

SERVIZI

Indirizzo email :

Password :

 Ricordami l'username

login ↗

[Nuovo utente](#)[Password dimenticata?](#)

SERVIZI TECNICI

➤ [Approfondimento](#)
(19.09.2007)

Scheda tecnica garanzia e qualità per pannelli parete prefabbricati in c.a.

▶ [area abbonati](#)

NOTIZIARI e QUADERNI TECNICI
Archivio 1973 - 2004
 Pubblicazioni tecniche delle Ferrerie Nord S.p.A.

Servizi Tecnici

[Dettagli Costruttivi](#)[Rivista Tecnica](#)[Approfondimenti Tecnici](#)[Profilario](#)[Presagomatura](#)

Area abbonamento

[Software Edilizia](#)[Editoria tecnica](#)

News

[Editoriale](#)[Studi e ricerche](#)[Metodi di calcolo](#)[Sicurezza Cantieri e Qualità](#)[Tecnologie stradali](#)[Associazioni e conferenze](#)[Normativa](#)[Testi consigliati](#)[Costruire in zona sismica](#)[Rassegna Stampa](#)[Newsletter](#)

Applicazioni Strutturali

[Ponti](#)[Solai](#)[Progetti](#)

Appalti e Sicurezza

[Presentazione Appalti e sicurezza](#)[Indicazioni varie](#)[Novità normative](#)[Giurisprudenza Appalti](#)[Sicurezza](#)[Determinazioni e Deliberazioni Authority](#)[Testi consigliati](#)

Quesiti tecnici

[Presentazione Quesiti tecnici](#)

↗ Ritorna

I SEGNALI DEL DI SSESTO RICONOSCIMENTO DELLE PATOLOGIE STRUTTURALI

P.G. MALERBA

Ordine degli Ingegneri del Verbano Cusio Ossola

SOMMARIO

Si svolge una breve rassegna dei fattori all'origine della perdita di efficienza statica o funzionale delle più diffuse tipologie costruttive. Si esamina il ruolo delle strutture di fondazione, di quelle verticali ed orizzontali e si richiama, in particolare, l'attenzione sull'importanza che le disposizioni costruttive hanno nei riguardi della sicurezza, della qualità e della durabilità delle opere.

1. INTRODUZIONE

Buona parte dell'attuale patrimonio edilizio si è andato progressivamente formando nel corso degli ultimi due secoli, come conseguenza di processi storici quali la rivoluzione industriale, la crescita demografica ed i flussi di popolazione dalle campagne verso i centri urbani. Molte di queste costruzioni presentano oggi segni di degrado statico e/o di obsolescenza funzionale. Ne segue che, mentre nel passato l'attività dei Tecnici era rivolta principalmente alla progettazione di opere nuove, al presente, buona parte del loro lavoro riguarda interventi su opere esistenti.

Qualunque sia l'obiettivo ultimo dell'intervento tecnico (adeguamento, cambio di destinazione, valutazione della vita residua, demolizione e rifacimento) le sue fasi si articolano secondo uno schema ordinato e sintetizzabile nelle fasi seguenti: (a) Esame dell'opera, (b) Diagnosi, (c) Riabilitazione.

Le prime due fasi concorrono a definire e ad inquadrare i problemi da risolvere e sono quindi premessa ineludibile alla successiva progettazione di qualsiasi tipo di intervento.

L'esame dell'opera deve portare:

- ad identificarla in ogni parte della sua consistenza volumetrica, tramite disegni di piante, di sezioni e di particolari costruttivi;
- a verificare la sua integrità, ovvero le variazioni intervenute rispetto alla configurazione originale;
- a definire le proprietà e lo stato di conservazione dei materiali impiegati e l'efficienza dei dispositivi cinematici (giunti ed appoggi) eventualmente presenti;
- ad accertare se vi sono segni di malfunzionamento.

Sulla base di questi elementi, la fase della diagnosi dovrà individuare gli schemi statici portanti e verificare se essi sono in grado di reggere i carichi propri e quelli di esercizio con un adeguato grado di sicurezza, sia nei confronti del collasso, sia per l'esercizio dell'opera esaminata. Si verificherà anche che tali carichi vengano trasmessi a terra secondo un assetto stabile e senza deformazioni eccessive nell'interazione col suolo.

L'effettivo stato di una struttura va giudicato nella sua globalità, tenendo conto di tutte le possibili azioni (carichi, effetti differiti del calcestruzzo, temperatura, sisma) e di tutte le possibili collaborazioni meccaniche. Quasi sempre, tuttavia, vi sono dei fattori che assumono un ruolo primario e che si manifestano in modo diretto o tramite effetti indotti. Si esaminano nel seguito i principali tra tali fattori, riconducendoli a casi emblematici o particolarmente frequenti. L'ordine adottato segue la stessa gerarchia di funzioni portanti che si prende a riferimento nel redigere il progetto o la verifica di un'opera: (a) suolo e fondazioni; (b) strutture verticali; (c) strutture orizzontali.

2.0. SUOLO E FONDAZIONI

Per fondazione s'intende l'impianto strutturale che ha il compito di trasmettere al suolo i carichi provenienti dalla sovrastruttura. Peraltro, le fondazioni non possono essere considerate separatamente dal suolo di posa, sul quale esse generano un significativo stato tensionale e deformativo.

Le opere di fondazione devono soddisfare tre condizioni essenziali:

- lo stato tensionale nel terreno deve essere compatibile con le caratteristiche di

Tecnologia dei materiali e tecniche di cantiere
Tecnologie stradali
Dettagli nel progetto esecutivo
Corrosione
Durabilità
Sicurezza
Qualità e Direzione Lavori
Metallurgia
Orizzontamenti e industrializzazione delle armature
Appalti lavori pubblici e privati
Varie

Bioedilizia

Links siti utili

Privacy Policy



resistenza del terreno stesso nella sua condizione presente o in quelle che potranno verificarsi successivamente;

- lo stato tensionale nell'elemento strutturale di fondazione deve essere compatibile con le caratteristiche del materiale di costruzione;

- le sollecitazioni e gli spostamenti nella sovrastruttura conseguenti alla deformazione della fondazione devono essere ammissibili nei confronti della statica e della funzionalità della sovrastruttura stessa.

Nel progettare le fondazioni deve essere tenuto conto della situazione idrogeologica dell'ambiente circostante. Come pure si dovrà tener conto dell'effetto delle fondazioni di una nuova opera sul comportamento di quelle preesistenti e poste nelle vicinanze o a ridosso della nuova costruzione.

