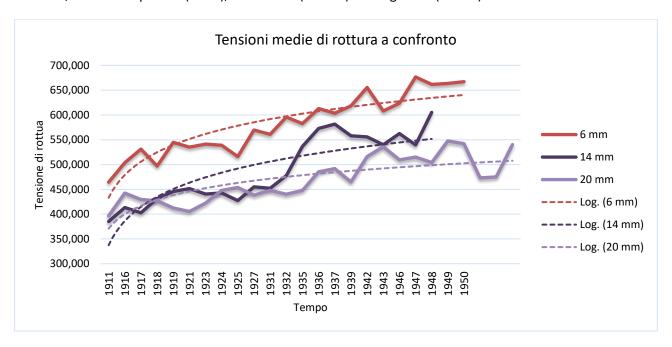


Figura 6.25: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura a confronto

Le variazioni più importanti nei diagrammi di tenisone media a rottura si verificano principalmente dal 1939 in poi, cosa che può essere imputata all'entrata in vigore della nuova normativa proprio in quello stesso anno; i diametri che presentano le maggiori sollecitazioni nell'andamento delle tensioni medie a rottura sono compresi fra 10 mm e 18 mm.

Infine, una terza considerazione che si può dedurre dai diagrammi sopra riportati riguarda la distribuzione dei valori di massimo e minimo attorno al valore medio: tali valori estremi, riportati per ogni anno preso in esame, hanno un andamento che tende ad allontanarsi dal valore medio nel corso del tempo. Ciò è dovuto al fatto che andando avanti nel tempo è stata analizzata una mole di dati sempre maggiore, dunque la distribuzione dei valori attorno al valore medio si è ampliata facendo aumentare il range all'interno del quale ricadono i punti del database per quei determinati anni; vieceversa, in diversi casi, i primi anni del periodo mostrano un range ridotto ad un solo punto proprio perchè la disponibilità di dati per quei determinati anni e diametri era ridotta ad una sola misurazione.

Analogamente a quanto fatto per le tensioni medie a rottura, possono essere studiate anche le altre due caratteristiche meccaniche dei provini d'acciaio riportate nel database, ovvero le tensioni medie di snervamento e gli allungamenti percentuali a rottura. Tuttavia, data la scarsa quantità di dati relativi alle tensioni medie di snervamento, che molto spesso non sono state riportate nei certificati analizzati, si è

proceduto all'analisi dei soli valori di allungamento percentuale a rottura. Di seguito si riportano i risultati ottenuti, suddivisi anche in questo caso per diametri.

| VALORI MEDI A% | | | | | |
|----------------|--------|-------|-------|-------|--|
| [-] | [mm] | [%] | max | min | |
| 1911 | φ=5 mm | 21,55 | 21,60 | 21,50 | |
| 1921 | ф=5 mm | 23,00 | 24,00 | 22,00 | |
| 1931 | φ=5 mm | 24,00 | 24,00 | 24,00 | |
| 1932 | φ=5 mm | 26,36 | 32,00 | 20,00 | |
| 1937 | φ=5 mm | 23,22 | 30,00 | 15,00 | |
| 1939 | φ=5 mm | 20,14 | 26,00 | 14,00 | |
| 1942 | φ=5 mm | 24,50 | 24,50 | 24,50 | |
| 1943 | φ=5 mm | 25,90 | 27,40 | 23,40 | |
| 1946 | φ=5 mm | 28,00 | 34,00 | 22,00 | |
| 1947 | φ=5 mm | 24,00 | 24,00 | 24,00 | |
| 1948 | ф=5 mm | 22,88 | 28,00 | 16,00 | |
| 1949 | ф=5 mm | 21,32 | 32,00 | 14,00 | |
| 1950 | ф=5 mm | 24,67 | 33,00 | 15,00 | |
| 1955 | ф=5 mm | 21,50 | 34,00 | 16,00 | |

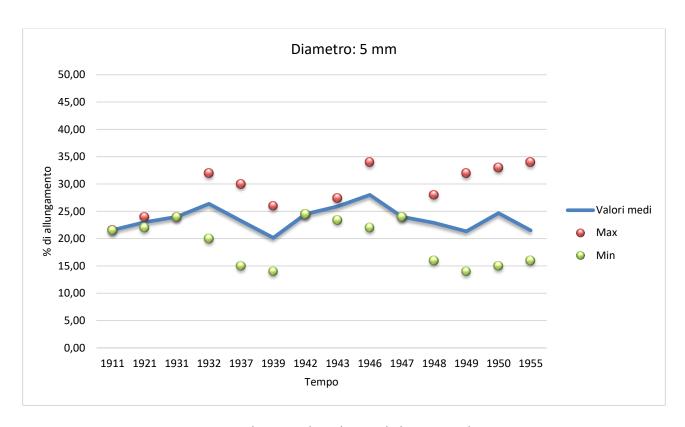


Figura 6.26: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| VALORI MEDI A% | | | | | |
|----------------|--------|-------|-------|-------|--|
| [-] | [mm] | [%] | max | min | |
| 1911 | ф=6 mm | 26,10 | 35,60 | 21,00 | |
| 1916 | ф=6 mm | 23,40 | 23,40 | 23,40 | |
| 1917 | ф=6 mm | 25,95 | 30,00 | 21,90 | |
| 1918 | ф=6 mm | 28,00 | 28,00 | 28,00 | |
| 1919 | ф=6 mm | 27,89 | 29,00 | 26,00 | |
| 1921 | ф=6 mm | 23,00 | 24,00 | 22,00 | |
| 1923 | ф=6 mm | 25,00 | 26,00 | 27,00 | |
| 1924 | ф=6 mm | 29,15 | 30,00 | 28,30 | |
| 1925 | ф=6 mm | 27,00 | 27,00 | 27,00 | |
| 1927 | ф=6 mm | 31,00 | 32,00 | 28,00 | |
| 1931 | ф=6 mm | 27,33 | 35,00 | 23,30 | |
| 1932 | ф=6 mm | 24,43 | 33,00 | 15,65 | |
| 1935 | ф=6 mm | 25,00 | 25,00 | 25,00 | |
| 1936 | ф=6 mm | 27,33 | 28,00 | 27,00 | |
| 1937 | ф=6 mm | 28,68 | 33,50 | 23,00 | |
| 1939 | ф=6 mm | 25,60 | 31,60 | 19,00 | |
| 1942 | ф=6 mm | 20,90 | 23,00 | 18,80 | |
| 1943 | ф=6 mm | 22,74 | 25,00 | 19,00 | |
| 1946 | ф=6 mm | 26,23 | 35,00 | 14,00 | |
| 1947 | ф=6 mm | 22,80 | 26,70 | 18,00 | |
| 1948 | ф=6 mm | 22,92 | 33,30 | 11,50 | |
| 1949 | ф=6 mm | 25,27 | 35,00 | 15,00 | |
| 1950 | ф=6 mm | 22,87 | 33,00 | 12,00 | |
| 1955 | ф=6 mm | 22,14 | 33,00 | 12,00 | |

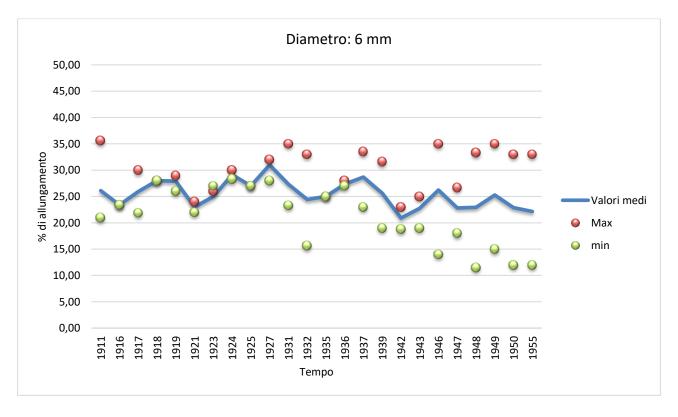


Figura 6.27: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| VALORI MEDI A% | | | | |
|----------------|--------|--------|-------|-------|
| [-] | [mm] | [%] | max | min |
| 1908 | ф=8 mm | 27,100 | 27,10 | 27,10 |
| 1909 | ф=8 mm | 29,667 | 31,20 | 28,80 |
| 1911 | ф=8 mm | 29,133 | 33,80 | 26,80 |
| 1915 | ф=8 mm | 32,000 | 32,00 | 32,00 |
| 1916 | ф=8 mm | 27,500 | 32,50 | 22,50 |
| 1917 | ф=8 mm | 30,500 | 31,00 | 30,00 |
| 1919 | ф=8 mm | 30,500 | 32,50 | 28,00 |
| 1920 | ф=8 mm | 32,500 | 32,50 | 32,50 |
| 1921 | ф=8 mm | 27,333 | 28,00 | 26,00 |
| 1924 | ф=8 mm | 28,500 | 30,00 | 27,00 |
| 1925 | ф=8 mm | 29,000 | 29,00 | 29,00 |
| 1927 | ф=8 mm | 31,444 | 35,00 | 29,00 |
| 1930 | ф=8 mm | 31,000 | 31,00 | 31,00 |
| 1931 | ф=8 mm | 30,184 | 35,00 | 21,30 |
| 1932 | ф=8 mm | 27,726 | 33,70 | 21,00 |
| 1934 | ф=8 mm | 28,500 | 29,00 | 28,00 |
| 1935 | ф=8 mm | 28,800 | 28,80 | 28,80 |
| 1936 | ф=8 mm | 26,600 | 31,00 | 21,00 |
| 1937 | ф=8 mm | 28,927 | 37,00 | 19,00 |
| 1939 | ф=8 mm | 27,840 | 30,00 | 24,00 |
| 1940 | ф=8 mm | 20,000 | 20,00 | 20,00 |
| 1942 | ф=8 mm | 20,725 | 25,00 | 15,00 |
| 1943 | ф=8 mm | 19,157 | 28,60 | 10,00 |
| 1946 | ф=8 mm | 22,219 | 30,00 | 15,00 |
| 1947 | ф=8 mm | 24,041 | 34,00 | 14,00 |
| 1948 | ф=8 mm | 27,210 | 34,00 | 20,00 |
| 1949 | ф=8 mm | 24,148 | 34,00 | 14,00 |
| 1950 | ф=8 mm | 23,917 | 35,00 | 12,00 |
| 1955 | ф=8 mm | 23,150 | 32,00 | 14,00 |

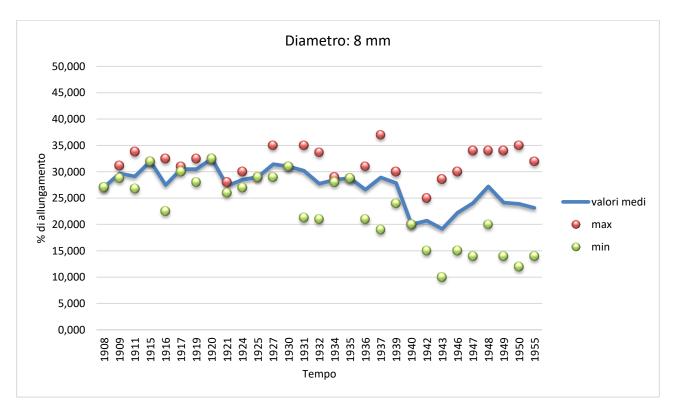


Figura 6.28: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| | \ | /ALORI MEDI A | .% | |
|------|--------|---------------|-------|-------|
| [-] | [mm] | [%] | max | min |
| 1911 | ф=9 mm | 21,833 | 25,50 | 20,00 |
| 1915 | ф=9 mm | 29,000 | 29,00 | 29,00 |
| 1916 | φ=9 mm | 22,673 | 28,00 | 16,00 |
| 1917 | ф=9 mm | 24,933 | 27,00 | 21,10 |
| 1919 | φ=9 mm | 24,125 | 30,00 | 20,00 |
| 1927 | φ=9 mm | 32,000 | 33,00 | 31,00 |
| 1931 | φ=9 mm | 27,000 | 27,80 | 25,40 |
| 1937 | φ=9 mm | 26,533 | 31,00 | 21,00 |
| 1939 | φ=9 mm | 29,550 | 33,00 | 25,00 |
| 1942 | φ=9 mm | 21,494 | 21,80 | 21,05 |
| 1943 | φ=9 mm | 25,000 | 30,00 | 20,00 |
| 1946 | ф=9 mm | 21,500 | 26,70 | 16,00 |
| 1949 | φ=9 mm | 21,900 | 30,00 | 11,00 |
| 1950 | φ=9 mm | 23,000 | 32,00 | 16,00 |
| 1955 | φ=9 mm | 22,000 | 25,00 | 19,00 |

