

Carmelo Pulvirenti

INDAGINI STRUTTURALI

DIAGNOSI STRUTTURALE SU EDIFICI IN CEMENTO ARMATO E MURATURA

TESTO AGGIORNATO A D.M. 14 GENNAIO 2008 (NUOVE NTC 2008)
E RELATIVA CIRCOLARE ESPLICATIVA N. 617/2009

- PROVE SCLEROMETRICHE ▪ PROVE SONICHE ▪ METODO SONREB ▪ PULL-OUT
- CAROTAGGI ▪ MARTINETTI PIATTI ▪ CENNI DI ANALISI PUSH-OVER



SOFTWARE INCLUSO

MODULI COMPILATIVI PERSONALIZZABILI UTILI ALLE INDAGINI STRUTTURALI



GRAFILL

SOMMARIO

INTRODUZIONE	p.	1
1. INDAGINI E VERIFICHE SECONDO NTC2008 E CIRCOLARE N. 617/2009	"	3
2. EDIFICI IN CEMENTO ARMATO: INDAGINI NON DISTRUTTIVE	"	10
2.1. Prove sclerometriche.....	"	10
2.2. Prove pacometriche.....	"	13
2.3. Prove ultrasoniche.....	"	14
2.4. Metodo Sonreb.....	"	17
2.5. Prove di carico	"	19
2.6. Termografia infrarossa	"	23
2.7. Impact Echo	"	24
3. EDIFICI IN CEMENTO ARMATO: INDAGINI SEMI DISTRUTTIVE	"	27
3.1. Sonda Windsor.....	"	27
3.2. Prova pull-out	"	28
3.3. Prova pull-off.....	"	30
4. EDIFICI IN CEMENTO ARMATO: INDAGINI DISTRUTTIVE	"	32
4.1. Carotaggi e prove di compressione.....	"	32
4.1.1. Microcarotaggio	"	41
4.1.2. Prova di carbonatazione	"	41
4.2. Estrazione barre d'armatura e prove di trazione.....	"	45
5. EDIFICI IN MURATURA: INDAGINI NON DISTRUTTIVE	"	50
5.1. Indagini soniche.....	"	50
5.2. Caratterizzazione della malta.....	"	52
5.3. Prove penetrometriche	"	54
6. EDIFICI IN MURATURA: INDAGINI DISTRUTTIVE	"	56
6.1. Prove con martinetti piatti.....	"	56
6.2. Carotaggi.....	"	62
6.3. Endoscopie.....	"	69

7. IMPORTANZA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO	p.	71
8. MODELLO DI CALCOLO E CENNI SULL'ANALISI PUSH-OVER.....	"	83
8.1. Modello di calcolo	"	83
8.2. Cenni analisi push-over	"	87
8.3. Cenni pushover su edifici in muratura	"	98
↘ ALLEGATO 1		
CAPITOLO 8 NTC2008: COSTRUZIONI ESISTENTI	"	102
↘ ALLEGATO 2		
CAPITOLO 8 CIRCOLARE ESPLICATIVA N. 617/2009: COSTRUZIONI ESISTENTI	"	110
↘ INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE INCLUSO	"	135
– Note sul software incluso	"	135
– Requisiti hardware e software	"	135
– Installazione ed attivazione del software.....	"	135

INTRODUZIONE

L'Italia è stato uno dei paesi in cui l'avvento del cemento armato ha maggiormente influenzato il territorio. In passato, e purtroppo ancora oggi, c'è stato un abuso continuo del suolo a fini prettamente speculativi, che ha portato a cementificare ettari ed ettari di terreni. Tutto ciò ha comportato il verificarsi negli anni di numerose catastrofi, dovute alla impermeabilizzazione indotta del suolo e alla sua cattiva gestione, specie dal punto di vista idrogeologico.

Si ritiene quindi indispensabile e fondamentale il ripristino e il riuso degli edifici esistenti, piuttosto che continuare a realizzare nuove costruzioni, sia da un punto di vista storico-critico, sia da un punto di vista numerico, dato dal rapporto abitazioni/abitanti.

Tasto dolente di quest'ultimo aspetto è sicuramente l'adeguamento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008), suffragato dal fatto che larga parte degli edifici esistenti non rispettano i requisiti richiesti da detta normativa. Affinché ciò avvenga nel modo meno invasivo e meno dispendioso, economicamente parlando (tale da non comportare più vantaggiosa la demolizione e ricostruzione, allorquando sia possibile farlo), è fondamentale avere un quadro completo dell'edificio da trattare, dalla sua evoluzione storica alla sua condizione di "stato di fatto". La struttura va trattata dal progettista alla stregua del rapporto medico-paziente; è necessario quindi che, prima di pensare alla tipologia di intervento da eseguire, l'organismo edilizio venga spulciato sia dal punto di vista visivo (con indagini accurate) che da quello documentale. La documentazione da trattare riguarderà tutto ciò che possa fornire notizie ed indizi sulla natura dell'opera, la sua costruzione, la sua evoluzione nel tempo.

Risulta, quindi, di fondamentale importanza redigere un "piano delle indagini", al fine di avere una chiara caratterizzazione chimica, fisica e meccanica di tutti i materiali presenti nel manufatto. La conoscenza dei metodi più consoni di indagine strumentale e delle tecniche di controllo strutturale fa sì che il progettista abbia una base di dati che risulta basilare per poter redigere e dimensionare correttamente gli interventi da eseguire sul fabbricato, per ottenere quei requisiti di miglioramento o adeguamento sismico richiesti dalle nuove NTC2008.

Il nostro paese ha anche una naturale predisposizione alle problematiche in tema di sicurezza strutturale, sia per la natura stessa del nostro territorio, fortemente influenzato dalla orografia e quindi da possibili azioni sismiche, sia per la sua storia; molti dei nostri aggregati edilizi sono infatti stati costruiti in tempi in cui la problematica sismica non era per nulla sentita e con tecniche edilizie poco consone a sopportare sollecitazioni sismiche.

Il tema della elevata vulnerabilità del nostro territorio va opportunamente tenuto presente, sia su nuove costruzioni sia, in special modo, per intervenire sul patrimonio edilizio esistente che, oltre ad avere un valore artistico-architettonico molto elevato, presenta una varietà di tipologie strutturali e sub-strutturali, spesso di difficile interpretazione.

Per questi motivi risulta molto complesso stabilire i giusti metodi e criteri di verifica (e conseguentemente di intervento) sugli edifici esistenti, vista l'eterogeneità delle strutture portanti,

degli orizzontamenti e delle parti non strutturali. La normativa, sulle costruzioni esistenti, ha predisposto un tipo di approccio prestazionale (piuttosto che il prescrittivo stabilito dalla vecchia norma) lasciando al progettista l'onere di stabilire quale sia il miglior metodo di intervento, fornendo comunque le diverse fasi da seguire, analisi, progettazione ed esecuzione.

CAPITOLO 1

**INDAGINI E VERIFICHE
SECONDO NTC2008 E CIRCOLARE N. 617/2009**

L'importanza che le nuove NTC2008 e la relativa Circolare esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009 danno alle indagini conoscitive, fa capire quanto ci si siano spinti oltre, rispetto al passato, per la corretta analisi delle costruzioni esistenti, siano esse in cemento armato, acciaio o muratura. Difatti, basta un veloce confronto con la vecchia Ordinanza n. 3274 del 2003 ed il D.M. 2005, per accorgersi in che termini si sia scesi nel dettaglio in merito alla caratterizzazione dei materiali esistenti ed alla tipologia di indagini necessarie ad ottenere dei valori numerici che rappresentino correttamente il materiale all'interno di un modello di calcolo strutturale.

Il rischio principale che la nuova norma identifica, suffragata dalle precedenti due normative sismiche, è il parametro della **vulnerabilità sismica** degli edifici. Con questo concetto si tiene conto di quanto un edificio esistente, sia esso in cemento armato, acciaio o muratura, sia vulnerabile nei confronti dell'azione sismica richiesta.