Per soddisfare a tali requisiti statici e funzionali il progetto delle fondazioni si pone quindi come obiettivi:

- La sicurezza rispetto alla crisi (collasso statico).

- Il controllo dello stato deformativi.

Elementi per il raggiungimento di tali obiettivi sono:

- La conoscenza delle proprietà fisiche del terreno e dei parametri geotecnici riguardanti la resistenza e la deformabilità;

- Lo svolgimento di un'accurata analisi dei carichi e delle combinazioni di carico;

- L'adozione di adeguati modelli di calcolo analitici e numerici per lo svolgimento delle analisi strutturali e dello studio dell'interazione suolo-struttura.

Il risultato di questo processo, sintetizzato schematicamente in Tabella 1, è la definizione di tipo, forma, dimensioni e disposizioni costruttive dell'opera di fondazione.

a	Indagini rilievi e studi preliminari per valutare i fattori ambientali e le caratteristiche dei terreni di fondazione e dell'opera.
b	Scelta del tipo di fondazione e primo dimensionamento basato principalmente sulla verifica di stabilità del complesso terreno-struttura.
c	Calcolo dei cedimenti ed eventuale modifica delle dimensioni della fondazione o scelta di un tipo diverso di fondazione qualora i cedimenti calcolati siano superiori a quelli considerati accettabili per l'opera.
d	Scelta dei metodi e dei procedimenti costruttivi in relazione alle speciali condizioni che possono influenzare la fondazione (condizioni topografiche, condizioni della falda, condizioni di cantiere, ecc.)
e	Calcolo delle strutture di fondazione nelle loro dimensioni definitive.

Tabella 1 - Fasi di progetto di un'opera di fondazione.

2.1. DIFETTI DELLE FONDAZIONI

I cedimenti delle fondazioni sono tra le maggiori e più diffuse cause di dissesto statico o di perdita di funzionalità di un'opera. Le cause di tali cedimenti sono di varia natura. Se ne dà nel seguito un'elencazione sommaria (Cestelli Guidi, 1975).

Scarsa o errata conoscenza dei suoli

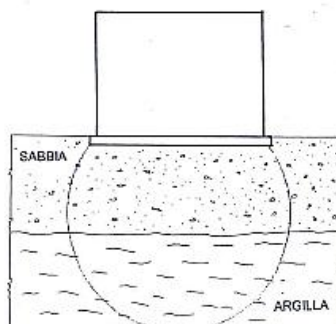
Come si è detto, lo studio delle fondazioni richiede la conoscenza di adeguate informazioni sull'ambiente nel quale verrà collocata l'opera. Attente indagini geologiche precederanno l'impostazione di costruzioni su pendii o su zone con terreni di riporto. In ogni caso andranno effettuate indagini geotecniche per identificare la natura del terreno con classificazione delle proprietà fisiche, dei parametri di resistenza meccanica e dei parametri di deformabilità. Per opere modeste può essere sufficiente l'esame del terreno al livello del piano di posa delle fondazioni e l'esame delle caratteristiche e del comportamento di opere vicine già realizzate. Per opere di una certa entità si effettueranno indagini originali.

		INDISPENSABILI	AUSILIARIE
STRATIGRAFIA		<ul style="list-style-type: none"> Sondaggi Pozzi Cunicoli Trincee (D≤5m) 	<ul style="list-style-type: none"> Prove con penetrometro Statico o Dinamico Indagini geofisiche
Proprietà meccaniche	Terreni a grana fine	<ul style="list-style-type: none"> Prove di Laboratorio su campioni intatti 	<ul style="list-style-type: none"> Prove scissometriche Prove con penetrometro Statico o Dinamico Prove dilatometriche Prove pressiometriche Prove di carico su piastra
	Terreni a grana grossa	<ul style="list-style-type: none"> Prove con penetrometro Statico o Dinamico 	<ul style="list-style-type: none"> Prove di carico su piastra
Falde	Terreni a grana fine		<ul style="list-style-type: none"> Piezometri Celle piezometriche
	Terreni a grana grossa	<ul style="list-style-type: none"> Piezometri 	
Permeabilità	Terreni a grana fine		<ul style="list-style-type: none"> Prove di laboratorio su campioni intatti Prove in situ da piezometri
	Terreni a grana grossa	<ul style="list-style-type: none"> Prove in situ da pozzi 	
<p>Nota: Distribuzione indicativa delle Prove (variabile, in ogni caso, in funzione del tipo di opera).</p> <p>Numero di verticali da esplorare: per uno studio di fattibilità: 1 ogni 5000+10.000m² per un progetto esecutivo: 1 ogni 500 m²,</p> <p>Intervallo di campionamento in verticale: n. 1 campione per ogni formazione attraversata n. 1 campione ogni 2+5 m.</p> <p>In fase di indagine abbondare nei prelievi. Successivamente eseguire le prove strettamente necessarie.</p>			

Tabella 2 - Quadro delle Principali Prove Geotecniche.

Le indagini devono riguardare un volume significativo di terreno, ovvero un volume che comprenda tutto l'intorno nel quale l'opera può indurre sensibili variazioni tensionali che influiscano sulla sua stabilità e sulla sua vita di esercizio.

Come si è detto, per piccole costruzioni, ci si basa sovente su semplici indagini a livello del piano di posa, consistenti in prove scissometriche o prove su piastra. Simili prove sono un buon riferimento per il progetto di pavimentazioni industriali, stradali o aeroportuali, destinate a sopportare sovraccarichi localizzati e forniscono informazioni sulla resistenza a taglio e sulla risposta deformativa dello strato superficiale. Il loro esito, tuttavia, non può essere estrapolato per valutare l'interazione col terreno di un intero edificio, soprattutto se di grandi dimensioni. In questo caso, infatti, l'intensità del carico totale e l'estensione in pianta della sua distribuzione, generano un bulbo di pressioni che va ad interessare anche gli strati profondi (Fig. 1.a). Così, se a strati superficiali sabbioso ghiaiosi, seguono in profondità strati di argilla molle, sulla risposta del complesso dell'edificio si farà sentire anche l'influenza di questi ultimi, con possibilità di sensibili cedimenti differenziali. Per contro, se l'opera è di estensione limitata e tale che i campi tensionali di maggior intensità si limitino ad interessare solo gli strati superficiali, l'effetto della cedevolezza degli strati sotto stanti può risultare modesto o del tutto trascurabile (Fig. 1.b). Le citate valutazioni comparative non hanno quindi fondamento se riferite ad opere tra loro diverse per dimensioni e carico e non si può evitare l'esecuzione di sondaggi. I sondaggi lungo la verticale devono avere poi profondità tale da fornire informazioni su tutti gli strati interessati dal bulbo delle pressioni della costruzione.