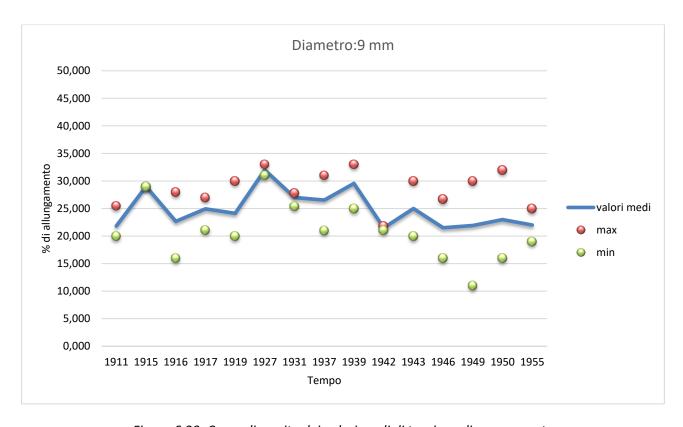


Figura 6.29: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| VALORI MEDI A% | | | | |
|----------------|---------|-------|-------|-------|
| [-] | [mm] | [%] | max | min |
| 1908,00 | φ=10 mm | 28,91 | 33,20 | 22,00 |
| 1909,00 | φ=10 mm | 29,88 | 30,50 | 29,00 |
| 1911,00 | φ=10 mm | 26,19 | 33,00 | 20,00 |
| 1915,00 | φ=10 mm | 28,25 | 34,00 | 24,00 |
| 1916,00 | φ=10 mm | 27,84 | 31,00 | 23,00 |
| 1919,00 | φ=10 mm | 29,40 | 30,00 | 29,00 |
| 1920,00 | φ=10 mm | 26,00 | 26,00 | 26,00 |
| 1921,00 | φ=10 mm | 29,00 | 30,00 | 28,00 |
| 1924,00 | φ=10 mm | 30,00 | 30,00 | 30,00 |
| 1925,00 | φ=10 mm | 30,00 | 30,00 | 30,00 |
| 1927,00 | φ=10 mm | 25,93 | 33,00 | 17,00 |
| 1930,00 | φ=10 mm | 27,00 | 29,00 | 23,00 |
| 1931,00 | φ=10 mm | 26,87 | 33,50 | 20,10 |
| 1932,00 | φ=10 mm | 26,30 | 33,00 | 19,54 |
| 1935,00 | φ=10 mm | 28,00 | 30,00 | 25,00 |
| 1936,00 | φ=10 mm | 25,52 | 32,00 | 18,00 |
| 1937,00 | φ=10 mm | 22,21 | 31,00 | 16,00 |
| 1939,00 | φ=10 mm | 24,20 | 34,00 | 14,00 |
| 1940,00 | φ=10 mm | 22,00 | 22,00 | 22,00 |
| 1942,00 | φ=10 mm | 20,93 | 27,00 | 13,00 |
| 1943,00 | φ=10 mm | 25,32 | 33,10 | 17,00 |
| 1946,00 | φ=10 mm | 24,58 | 33,00 | 14,00 |
| 1947,00 | φ=10 mm | 23,94 | 40,00 | 11,00 |
| 1948,00 | φ=10 mm | 27,37 | 35,00 | 19,00 |
| 1949,00 | φ=10 mm | 24,22 | 32,00 | 17,00 |
| 1950,00 | φ=10 mm | 25,58 | 36,00 | 14,00 |
| 1955,00 | φ=10 mm | 25,76 | 34,00 | 13,00 |

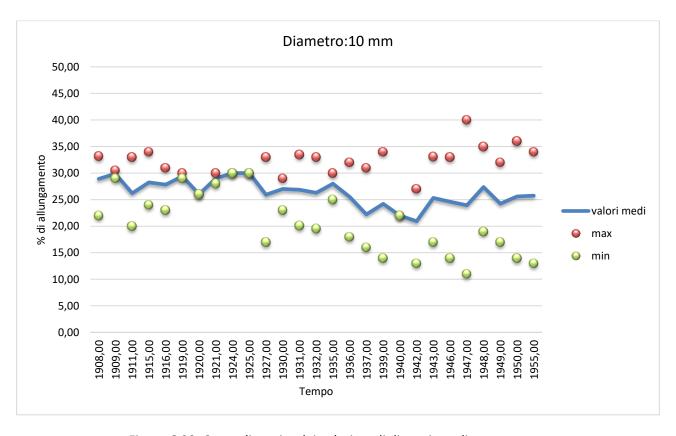


Figura 6.30: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| VALORI MEDI A% | | | | |
|----------------|---------|-------|-------|-------|
| [-] | [mm] | [%] | max | min |
| 1908 | φ=12 mm | 30,00 | 30,00 | 30,00 |
| 1911 | φ=12 mm | 26,27 | 32,50 | 17,50 |
| 1916 | φ=12mm | 25,18 | 28,60 | 22,50 |
| 1917 | φ=12 mm | 25,47 | 27,20 | 22,50 |
| 1918 | φ=12 mm | 30,00 | 30,00 | 30,00 |
| 1919 | φ=12 mm | 25,75 | 28,00 | 22,50 |
| 1920 | φ=12 mm | 29,00 | 29,00 | 29,00 |
| 1921 | φ=12 mm | 30,50 | 31,00 | 30,00 |
| 1925 | φ=12 mm | 27,50 | 27,50 | 27,50 |
| 1927 | φ=12 mm | 29,09 | 34,00 | 22,00 |
| 1931 | φ=12 mm | 27,92 | 33,30 | 20,00 |
| 1932 | φ=12 mm | 26,46 | 35,00 | 18,00 |
| 1935 | φ=12 mm | 26,00 | 27,00 | 25,00 |
| 1936 | φ=12 mm | 26,36 | 33,00 | 19,00 |
| 1937 | φ=12 mm | 29,66 | 34,00 | 24,00 |
| 1939 | φ=12 mm | 26,67 | 36,00 | 18,00 |
| 1940 | φ=12 mm | 29,30 | 29,30 | 29,30 |
| 1942 | φ=12 mm | 25,13 | 25,40 | 24,86 |
| 1943 | φ=12 mm | 27,33 | 28,30 | 26,00 |
| 1946 | φ=12 mm | 25,04 | 32,00 | 18,00 |
| 1947 | φ=12 mm | 28,36 | 35,80 | 21,00 |
| 1948 | φ=12 mm | 27,32 | 34,00 | 20,00 |
| 1949 | φ=12 mm | 23,91 | 33,00 | 13,00 |
| 1950 | φ=12 mm | 27,35 | 35,00 | 18,00 |
| 1955 | φ=12 mm | 26,34 | 33,00 | 14,00 |

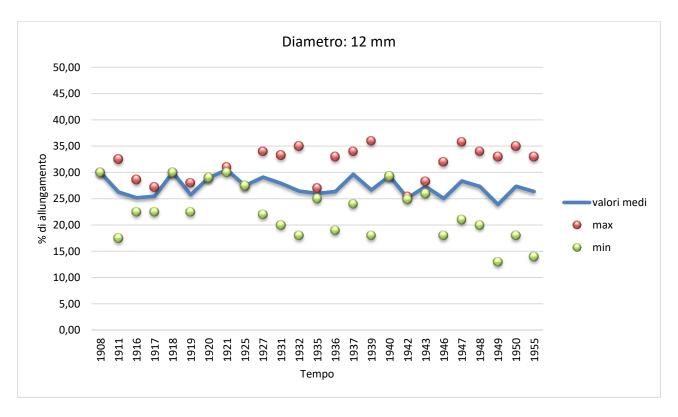


Figura 6.31: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| | , | VALORI MEDI A | .% | |
|------|---------|---------------|-------|-------|
| [-] | [mm] | [%] | max | min |
| 1909 | φ=14 mm | 31,23 | 34,30 | 30,00 |
| 1911 | φ=14 mm | 31,17 | 35,60 | 27,80 |
| 1916 | φ=14mm | 28,55 | 32,10 | 25,00 |
| 1919 | φ=14 mm | 29,35 | 30,70 | 28,00 |
| 1921 | φ=14 mm | 30,50 | 31,00 | 30,00 |
| 1927 | φ=14 mm | 28,88 | 33,00 | 25,00 |
| 1930 | φ=14 mm | 30,50 | 31,00 | 30,00 |
| 1931 | φ=14 mm | 28,59 | 32,90 | 24,40 |
| 1932 | φ=14 mm | 28,99 | 35,60 | 21,40 |
| 1933 | φ=14 mm | 33,00 | 35,00 | 32,00 |
| 1935 | φ=14 mm | 29,30 | 30,00 | 28,60 |
| 1936 | φ=14 mm | 28,78 | 31,00 | 25,70 |
| 1937 | φ=14 mm | 26,13 | 36,00 | 16,00 |
| 1939 | φ=14 mm | 25,99 | 39,00 | 14,00 |
| 1942 | φ=14 mm | 28,54 | 36,40 | 20,45 |
| 1943 | φ=14 mm | 25,75 | 30,00 | 20,00 |
| 1946 | φ=14 mm | 24,68 | 34,00 | 14,75 |
| 1947 | φ=14 mm | 25,00 | 35,80 | 11,00 |
| 1948 | φ=14 mm | 26,49 | 36,00 | 16,00 |
| 1949 | φ=14 mm | 25,00 | 35,00 | 16,00 |
| 1950 | φ=14 mm | 24,23 | 34,00 | 14,00 |
| 1955 | φ=14 mm | 26,60 | 32,00 | 13,00 |

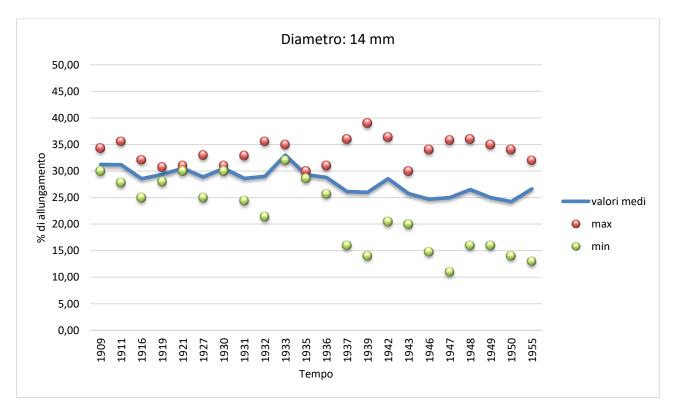


Figura 6.32: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| VALORI MEDI A% | | | | |
|----------------|---------|-------|-------|-------|
| [-] | [mm] | [%] | max | min |
| 1909 | φ=16 mm | 30,68 | 31,50 | 30,00 |
| 1911 | φ=16 mm | 29,15 | 33,00 | 25,00 |
| 1916 | φ=16mm | 29,71 | 35,00 | 22,50 |
| 1917 | φ=16 mm | 32,50 | 32,50 | 32,50 |
| 1920 | φ=16 mm | 29,95 | 31,20 | 28,70 |
| 1921 | φ=16 mm | 30,50 | 32,00 | 29,00 |
| 1923 | φ=16 mm | 29,50 | 32,50 | 25,00 |
| 1924 | φ=16 mm | 27,75 | 28,00 | 27,50 |
| 1925 | ф=16 mm | 29,00 | 29,00 | 29,00 |
| 1927 | φ=16 mm | 27,86 | 34,00 | 21,00 |
| 1930 | φ=16 mm | 30,00 | 30,00 | 30,00 |
| 1931 | φ=16 mm | 30,42 | 36,30 | 24,50 |
| 1932 | φ=16 mm | 29,27 | 35,60 | 24,10 |
| 1933 | φ=16 mm | 29,00 | 29,00 | 29,00 |
| 1934 | φ=16 mm | 25,00 | 26,00 | 24,00 |
| 1936 | φ=16 mm | 24,90 | 31,00 | 18,00 |
| 1937 | φ=16 mm | 27,54 | 33,70 | 18,00 |
| 1939 | φ=16 mm | 27,61 | 37,40 | 17,00 |
| 1940 | ф=16 mm | 24,00 | 24,00 | 24,00 |
| 1942 | φ=16 mm | 24,15 | 24,70 | 23,65 |
| 1943 | φ=16 mm | 25,63 | 33,20 | 18,00 |
| 1946 | φ=16 mm | 21,84 | 33,00 | 11,00 |
| 1947 | ф=16 mm | 24,22 | 25,22 | 22,00 |
| 1948 | φ=16 mm | 26,88 | 36,00 | 16,00 |
| 1949 | ф=16 mm | 24,07 | 34,00 | 14,00 |
| 1950 | φ=16 mm | 26,02 | 33,00 | 20,00 |
| 1955 | φ=16 mm | 25,65 | 33,00 | 12,00 |