La problematica sulla sicurezza sismica degli edifici esistenti, come purtroppo molto spesso avviene in Italia, è stata messa in evidenza dopo il tragico episodio della morte degli alunni della scuola di San Giuliano di Puglia nel 2002. Qualche anno prima, a seguito dei numerosi crolli di edifici esistenti nel comune di Roma, si obbligarono i proprietari di edifici a redigere il "fascicolo del fabbricato". Questo documento dovrebbe avere al suo interno le caratteristiche strutturali del fabbricato, in termini di requisiti statico-funzionali, che sono alla base della sicurezza di un immobile. Dovrebbe costituire una sorta di redazione di indagine conoscitiva primordiale su un fabbricato esistente. La prima fase è quella di presa visione da parte del tecnico incaricato della situazione di "stato di fatto". Attraverso questo passaggio è possibile identificare, in linea di massima, le principali problematiche del manufatto, al fine di ridurre il rischio sismico a cui è soggetto l'edificio. Il tecnico dovrà quindi prestare particolare attenzione a fenomeni locali o globali che possano inficiare la staticità dell'edificio.

Per edifici in c.a. si potrebbe avere:

- pilastri o travi con ferri scoperti o inflessi;
- distacchi di copriferro con esposizione delle armature;
- fessurazioni nel calcestruzzo;
- degrado e disgregazione del calcestruzzo;
- problemi agli elementi strutturali per la cattiva progettazione;
- riduzione della sezione resistente degli elementi;
- presenza di ruggine nei frontalini e negli sbalzi.

Per le strutture in muratura:

- difetti nelle ammorsature tra maschi murari;
- distacchi di porzioni di murature;
- lesioni sulle murature portanti;
- assestamenti degli archi e volte presenti;

- lesioni su architravi;
- rigonfiamenti dei paramenti murari;
- sconnessioni delle murature con gli orizzontamenti;
- fuori piombo dei muri;
- eccessiva inflessione degli elementi verticali.

Le problematiche riscontrate in una prima fase di lettura, possono essere completate da ulteriori indagini più approfondite, che devono essere tarate caso per caso, in funzione del tipo di struttura che si ha davanti, dalla sua età, dagli assestamenti e dagli interventi che ha subito nel tempo. Un piano di indagini strutturali, pensato opportunamente per la struttura da analizzare, risulta condizione necessaria per ottenere tutti quegli elementi caratteristici che permetteranno di intervenire con opportune opere strutturali per diminuire quanto più possibile la mancanza dell'edificio in termini di risposta sismica. Infatti, anche se il fabbricato è stato realizzato rispettando le normative vigenti dell'epoca, risulterà comunque in difetto rispetto alle nuove NTC2008, sia perché nel tempo il degrado del materiale porterà inevitabilmente ad un decadimento della struttura, sia per la restrizione che i nuovi parametri sismici hanno rispetto al passato.

Con l'introduzione delle nuove norme tecniche, il territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone a rischio sismico decrescente, con un'accelerazione al suolo relativa ad ogni zona sismica (zona 1, 2, 3, 4). Oltre la zonizzazione sismica, il territorio è stato suddiviso con un reticolo quadrato di lato 10 km, con al vertice un valore di accelerazione sismica, determinato da studi su tutto il territorio da parte dell'INGV. Per queste ragioni la stragrande maggioranza del patrimonio edilizio esistente non è adeguato alle nuove normative vigenti ed a meno di interventi, risulterà vulnerabile all'azione sismica prevista da progetto.

Come detto, occorre innanzitutto fare un quadro generale dell'opera, per avere sottomano tutte le caratteristiche tipologiche e strutturali dell'edificio. Per far ciò, oltre alla presa visione per mezzo di indagini visive precedentemente descritte, occorre:

- entrare in possesso di tutta la documentazione esistente, dal progetto architettonico a quello strutturale, quando questa sia disponibile (difficilmente se ne avrà traccia per edifici antecedenti il 1971);
- effettuare un'analisi storico-critica del manufatto, come previsto dal par. 8.5.1 delle NTC2008, che evidenzia come sia necessario per individuare il sistema strutturale esistente ed il suo grado di sollecitazione, ricostruire il processo di realizzazione e le successive modifiche ed interventi subite nel tempo dall'edificio, nonché gli eventi che lo hanno interessato;
- redigere un rilievo geometrico strutturale, come previsto dal paragrafo 8.5.2, che dovrà contenere la geometria complessiva dell'organismo edilizio e quella degli elementi costruttivi, comprendendo anche le strutture in aderenza e la loro interazione, le modificazioni avvenute nel tempo, la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi, i dissesti ed i quadri fessurativi avvenuti nel corso del tempo;
- porre particolare cura ai dettagli costruttivi, siano essi in cemento armato o muratura, dettagliando i nodi, gli ammorsamenti, specie delle zone critiche;
- caratterizzare dal punto di vista meccanico i materiali (8.5.3), basandosi sulla documentazione già disponibile, su verifiche in situ ed indagini sperimentali. I valori delle resistenze meccaniche si valutano dalle prove effettuate sulla struttura e non sono per nulla influenzate dalle classi discretizzate previste dalle NTC2008. Le indagini andranno motivate per

tipologia e quantità, consci del fatto che il territorio italiano è ricco di beni con un valore storico-artistico-architettonico molto elevato;

- caratterizzare il suolo, attraverso delle indagini esaustive, ponendo come requisiti fondamentali alcuni parametri che la norma impone, come la categoria al suolo, la coesione, ecc..

Ottenute tutte queste informazioni necessarie per avere un quadro completo dell'edificio, il passo successivo è quello di predisporre un accurato modello tridimensionale della struttura, che sia quanto più fedele possibile alla situazione reale, non eccedendo nella minuziosità di tale strumento, che risulta spesso deleteria. Definito il modello, lo step conclusivo è quello di calcolare l'indice di rischio sismico, che nella nuova normativa varia da 0 ad 1; l'unità rappresenta l'adeguamento sismico della struttura, ovvero la domanda sismica richiesta viene compensata in toto dalla risposta sismica data dalla struttura. In caso contrario, il rapporto capacità/domanda darà un valore inferiore all'unità, che rappresenta l'indice di rischio dell'edificio.

Le NTC2008 e la relativa circolare esplicativa pongono il problema della sicurezza degli edifici come prioritario del territorio italiano, riconoscendo l'elevata vulnerabilità alle azioni sismiche del patrimonio edilizio e monumentale esistente. Il capitolo 8 di tale norma è integralmente dedicato alle costruzioni esistenti in Italia e definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e la relativa progettazione, esecuzione e collaudo degli interventi sugli edifici esistenti. Definisce inoltre come struttura esistente qualsiasi manufatto con qualunque tipologia costruttiva che abbia la struttura completamente realizzata alla data di redazione della vulnerabilità sismica o del progetto di intervento.

Per la valutazione globale di sicurezza e la progettazione degli interventi atti a migliorare o adeguare sismicamente il fabbricato bisogna inoltre tener conto di:

- la tipologia strutturale e le conoscenze all'epoca di realizzazione;
- eventuali problemi o difetti di impostazione o realizzazione;
- azioni, carichi o sollecitazioni che non sono visibili nell'immediato;
- degrado o modifiche significative rispetto alla situazione originaria;
- la conoscenza, per quanto accurata, dei dettagli costruttivi e della geometria, dipendono esclusivamente dalla documentazione ritrovata e dalle indagini conoscitive effettuate;
- l'approfondimento delle indagini conoscitive è l'unico strumento che può definire valori come quello dei carichi permanenti e della conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali.

Interventi di tipo non strutturale, vengono spesso sottovalutati in sede di verifica degli edifici esistenti, non tenendo conto del fatto che l'aggregato edilizio può risentire parecchio anche di questa tipologia di modifiche. L'interazione tra la parte strutturale e non strutturale può, se concepita in maniera poco studiata e non collaborante, causare notevoli danni alla struttura portante. Classici esempi sono la creazione o variazione di impianti per mezzo di condutture in breccia nelle pareti portanti o la realizzazione di nicchie nei maschi murari, che indeboliscono la sezione resistente, oppure lo spostamento o demolizione di tramezzi che abbiano una determinata rigidità collaborante.

Al paragrafo 8.3, la norma specifica come la valutazione di sicurezza per gli edifici esistenti e la relativa progettazione degli interventi sia da riferire al solo stato limite ultimo (SLU). La verifica agli stati limite di esercizio (SLE) è esclusivamente un livello di prestazione che possono, se vogliono, stabilire committente e progettista. La valutazione della sicurezza strutturale è un procedimento quantitativo che tende a verificare se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto, oppure per determinare le massime azioni

sostenibili con i margini di sicurezza imposti dai coefficienti dei materiali e le relative riduzioni in termini di conoscenza.