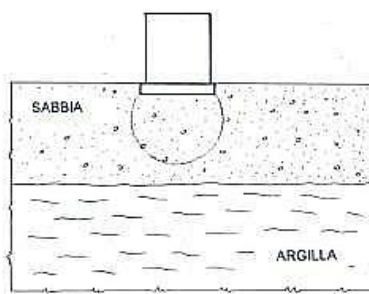


Fig 1.a, b - Il bulbo delle pressioni può interessare o meno gli strati profondi e, in questo caso, maggiormente cedevoli a seconda delle dimensioni dell'edificio.

Nelle zone alluvionali montane è frequente la presenza, tra le rocce sciolte, di massi erratici (trovanti) isolati. Se non individuati, questi vengono a formare una zona di appoggio rigida che altera l'uniformità dei cedimenti provocando forti sovrassollecitazioni locali e differente assetamento della superficie di posa (Fig.1.c).

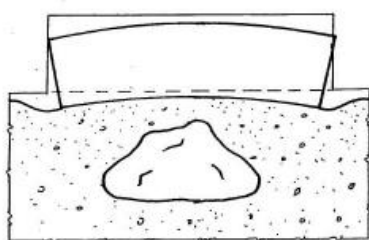


Fig 1.c - Influenza di un trovante sulla deformazione di un edificio allungato

Importante è anche la conoscenza della storia del suolo. Negli ultimi decenni è invalso l'uso di insediare zone industriali in aree del circondario urbano adibite in precedenza a discariche di terra o di macerie, con lo scopo di creare dei rilevati per livellarne il piano. Tali reinterri sono spesso costituiti da materiale eterogeneo, presentano spessori di altezza variabile e, all'atto della costruzione, non sempre sono sufficientemente assetati. In sede di progetto questo costringe a realizzare plinti profondi o fondazioni su pali ed a verificare che l'assetamento degli strati cedevoli non contribuisca anche al trascinarsi delle parti di fondazione che li attraversano. Senza un adeguato studio geotecnico sono senz'altro da attendere sensibili cedimenti differenziali.

Facendo invece riferimento ad un terreno vergine, ha influenza la storia dei carichi al quale è stato sottoposto. Può accadere, ad esempio, che su di un terreno cedevole venga realizzato un rilevato stradale di sensibile altezza, il quale, col tempo, si assesta e consolida gli strati immediatamente sotto stanti e, in misura via via decrescente, quelli ad essi adiacenti. La costruzione di un nuovo edificio, vicino al rilevato, poggerà su di un terreno maggiormente consolidato dal lato del rilevato stesso e più cedevole dalla parte opposta e la nuova opera tenderà ad inclinarsi verso quest'ultima. L'inverso accadrà invece nel caso in cui il rilevato venga costruito dopo l'edificio. Fenomeni analoghi si possono riscontrare nella posa di fondazioni su terreni parzialmente interessati da costruzioni preesistenti, poi demolite, per i quali la parte già caricata e preconsolidata risulterà meno deformabile delle altre zone, caricate per la prima volta.

Un caso frequente è la costruzione, o la ricostruzione, di un edificio in aderenza ad uno preesistente. Quasi sempre quest'ultimo risente dell'azione del nuovo carico, che si manifesta con fessurazioni più o meno evidenti. Tali fenomeni tuttavia tendono a stabilizzarsi e, raggiunta una nuova configurazione di equilibrio, la propagazione delle lesioni si arresta.

Sottodimensionamento delle fondazioni

Quasi tutte le situazioni precedentemente richiamate si traducono, per ciò che riguarda la costruzione, in forti cedimenti differenziali del piano di posa. Nei casi più gravi questo dà luogo ad un moto rigido della costruzione, con perdita di orizzontalità e di verticalità. Nella maggior parte dei casi, tali cedimenti differenziali provocano una serie di quadri fessurativi che vanno ad interessare le pareti dell'edificio.

Pareti pensate in origine come non portanti, possono trovarsi a lavorare come pareti di taglio, fessurandosi in una direzione inclinata rispetto all'orizzontale e dando luogo, lungo la stessa direzione, ad un fascio di puntoni compressi che vanno ad insistere su pilastri e travi che incorniciano il campo di parete. In alcuni casi, se il muro è di un certo spessore, l'intensità di tale interazione ha provocato situazioni di crisi per flessione nei pilastri, chiamati a contrastare azioni laterali per i quali non

erano stati dimensionati.

Gli effetti fessurativi dovuti a cedimenti differenziali interessano in varia misura anche le tramezzature interne e sono più evidenti nelle zone con discontinuità geometriche quali gli spigoli dei riquadri delle finestre, i voltini al di sopra delle porte e simili.

A parte quanto già detto sull'attenzione da porre alle caratteristiche del terreno, altrettanta attenzione va data al dimensionamento della fondazione e, successivamente all'interazione tra suolo e struttura. Sovente questi aspetti vengono sotto stimati o anche del tutto ignorati. Si richiamano alcuni casi ricorrenti, soprattutto nella realizzazione di piccole costruzioni. Svolto l'esame dei carichi ed il compito della forza N trasmesse al suolo, si assegna alle diverse parti dell'impianto di fondazione una superficie tale che la pressione di contatto sia inferiore alla sollecitazione considerata ammissibile per quel tipo di terreno (p.e. $\sigma_{t,amm} = 0.20 \text{ MPa} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$). Alcune zone, quali quelle in corrispondenza dei muri perimetrali, sono tuttavia poco sollecitate e la superficie di contatto $A=N/\sigma_{t,amm}$ potrebbe risultare addirittura più stretta del muro sovrastante. Al di sotto dei muri si realizza di solito un cordolo continuo, largo circa il 2÷3 volte lo spessore del muro stesso. Così facendo, in una villetta a due piani fuori terra, con muri perimetrali ed uno/due pilastri centrali, si avrebbero sotto i muri pressioni di contatto ($\sigma_1 = 0.08\div 0.12 \text{ MPa}$) e al di sotto dei plinti centrali pressioni di contatto pari a ($\sigma_2 = 0.20 \text{ MPa}$), cioè di intensità doppia. Se a questo si aggiunge il fatto che sovente i plinti sono anche sottodimensionati, si possono avere rapporti tra pressioni nella zona centrale ed in quelle di perimetro pari 2/1÷5/1. Senza ricorrere a valutazioni più accurate, è chiaro che anche il rapporto tra i cedimenti del terreno nelle due zone sarà degli stessi ordini di grandezza e che la parte centrale tenderà ad abbassarsi molto di più che non il perimetro impegnando in regimi statici non previsti travi e solai e facendo lavorare a taglio tutte le pareti che dai lati concorrono verso la zona centrale. Una prima avvertenza da seguire è quindi quella di cercare di uniformare le pressioni di contatto, assegnando ai plinti una superficie sufficiente.