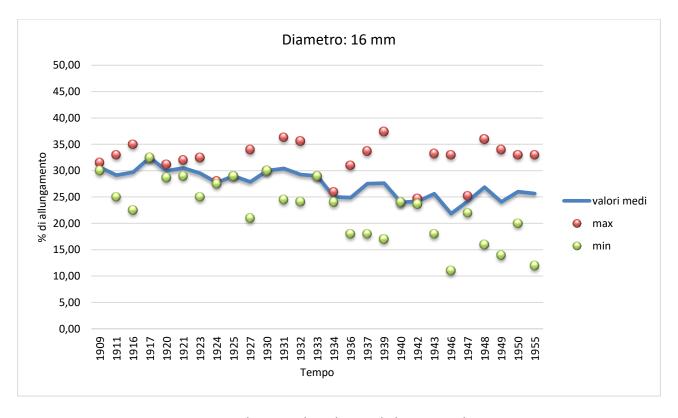


Figura 6.33: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| | \ | /ALORI MEDI A | λ% | |
|------|---------|---------------|-------|-------|
| [-] | [mm] | [%] | max | min |
| 1909 | φ=18 mm | 30,00 | 31,10 | 28,40 |
| 1911 | φ=18 mm | 29,41 | 29,41 | 29,41 |
| 1914 | φ=18 mm | 29,50 | 30,00 | 29,00 |
| 1915 | φ=18 mm | 31,00 | 33,00 | 29,00 |
| 1916 | φ=18mm | 30,36 | 33,00 | 27,00 |
| 1917 | φ=18 mm | 34,50 | 36,00 | 33,00 |
| 1918 | φ=18 mm | 33,73 | 35,00 | 31,00 |
| 1919 | φ=18 mm | 30,08 | 32,80 | 28,00 |
| 1920 | φ=18 mm | 30,85 | 31,70 | 30,00 |
| 1921 | φ=18 mm | 30,85 | 32,00 | 29,70 |
| 1925 | φ=18 mm | 30,50 | 30,50 | 30,50 |
| 1927 | φ=18 mm | 26,87 | 32,00 | 20,00 |
| 1931 | φ=18 mm | 29,79 | 34,40 | 21,00 |
| 1932 | φ=18 mm | 28,83 | 34,00 | 22,50 |
| 1935 | φ=18 mm | 27,60 | 27,60 | 27,60 |
| 1936 | φ=18 mm | 28,95 | 32,80 | 25,00 |
| 1937 | φ=18 mm | 28,97 | 30,00 | 26,00 |
| 1939 | φ=18 mm | 27,28 | 36,40 | 19,00 |
| 1942 | φ=18 mm | 26,53 | 28,90 | 24,25 |
| 1943 | φ=18 mm | 22,94 | 35,00 | 15,00 |
| 1946 | φ=18 mm | 23,02 | 35,00 | 12,00 |
| 1947 | φ=18 mm | 22,33 | 31,10 | 13,00 |
| 1948 | φ=18 mm | 26,05 | 34,00 | 20,00 |
| 1949 | φ=18 mm | 24,16 | 35,00 | 14,00 |
| 1950 | φ=18 mm | 25,54 | 35,00 | 15,00 |
| 1955 | φ=18 mm | 24,90 | 35,00 | 14,00 |

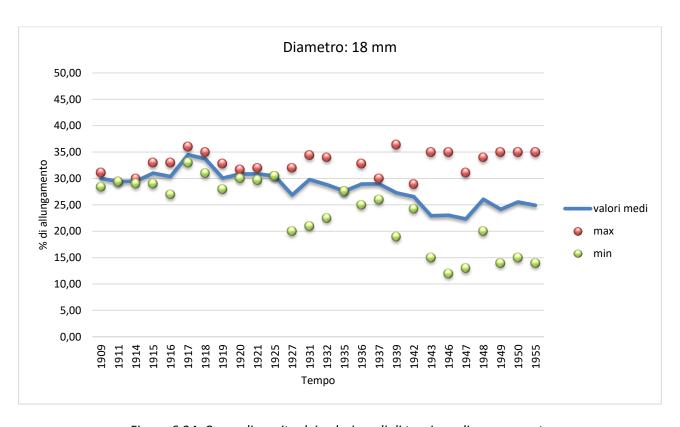


Figura 6.34: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| VALORI MEDI A% | | | | |
|----------------|---------|-------|-------|-------|
| [-] | [mm] | [%] | max | min |
| 1909 | ф=20 mm | 27,20 | 28,50 | 26,00 |
| 1911 | ф=20 mm | 26,92 | 34,00 | 17,00 |
| 1915 | ф=20 mm | 26,67 | 28,00 | 25,00 |
| 1916 | φ=20mm | 28,30 | 32,50 | 23,00 |
| 1917 | ф=20 mm | 30,75 | 34,50 | 27,00 |
| 1919 | ф=20 mm | 29,41 | 34,00 | 25,00 |
| 1920 | ф=20 mm | 32,50 | 32,50 | 32,50 |
| 1925 | ф=20 mm | 31,50 | 31,50 | 31,50 |
| 1927 | φ=20 mm | 31,00 | 33,00 | 29,00 |
| 1930 | ф=20 mm | 30,00 | 30,00 | 30,00 |
| 1931 | φ=20 mm | 26,95 | 35,00 | 17,00 |
| 1932 | ф=20 mm | 27,14 | 38,00 | 16,00 |
| 1933 | φ=20 mm | 28,00 | 28,00 | 28,00 |
| 1934 | φ=20 mm | 27,00 | 28,00 | 26,00 |
| 1935 | φ=20 mm | 25,00 | 25,00 | 25,00 |
| 1936 | ф=20 mm | 25,29 | 31,00 | 17,00 |
| 1937 | φ=20 mm | 28,05 | 35,00 | 21,00 |
| 1939 | φ=20 mm | 28,75 | 34,00 | 22,00 |
| 1940 | φ=20 mm | 27,50 | 27,50 | 27,50 |
| 1942 | φ=20 mm | 27,17 | 29,50 | 25,10 |
| 1943 | φ=20 mm | 24,82 | 30,00 | 18,00 |
| 1946 | φ=20 mm | 25,00 | 26,00 | 24,00 |
| 1947 | ф=20 mm | 22,37 | 30,00 | 16,00 |
| 1948 | φ=20 mm | 25,16 | 35,00 | 15,00 |
| 1949 | φ=20 mm | 24,44 | 33,00 | 13,00 |
| 1950 | φ=20 mm | 27,47 | 33,00 | 21,00 |
| 1955 | φ=20 mm | 25,37 | 34,00 | 15,00 |

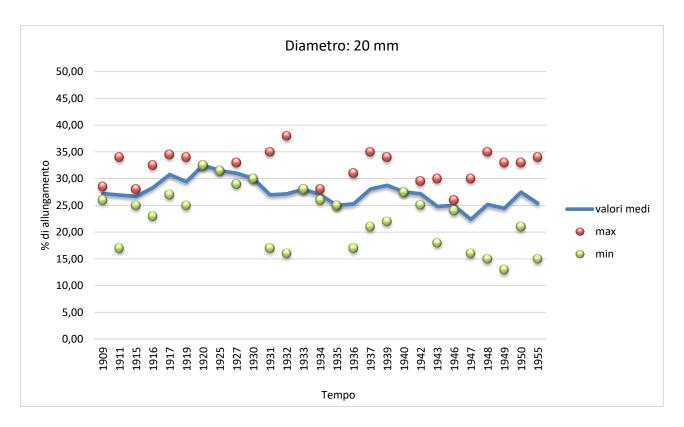


Figura 6.35: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| VALORI MEDI A% | | | | |
|----------------|---------|-------|-------|-------|
| [-] | [mm] | [%] | max | min |
| 1911 | φ=22 mm | 28,30 | 29,00 | 27,60 |
| 1919 | φ=22 mm | 23,33 | 30,00 | 18,00 |
| 1925 | φ=22 mm | 30,40 | 30,40 | 30,40 |
| 1927 | φ=22 mm | 31,29 | 34,00 | 27,00 |
| 1930 | φ=22 mm | 33,00 | 33,00 | 33,00 |
| 1931 | φ=22 mm | 29,30 | 35,00 | 23,00 |
| 1937 | φ=22 mm | 24,45 | 26,40 | 22,00 |
| 1943 | φ=22 mm | 27,30 | 27,30 | 27,30 |
| 1946 | φ=22 mm | 20,00 | 21,00 | 19,00 |
| 1947 | φ=22 mm | 20,78 | 27,70 | 13,00 |
| 1948 | φ=22 mm | 25,10 | 30,20 | 20,00 |
| 1949 | φ=22 mm | 24,43 | 32,00 | 16,00 |
| 1950 | φ=22 mm | 25,93 | 32,00 | 18,00 |
| 1955 | φ=22 mm | 22,51 | 33,00 | 13,00 |

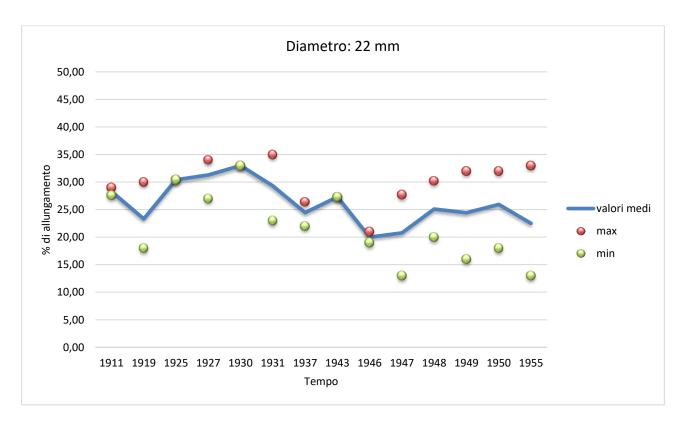


Figura 6.36: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

| | VALORI MEDI A% | | | | |
|------|----------------|-------|-------|-------|--|
| [-] | [mm] | [%] | max | min | |
| 1916 | φ=24mm | 29,00 | 30,00 | 28,00 | |
| 1927 | φ=24 mm | 27,00 | 34,00 | 25,00 | |
| 1935 | φ=24 mm | 29,27 | 32,00 | 27,50 | |
| 1937 | φ=24 mm | 30,03 | 31,30 | 29,00 | |
| 1939 | φ=24 mm | 29,00 | 30,00 | 28,00 | |
| 1942 | φ=24 mm | 24,30 | 24,30 | 24,30 | |
| 1943 | φ=24 mm | 28,00 | 28,00 | 28,00 | |
| 1946 | φ=24 mm | 25,32 | 25,32 | 25,32 | |
| 1947 | φ=24 mm | 24,44 | 24,44 | 24,44 | |
| 1948 | φ=24 mm | 24,96 | 29,10 | 19,00 | |
| 1949 | φ=24 mm | 27,81 | 33,00 | 17,00 | |
| 1950 | φ=24 mm | 24,66 | 34,00 | 14,00 | |
| 1955 | φ=24 mm | 25,01 | 32,00 | 17,00 | |