La valutazione della sicurezza strutturale deve essere messa in atto quando si verificano situazioni poco consone alla corretta longevità di una struttura, come:

- perdita di parte della capacità resistente e deformativa degli elementi strutturali per cause ambientali oppure per decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, per azioni eccezionali (incendi, esplosioni, urti) o per cedimenti in fondazione;
- gravi errori di progetto o di realizzazione;
- cambio di destinazione d'uso con seguente aggravio dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non strutturali che alterano il comportamento e riducono notevolmente la resistenza di quelli strutturali;
- variazioni improvvise o lente, indipendenti dalla volontà dell'uomo, come i terremoti, carichi eccessivi, ecc..

Una volta stabilito il parametro di sicurezza strutturale che rispecchia verosimilmente quel manufatto edilizio, il progettista è tenuto a dichiarare se la costruzione può continuare senza alcun intervento, oppure se ne debba modificare l'uso, oppure sia necessario intervenire con delle opere strutturali che dovranno aumentare o ripristinare la capacità portante originaria.

I requisiti di sicurezza cui fare riferimento sono relativi allo stato di danneggiamento della struttura, attraverso gli stati limite definiti al par. 2.2 per situazioni non sismiche, ed al par. 3.2.1 in presenza di sisma. I parametri da tenere in forte considerazione sono quelli evidenziati al par. 2.4 delle NTC2008, ovvero:

- vita nominale dell'opera (V_N), che è intesa come il numero di anni in cui la struttura potrà essere usata senza interventi di natura straordinaria;
- classi d'uso, classificate in I, II, III, IV, rispettivamente edifici con scarso affollamento, costruzioni con normali affollamenti, costruzioni con affollamento significativo e costruzioni strategiche importanti;
- periodo di riferimento dell'azione sismica (V_R), che è quel parametro che permette di ricavarle le azioni sismiche per ciascuna tipologia di costruzione, moltiplicando la vita nominale per un coefficiente C_U , funzione della classe d'uso.

Questi parametri sono indicati nella tabella C8.1.

Tabella C8.1 Periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N C_U$ (anni)

	Classe d'uso →				
	I	II	III	IV	
	Coeff. C_U →				
	0,70	1,00	1,50	2,00	
TIPDI COSTRUZIONE	V_N	V_R			
Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	10	35	35	35	35
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	50	35	50	75	100
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	100	70	100	150	200

Nella tabella C8.2, di seguito riportata, sono invece presenti i periodi di ritorno dell'azione sismica (T_R) per i diversi stati limite, Stato limite di operatività (SLO), Stato limite di danno (SLD), Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e Stato limite di collasso (SLC) e sono anche riportate le probabilità di superamento dell'azione sismica per un periodo di riferimento fisso di 50 anni.

Tabella C8.2 Periodo di ritorno dell'azione sismica (T_R) per i diversi stati limite e probabilità di superamento (P_{VR}) nel periodo di riferimento (V_R) e probabilità di superamento dell'azione sismica ($P_{T=50}$) riferito ad un periodo di riferimento fisso di $V_R = 50$ anni

OPERE con $V_N=10$									
CLASSE USO →		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	$P_{VR} \downarrow$	T_R				$P_{T=50}$			
SLO	0,81	21	21	21	21	91%	91%	91%	91%
SLD	0,63	35	35	35	35	76%	76%	76%	76%
SLV	0,1	332	332	332	332	14%	14%	14%	14%
SLC	0,05	682	682	682	682	7,1%	7,1%	7,1%	7,1%
OPERE con $V_N=50$									
CLASSE USO →		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	$P_{VR} \downarrow$	T_R				$P_{T=50}$			
SLO	0,81	21	30	45	60	91%	81%	67%	56%
SLD	0,63	35	50	75	100	76%	63%	48%	39%
SLV	0,1	332	475	712	949	14%	10%	7%	5%
SLC	0,05	682	975	1462	1950	7,1%	5,0%	3,4%	2,5%
OPERE con $V_N=100$									
CLASSE USO →		I	II	III	IV	I	II	III	IV
	$P_{VR} \downarrow$	T_R				$P_{T=50}$			
SLO	0,81	42	60	90	120	69%	56%	43%	34%
SLD	0,63	70	100	150	200	51%	39%	28%	22%
SLV	0,1	664	949	1424	1898	7,3%	5,1%	3,5%	2,6%
SLC	0,05	1365	1950	2475	2475	3,6%	2,5%	1,7%	1,3%

Bisognerà anche scindere le verifiche di sicurezza locali da quelli globali. Difatti queste influiscono in maniera diversa sulla struttura, a seconda che la variazione riguardi una porzione limitata o implica una sostanziale diversità di comportamento globale della struttura. Ciò com-

porterà una tipologia di intervento locale, intesa come una sostituzione o singola riparazione di un elemento isolato, o di miglioramento sismico, come aumento della sicurezza strutturale esistente senza raggiungimento dei livelli prescritti dalla norma, o di adeguamento sismico, atto a conseguire il livello di sicurezza imposto dalla norma.

In definitiva, per poter avere una corretta, e soprattutto veritiera, valutazione di sicurezza strutturale, bisogna attivare un processo di diagnosi abbastanza corposo, che comprende:

- un modello strutturale teorico di tipo parametrico, che simuli il comportamento strutturale reale del manufatto edilizio;
- un piano di indagini diagnostiche mirato all’ottenimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, la relativa esecuzione delle prove scelte (distruttive e non distruttive) e l’elaborazione dei dati;
- l’implementazione, all’interno del modello, delle caratteristiche meccaniche avute dai risultati di laboratorio, per una più veritiera risposta della struttura in esame;
- la valutazione della risposta strutturale dell’edificio oggetto di analisi e la calibrazione degli eventuali interventi necessari per raggiungere il livello di sicurezza ricercato in sede progettuale.

Da questa elencazione è evidente come i parametri numerici relativi alle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti il manufatto edilizio siano di fondamentale importanza per stimare la resistenza della struttura e per progettare idonei interventi migliorativi.

Come già evidenziato, dopo un’attenta analisi preliminare in cui occorre analizzare la struttura con “occhio tecnico”, al fine di scovare deficienze statiche della struttura o problemi che possano generarne in futuro, è fondamentale avere a supporto una storia dell’edificio, dalla sua costruzione ad oggi, accompagnata da elaborati grafici, esecutivi strutturali, aggiunte di porzioni nel tempo e quant’altro possa aver modificato l’organismo edilizio dal punto di vista strutturale nel corso della sua “vita”.

Ottenuti questi dati, si potrà stabilire il “come” ed il “dove” per l’effettuazione del piano di indagini, sia in funzione del numero di indagini imposte da normativa in base al tipo di materiale e del livello di conoscenza che si vuole raggiungere, sia relativo al tipo di prove con cui indagare (distruttive o non distruttive). In merito al numero, come la stessa normativa prescrive, è possibile ridurre le indagini distruttive, fino al 50%, purché vengano opportunamente sostituite da prove non distruttive pari ad almeno il triplo e tarate su quelle distruttive realizzate.

La scelta delle zone da indagare è il punto cruciale di tutto il piano di indagini. Infatti il campione da prelevare va scelto in quelle zone rappresentative delle caratteristiche meccaniche del materiale, affinché quella parte strutturale sia opportunamente validata da dati numerici all’interno del modello di calcolo, senza falsare il risultato finale.

Nelle zone in cui il materiale si presenta molto eterogeneo sarebbe opportuno eseguire quante più prove possibili, per poter ottenere, da una media ponderata di valori, dei dati attendibili in merito alla rappresentazione dei parametri meccanici. È chiaro che più elevato è il numero di prove, maggiore sarà la probabilità che i dati siano il più possibile vicini alla realtà; di contro, il numero delle prove è direttamente proporzionale alle spese per nulla indifferenti, considerando il costo dell’esecuzione della prova, le spese di laboratorio, i costi di ripristino degli elementi strutturali danneggiati da prove distruttive.

La necessaria esecuzione di tali prove, oltre che per l’imposizione da normativa, è necessaria per un buon progettista, al fine di conoscere le caratteristiche intrinseche dei materiali da costru-

zione usati, e quindi, poter progettare degli opportuni interventi strutturali. Molto spesso questo tema non è particolarmente caro ai committenti, che non comprendono molto l'importanza di tale operazione. La buona prassi è quella di trovare un giusto equilibrio tra il numero di prove da effettuare e l'esborso economico a cui deve sottoporsi il committente; infatti, spingersi troppo con il numero di prove da effettuare, oltre che dal punto di vista economico, potrebbe essere deleterio anche per la struttura, qualora le prove, come da piano di indagine precedentemente stabilito, siano di tipo distruttivo; effettuare poche prove, invece, potrebbe essere poco rappresentativo dello stato effettivo dell'opera in esame, anche se conveniente dal punto di vista economico.