Questo criterio si fonda sull'ipotesi che il cedimento del terreno al di sotto del piano di posa sia un fatto puramente locale e che non risenta dell'azione degli altri carichi trasmessi in fondazione. E' come se la fondazione poggiasse su di un semplice letto di molle (elastiche) reagenti a compressione, senza interazioni reciproche per taglio. In sostanza questa è l'ipotesi del suolo di Winkler. Anche questa ipotesi va però assunta con cautela. Infatti il diagramma delle pressioni negli strati profondi dipende non dalle pressioni di contatto, ma dalla pressione media su tutta l'area (Fig.1.d).

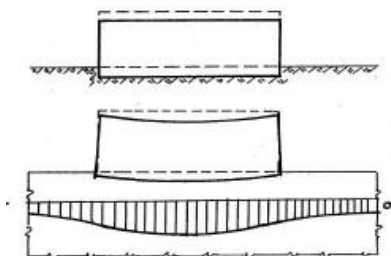


Fig. 1.d - Corpo allungato. Spostamenti nell'ipotesi di Winkler e spostamenti effettivi.

In costruzioni continue e di una certa lunghezza le sollecitazioni nel terreno nei vari strati sotto la verticale per il centro della fondazione sono maggiori che non nelle zone laterali. Ne segue che, benché le fondazioni siano state dimensionate per una pressione di contatto uniforme, a causa dell'effettivo andamento del regime statico, gli abbassamenti della zona centrale sono maggiori che non nelle zone laterali, con un inarcamento della costruzione. In questi casi si farà riferimento a valutazioni più accurate (Boussinesque, Newmark) e, per costruzioni importanti, si analizzerà l'andamento dei cedimenti nel tempo con la teoria della consolidazione (Lambe, Whitman, 1969).

Tenuto conto che tutti i sistemi sono deformabili, si cercherà di dimensionare le fondazioni in modo che la configurazione deformata del sistema completo suolo-struttura sia compatibile con la sicurezza, le esigenze funzionali ed i requisiti estetici dell'opera. A tale proposito in Tabella 3 sono riportati dei valori indicativi per i valori dei cedimenti e delle distorsioni angolari massime ammissibili, mentre in Tabella 4 sono riportati, sempre a titolo indicativo, i valori limite dei rapporti (δ/L) tra cedimenti differenziali (δ) e base (L) sulla quale sono misurati ed i tipi di inconveniente che possono insorgere oltrepassando tali soglie.

CLASSE DELL'EDIFICIO E STRUTTURA	TIPO DI EDIFICIO E STRUTTURA	CEDIMENTO MASSIMO TOTALE AMMISSIBILE [mm]	DISTORSIONE ANGOLARE MASSIMA AMMISSIBILE CALCOLATA PER 3 PUNTI ALLINEATI E CONNESSI DELLA FONDAZIONE DI UNA STRUTTURA
1	Strutture massicce di notevole rigidità rispetto agli assi orizzontali, con fondazioni massicce in calcestruzzo non armato, con fondazioni cellulari, con fondazioni a graticcio rigido in calcestruzzo armato	150 + 200	La differenza massima tra i cedimenti dei vari punti della struttura non dovrebbe causare inclinazioni della fondazione maggiori di 1/100+1/200 del rapporto tra la dimensione minore della pianta della fondazione e l'altezza della struttura.
2	Strutture isostatice e strutture in legno	100 + 150	1/100+1/200
3	Strutture iperstatiche in acciaio o con struttura portante in cls. con cordoli in c.a. ad ogni piano, con fondazioni continue longitudinali in c.a. e con pareti trasversali di almeno 25 cm di spessore con intersassi minori di 6m e strutture a telaio in c.a. con piedritti ad intersassi minori di 6 m con fondazioni continue a graticcio.	80 + 100	1/200+1/300
4	Strutture della classe 3 ma che non soddisfano una delle condizioni imposte e strutture in c.a. con fondazioni a plinti.	60 + 80	1/300+1/500
5	Strutture prefabbricate costituite da grandi pareti o elementi a blocchi.	50 + 60	1/500+1/700

NOTE: I valori minori si riferiscono ad edifici pubblici, abitazioni o edifici con parti strutturali o finiture sensibili a cedimenti differenziali, i valori maggiori si riferiscono ad edifici alti di considerevole rigidità rispetto ad assi orizzontali o a strutture che possono accettare eventuali movimenti. In casi speciali (gru a portale, autoclavi ad alte pressioni, serbatoi, silii soggetti a carichi differenziali), il massimo cedimento ammissibile o i cedimenti differenziali o entrambi, devono essere assunti in base a specifiche fornite dagli ingegneri utenti dell'impianto o dai produttori.

Tabella 3. Valori dei cedimenti e delle distorsioni angolari massime ammissibili, secondo Wilum e Starzewsky (Da Ricceri, 1997)

TIPO DI PROBLEMA	δ/L
Limite oltre il quale possono sorgere problemi in macchinari sensibili a cedimenti	1/750
Limite di pericolo per strutture reticolari	1/600
Limite di sicurezza per edifici in cui non si ammettono fessurazioni	1/500
Limite oltre il quale possono apparire le prime fessure nei muri di tamponamento e difficoltà nell'uso dei carri ponte	1/300
Limite oltre il quale possono essere visibili inclinazioni di edifici alti	1/250
Notevoli fessure in muri di tamponamento e muri in laterizio. Limite di sicurezza per muri portanti in laterizio con $h/L < 1/4$. Limite oltre il quale si devono temere danni strutturali negli edifici.	1/150

NOTA: Con δ si indica il cedimento differenziale tra due punti posti tra di loro a distanza L.
Tabella 4 (Secondo Bjerrum, 1963, Da Ricceri, 1977)

3.0. STRUTTURE

3.1. ESAME GENERALE DELLE STRUTTURE

L'esame di una struttura seguirà di massima la distribuzione degli elementi portanti, riconducibili, sommariamente, a quelli elencati nella tabella sottostante, dove, per ciascun componente strutturale, sono indicate anche le più frequenti cause di danneggiamento o di dissesto.