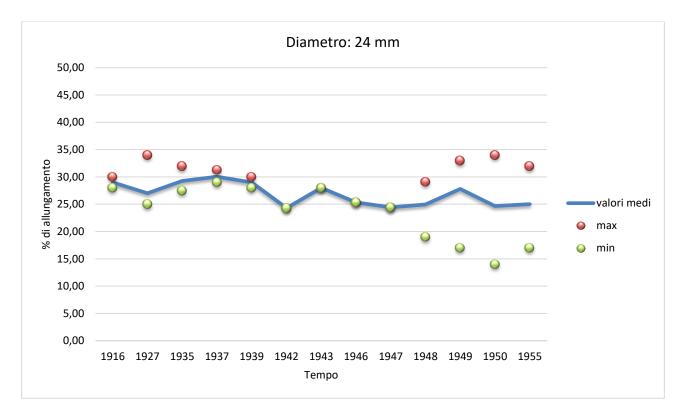


Figura 6.37: Curva di crecita dei valori medi di tensione di snervamento

Come si può osservare dai diagrammi sopra riportati, l'andamento degli allungamenti percentuali a rottura nel corso degli anni presenta un trend decrescente nel periodo in esame, riportando una variazione media di circa il 5 - 10% fra l'inizio e la fine dell'intervallo temporale. Questo risultato è in linea con il grafico di figura 6.37, ottenuto andando ad analizzare tutti i provini del database insieme e suddividendoli in funzione dei rispettivi anni; ciò sta ad indicare che l'allungamento percentuale a rottura nel corso del tempo varia indipendentemente dal diametro dei provini, riportando un profilo decrescente nel tempo con piccole oscillazioni che al massimo raggiungono il 10% fra un anno e l'altro per i diametri più piccoli. Un'altra considerazione riguarda invece la distribuzione dei valori di massimo e minimo riportati nei diagrammi: così come per la tensione di rottura, anche in questo caso tali valori estremi, riportati per ogni anno preso in esame, hanno un andamento che tende ad allontanarsi dal valore medio nel corso del tempo. Ciò è dovuto al fatto che andando avanti nel tempo è stata analizzata una mole di dati sempre maggiore, dunque la

distribuzione dei valori attorno al valore medio si è ampliata facendo aumentare il range all'interno del quale ricadono i punti del database per quei determinati anni; vieceversa, in diversi casi, i primi anni del periodo mostrano un range ridotto ad un solo punto proprio perché la disponibilità di dati per quei determinati anni e diametri era ridotta ad una sola misurazione.

6.5.3 Analisi per tipi di acciaio nel periodo di riferimento

Un terzo tipo di analisi sui dati raccolti è stata effettuata andando a suddividere il database in funzione delle tipologie di acciaio presenti nel periodo in esame. Ciò è importante in quanto, se si dispone di uno stato di conoscenza che comprende, oltre al periodo di costruzione, anche la categoria di acciaio adoperata, è ovviamente possibile ridurre le incertezze legate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche. In tal senso, come è possibile osservare dai diagrammi riportati in questo paragrafo, le distribuzioni in funzione della categoria di acciaio mostrano una misura della dispersione intorno al valore atteso più bassa. Quindi se è nota anche la categoria di acciaio utilizzata, è possibile affidarsi a valori di tensioni di rottura più realistici ed affetti da una minore incertezza.

1) Acciaio comune:

| | gauss | reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 1717 | 1717 |
| sqm= | 95,79056294 | |
| min= | | 35,935835 |
| fratt_5%= | 337,462484 | 381,049464 |
| fratt_25%= | 430,4751206 | 427,770497 |
| Media= | 495,03796 | 495,03796 |
| fratt_75%= | 559,6007994 | 560 |
| fratt_95%= | 652,613436 | 660 |
| max= | | 909,944309 |
| mediana= | | 473,600173 |

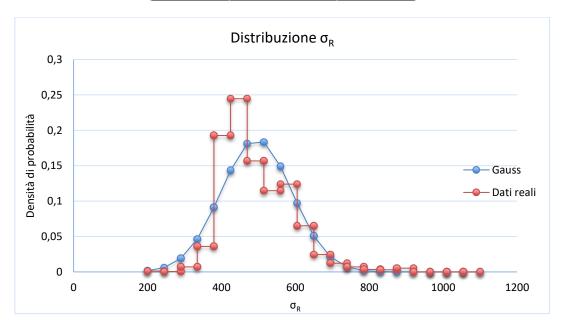


Figura 6.38: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

2) Acciaio Aq 42:

| | gauss | reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 290 | 290 |
| sqm= | 111,7963731 | |
| min= | | 336,420315 |
| fratt_5%= | 339,101105 | 387,889379 |
| fratt_25%= | 447,6553833 | 451,898167 |
| Media= | 523,0061387 | 523,006139 |
| fratt_75%= | 598,3568942 | 573,962615 |
| fratt_95%= | 706,9111724 | 719,673802 |
| max= | | 996,185484 |
| mediana= | | 499,755087 |

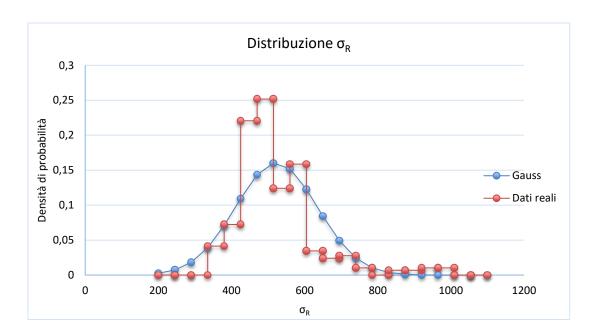


Figura 6.39: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

3) Acciaio Aq 50:

| | gauss | reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 3241 | 3241 |
| sqm= | 103,6932089 | |
| min= | | 153,465345 |
| fratt_5%= | 402,1739172 | 423,610041 |
| fratt_25%= | 502,8600231 | 504,271423 |
| Media= | 572,7492459 | 572,749246 |
| fratt_75%= | 642,6384686 | 624,85934 |
| fratt_95%= | 743,3245745 | 756,37105 |
| max= | | 992,281392 |
| mediana= | | 567,271668 |

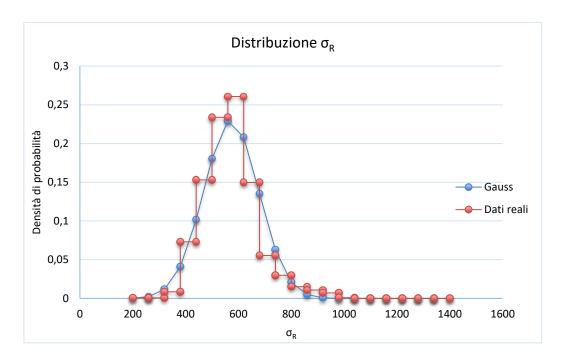


Figura 6.40: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

4) Aq 60:

| | gauss | reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 718 | 718 |
| sqm= | 118,3439568 | |
| min= | | 101,936799 |
| fratt_5%= | 470,8675964 | 474,247877 |
| fratt_25%= | 585,7795785 | 591,364123 |
| Media= | 665,5434054 | 665,543405 |
| fratt_75%= | 745,3072323 | 732,386685 |
| fratt_95%= | 860,2192144 | 873,991232 |
| max= | | 1135,86719 |
| mediana= | | 656,472987 |

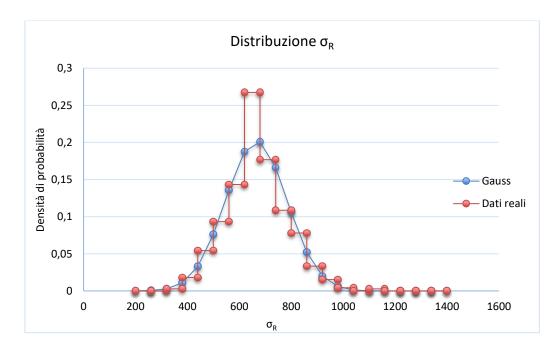


Figura 6.41: Curva di crecita dei valori medi di tensione di rottura

Dall'osservazione dei diagrammi ottenuti, è possibile constatare che all'aumentare della classe di resistenza le curve si spostano verso destra; inoltre le curve si abbassano e si allargano, ovvero la probabilità che si verifichi il valore atteso medio tende a diminuire, e le deviazioni standard tendono ad aumentare. Ciò è indice di una maggiore incertezza sulla tensione di rottura per le tipologie di acciaio a resistenza maggiore. Di seguito si riporta il grafico comparato che descrive proprio la variazione delle distribuzioni dei valori di σ_R in funzione della tipologia di acciaio.

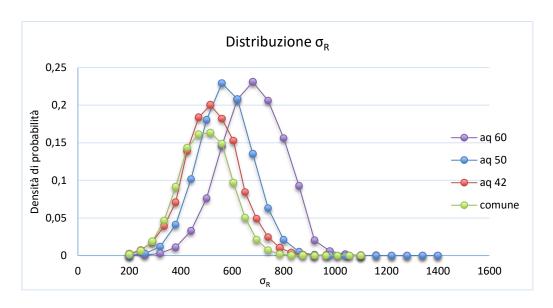


Figura 6.42: Curve di crecita dei valori medi di tensione di rottura a confronto

La stessa analisi eseguita per anno e categoria mostra un andamento pseudo costante, anno dopo anno, della tensione media di rottura all'interno della stessa categoria di acciaio, con un leggero trend crescente che riconferma come nel tempo sia aumentato il valore di questa caratteristica meccanica dei provini. Dal diagramma ottenuto si evdenzia inoltre la suddivisione degli acciai che la normativa dell'epoca aveva sancito per questo materiale, definendo classi ben distinte in funzione della tensione di rottura.

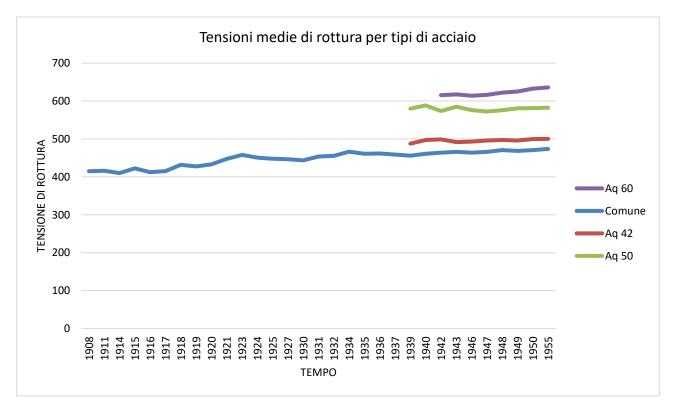


Figura 6.43: Variazione nel tempo dei valori medi di tensione di rottura per tipologie di acciaio

Analogamente a quanto fatto nel paragrafo precedente, si passa all'analisi del secondo parametro meccanico preso in esame in questo studio, ovvero l'allungamento percentuale a rottura. Anche in questo caso, come in precedenza, è stato suddiviso il database in funzione delle tipologie di acciaio presenti nel periodo in esame

e sono stati riportati i diagrammi relativi all'analisi statistica effettuata tramite la macro del foglio di calcolo. Di seguito si riportano i risultati.