Il problema del livello di conoscenza raggiunto, con la relativa spesa avuta per l'esecuzione delle prove, si ripercuoterà indirettamente sui costi necessari per eseguire gli interventi previsti per una maggiore sicurezza strutturale; la poca conoscenza delle caratteristiche dei materiali porterà il progettista a sovradimensionare gli interventi da eseguire sulla struttura per raggiungere il parametro di sicurezza stabilito, ed è evidente che la spesa necessaria per l'esecuzione di tali opere sarà di gran lunga superiore a quella delle prove stesse. Si avrà in questo modo una molteplicità del danno, sia dal punto di vista economico che da quello progettuale.

EDIFICI IN CEMENTO ARMATO: INDAGINI NON DISTRUTTIVE

2.1. Prove sclerometriche

La prova sul calcestruzzo mediante sclerometro è sicuramente una delle meno invasive da effettuare, che restituisce un valore medio di compressione del calcestruzzo in opera. I valori vanno vagliati con attenzione, poiché possono essere facilmente influenzati da agenti esterni, che inficeranno la buona riuscita della prova.

In passato, la resistenza in situ del calcestruzzo veniva misurata premendo una sfera di acciaio ad alta resistenza contro l'elemento da esaminare, misurando l'area d'impronta. Successivamente, Brinell modificò tale prova provocando un impatto della sfera d'acciaio mediante un'energia nota, misurando l'indice di rimbalzo (*durezza Brinell*). Fu, invece, un ingegnere svizzero nel dopoguerra, Ernst Schmidt, a standardizzare il colpo di martello; questo dispositivo, molto utilizzato in cantiere, prende il nome di martello Schmidt o sclerometro.

Esistono oggi in commercio diverse tipologie di sclerometri, dai classici sclerometri a molla a degli sclerometri digitali, che restituiscono valori indicativi della resistenza in funzione della durezza della superficie che si impatta.

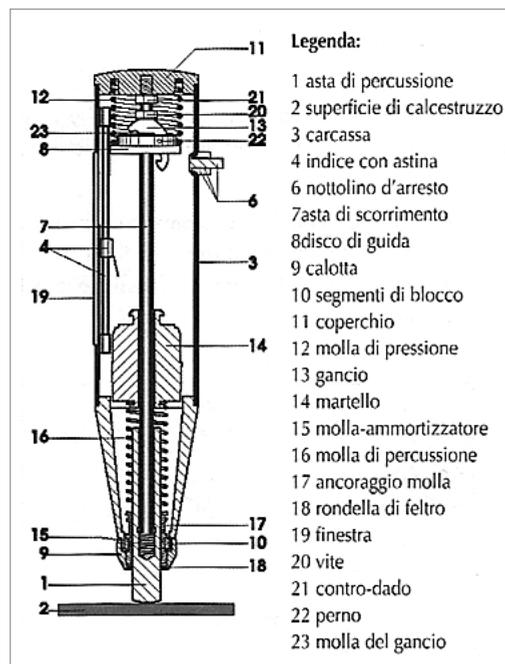


Figura 2.1.

Lo sclerometro più usato (Fig. 2.1) è sicuramente quello a molla, formato da un cilindro con una massa battente in acciaio, azionata da una molla che contrasta un'asta di percussione, a contatto diretto con la superficie da analizzare. Prima dell'uso, la sua funzionalità deve essere verificata e calibrata eseguendo le misure su una massa detta incudine di taratura o massa di riscontro, che deve restituire un valore conosciuto, proprio dell'incudine.

La superficie deve essere opportunamente preparata alla prova:

- ci si deve innanzitutto accertare che la zona di impatto dello sclerometro non abbia al di sotto armature di acciaio, che innalzerebbero notevolmente la resistenza, falsando i risultati;
- deve essere con calcestruzzo a vista, per cui, in presenza di intonaco o tinteggiature, occorre rimuoverle per la porzione di superficie oggetto della prova;
- va ripulita da eventuali impurità con una mola smerigliata, al fine di avere una superficie di impatto il più liscia possibile;
- devono essere evitate aree con presenza di nidi di ghiaia, porosità, sfaldature, prossimità di grossi inerti.

Gli elementi di calcestruzzo da sottoporre a prova devono avere uno spessore di almeno 10 centimetri (possono essere sottoposti a prova sclerometrica anche elementi più sottili, purché rigidamente supportati). Lo sclerometro viene appoggiato sulla superficie da esaminare (Fig. 2.2), in genere ortogonalmente ad essa (alcuni sclerometri forniscono delle tabelle con fattori correttivi in funzione dell'angolo di incidenza, qualora sia impossibile agire ortogonalmente alla superficie) e quindi premuto fino al raggiungimento dell'indice di rimbalzo, che viene letto attraverso una scala graduata posta sul lato dello strumento. Il tutto avviene seguendo come linee guida le norme UNI EN 12504-2.



Figura 2.2. Indagine sclerometrica

La non ortogonalità potrebbe influenzare negativamente i risultati, in quanto la massa battente verrebbe disturbata dalla forza di gravità. Conviene quindi usare come angoli di inclinazione, quando possibile:

- 0° per pilastri, travi, ecc.;
- + 90° per intradossi di travi, solai orizzontali, ecc.;
- - 90° per plinti di fondazione, solai stradali, ecc..

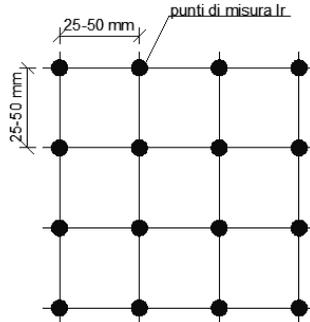


Figura 2.3. Griglia per battute sclerometriche

Per ogni serie di battute ne devono essere effettuate almeno 9, distanti tra loro non meno di 25 mm; per evitare di ripetere gli stessi punti di battuta e non distanziarsi abbastanza tra una battuta e l'altra, viene spesso disegnato come riferimento un reticolo sull'area da esaminare, con maglie di 25 mm, al fine di indagare i punti di intersezione della maglia.

I risultati vanno sempre intesi con una certa tolleranza rispetto al valore reale di compressione del calcestruzzo in opera; il risultato è calcolato come media dei valori riscontrati dalle battute sclerometriche, corretti dagli opportuni indici forniti dal costruttore dello strumento.

L'intera serie di battute va scartata allorché il 20% di tutte le misure si discosta dalla media di oltre il 30%, come specificato nella UNI EN 12504-2.

Per stimare la resistenza del materiale viene utilizzata una curva di calibrazione. Per il calcestruzzo viene utilizzata una relazione del tipo:

$$R_{ref} = 0,01 \cdot N^{2,2} \text{ [MPa]}$$

con N pari all'indice di rimbalzo.

Questo parametro va opportunamente moltiplicato per un coefficiente correttivo C nel caso in cui il calcestruzzo in prova sia diverso da quello di riferimento usato per la tarare la curva.

$$R_c = C \cdot R_{ref}$$

La figura 2.4 rappresenta un tipico esempio di correlazione tra resistenza a compressione ed indice di rimbalzo N . Dalla grandezza dell'indice di rimbalzo, si riesce a risalire anche alla qualità del calcestruzzo. La seguente tabella è esaustiva su quanto appena detto.