FONDAZIONI	DISCRETE (Plinti) CONTINUE (Platee)	<ul style="list-style-type: none"> • Mancanza di informazioni sul terreno • Mancata verifica delle fondazioni • Ignoranza del storia del suolo • Interazioni con edifici esistenti • Eccessivi cedimenti differenziali
STRUTTURE VERTICALI	DISCRETE (Pilastri)	<ul style="list-style-type: none"> • Calcestruzzo scadente (casi recenti) • Segregazione degli inerti alla base • Snellezza eccessiva • Carenza di staffe • Particolari costruttivi
	CONTINUE (Muri e Setti)	<ul style="list-style-type: none"> • Murature: Cavità nascoste • Canne fumarie, Scale interne, nicchie per servizi. • Danneggiamento meccanico e chimico
STRUTTURE ORIZZONTALI	TRAVI	<ul style="list-style-type: none"> • Carenze di calcolo (N, T, M, M_x) • Insufficiente armatura longitudinale • Carenza o errato disegno delle staffe • Confinamento scarso o inesistente • Puzzonamento • Particolari costruttivi
	SOLAI	<ul style="list-style-type: none"> • Snellezza eccessiva (effetti sulle pareti portate) • Vibrazioni • Insufficiente armatura longitudinale • Sfondellamento

L'individuazione e la valutazione di questi fattori comporta in tutto o in parte le seguenti operazioni:

- il reperimento e la ricostruzione della documentazione esistente o l'esecuzione, se necessario, di adeguati rilievi;
- la definizione, con la massima cura possibile, della geometria dell'opera e di sue eventuali alterazioni rispetto alla configurazione originale
- l'individuazione dei materiali impiegati (legno/muratura/calcestruzzo armato/acciaio) e delle corrispondenti tipologie e tecniche costruttive.
- l'esecuzione di misure di orizzontalità e di verticalità, per una verifica dell'assetto generale;
- l'esame dei segni visibili di stati deformativi e/o fessurativi non compatibili con un corretto comportamento della struttura;
- l'esame dello stato dei materiali e delle armature mediante esami non invasivi (sonde magnetiche, sclerometro, ultrasuoni, RX) o moderatamente invasivi (endoscopie, scassi e scavi locali, penetrazione con sonde calibrate);
- l'esecuzione di prove di carico statiche o dinamiche che attivino i modi deformativi della struttura nell'intorno delle normali condizioni di equilibrio.

Andranno inoltre considerate le molte situazioni particolari, spesso imprevedute in sede di progetto e di realizzazione, che possono verificarsi soprattutto nelle strutture d'epoca. Tra queste si elencano:

Eccesso di sovraccarichi permanenti, dovuti a:

- corpi aggiunti in sopraelevazione;
- livellamenti dell'estradosso di solaio, effettuati per compensare inattese ed eccessive inflessioni manifestatesi alla rimozione dei ponteggi;
- infiltrazioni d'acqua in corpi chiusi e senza scarichi, com'è accaduto nei cassoni di alcuni ponti.

Eccessiva Deformabilità di Travi e Solai

E' frequente il caso che i solai vengano verificati nei riguardi della loro capacità portante e non nei riguardi della deformabilità. Se lo spessore di solaio è limitato, le frecce sono elevate. Deformabilità e sensibilità alle vibrazioni possono essere avvertite a livello fisiologico e risultare fonte di disagio. Un'eccessiva deformabilità dei solai è inoltre all'origine di molti dei quadri fessurativi che si rilevano nelle pareti divisorie interne degli edifici (Figure 2.a, 2.b e 3), come pure è causa dei distacchi o della rottura placche delle pavimentazioni (CEB, 1973). La normativa ACI (American Concrete Institute) indica in $(f/1=1/480)$ il rapporto freccia/luce oltre il quale si possono manifestare gli inconvenienti citati per tramezzature e pavimenti.

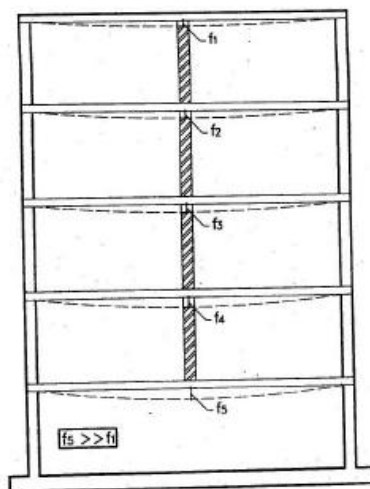


Fig. 2.a - In assenza di supporti verticali al piano terra, i solai interagiscono tra loro, caricandosi in progressione verso i piani più bassi e presentando frecce via via maggiori.

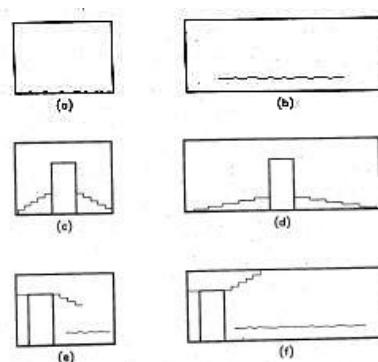
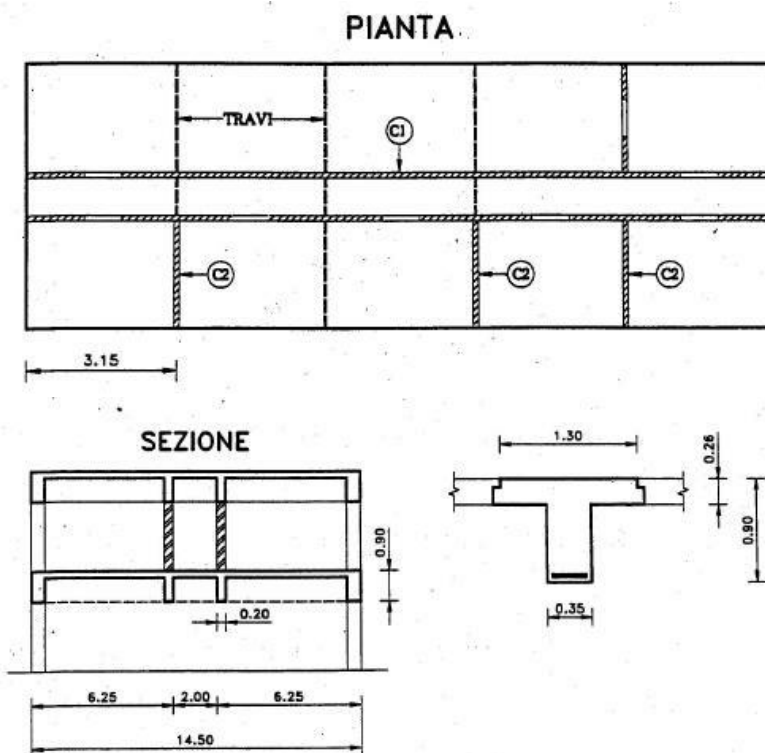


Fig. 2.b - Quadri fessurativi in pareti divisorie provocati da eccessiva deformabilità dei solai.