5) Acciaio di tipo comune:

| | gauss | reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 1617 | 1617 |
| sqm= | 5,679967793 | |
| min= | | 0,95 |
| fratt_5%= | 17,70339176 | 15 |
| fratt_25%= | 23,21864048 | 25 |
| Media= | 27,04693878 | 27,0469388 |
| fratt_75%= | 30,87523707 | 30,6 |
| fratt_95%= | 36,39048579 | 33,5 |
| max= | | 54 |
| mediana= | | 28 |

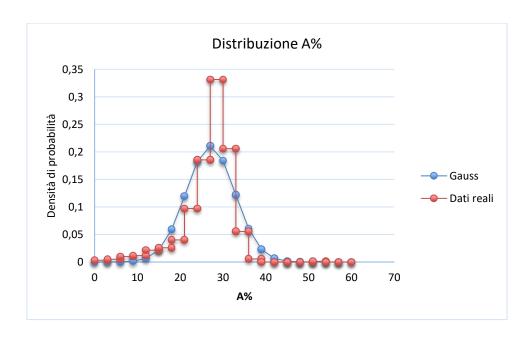


Figura 6.44: Curva di crecita dei valori medi di allungamento % a rottura

6) Acciaio Aq 42:

| | gauss | reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 281 | 281 |
| sqm= | 5,937416898 | |
| min= | | 5 |
| fratt_5%= | 16,71479974 | 15 |
| fratt_25%= | 22,48003154 | 23,7 |
| Media= | 26,48185053 | 26,4818505 |
| fratt_75%= | 30,48366952 | 30 |
| fratt_95%= | 36,24890133 | 35 |
| max= | | 39 |
| mediana= | | 27,5 |

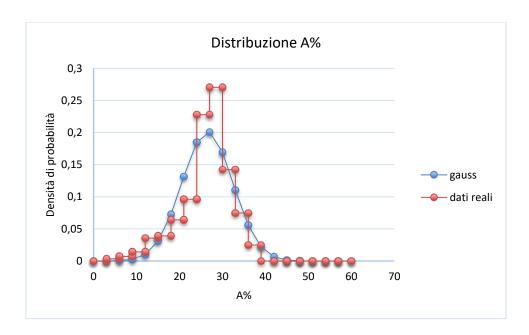


Figura 6.45: Curva di crecita dei valori medi di allungamento % a rottura

7) Acciaio Aq 50:

| | gauss | reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 3193 | 3193 |
| sqm= | 7,64955589 | |
| min= | | 0,9 |
| fratt_5%= | 12,89913011 | 15 |
| fratt_25%= | 20,32684888 | 22,5 |
| Media= | 25,48264955 | 25,4826495 |
| fratt_75%= | 30,63845022 | 28,7 |
| fratt_95%= | 38,06616899 | 33 |
| max= | | 314 |
| mediana= | | 26 |

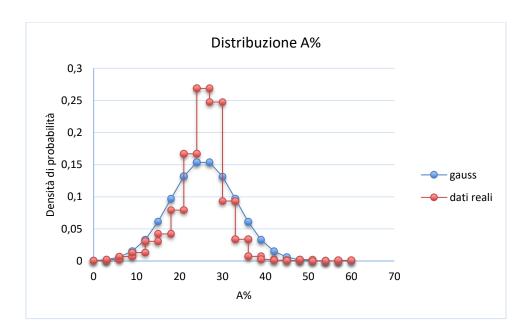


Figura 6.46: Curva di crecita dei valori medi allungamento % a rottura

8) Acciaio Aq 60:

| | gauss | reali |
|------------|-------------|------------|
| n= | 713 | 713 |
| sqm= | 5,646995841 | |
| min= | | 5 |
| fratt_5%= | 12,33147726 | 12,75 |
| fratt_25%= | 17,81471022 | 17,5 |
| Media= | 21,62078541 | 21,6207854 |
| fratt_75%= | 25,42686061 | 26 |
| fratt_95%= | 30,91009357 | 30 |
| max= | | 40 |
| mediana= | | 21,6 |

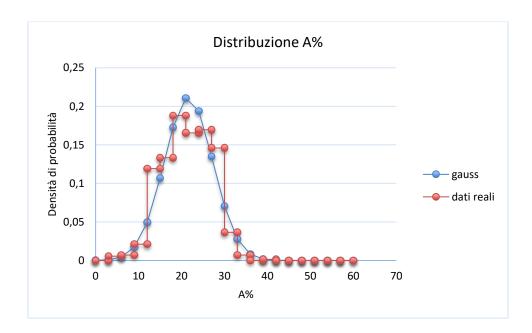


Figura 6.47: Curva di crecita dei valori medi allungamento % a rottura

I risultati ottenuti mostrano come all'aumentare della classe di resistenza il valore medio dell'allungamento percentuale a rottura tende a diminuire; infatti le curve tendono a spostarsi verso sinistra evidenziando come all'aumentare della resistenza diminuisce la duttilità. Nota la categoria di acciaio, quindi è possibile considerare un valore di percentuale di allungamento più consono. Nel grafico comparato sottostante si evidenzia proprio questa variazione delle curve infunzione della tipologia di acciaio a cui sono correlate.

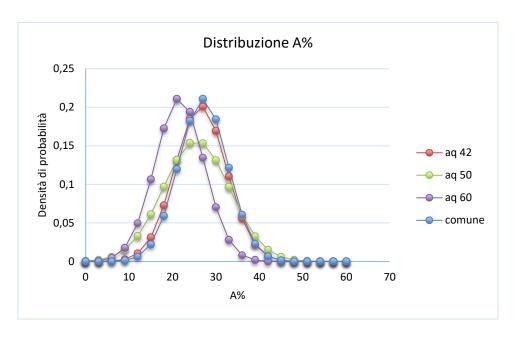


Figura 6.48: Curve di crecita dei valori medi allungamento % a rottura a confronto

CAPITOLO 7. APPLICAZIONE AL CASO REALE

7.1. Il Ponte sulle Rocche nel Comune di Montaldo Roero (CN)

La struttura presa in esame come caso studio per l'applicazione pratica della metodologia descritta in precedenza per la conoscenza delle caratteristiche meccaniche degli acciai da cemento armato in caso di mancanza di informazioni certe sulla struttura e in assenza di risultati di prove di laboratorio sui materiali, è un viadotto sito nel comune di Cuneo.



Figura 7.1: Ponte sulle Rocche nel Comune di Montaldo Roero (CN)

Nel 2014 , con delibera del presidente Federico Borgna, la Provincia di Cuneo ha approvato il progetto definitivo-esecutivo relativo all'intervento di manutenzione straordinaria del Ponte sulle Rocche di Montaldo Roero, lungo la strada provinciale 119 all'uscita dell'abitato di Montaldo, prima dell'incrocio per Baldissero d'Alba e Ceresole. La spesa totale è di 100 mila euro. Si tratta di un ponte a più campate, realizzato tra il 1929 e il 1931 e preceduto da un manufatto della stessa epoca a due campate vicino al santuario della Madonnina. Entrambi i manufatti presentavano evidenti segni di degrado e data l'importanza della provinciale 119 come via di comunicazione per l'abitato di Montaldo Roero verso la pianura torinese e le particolari caratteristiche architettoniche dei manufatti, si è reso necessario intervenire. Questo primo intervento serve a realizzare un'opera provvisionale con un rinforzo delle pile doppie, fortemente degradate. La spesa totale ammonta a 100 mila euro ed è finanziata mediante avanzo di amministrazione.

L'opera è costituita da:

- impalcato: soletta, travi longitudinali e trasversi;
- pile: pilastri ed elementi orizzontali di collegamento;
- fondazioni: setti;
- spalle.

La struttura portante dell'impalcato, delle pile e delle fondazione è costituita da elementi in cemento armato. Le spalle sono realizzate in muratura di elementi in laterizio pieno.

Il viadotto è costituito da tre tratti:

- 1. lato Montaldo: tratto curvilineo a 2 campate, rispettivamente di lunghezza media 8.70 m e 9.15 m;
- 2. centrale: tratto rettilineo a 4 campate, rispettivamente di lunghezza 15.00 m, 15.70 m, 15.70 m e 15.00 m;
- 3. lato Baldissero: tratto curvilineo a 2 campate, rispettivamente di lunghezza media 9.60 m e 9.05 m.

La larghezza complessiva attuale del ponte è pari a 5.44 m; la larghezza della carreggiata è circa pari a 5.10 m.

Le pile sono in numero di 7, denominate partendo da Montaldo, con le lettere A, B, C, D, E, F, G; hanno altezza variabile, in funzione dell'andamento delle scarpate della gola e sono costituite da pilastri collegati da elementi orizzontali. I pilastri delle pile, denominati con le lettere A, C, D, E, G hanno sezione 50x50 cm circa, mentre i pilastri delle pile B, F sono doppi e hanno sezione 40x50 cm circa. In corrispondenza di questi ultimi vi sono i giunti di separazione dei tratti di impalcato.

Le pile sono collegate ai setti di fondazione, la cui profondità non è stata indagata. Si rimanda al paragrafo relativo all'indagine storica per l'individuazione della quota di imposta delle fondazioni.

Di seguito si riportano gli elaborati grafici della struttura.

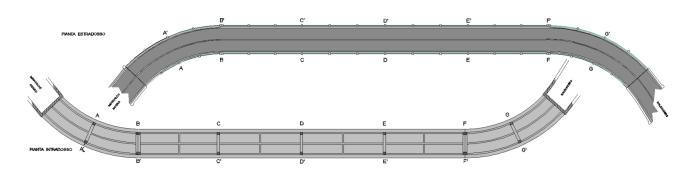


Figura 7.2: Pianta del ponte sulle Rocche nel Comune di Montaldo Roero (CN)

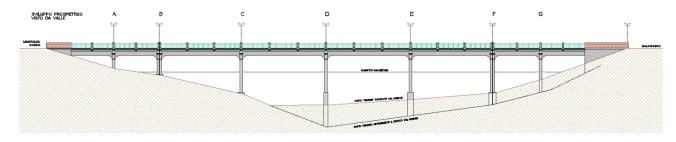


Figura 7.3: Prospetto del ponte sulle Rocche nel Comune di Montaldo Roero (CN)

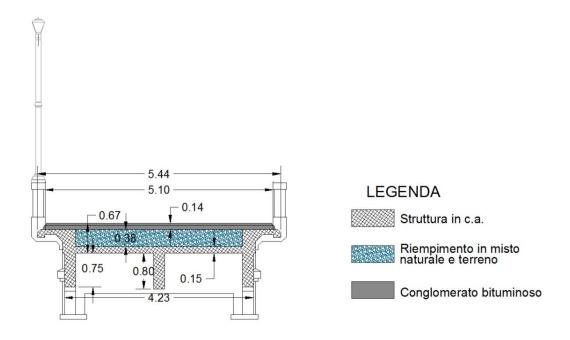


Figura 7.4: Sezione del ponte sulle Rocche nel Comune di Montaldo Roero (CN)

7.2. La normativa di riferimento all'epoca della costruzione

I lavori di realizzazione delle opere in c.a. sono durati poco più di un anno, dal 15 febbraio 1930 (data della consegna dei lavori) al 30 Aprile 1931 (data del collaudo strutturale).

La normativa tecnica di quel periodo in Italia era composta dalle seguenti norme in materia di costruzioni in calcestruzzo armato:

- 1) R.D.L. del 1927 n° 1981: Disposizione per la realizzazione di opere in c.a.;
- 2) RDL 07/06/1928 n. 1431: Prescrizioni per l'accettazione agglomerati idraulici e per l'esecuzione di opere in conglomerato cementizio;
- 3) R.D. 18/07/1930 n. 1133: Norme per le prove d'accettazione degli agglomerati idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio;
- 4) R.D. del 3/04/1930 n.682: Classificazione degli acciai da armatura.

Facendo riferimento agli acciai da cemento armato, l'ultima normativa fra quelle elencate rappresenta il primo esempio di classificazione di questo materiale da costruzione a livello normativo italiano. Si parla infatti di acciaio extradolce (ferro colato omogeneo e privo di screpolature, con resistenza a tensione compresa fra 18 e 50 kg/mm² e allungamento percentuale a rottura non inferiore al 27%.