Indice di rimbalzo N	Qualità del calcestruzzo
> 40	Buona
30 - 40	Media
20 - 30	Discreta
< 20	Scarsa

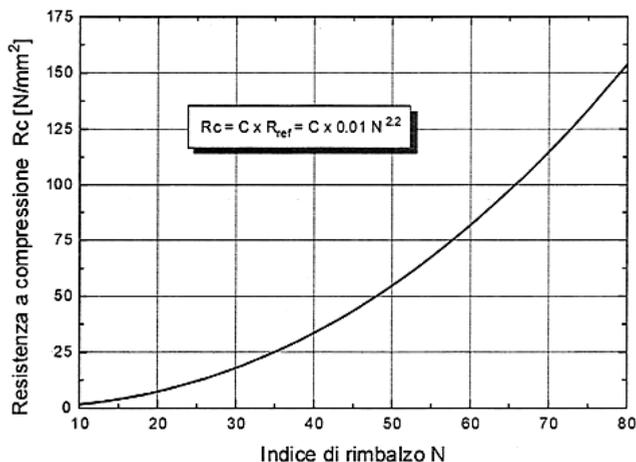


Figura 2.4. Esempio di correlazione tra resistenza a compressione ed indice di rimbalzo N

Nel caso di calcestruzzi molto carbonatati, la durezza superficiale può risultare molto più alta di quella misurata in condizioni normali di cls, per cui risulta opportuno ridurre, in questi casi, il valore di riferimento medio dell'indice di rimbalzo tramite opportuni coefficienti di riduzione (di norma 0.95 per profondità di carbonatazione di 50-60 mm, 0.90 per profondità superiori a 60 mm).

Alla fine della prova va rilasciato un “resoconto di prova” che deve includere:

- identificazione dell'elemento/struttura di calcestruzzo;
- identificazione dell'area di prova;
- identificazione dell'indice sclerometrico;
- descrizione della preparazione dell'area di prova;
- dettagli del cls (se noti) e sua condizione;
- data/ora di esecuzione della prova;
- indice sclerometrico (media delle misure dei risultati della prova) aggiustato in base all'orientamento dello sclerometro per ogni area di prova;
- eventuali scostamenti dal metodo di prova di riferimento;
- dichiarazione della persona tecnicamente responsabile della prova, che quest'ultima sia stata effettuata in conformità al presente documento.

2.2. Prove pacometriche

Il pacometro è lo strumento digitale che permette di rilevare, in maniera non distruttiva, la presenza di armature all'interno di elementi strutturali in calcestruzzo armato, fino alla profondità di 100 mm. Il suo uso si rende necessario anche alla preparazione di prove distruttive e non, che sarebbero influenzate dalla presenza di barre in acciaio, come avviene per le prove sclerometriche, ultrasoniche e per l'estrazione di carote di calcestruzzo.

Oltre alla ricerca di armature, la prova pacometrica è utile ai fini di:

- ricerca di tirantature metalliche;
- ricerca di cavidotti e tubazioni;

- localizzazione di elementi con parti metalliche annegati nelle murature (pilastri, travi, architravi, cordoli, piedritti, ecc.);
- localizzazione di orditure di solai.



Figura 2.5. *Indagine pacometrica*

L'utilizzo del pacometro quale strumento di prova non distruttivo è regolato dalle norme BS 1881:204. Il suo funzionamento è basato sull'induzione magnetica e attraverso una sonda emettitrice di campo magnetico collegata ad un elaboratore digitale ed acustico, permette la localizzazione delle armature, la stima del diametro (mediante degli abachi standardizzati in dotazione ad ogni pacometro o per visualizzazione sul display) e la distanza di interfero nel piano parallelo a quello di indagine. Ripetendo l'operazione su più parti dell'elemento strutturale, sarà possibile creare un reticolo sulla faccia dell'elemento che raffiguri l'esatta posizione delle armature presenti.

Il pacometro è uno strumento con tipologia di ricerca direzionale, il che significa che possiede la maggiore sensibilità quando la propria dimensione massima è parallela alla direzione della barra da esaminare, mentre la sensibilità è minima quando le due dimensioni sono ortogonali fra loro. Questa proprietà intrinseca dello strumento impone che la ricerca delle barre avvenga prima in una direzione e conseguentemente in quella ortogonale, al fine di individuare, nel caso di armature di elementi in calcestruzzo armato, la presenza di ferri longitudinali e staffe, che per tipologia costruttiva sono disposti perpendicolarmente tra loro.

I pacometri oggi in commercio permettono inoltre la stima del copriferro; a differenza della sola ricerca dell'esatto posizionamento delle armature, la presenza dell'intonaco può fortemente influenzare il corretto dimensionamento del copriferro presente, pertanto, è buona norma la sua rimozione prima della misurazione.

2.3. Prove ultrasoniche

Questa prova non distruttiva fonda la sua capacità di stima della resistenza del calcestruzzo sulle onde ultrasoniche, che non sono altro che delle onde meccaniche la cui frequenza di vibrazione è al di sopra del campo delle frequenze udibili dall'orecchio umano. Attraverso la velocità

di propagazione di queste onde all'interno del mezzo, si calcola la velocità virtuale o apparente con cui si diffondono gli impulsi, e da questi, con buona approssimazione, si risale alla resistenza meccanica del calcestruzzo, considerando che c'è una correlazione tra modulo di Young, velocità di propagazione delle onde e resistenza del calcestruzzo stesso.

Nel dopoguerra, in Ontario, fu sviluppato uno strumento per la valutazione delle fessure nelle dighe, attraverso la velocità di propagazione di onde ultrasonore, mediante un dispositivo che venne denominato "Soniscope", in grado di analizzare il calcestruzzo fino ad una profondità di 15 m. Nel tempo la tecnica si è notevolmente affinata ed ha permesso di realizzare dei trasduttori meccanici (tramite i quali si generano gli ultrasuoni) che usano come elementi piezoelettrici dei materiali sintetici ceramici, rispetto al quarzo naturale adoperato inizialmente (anche se quest'ultimo continua ad essere usato tutt'oggi).



Figura 2.6. *Indagine ultrasonica*

Lo strumento che permette l'esecuzione della prova, che deve essere opportunamente tarato prima dell'uso attraverso degli appositi cilindri calibranti, è formato da:

- generatore di impulsi;
- due trasduttori (emittente e ricevente);
- amplificatore di impulsi;
- dispositivo elettronico per la misurazione dell'intervallo di tempo.

La norma UNI EN12504-4 è quella che definisce la corretta esecuzione della prova.

L'intonaco posto sulla faccia dell'elemento da esaminare va rimosso per non inficiare in maniera sostanziale la bontà dei risultati.

Anche la presenza d'aria, che possiede una bassa impedenza acustica, ostacola la propagazione delle onde, ragion per cui, tra la superficie della sonda e l'elemento in prova, viene posizionato un materiale che renda il più aderenti possibili le due superfici, come la plastilina o la vaselina.

La posizione delle sonde dell'apparecchio va scelta in maniera tale che sia interna alle sole aree di calcestruzzo evidenziato dal reticolo precedentemente realizzato con pacometro ed evitando che si posizionino in corrispondenza di calcestruzzo distaccato o deteriorato, in quanto la misura della velocità delle onde è fortemente influenzata da:

- lesioni e microfessurazioni del calcestruzzo;
- presenza di armature in acciaio;

- livello di imbibizione del calcestruzzo;
- umidità presente ne calcestruzzo.

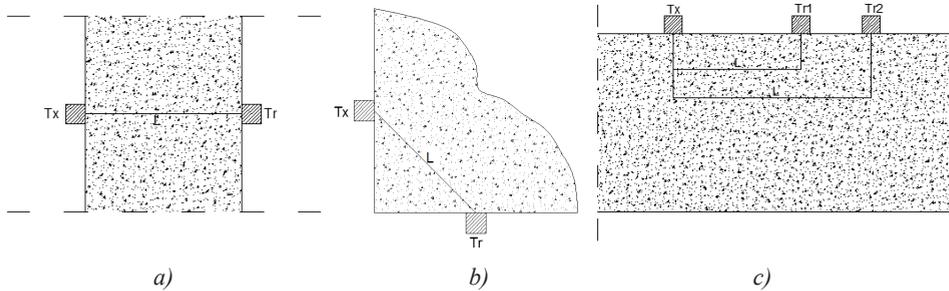


Figura 2.7.

Il posizionamento della sonda trasmittente e ricevente può variare in funzione degli impedimenti che si presentano nella zona da esaminare. Avremo quindi:

- trasmissione diretta (Fig. 2.7a);
- trasmissione semidiretta (Fig. 2.7b);
- trasmissione indiretta (Fig. 2.7c).

Esiste anche la cosiddetta prova ultrasonica per riflessione, in cui un solo trasduttore funge sia da trasmettitore che da ricevitore.

Il segnale trasmesso dai trasduttori dovrà avere una frequenza compresa tra 10 e 200 kHz.