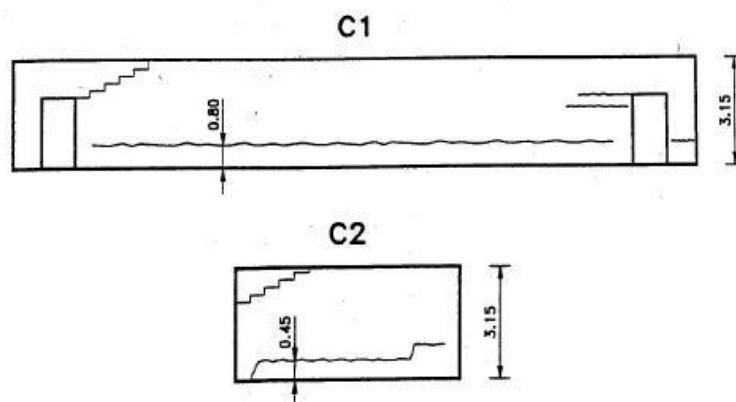


Fig. 3. - Effetti dell'eccessiva deformabilità del solaio intermedio sulle pareti divisorie longitudinali (C1) e trasversali (C2).

Presenza di cavità interne

non immediatamente visibili e che creano fronti di rottura, quali:

- canne fumarie;
- nicchie per alloggiamento di impianti e contatori;
- scale interne, ricavate, in alcuni edifici storici nello spessore dei muri.

Situazioni Varie:

- strutture prossime al collasso, ma prive di segni premonitori perchè massicce e rigide (strutture murarie fragili);
- spessori delle pareti eccessivamente snelli. In presenza di forti cedimenti differenziali le pareti possono caricarsi in regime membranale ed andare in instabilità;
- sfondellamento dei solai per fragilità dei setti interni delle pignatte;
- carenza più o meno generalizzata di adeguate disposizioni costruttive;
- appoggi inefficienti perchè di qualità scadente o perchè privi di pulizia e manutenzione;
- inefficacia dei giunti, come accade in certi giunti rudimentali realizzati con fogli di polistirolo. Il polistirolo impregnato di boiaccia può, di fatto, ripristinare la continuità strutturale, almeno per gli aspetti deformativi, se non per quelli portanti;
- carenze nell'impianto di gronde e pluviali. Un inefficace deflusso delle acque meteoriche e la conseguente continua azione di dilavamento, provocano progressive erosioni delle sezioni resistenti e danneggiamento degli strati superficiali ed interni delle parti strutturali più esposte.

L'effetto macroscopico, provocato dai fattori fin qui esposti, è la manifestazione di quadri fessurativi più o meno accentuati.

3.2. ELEMENTI PER INTERPRETARE I SEGNALI DI DISSESTO

Stati Fessurativi

La fessurazione è il segnale visibile di più comune ed immediata percezione e, opportunamente interpretata, è una prima traccia per individuare l'esistenza di comportamenti anomali e per valutarne la gravità.

Un primo passo per comprendere l'origine di uno stato fessurativo è quello di collegarlo a configurazioni deformate ed a distribuzioni di sforzo che consentano di individuare le direttrici principali di trazione. In materiali fragili le fessure tendono a svilupparsi normalmente a tali direttrici. L'esame del comportamento delle fondazioni, e l'analisi strutturale dei corpi in elevazione forniscono utili elementi per comporre in forma coerente distribuzioni di spostamenti, di sforzi e per giustificare gli effetti che ne seguono in termini fessurativi (Mastrodicasa, 1978).

Gli stati fessurativi riguardanti le strutture in c.a. sono, tra tutti, quelli maggiormente caratterizzati e quelli che suscitano, in genere, allarme maggiore.

A questo proposito va sottolineato che la condizione fessurata è una condizione fisiologica e non patologica delle strutture in c.a. Tutti gli elementi strutturali in c.a. sono progettati, nei riguardi della capacità portante, a sezione parzializzata. Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio, la determinazione dell'ampiezza caratteristica delle fessure rientra tra le valutazioni di progetto ed è quindi considerata ammissibile, se rientra nei limiti fissati dalle Norme in funzione della destinazione d'uso dell'opera.

Peraltro, con riferimento alla generalità delle costruzioni, l'effettivo manifestarsi di uno stato fessurativo può apparire, ad un osservatore superficiale, un fenomeno raro. Ciò è dovuto al fatto che la maggior parte delle costruzioni, soprattutto quelle

residenziali, è raramente sottoposta al massimo carico di esercizio, lavorando di solito al 60÷80% del massimo carico totale di progetto.

Il calcestruzzo si fessura quando viene superata la sua resistenza a trazione. Lo sviluppo della fessura è quindi inizialmente perpendicolare alla direzione principale di trazione nel calcestruzzo e l'andamento del quadro fessurativo abbozza l'andamento degli sforzi principali di compressione, il cui tracciato può contribuire a visualizzare il flusso delle forze attive nella struttura. La densità e l'ampiezza delle fessure aiutano a stimare l'entità dello stato tensionale agente.

In Fig. 4 (Collins, Mitchell, 1991) si mostra una correlazione tra la geometria dei principali quadri fessurativi ed i corrispondenti stati elementari di sollecitazione con riferimento ai casi di trazione semplice, flessione semplice, puro taglio, torsione, flessione e taglio, fessurazione per concentrazioni locali di sforzo dovute, a carichi o a reazioni vincolari concentrate di elevata intensità.