Inoltre, il carico di sicurezza del conglomerato a taglio, che nel 1927 era stato fissato a 2 kg/cm2, dal 1930 viene ammesso che, per valori maggiori, le tensioni tangenziali siano assorbite dalle armature purché non si superino i 14 kg/cm².

7.3 Il prelievo dei provini

Per la realizzazione della prova di trazione è necessario reperire un adeguato numero di provini, possibilmente di diversi diametri, al fine di poter ottenere i dati delle prestazioni meccaniche del materiale. In una provetta si distinguono le seguenti parti:

- la lunghezza della cosiddetta "parte centrale calibrata" Lc;
- la lunghezza iniziale L₀ tra i riferimenti (2), più breve della precedente;
- il diametro d della parte calibrata a cui corrisponde una sezione S₀ (nel caso di provette a sezione circolare, larghezza a e l'altezza b della sezione se questa è rettangolare);
- le teste di serraggio (1), che hanno forma e dimensioni tali da essere afferrate tra le ganasce della macchina con cui si effettua la prova;
- i raccordi ad archi di cerchio tra la parte calibrata e le teste, necessari per evitare pericolose concentrazione di sforzi che influirebbero sui risultati della prova;
- la lunghezza totale L.

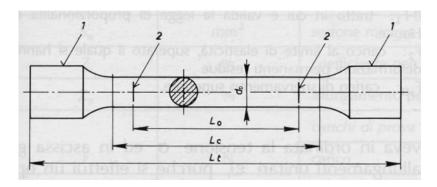
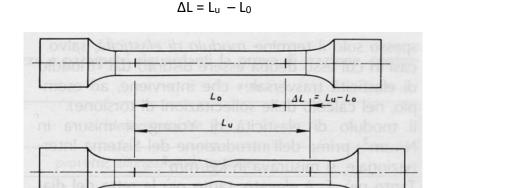


Figura 7.5: Rappresentazione di un tondino per la prova di trazione

Sulla parte calibrata devono essere incisi, prima della prova, i riferimenti che individuano il "tratto utile" L₀ ed un certo numero di intervalli N tra tali riferimenti. L'esperienza ha evidenziato che la forma e le dimensioni della provetta influenzano notevolmente le deformazioni. Per questo, è necessario assumere convenientemente la lunghezza L in modo da garantire 0 un'uniforme distribuzione dello sforza sull'intero tratto. La distanza tra i riferimenti dopo la rottura, misurata portando a far combaciare i due spezzoni, é detta lunghezza ultima L . u L'allungamento subito dalla provetta é:



(7.1)

Figura 7.6: Rappresentazione di un tondino per la prova di trazione

L'estrazione dei provini sui quali effettuare la prova di trazione viene svolta attraverso una prova ad alta invasività con la quale si estrae da un elemento in calcestruzzo armato la barra di acciaio da esaminare, adottando le necessarie misure di sicurezza al fine di evitare crolli o danneggiamenti della struttura stessa.

Una volta estratti, i campioni sono giunti presso il Politecnico di Torino dove, lavorati per renderne ortogonali le superfici di base, sono stati sottoposti a prova di rottura per trazione.

7.3.1 Confronto fra i risultati delle prove a trazione e i dati del Database

I provini che sono stati sottoposti alla prova di trazione sono stati catalogati attraverso delle sigle alfanumeriche e sono stati scelti appositamente di diverso diametro proprio per avere un quadro più ampio possibile delle caratteristiche prestazionali dell'acciaio in esame.

I tondini analizzati hanno le seguentu caratteristiche:

| N. PROVINO | SIGLA PROVINO | PROVENIENZA | ANNO | DIAMETRO | SEZIONE | $\sigma_{\scriptscriptstyle R}$ | $\sigma_{\rm y}$ | ALLUNG. % |
|------------|---------------|-------------|------|----------|--------------------|---------------------------------|------------------|-----------|
| - | - | - | - | [mm] | [cm ²] | [Mpa] | [Mpa] | [%] |
| 1 | B4 M.R. | Cuneo | 1930 | 5 | 0,206 | 583,000 | 391,000 | 20,8 |
| 2 | B3 M.R. | Cuneo | 1930 | 9 | 0,601 | 566,000 | 292,000 | 25,56 |
| 3 | B1 M.R. | Cuneo | 1930 | 10 | 0,747 | 478,000 | 276,000 | 33,4 |
| 4 | DE | Cuneo | 1930 | 10 | 0,785 | 423,000 | 302,000 | 20,8 |
| 5 | B5 M.R. | Cuneo | 1930 | 12 | 1,132 | 536,000 | 375,000 | 30,67 |
| 6 | B6 M.R. | Cuneo | 1930 | 12 | 1,109 | 519,000 | 368,000 | 34,5 |

Figura 7.7: Punti di prova del caso studio

Per verificare la validità del metodo sperimentale proposto, ovvero la definizione di un database contenente le caratteristiche prestazionali degli acciai storici utilizzabile per definire i valori di tensione a rottura e allungamento percentuale a rottura prima di effettuare gli opportuni test di laboratorio, su provini di acciaio distrutture in c.a. delle quali è nota solamente l'epoca di costruzione, è sufficiente andare ad inserire i valori riportati nella tabella sopra riportata proprio all'interno delle curve di crescita delle tensioni e degli allungamenti descritte nel capitolo precedente. Di seguito si riportano i risultati delle tre analisi descritte nei capitoli precedenti.

1° analisi:

Al fine di determinare l'epoca di realizzazione della struttura in esame, e quindi dei provini di acciaio in essa presenti, si ricorre alle curve di Gauss descritte nel paragrafo 6.4, nelle quali l'arco temporale in esame è stato suddiviso in due macro periodi, ovvero:

1° periodo: 1908 – 1939;
2° periodo: 1940 – 1955.

Andando ad inserire il valore medio di tensione di rottura oR calcolato a partire dai dati delle prove di laboratorio svolte sui provini d'acciaio in esame, è possibile osservare come esso ricade all'interno della curva corrispondente al primo periodo, ed in più scostandosi di poco dal valore medio di tale distribuzione.

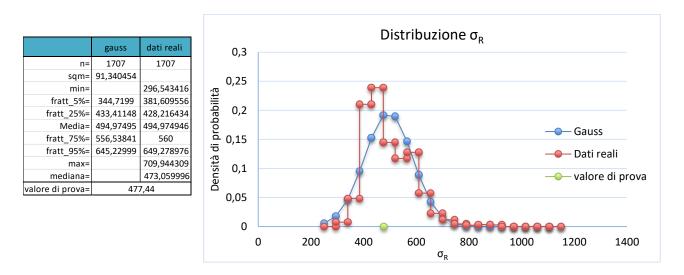


Figura 7.8: Verifica dei punti di prova nella curva di distribuzione gaussiana della tensione di rottura

2° analisi:

L'analisi fatta suddividendo i provini del database per diametri consente di ricavare il valore medio della tensione di rottura e dell'allungamento percentuale a rottura in funzione dell'anno di realizzazione del provino stesso. Di seguito si riportano i risulitati ottenuti suddivisi per i diametri considerati nei punti di prova.

1) Diametro: 5mm

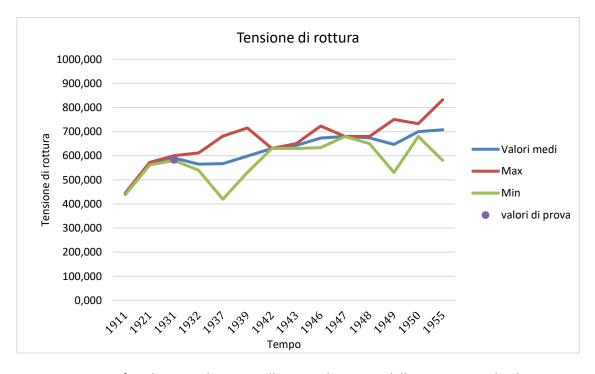


Figura 7.9: Verifica dei punti di prova nella curva di crescita della tensione media di rottura

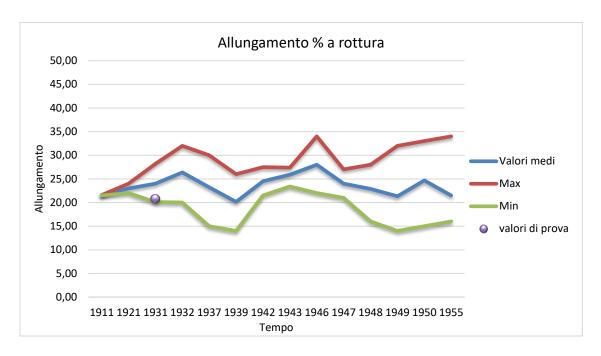


Figura 7.10: Verifica dei punti di prova nella curva di crescita dell'allungamento % a rottura

2) Diametro: 9 mm

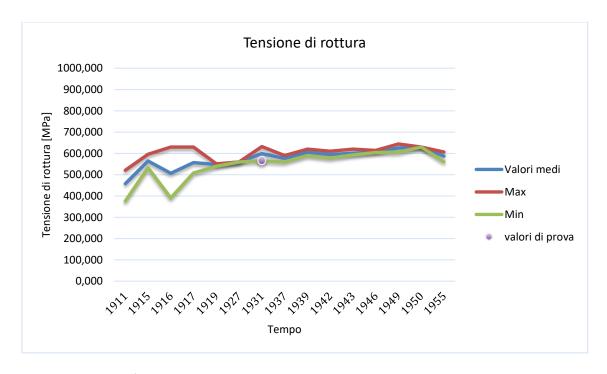


Figura 7.11: Verifica dei punti di prova nella curva di crescita della tensione media di rottura

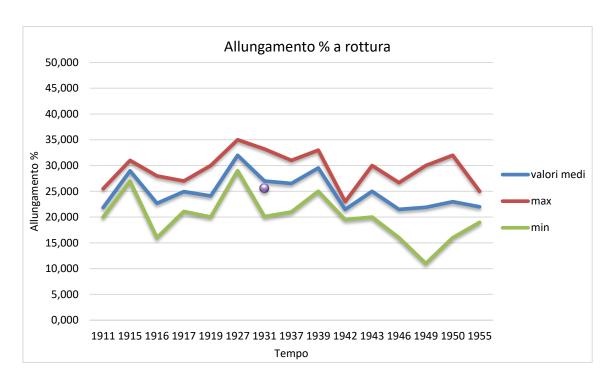


Figura 7.12: Verifica dei punti di prova nella curva di crescita dell'allungamento % a rottura

3) Diametro: 10 mm

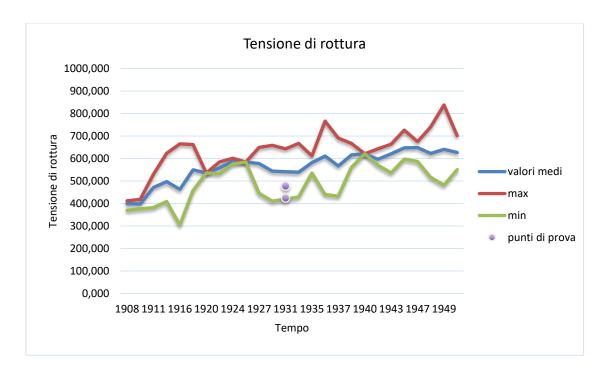


Figura 7.13: Verifica dei punti di prova nella curva di crescita della tensione media di rottura

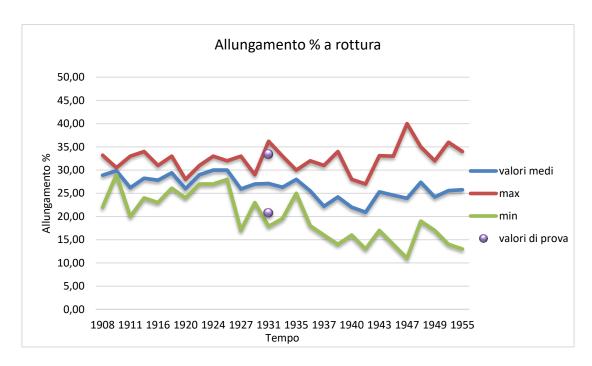


Figura 7.14: Verifica dei punti di prova nella curva di crescita dell'allungamento % a rottura