All'interno di questo intorno, la frequenza migliore per ottenere risultati più veritieri possibili, dovrà essere scelta in funzione delle distanze tra emittente e ricevente, preferendo alte frequenze per piccole distanze e basse frequenze per distanze più grandi, più precisamente:

- frequenza tra 60-200 kHz per distanze inferiori a 5 cm;
- frequenza tra 40-60 kHz per distanze ordinarie (fino a qualche metro);
- frequenza tra 10-40 kHz per grandi distanze, per un massimo di 15 m.

Per risalire alla esatta di velocità di propagazione delle onde, occorre mettere in relazione la lunghezza di propagazione dell'onda ed il tempo necessario a percorrerlo, mediante la relazione:

$$V_p = \frac{L}{t}$$

con:

- L = distanza tra i centri dei trasduttori;
- t = tempo di propagazione dell'onda;
- V_p = velocità di propagazione.

Può succedere che, a causa di difetti o imperfezioni nel mezzo da attraversare, la distanza da percorrere sia più lunga di quella reale. In questi casi la velocità delle onde elastiche sarà inferiore a quella che in realtà il mezzo possiede. Per questa ragione è buona norma effettuare sempre una trasmissione diretta, finché è possibile farla, ed eseguire diverse misurazioni a distanze crescenti.

Nel calcestruzzo la velocità precedentemente trovata viene messa in relazione con la resistenza meccanica, mediante la formula:

$$R_c = a \cdot e^{1.1 \cdot v} \text{ [MPa]}$$

con a costante calibrata su un opportuno campione di riferimento portato a rottura (usualmente 0.24 MPa) e la velocità v espressa in km/s.

In questi casi esiste un margine di errore dettato dalla conoscenza di più grandezze, più precisamente:

- 12-16% quando sono presenti dei campioni di calcestruzzo e la loro composizione;
- 14-18% quando sono presenti solo i campioni di calcestruzzo;
- 18-25% quando si conosce solo la composizione del calcestruzzo;
- oltre il 30% quando non si conosce alcun dato.

2.4. Metodo Sonreb

Questo metodo di indagine si basa sulla combinazione di due metodi precedentemente descritti, le indagini sclerometriche e quelle ultrasoniche. Dalla combinazione dei risultati ottenuti nella stessa zona di prova, si risale alla resistenza a compressione del calcestruzzo mettendo in correlazione l'indice di rimbalzo (REBound) con la velocità delle onde ultrasoniche (SONic).

La combinazione dei due metodi comporta numerosi vantaggi, diminuendo sensibilmente la percentuale di errori in cui si incorrerebbe se si usassero singolarmente i due metodi, in quanto le carenze di un metodo vengono compensate dall'altro.

Nello specifico:

- i risultati sono poco influenzati dall'umidità del calcestruzzo (che di norma fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica) e dal grado di maturazione dello stesso (che fa sovrastimare l'indice sclerometrico e sottostimare la velocità ultrasonica);
- i risultati sono ottenuti su tutto lo spessore del calcestruzzo, non solo su una zona superficiale;
- la prova non danneggia l'elemento che viene esaminato;
- la diversa consistenza del calcestruzzo superficiale con quello più interno non influenza la prova (mentre sovrastima l'indice sclerometrico).

Attraverso delle formule matematiche sperimentali, è possibile mettere in correlazione l'indice di rimbalzo e la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche, al fine di trovare il più probabile valore di resistenza del calcestruzzo.

In letteratura esistono diverse formule sperimentali per l'esatto valore di resistenza del calcestruzzo:

- $R_c = 7.695 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6}$ Giacchetti-Lacquaniti (1980);
- $R_c = 2.756 \cdot 10^{-10} \cdot S^{1.311} \cdot V^{2.487}$ Bocca-Cianfrone (1983);
- $R_c = 8.6 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85}$ Gasparik (1992);
- $R_c = 1.20 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446}$ Deleo-Pascale (1994),

con S indice di rimbalzo, V velocità di propagazione ed R_c resistenza cubica del calcestruzzo.

Queste formule sperimentali sono fortemente influenzate da diversi parametri, tra i quali la composizione del calcestruzzo indagato, ragioni per cui differiscono tra loro, a volte anche in maniera importante.

L'espressione generale a cui si rifanno le formule precedentemente descritte è la seguente:

$$R_c = a \cdot I_r^b \cdot V^c$$

con:

- R_c = resistenza stimata del calcestruzzo;
- a, b, c = coefficienti che consentono di correlare al meglio i risultati sperimentali ottenuti;
- V = velocità ultrasonica;
- I_r = indice di rimbalzo.

I coefficienti a, b, c vanno opportunamente calibrati sottoponendo a schiacciamento dei provini estratti dall'elemento che è stato soggetto a prova Sonreb (chiaramente un numero inferiore rispetto al numero di punti indagati).

Nel caso in cui il calcestruzzo indagato non sia quello del campione di riferimento, occorre opportunamente correggere la resistenza applicando un coefficiente correttivo C_t .

Si avrà quindi:

$$R_{eff} = R_{ref} \cdot C_t$$

Per poter determinare il coefficiente correttivo si possono percorrere tre strade, in funzione dei parametri conosciuti:

a) Se sono noti i risultati dei campioni di carote del calcestruzzo in prova:

$$C_t^{sperim} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{R_{eff,i}}{R_{ref,i}}$$

con:

- $R_{eff,i}$ = resistenza ottenuta dalle prove a schiacciamento del provino;
- $R_{ref,i}$ = resistenza ottenuta dalle prove non distruttive.

b) Se è nota la composizione del calcestruzzo

$$C_t^{teor} = C_c \cdot C_d \cdot C_a \cdot C_g \cdot C_\varphi$$

con:

- C_c = coeff. che tiene conto del tipo di cemento;
- C_d = coeff. che tiene conto del contenuto di cemento;
- C_a = coeff. che tiene conto del tipo di inerti;
- C_g = coeff. che tiene conto dell'incidenza dell'inerte fine;
- C_φ = coeff. che tiene conto della massima dimensione degli inerti.

- c) Se si è a conoscenza sia delle prove sperimentali che della composizione del calcestruzzo, è possibile fare una media ponderata dei due parametri trovati, se non c'è una differenza tra loro superiore al 20%, mediante la relazione:

$$C_t = \frac{2C_t^{sperim} + C_t^{teor}}{3}$$

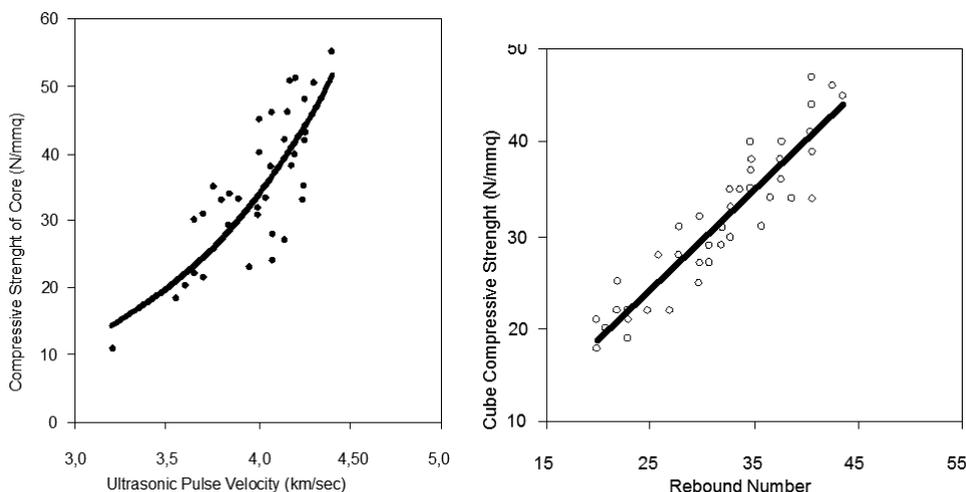


Figura 2.8. A sinistra: correlazione tra v ed R_c , a destra: correlazione tra I_r ed R_c

2.5. Prove di carico

Sono delle prove non distruttive richiamate dalle NTC2008 soprattutto per quanto concerne il collaudo statico di una struttura; ciò non vieta comunque di beneficiare di questa tipologia di indagine per esaminare strutture esistenti a completamento delle già citate prove sclerometriche, pacometriche ed ultrasoniche.

La normativa contempla le prove di carico su diverse tipologie strutturali: al capitolo 6 viene trattato il tema delle prove di carico su pali di fondazione e sui tiranti di ancoraggio.