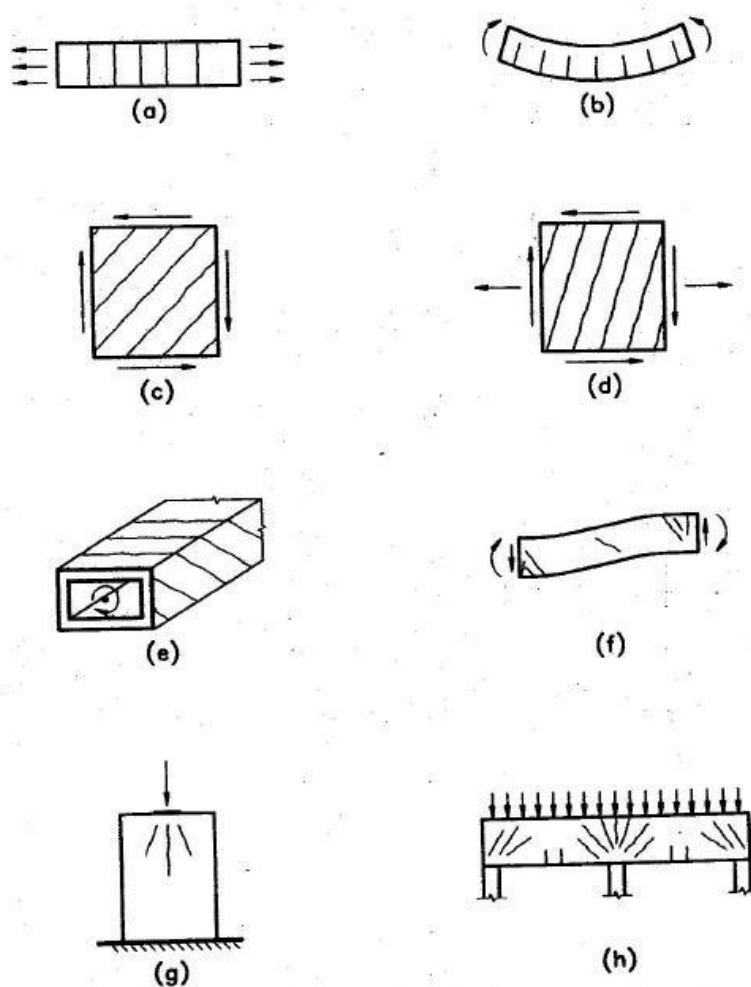


Figura.4. Correlazione tra la geometria dei principali quadri fessurativi ed i corrispondenti stati elementari di sollecitazione (trazione semplice, flessione semplice, puro taglio, flessione e tagli e fessurazioni per concentrazioni locali di sforzo). (adattata da Collins e Mitchell, 1991)

Va precisato che, con l'eccezione dei casi elementari di pura trazione e di pura flessione, la direzione degli sforzi principali di compressione, a fessurazione avvenuta, di solito varia con l'incremento del carico. La direzione iniziale della fessura non è in genere influenzata dall'armatura e di solito corrisponde alle previsioni dedotte da un'analisi elastica lineare (a solido omogeneo ed isotropo, senza armatura). Con l'instaurarsi della fessurazione i flussi delle compressioni sono fortemente influenzati dalla posizione, dal tracciato e dalla quantità di armatura. Ad esempio, molte strutture in c.a., tipicamente quelle in parete sottile, hanno percentuali di armatura diverse nelle due direzioni. A fessurazione avvenuta, il flusso degli sforzi principali di compressione e di conseguenza la direzione delle nuove fessure tende verso la direzione dell'armatura che fornisce il maggior contributo irrigidente.

Questa variazione nella direzione delle fessure è di particolare rilievo in quelle regioni di struttura soggette a stati pluriassiali, ma armate in una sola direzione.

Fessurazione per Temperatura e Ritiro

Gli sforzi di trazione all'origine delle fessure nel calcestruzzo non sono dovuti necessariamente e solamente all'azione dei carichi. E' noto infatti che gli elementi in c.a. sono soggetti a sensibili variazioni volumetriche, dovute al ritiro ed alle escursioni di temperatura.

Se la struttura non è libera di deformarsi, il campo di distorsioni impresse causato da questi fenomeni può indurre corrispondenti stati di trazione che innescano la fessurazione. Situazioni ricorrenti riguardano:

- la fessurazione provocata da distorsioni impresse in travi la cui contrazione è impedita dalla continuità con pareti molto rigide;
- l'effetto iperstatico di coazioni impresse,
- il ritiro differenziale tra getto di completamento in opera ed elementi prefabbricati;
- scarsità di copriferro,
- fessurazioni pseudo-casuali, dovute anche ad azioni chimiche.

Si consideri, a titolo di esempio, il caso di una trave di lunghezza L rigidamente vincolata agli estremi. Si vuole determinare l'entità degli sforzi di trazione provocati da un decremento di temperatura ΔT [°C]. Sia α_c il coefficiente di dilatazione termica del calcestruzzo. Se la trave fosse libera si accorcerebbe di

$$\Delta L = \alpha_c \cdot \Delta T \cdot L$$

Essendo la trave vincolata, per rispettare la congruenza con i vincoli, deve nascere una reazione tale da generare uno spostamento eguale ed opposto:

$$R \cdot \frac{L}{E_c A} = \alpha_c \cdot \Delta T \cdot L$$

Da cui:

$$R = E_c \cdot A \cdot \alpha_c \cdot \Delta T$$

Si osserva che l'effetto iperstatico di una distorsione impressa è tanto maggiore quanto maggiore è la rigidità assiale ($E_c \cdot A$) della trave. Se la trave è integra (non fessurata), lo sforzo di trazione risulta:

$$\sigma = \frac{R}{A} = E_c \cdot \alpha_c \cdot \Delta T \quad \sigma_T = \frac{R}{E_c A} = \alpha_c \cdot \Delta T$$

Facendo riferimento ad un calcestruzzo con

- resistenza trazione $f_{ct} = 2.00$ MPa
- modulo elastico $E_c = 27000$ MPa
- coefficiente di dilatazione termica $\alpha_c = 10 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$

si ottiene: $2.00 = 27000 \cdot 10 \times 10^{-6} \cdot \Delta T$ $\Delta T = 7.4^\circ\text{C}$

Bastano quindi variazioni di pochi gradi di temperatura per giungere alle condizioni di innesco della fessurazione.

Alla temperatura si aggiunge, inoltre, il concorso del ritiro. Se, a fessurazione avvenuta, si trascura il limitato valore della deformazione di trazione presente nei tratti di calcestruzzo tra fessura e fessura, si può con buona approssimazione stimare un'ampiezza totale di apertura della fessura pari a:

$$\Delta w = -(\sigma_T + \sigma_{sh}) \cdot L = -(\alpha_c \cdot \Delta T + \sigma_{sh}) \cdot L$$

dove σ_{sh} è la deformazione per ritiro ($sh = \text{shrinkage} = \text{ritiro}$).