4) Diametro: 12 mm

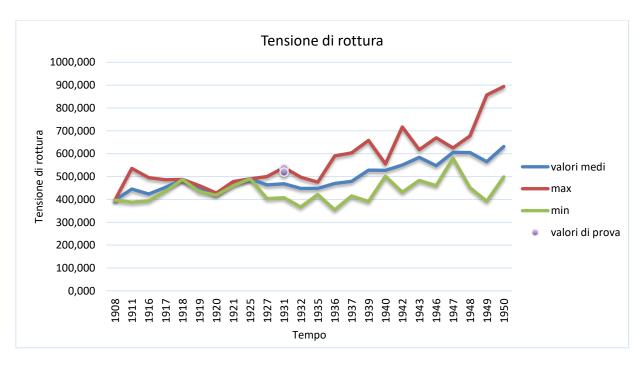


Figura 7.15: Verifica dei punti di prova nella curva di crescita della tensione media di rottura

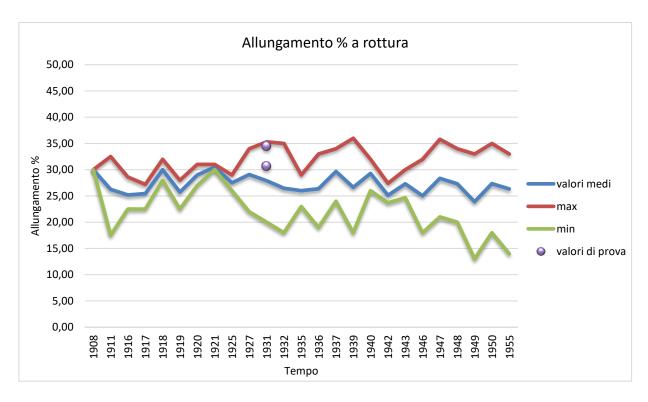


Figura 7.16: Verifica dei punti di prova nella curva di crescita dell'allungamento % a rottura

Dall'osservazione dei risultati ottenuti è possibile stabilire che il metodo statistico basato sulla raccolta delle informazioni contenute nei certificati storici del Politecnico di Torino ed elaborati nel database hanno portato alla realizzazione di un efficace soluzione che consente di predefinire correttamente le caratteristiche prestazionali di un acciaio da armatura a partire dalla sola epoca di costruzione.

L'analisi dei dati dimostra che, in assenza di prove distruttive, il ricorso alla curva di crescita della tensione media di rottura e dell'allungamento percentuale a rottura avrebbe portato ad assumere valori di tali caratteristiche compresi all'interno del range definito da tali curve e nella maggior parte dei casi al di sopra della curva corrispondente al valore mefio, dunque operando a favore di sicurezza. In generale dunque, è evidente come il manufatto analizzato mostra di avere caratteristiche prestazionali al di sopra di quelle normalmente previste per le costruzioni dell'epoca.

Un'ulteriore considerazione che può essere fatta in merito a questo metodo di valutazione delle caratteristiche prestazionali dei tondini è dato dal fatto che esso si attesta come un'analisi maggiormente a favore di sicurezza con l'aumentare del diametro del provino in esame. Infatti, osservando le curve ottenute, è possibile notare come al crescere della sezione del tondino i punti di prova tendono a spostarsi sopra la curva dei valori medi.

Una nota riguardo all'analisi effettuata è data dal fatto che, a causa della non sufficiente quantità di dati relativi al diametro 30 mm non è stato possibile realizzare la curva di livello anche per tale misura dei provini. Dunque, per rendere questa metodologia ancor più efficiente ed universalmente applicabile si rende necessario l'arricchimento del database mediante risutati di prove svolte su ulteriori diametri.

3° analisi:

Di seguito si riporta la verifica del metodo in funzione della tipologia di acciaio: nella curva gaussiana è stato riportato il valore medio delle prove di trazione a rottura svolte in laboratorio sui provini del caso di studio, comprendenti anche i tondini di diametro 30 mm. Dall'osservazione del diagramma è possibile osservare come tale valore medio si avvicina fortemente alla mediana stabilita dalla curva gaussiana per la tipologia di acciaio denominata "comune", confermando la veridicità dell'analisi svolta.

| | gauss | reali |
|------------------|-----------|-----------|
| n= | 1717 | 1717 |
| sqm= | 95,790563 | |
| min= | | 35,935835 |
| fratt_5%= | 337,46248 | 381,04946 |
| fratt_25%= | 430,47512 | 427,7705 |
| Media= | 495,03796 | 495,03796 |
| fratt_75%= | 559,6008 | 560 |
| fratt_95%= | 652,61344 | 660 |
| max= | | 909,94431 |
| mediana= | | 473,60017 |
| valore di prova= | 477 | 7,44 |

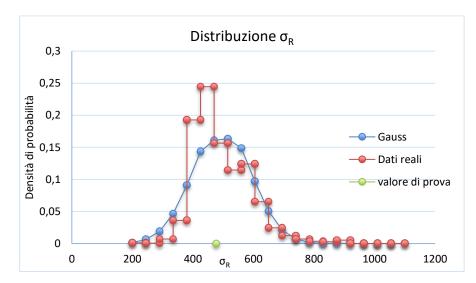


Figura 7.17: Verifica dei punti di prova nella curva di distribuzione gaussiana della tensione di rottura

CAPITOLO 8. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono presentati e discussi i risultati preliminari di un'analisi statistica effettuate su un esteso database relativo alle principali caratteristiche meccaniche degli acciai da cemento armato impiegati tra il 1908 e il 1955, desunto dallo studio di migliaia di certificati di prova emessi dal laboratorio Prove del Dipartimento di Ingegneria Edile e Strutturale (DISEG) del Politecnico di Torino.

Un primo risultato evidenzia una presenza costante dell'utilizzo degli acciai lisci negli anni presi in esame: tale risultato è dettato anche da quella che era la linea guida stabilita dalla normativa dell'epoca, all'interno della quale venivano definiti come unici tipi di acciaio utlizzabili come armature del calcestruzzo le sole barre lisce. Difatti, solo a partire dal 1960 si inizia a vedere una graduale diminuzione dell'utilizzo di queste barre a favore di quelle ad aderenza migliorata. Inoltre, è evidente dal grafico di distribuzione dei tipi di acciaio riportato in figura xx come fino al 1937 non fosse neanche specificato all'interno dei certificati di prova la tipologia di acciaio esaminata; da ciò è stata inserita per quelle prove la denominazione di acciaio "comune" al fine di descrivere in questo lavoro le caratteristiche prestazionali degli acciai di quel periodo e poter così fare un confronto con quelli degli anni successivi.

Per quanto riguarda le altre tipologie di acciaio studiate nel periodo in esame, l'acciaio AQ50 è senza dubbio la categoria più utilizzata dalla fine degli anni '30 con una progressiva diminuzione a favore di acciai definiti da una maggiore resistenza (sia a rottura che a snervamento) introdotti dagli anni '60, quali l'acciaio FeB32 e FeB38K che, infatti, risulta predominare la seconda metà degli anni '60. Gli acciai lisci sono, in generale, caratterizzati da una elevata duttilità; infatti, in media, la percentuale di allungamento è pari a circa il 25%. Analogamente, il rapporto di incrudimento si attesa su valori di circa 1.40-1.50 di gran lunga maggiori rispetto al range richiesto dalle attuali normative sismiche.

Sebbene il lavoro svolto in questa tesi sia stato circoscritto alle sole opere in conglomerato cementizio armato ordinario, nell'ottica di dover intervenire, su larga scala, in merito al problema della valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti, risulta necessario, comunque, adottare una metodologia speditiva ed uniforme.

È risultato evidente infatti nel caso del ponte sulle Rocche nel Comune di Montaldo Roero, che si inserisce nel panorame delle opere infrastrutturali della regione Piemonte. Queste sono state realizzate in epoche differenti, a partire dai primi decenni del Novecento e si trovano spesso sprovviste della documentazione di progetto, necessaria per recuperare le caratteriste prestazionali del manufatto.

Il metodo proposto consente di determinare le caratteristiche prestazionali dei provini d'acciaio in funzone delle eventuali informazioni di cui si è a conoscenza:

- 1. nel caso in cui sia nota solamente l'epoca di realizzazione della struttura si può fare affidamento alle curve descritte nel paragrafo 6.4, dove l'arco temporale in esame è stato suddiviso in due periodi (1908-1939 e 1940-1955) al fine di poter effettuare un'analisi di tipo statistico;
- 2. se oltre all'epoca di costruzione si è in possesso delle informazioni relative ai diametri dei tondini utilizzati nella struttura in questione si possono adottare le curve sopra riportate, che permettono di avere una soluzione più dettagliata e più vicina al dato reale;

3. infine, se è nota l'epoca di costruzione e si vuole determinare il tipo di acciaio che è stato impiegato nella struttura in esame, sarà sufficiente utilizzare le curve gaussiane descritte nel paragrafo 6.4.3, dove si può rilevare il valore medio della tensione di rottura e dell'allungamento percentuale a rottura proprio in funzione della tipologia di acciaio analizzata.

Le curve di crescita della tensione di rottura dell'acciaio descritte in funzione del diametro e del tipo di acciaio di cui è composto il provino diventano così, per gli acciai "storici", un modello di riferimento in funzione dell'anno di costruzione. In assenza o nell'impossibilità di eseguire prove distruttive e/o non distruttive sull'edificio, in base alla collocazione tra i livelli di tensione a rottura stabiliti dalle curve di massimo e di minimo è possibile assumere, nei confronti della costruzione, un certo margine di affidabilità e di sicurezza per quei valori che siano nell'intorno del valore medio in riferimento ad un determinato anno. I valori di tensione determinati per gli anni presi in considerazione e le curve di crescita proposte costituiscono, attualmente, solo una base di partenza per sviluppi futuri; difatti, per migliorare il grafico e renderlo fruibile anche per edifici realizzati in altre epoche, è necessario ricavare valori della tensione di rottura a trazione σ_R per ulteriori anni e diametri.

Dai risultati teorici e sperimentali prima descritti è possibile constatare che i documenti di certificazione dei materiali come quelli del Politecnico di Torino contengono utili informazioni relative alla tensione degli acciai ed alla loro evoluzione storica. Inoltre, in ciascun anno finora analizzato la distribuzione reale delle tensioni di rottura dei materiali è pressappoco di tipo normale gaussiano. È evidente una crescita della tensione media a trazione degli acciai (e dei relativi percentili) nel tempo. In circa 60 anni, la tensione media è aumentata di circa 150 MPa.

La metodologia proposta si caratterizza per essere semplificata e per attestarsi ad un livello di analisi di tipo "visivo". Questo comporta che, in presenza di evidente deficit da parte della struttura, non si possa fare a meno di svolgere tutte le analisi approfondite necessarie. Infine, è utile rilevare che i risultati ottenuti riguardano acciai integri e ben conservati nel tempo. Nel momento in cui eventuali fenomeni di degrado fossero presenti, sarebbe opportuno eseguire una riduzione delle tensioni misurate per ottenere un risultato più consono.

Il settore delle costruzioni è caratterizzato da un ampio patrimonio di edifici esistenti, realizzati nei secoli con tecniche costruttive e materiali diversi tra loro. Questo comporta che l'approccio e lo studio di ogni edificio si presta a diventare un caso singolo ed irripetibile con particolarità proprie e differenti dalle altre. I risultati ottenuti dal presente lavoro di analisi statistica possono fornire senza dubbio un utile supporto alla fase di definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, che assume un ruolo centrale nel processo di conoscenza, essenziale per la valutazione della capacità sismica del costruito esistente in cemento armato.