Il capitolo 9, parla espressamente di prove di carico al secondo paragrafo, evidenziando come siano necessarie a identificare la corrispondenza tra comportamento teorico e sperimentale e come i materiali degli elementi sottoposti a prove debbano aver raggiunto le resistenze previste per il loro funzionamento in esercizio. Le prove di carico più rispondenti a esaminare strutture esistenti e ad analizzarne i comportamenti nel tempo sono quelle relative alle strutture orizzontali ed alle coperture.

Bisogna indurre nella struttura un carico che faccia raggiungere le massime sollecitazioni di esercizio per combinazioni rare.

È chiaro che risulta fondamentale identificare la destinazione d'uso del solaio (o dell'elemento in generale) che si vuole esaminare, in quanto i carichi di esercizio che questo dovrà sostenere dipendono appunto dalla tipologia di destinazione con cui è stato progettato.

La tabella 3.1.II delle NTC2008 racchiude i valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici.

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici. Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00
D	Ambienti ad uso commerciale. Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale. Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	$\geq 6,00$ —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi. Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 —	1,20 —	1,00 —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

In presenza di carichi non usuali (come serbatoi, impianti, macchinari, ecc.), il paragrafo 3.1.4 delle NTC2008 impone che le intensità di carico vengano valutate caso per caso, in funzione di quello che sarà il massimo carico di esercizio prevedibile.

In sede di prova ed in funzione dei risultati sperimentali ottenuti, occorre stilare un giudizio sul comportamento complessivo della struttura, facendo attenzione che:

- le deformazioni devono aumentare in maniera proporzionale ai carichi indotti;
- durante la prova non si generino fessurazioni, fratture, dissesti, deformazioni, ecc.;
- applicando il carico massimo, la deformazione residua non superi quota parte di quella totale, considerando gli assestamenti iniziali prevedibili di tipo anelastico. Nel caso ciò avvenga, si dovranno predisporre degli ulteriori cicli di carico affinché si possa accertare il comportamento elastico della struttura;
- la deformazione elastica non superi quella teorica calcolata per l'esecuzione della prova.

Se per qualunque motivo, la struttura da analizzare fosse ancora non completa e quindi allo stato grezzo, l'eventuale prova di carico dovrà tener conto di:

- carico accidentale o di esercizio;
- carico permanente (pavimentazione, sottofondo, pavimenti, tramezzi, ecc.).

Nel caso in cui la prova di carico sia da applicare su elementi strutturali inclinati, come coperture e capriate, essendo di difficile realizzazione il posizionamento di un carico uniformemente distribuito, vengono indotte le massime sollecitazioni di esercizio con dei carichi concentrati; in questo caso è però necessario eseguire delle verifiche locali nei punti di applicazione del carico concentrato.

In funzione della disponibilità in cantiere e delle esigenze che richiede la prova, il carico può essere generato da pallet di laterizi, da sacchi di cemento, da blocchi metallici, da bidoni, da serbatoi, da vasche piene d'acqua, da serbatoi flessibili dal peso certo. Quest'ultimi devono essere corredati da una pompa per il carico e lo scarico del liquido, dalle manichette e raccordi che collegano il punto di alimentazione con il serbatoio, dalle valvole, nonché da un conta litri ed un certificato di taratura.

L'acqua, per sue proprietà, si dispone all'interno del serbatoio in maniera uniforme, simulando al meglio un carico uniformemente distribuito. Nel caso invece di pallet o sacchi di cemento, al fine di evitare la formazione di archi di scarico che trasferirebbero in tutto o in parte il carico agli appoggi, è necessario procedere alla distribuzione in maniera simmetrica, per non falsare i risultati e determinare comportamenti della struttura totalmente diversi dalla situazione reale.



Figura 2.9. *A sinistra, carico con serbatoi flessibili, a destra carico con sacchi di cemento*

Quando per esigenze operative e per caratteristiche della struttura, non sia possibile operare applicando un carico distribuito, si ricorre ai *carichi concentrati equivalenti*.

La prima tipologia di carico concentrato è quella di *prova a spinta*: questa metodologia consiste nell'usare il solaio soprastante rispetto a quello da analizzare, come mezzo di contrasto per il martinetto idraulico. Quest'ultimo spingerà delle traverse nervate o longheroni, disposte ortogonalmente alla direzione di orditura del solaio.



Figura 2.10. Prova a spinta

La seconda tipologia di carico concentrato è quella di *prova a tiro*: sono impiegate in assenza di strutture di contrasto, come nei solai degli ultimi piani e di copertura, o nelle capriate, dove il carico viene applicato direttamente sui nodi. In questi casi la forza applicata è da considerarsi perfettamente concentrata.

La delicatezza delle operazioni sopracitate è avallata dalla difficoltà di misurazione degli abbassamenti e deformazioni, che risultano fondamentali per il corretto svolgimento della prova e per la bontà dei risultati acquisiti. Infatti il carico di prova va applicato in maniera graduale e ad intervalli regolari andando ad acquisire gli spostamenti dai relativi strumenti di misura. L'applicazione degli strumenti di misura delle deformazioni, quali comparatori analogici, centesimali, trasduttori di spostamento, va opportunamente vagliata; è importante il loro posizionamento in punti strategici, come la mezzeria dei travetti, il quarto di luce o in corrispondenza degli appoggi.

Per quanto riguarda l'impronta di carico da riprodurre, è chiaro che l'ideale sarebbe di occupare l'intera superficie di solaio; a volte, per necessità, si fa ricorso al solo carico distribuito di una porzione di solaio, chiaramente in direzione parallela all'orditura dello stesso. In questo modo, però, si genera una condizione di carico diversa da quella progettuale; per questo motivo occorre definire l'entità di carico equivalente di prova p_{coll} , in maniera tale da simulare la stessa sollecitazione che si avrebbe se si caricasse in maniera distribuita tutto il solaio, calcolando la freccia teorica in funzione di questa porzione ridotta di carico.

Fatto ciò, viene collocata correttamente, come sopra specificato, la zavorra sulla porzione di solaio, dopo aver disposto gli strumenti di misurazione, che saranno identificati da un numero di matricola e un certificato di taratura. Se l'intradosso del solaio non risulta accessibile, sarà necessario effettuare le misurazioni all'estradosso mediante un autolivello o e l'impiego di stadi "invar" disposti nei punti caratteristici (metodo di *livellazione di precisione*).

Il carico viene mantenuto costante per almeno 20 minuti; ad ogni suo incremento viene eseguita la lettura degli abbassamenti, finché non ci sarà una differenza trascurabile tra due letture consecutive.

Per una corretta stesura del report di prova occorre confrontare i risultati sperimentali ottenuti con i valori teorici di progetto. È chiaro che, se la struttura di progetto fosse perfettamente elastica, in un grafico ideale carichi-spostamenti, si avrebbe una retta. In realtà ci saranno delle deformazioni residue dovute ai carichi di peso proprio e permanenti che non fanno altro che aumentare la freccia complessiva.

Per cui, la freccia reale massima, si dovrà calcolare tenendo conto di questi fattori:

$$f_e = f_t - (f_p + f_v)$$

con:

- f_t = deformazione massima;
- f_p = deformazione plastica;
- f_v = deformazione viscosa.

2.6. Termografia infrarossa

Questa tecnica, ormai alla ribalta per risolvere problemi dovuti allo scarso efficientamento energetico dei fabbricati esistenti, risulta molto utile nell'ambito delle indagini strutturali. Grazie ad essa infatti, è possibile stabilire al meglio un piano di indagini distruttive, vista la sua restituzione di immagini termiche a pieno campo, che permettono l'individuazione di:

- difetti, cavità, elementi costruttivi nascosti;
- variazione degli spessori;
- orditura dei solai;
- zone piene di calcestruzzo.

La tecnologia attuale permette di restituire delle mappe termiche ad alta risoluzione, mediante le quali è possibile la localizzazione di tutte quelle discontinuità che possono causare malfunzionamenti strutturali. Si basa su un rilievo di tipo ottico che misura la radiazione infrarossa emessa da una superficie di un oggetto. Mediante una telecamera sensibile alle onde elettromagnetiche viene eseguita una mappatura termica della struttura in questione.

Le termocamere presenti sul mercato sono di due tipologie, raffreddate e non raffreddate.

Le termocamere raffreddate, che garantiscono una precisione nella misurazione molto elevata, seppur con dei costi più elevati nell'acquisto, sono costituite da:

- sensore;
- sistema di raffreddamento;
- sistema di scansione;
- obiettivo.