Bibliografia:

- [1] Bufarini. S., D'aria V.; Giacchetti R., *Il controllo strutturale degli edifici in cemento armato e muratura*, 2 ed., Roma, EPC Libri, 2010.
- [2] Siviero E., Russo S., Mazzocato S., *Le armature di rinforzo per calcestruzzo*, 1 ed., Milano, FrancoAngeli, 2001.
- [3] Nelva R., Signorelli B., Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il sistema Hennebique, Milano, Aitec, 1990.
- [4] Torricelli Marco. (2011). "Il calcestruzzo strutturale". In: In materiali da costruzione: identificazione, qualificazione, accettazione secondo le norme tecniche per le costruzioni, d.m. 14/01/2008, 2° edizione, Santarcangelo in Romagna (RN), Maggioli Editore.
- [5] Consiglio Superiore dei lavori pubblici, Linee guida sul calcestruzzo strutturale, 1996.
- [6] Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 14 gennaio, 2008.
- [7] Case Mauro, Clai Giorgio. (2000). *Prove sui materiali da costruzione per nuove opere e per verifiche di sicurezza su strutture esistenti*. Rimini. Maggioli Editore.
- [8] Meletti Carlo, Massimiliano Stucchi, Boschi Enzo. (2010). "Dalla classificazione sismica del territorio nazionale alle zone sismiche secondo la nuova normativa sismica". In: Norme tecniche per le costruzioni: guida pratica. Seconda edizione. IL SOLE 24 ORE.
- [9] Baldi Paolo. (1998). *Calcolo della probabilità e statistica*. Seconda Edizione. Milano. McGraw Hill libri Italia.
- [10] Mapei. Il degrado del calcestruzzo.
- http://www.mapei.com/public/IT/linedocument/degrado%20cls.pdf
- [11] Sollazzo A., Sgobbo C. (2008) "La norme ufficiali italiane sul cemento armato e il loro sviluppo durante il XX secolo". In: Sicurezza e conservazione delle prime costruzioni in calcestruzzo armato: il viadotto di Corso Italia a Bari. Prima edizione. Novara. Città Studi EDIZIONI.
- [12] Santarella L., Prontuario del cemento armato, 2 ed., Milano, Hoepli, 1930.
- [13] Albenga G., Sguardo sintetico all' evoluzione del cemento armato dall' origine ai giorni nostri, Roma, Faili, 1945.
- [14] Arpaia M., Pedeferri P., Corrosione e protezione delle strutture metalliche e in cemento armato negli ambienti naturali, Milano, 1987.
- [15] Iori T., Il cemento armato in Italia: dalle origini alla seconda guerra mondiale, Roma, Edilstampa, 2001.
- [16] Mattone M., Amarilla L., Architettura in ferro e calcestruzzo armato : nuove tecnologie costruttive tra Ottocento e Novecento in Italia e in Argentina, Torino, Cedil, 2011.
- [17] Di Biase C., Il degrado del calcestruzzo nell'architettura del Novecento, Santarcangelo di Romagna: Maggioli,2009.

- [18] Circ. esplicativa NTC 2008 n° 617 del 02/02/2009.
- [19] Lentile R., Architetture in cemento armato: orientamenti per la conservazione, Milano, Angeli, 2008.
- [20] C. Simonnet, Le béton: histoire d'un matériaux, Marseille 2005.
- [21] T. Iori, A. Marzo Magno, *150 anni di storia del cemento in Italia*, 1861-2011. Le opere, gli uomini, le imprese, Roma 2011.
- [22] A. Zappa, Cemento: storia, metamorfosi recenti, «Casabella», 2012, 818, pp. 52-54.
- [23] V. Marchis, Storia delle macchine. Tre millenni di cultura tecnologica, Roma-Bari 1994, nuova ed. riv. e accresciuta 2005.
- [24] UNI EN 10080:2005 Acciaio d'armatura per calcestruzzo Acciaio d'armatura saldabile Generalità.
- [25] L. Bertolini, B.Elsener, P. Pedeferri, R. Polder, *Corrosion and protection of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair*, Wiley, 2004.
- [26] P. Pedeferri, L. Bertolini, *La durabilità del calcestruzzo armato*, con CD ROM, ISBN 88 386 0845-Ed. Mc Graw-Hill, 2000.
- [27] Regio Decreto 18 aprile 1909 n.193.
- [28] Regio Decreto Legge 23 Ottobre 1924, n. 2089.
- [29] Regio Decreto Legge 29 Settembre 1933, n. 1213.
- [30] Regio Decreto Legge 22 Marzo 1935, n. 640.
- [31] Regio Decreto Legge 22 Novembre 1937, n. 2105.
- [32] Regio Decreto Legge 16 Novembre 1939, n. 2228.
- [33] Colla Elisa (2014). *STIMA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE DEI CALCESTRUZZI STORICI*. Tesi di laurea magistrale. Torino. Politecnico di Torino.
- [34] M. Verderame, P. Ricci, M. Esposito, F.C. Sansiviero, *LE CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI IMPIEGATI NELLE STRUTTURE IN C.A. REALIZZATE DAL 1950 AL 1980, 2011.*
- [35] E. Traettino (2005). *IL DEGRADO DEL CEMENTO ARMATO*. Tesi di dottorato. Napoli. Università degli studi di Napoli Federico II.
- [36] D. Maggio (2010). GLI IMPALCATI A PIASTRA IN C.A. TECNOLOGIA, COSTRUZIONE E RAPPORTO CON LE DESTINAZIONI FUNZIONALI. Tesi di laurea. Milano. Politecnico di Milano.
- [37] A. Romagnolo. APPUNTI PER UNA CRONOLOGIA RAGIONATA DELL'ARCHITETTURA STORICA IN CEMENTO ARMATO TRA SVILUPPO TECNOLOGICO E RICERCA ESTETICA. Messina. Istituto tecnico "Majorana".

Allegato 1

La macro

Sub Macro1()

ı

' Macro1 Macro

•

Dim cella As Double 'valore nella cella letta

Dim C(20) As Integer ' numero casi nelle classi di resistenza

Dim n As Integer 'numero di casi analizzato

Dim i, j, indmin As Integer 'variabili dei cicli

Dim somma As Double 'somma delle resistenze

Dim medio As Double 'calcolo del valore medio

Dim somquaddiff As Double 'somma dei quadrati della differenza

Dim scarto As Double 'scarto quadratico medio

Dim gauss As Double 'valori della legge di gauss

Dim min As Double 'valore minimo

Dim max As Double 'valore massimo

Dim a() As Double 'vettore disordinato delle resistenze

Dim b() As Double 'vettore ordinato delle resistenze

Dim Delta As Double 'intervallo di variazione

'azzero le classi

For i = 1 To 20

C(i) = 0

Next i

'legge i casi nelle classi di resistenza

'calcolo del numero dei casi e max e min

Range("q1").Select

Delta = ActiveCell.Value 'intervallo di variazione

Range("i5").Select

n = 0

max = 0

min = 1500

Do

cella = ActiveCell.Value

If cella = 10000 Then Exit Do

If cella <= Delta Then

$$C(1) = C(1) + 1$$

Elself cella > Delta And cella <= Delta * 2 Then

$$C(2) = C(2) + 1$$

Elself cella > Delta * 2 And cella <= Delta * 3 Then

$$C(3) = C(3) + 1$$

Elself cella > Delta * 3 And cella <= Delta * 4 Then

$$C(4) = C(4) + 1$$

ElseIf cella > Delta * 4 And cella <= Delta * 5 Then

$$C(5) = C(5) + 1$$

ElseIf cella > Delta * 5 And cella <= Delta * 6 Then

$$C(6) = C(6) + 1$$

Elself cella > Delta * 6 And cella <= Delta * 7 Then

$$C(7) = C(7) + 1$$

Elself cella > Delta * 7 And cella <= Delta * 8 Then

$$C(8) = C(8) + 1$$

Elself cella > Delta * 8 And cella <= Delta * 9 Then

$$C(9) = C(9) + 1$$

Elself cella > Delta * 9 And cella <= Delta * 10 Then

$$C(10) = C(10) + 1$$

Elself cella > Delta * 10 And cella <= Delta * 11 Then

$$C(11) = C(11) + 1$$

Elself cella > Delta * 11 And cella <= Delta * 12 Then

$$C(12) = C(12) + 1$$

Elself cella > Delta * 12 And cella <= Delta * 13 Then

$$C(13) = C(13) + 1$$

Elself cella > Delta * 13 And cella <= Delta * 14 Then

$$C(14) = C(14) + 1$$

Elself cella > Delta * 14 And cella <= Delta * 15 Then

$$C(15) = C(15) + 1$$

Elself cella > Delta * 15 And cella <= Delta * 16 Then

$$C(16) = C(16) + 1$$

Elself cella > Delta * 16 And cella <= Delta * 17 Then

$$C(17) = C(17) + 1$$

Elself cella > Delta * 17 And cella <= Delta * 18 Then

$$C(18) = C(18) + 1$$

Elself cella > Delta * 18 And cella <= Delta * 19 Then

$$C(19) = C(19) + 1$$

ElseIf cella > Delta * 19 Then

$$C(20) = C(20) + 1$$

End If

n = n + 1

somma = somma + cella

'calcolo del massimo

If cella > max Then

max = cella

End If

'calcolo del minimo

If cella < min Then

min = cella

End If

ActiveCell.Offset(1, 0).Select

Loop

Range("n4").Select

ActiveCell.Value = n

Range("o4").Select

ActiveCell.Value = n

Range("o6").Select

ActiveCell.Value = min

Range("o12").Select

ActiveCell.Value = max

'stampo classi di frequenza

Range("q5").Select

For i = 1 To 20

ActiveCell.Value = C(i) / n

ActiveCell.Offset(2, 0).Select

Next i

'calcolo valore medio

medio = somma / n

Range("n9").Select

ActiveCell.Value = medio

Range("o9").Select

ActiveCell.Value = medio

'memorizzo il vettore delle C come in colonna

ReDim a(n) 'vettore disordinato delle resistenze

Range("i5").Select

For i = 1 To n

cella = ActiveCell.Value

a(i) = cella

```
ActiveCell.Offset(1, 0).Select
Next i
'memorizzo il vettore delle C ordinato crescente
ReDim b(n) 'vettore ordinato delle resistenze
For i = 1 To n
  min = 1000
  For j = 1 To n
    If a(j) < min Then
      min = a(j)
      indmin = j
    End If
  Next j
  b(i) = min
  a(indmin) = 1000
Next i
'calcolo dei frattili
'5%
indmin = Int(n * 0.05)
Range("o7").Select
ActiveCell.Value = b(indmin)
'25%
indmin = Int(n * 0.25)
Range("o8").Select
ActiveCell.Value = b(indmin)
'75%
indmin = Int(n * 0.75)
Range("o10").Select
ActiveCell.Value = b(indmin)
```

```
'95%
indmin = Int(n * 0.95)
Range("o11").Select
ActiveCell.Value = b(indmin)
'mediana
indmin = Int(n * 0.5)
Range("o13").Select
ActiveCell.Value = b(indmin)
*************************
'-----Valori calcolati con la legge di Gauss-----
'calcolo dela somma dei quadrati della differenza
Range("i5").Select
somquaddiff = 0
Do
 cella = ActiveCell.Value
 If cella = 10000 Then Exit Do
 somquaddiff = somquaddiff + (cella - medio) ^ 2
 ActiveCell.Offset(1, 0).Select
Loop
'calcolo dello scarto quadratico medio
scarto = (somquaddiff / (n - 1)) ^ 0.5
Range("n5").Select
ActiveCell.Value = scarto
```

```
'legge di gauss
Range("s5").Select
For i = 0 To 20
  gauss = Delta * (1 / scarto / (2 * 3.14) ^ 0.5) * Exp(-0.5 * ((i * Delta - medio) / scarto) ^ 2)
  ActiveCell.Value = gauss
  ActiveCell.Offset(1, 0).Select
Next i
'calcolo dei frattili
Range("n7").Select
ActiveCell.Value = medio - 1.645 * scarto
Range("n8").Select
ActiveCell.Value = medio - 0.674 * scarto
Range("n10").Select
ActiveCell.Value = medio + 0.674 * scarto
Range("n11").Select
ActiveCell.Value = medio + 1.645 * scarto
'Stop
```

End Sub