Attraverso il sistema di raffreddamento del sensore, si riesce a far sì che questo assorba quante più radiazioni possibili, rispetto a quelle prodotte (che sono tanto più basse, quanto più bassa è la temperatura). Mediante il sistema di scansione, formato da specchi e prismi rotanti, la termocamera riesce ad immagazzinare le immagini, da restituire all'operatore, grazie alla lettura delle radiazioni emesse dal corpo nella banda dell'infrarosso.

Le termocamere non raffreddate, pur presentando dei risultati meno precisi rispetto alle raffreddate, hanno un miglior rapporto qualità prezzo e sono le più adatte all'ambito edile. Il sensore presente all'interno è molto simile a quello delle moderne macchine fotografiche digitali e permette di visionare mediante un monitor tv la radiazione termica. Attraverso una implementazione software è possibile restituire una mappa termica con i falsi colori, ovvero una tecnica con cui viene resa visibile l'immagine per mezzo di una "palettatura di colori".

Esistono quattro tipologie diverse di palettature di colori:

- la "palettatura ferro", che utilizza il nero come colore più freddo ed il bianco come più caldo, passando per blue, rosso, arancione e giallo;
- la "palettatura arcobaleno", quella usata in edilizia, che sfrutta i colori primari dell'arcobaleno, passando dal viola più freddo al rosso più caldo;
- la "palettatura in scala di grigio", che usa appunto una gradazione di grigi tra il bianco ed il nero;
- la "palettatura isotermica" che ha dei colori prestabiliti per rappresentare le aree isoterme.

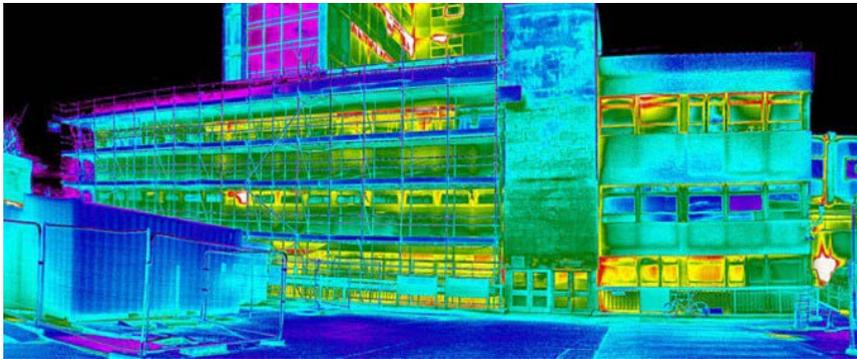


Figura 2.11. *Resistenza termografica*

Occorre ricordare che la termografia, oltre a godere dei vantaggi di cui godono tutte le prove non distruttive, tra cui operare senza interrompere le funzionalità dell'edificio ed evitando ulteriori traumi alla struttura da analizzare, è fortemente influenzata dai fattori ambientali e climatici del luogo in cui si opera; pertanto, è buona norma assicurarsi, onde evitare di avere dei risultati poco spendibili poiché troppo influenzati dagli agenti esterni, che si operi in:

- assenza di irraggiamento solare: è preferibile eseguire la prova durante la fase di raffreddamento dell'edificio, dopo il tramonto;
- assenza di vento o pioggia.

2.7. Impact Echo

L'*Impact Echo*, o eco da impatto, è un'indagine non distruttiva che utilizza onde elastiche a bassa frequenza al fine di identificare i difetti presenti nell'elemento strutturale analizzato. Queste onde, rispetto al metodo con ultrasuoni, non presentano problemi causati dallo smorzamento del segnale, ragion per cui sono più affidabili, anche se più onerose (il costo dello strumento è più elevato rispetto a quello ad ultrasuoni).

Nonostante ciò presenta notevoli vantaggi:

- facilità di applicazione;
- metodo non invasivo sulla struttura;
- accesso da un solo lato sulla struttura;
- nessuna precauzione per l'operatore;
- posizione e natura dei difetti presenti.

La prova è prevista dalla norma ASTM C 1383; sostanzialmente è una tecnica acustica che si basa sulla propagazione e riflessione multipla di onde di compressione (*P Wave*) e di taglio (*S Wave*) generate da un impatto meccanico, all'interno del materiale, che utilizza per l'interpretazione dei dati, un'analisi nel dominio delle frequenze. Le onde *R* (*onde di Rayleigh*), invece, si disperdono ortogonalmente alla superficie di impatto e, di riflesso, sulla superficie dell'elemento, per cui vanno eliminate per mezzo di filtri particolari.

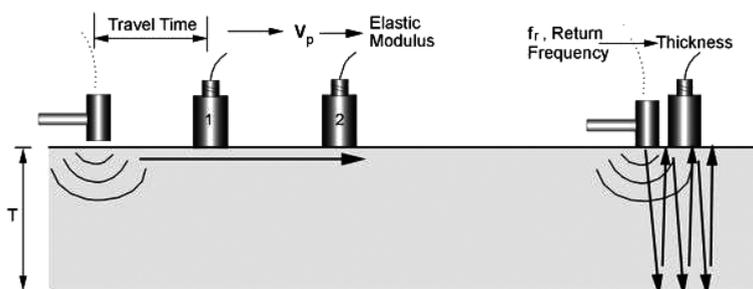


Figura 2.12. Schematizzazione prova

È inoltre opportuno scegliere in maniera idonea la sfera d'impatto, poiché ha influenza sulla lunghezza d'onda generata, sulla dimensione minima dei difetti da rilevare e sul valore massimo della frequenza rilevabile.

Per una corretta esecuzione della prova occorre:

- accessibilità su una faccia dell'elemento da analizzare;
- pulitura della superficie per eliminare eventuali impurità;
- superficie asciutta e liscia.

La norma ASTM C 1383 prevede due diverse tipologie di procedure, che vengono usate principalmente per calcolare lo spessore di solette in calcestruzzo (metodo standardizzato dalla norma nel 1998).

La prima, utilizza due trasduttori montati su un elemento rigido a distanza prefissata (circa 300 mm) per misurare la velocità di propagazione delle onde *P*, mentre la massa battente deve essere distante dal primo sensore circa 150 ± 10 mm.

Si risale alla effettiva velocità di propagazione mediante la relazione:

$$V_p = 0.96 \cdot \frac{L}{\Delta t}$$

La seconda, usa un solo trasduttore che misura la frequenza delle onde. La misura dello spessore *h* dell'elemento da analizzare è calcolata mediante la formula:

$$h = \frac{\beta V_p}{2f_h}$$

con:

- f_h frequenza delle onde riflesse;
- β fattore di riduzione della velocità di propagazione delle onde pari a 0.96;
- V_p è la velocità di propagazione calcolata con la prima procedura.

Entrambi i metodi sono fortemente influenzabili da rumori meccanici ed elettrici, per cui non è conveniente eseguire la prova in questi casi.

Anche se non ancora standardizzato, a causa di numerose variabili che si possono presentare durante l'esecuzione, l'*Impact Echo* è utilizzato per le strutture in cemento armato precompresso. La post tensione dei trefoli all'interno delle guaine predisposte nell'elemento precompresso, fa sì che la struttura abbia una resistenza a trazione di gran lunga superiore di quella che si avrebbe se i cavi d'acciaio non fossero stati tesati. La buona norma costruttiva presuppone che la guaina sia riempita, dopo la tesatura del trefolo, con della boiaccia di cemento.

Si avranno quindi tre diversi casi:

- 1) guaine correttamente iniettate;
- 2) guaine riempite parzialmente;
- 3) guaine vuote.

Nel primo caso, la frequenza dell'onda riflessa è data da:

$$f_{steel} = \frac{V_p}{4d}$$

con d profondità della guaina dalla superficie esterna.

In pratica la frequenza di spessore dell'elemento è la stessa che si avrebbe se non ci fosse la guaina, poiché la velocità di propagazione delle onde è uguale nel calcestruzzo e nella malta, per cui si avranno due picchi (caso b).

Nel caso di vuoti parziali la lettura dei risultati è parecchio complessa; infatti dipende molto dalle dimensioni e dalla posizione di riempimento dei vuoti; in questi casi ci si può ricondurre al caso di guaine vuote.

Il terzo caso (caso c) avrà due picchi, uno che rappresenta la frequenza di spessore, e l'altro che si può stimare mediante la relazione:

$$f_d = \frac{\beta V_p}{2d}$$

con β pari a 0.96.