Se, sempre a titolo di esempio, si assume $\Delta T = -30^\circ\text{C}$, $sh = -400 \times 10^{-6}$, risulta:

$$\Delta w = (10 \cdot 10^{-6} \cdot 30 + 400 \cdot 10^{-6}) \cdot L = 700 \cdot 10^{-6} \cdot L$$

Per $L = 4500\text{mm}$, si ottiene $\Delta w = 3.15$ mm

Un'altra situazione frequente, dovuta a stati di distorsione nel calcestruzzo, si presenta nelle strutture realizzate per fasi, come nel caso della realizzazione di un getto di completamento al di sopra di una struttura portante in elementi prefabbricati e (di solito) precompressi. Il getto di completamento ha in genere di resistenza più bassa ed un più alto rapporto acqua/cemento dell'elemento prefabbricato. Quest'ultimo, inoltre, già stagionato, ha di solito scontato quasi completamente all'atto del getto gli effetti differiti (ritiro e buona parte del rifluimento viscoso).

Ne nasce un ritiro differenziale che porta a fessurazione l'estradosso di soletta. Fenomeni di ritiro differenziale si manifestano anche nello spessore della maggior parte degli elementi strutturali. Nel caso tipico di un setto in calcestruzzo armato,

negli strati di calcestruzzo esterni, il ritiro si manifesta con rapidità maggiore che non negli strati interni e ne derivano sensibili stati superficiali di trazione. La presenza di una rete di armatura rappresenta una griglia di arresto. Tuttavia se la percentuale di armatura e/o il copriferro sono insufficienti, attorno al perimetro dei tondi di questa griglia nascono stati di sovrasollecitazione locale che definiscono anche la tessitura del quadro fessurativo che seguirà le maglie della rete.

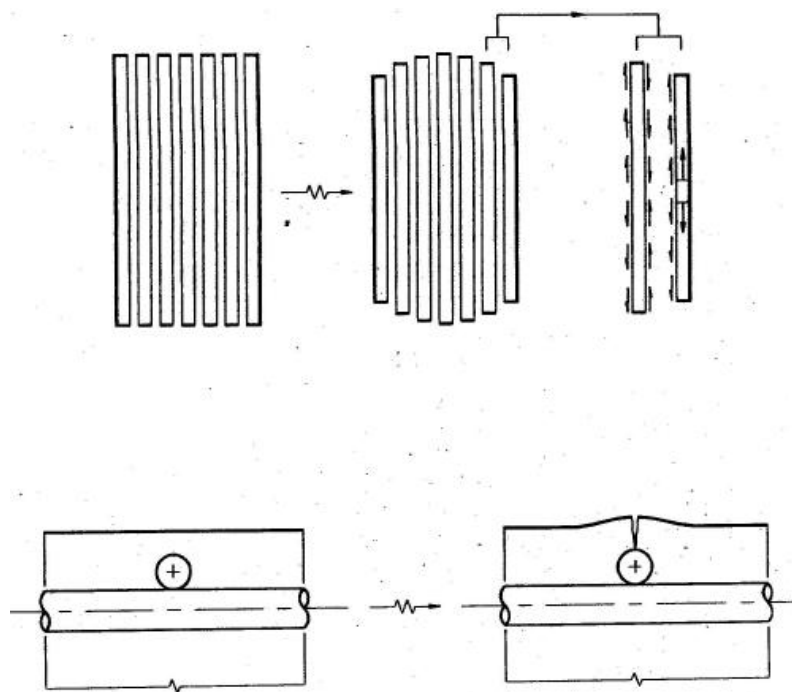


Fig 5. Effetti del ritiro. Porzione di setto in calcestruzzo. Negli strati di calcestruzzo esterni, il ritiro si manifesta con rapidità maggiore che non negli strati interni e da luogo a sensibili stati superficiali di trazione.

Quadri fessurativi irregolari possono manifestarsi per altri tipi di variazioni volumetriche dovute per esempio a reazioni chimiche quali quelle che si manifestano tra alcali ed aggregati.

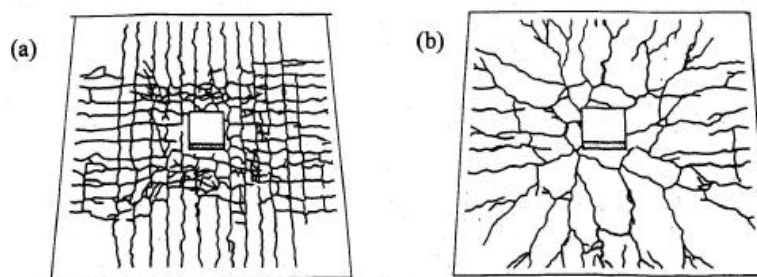
Ruolo delle Disposizioni Costruttive

Oltre ai casi fin qui esaminati, stati di deficienza statica e situazioni fessurative particolari sono spesso imputabili a carenze disposizioni costruttive nel dettaglio delle armature destinate a contrastare stati di sovrasollecitazione locali. Di solito questi si manifestano in corrispondenza agli appoggi, a zone di applicazione di carichi concentrati, a variazioni di sezione o di spessore, nell'intorno di aperture. La moderna teoria del c.a. propone trattazioni specifiche per questi tipi di problemi. Tra queste la più diffusa è quella basata sul cosiddetto modello Strut and Tie (Schlaich, 1984; Malerba, 1999), esplicitamente contemplato negli Eurocodici.

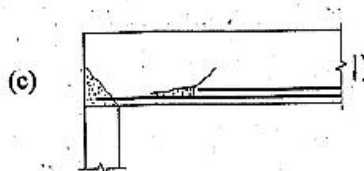
Quando queste disposizioni sono inadeguate, nascono quadri fessurativi caratterizzati da poche fessure di ampiezza sensibile. Spesso questi effetti sono così evidenti e caratterizzati da consentire l'immediata individuazione delle cause, ovvero delle carenze o erranee disposizioni di armatura.

Un primo caso riguarda lo spostamento della maglia di armatura superiore (al negativo) che può manifestarsi in fase di getto per mancanza di adeguate imbastiture. Gli effetti di un simile inconveniente possono essere esemplificati tramite un caso emblematico riportato in letteratura. Le armature al negativo con maglia rettangolare poste all'intradosso di un pilastro possono provocare, se disposte correttamente a 1÷3 cm di copriferro dalla faccia superiore, un quadro fessurativo con la stessa griglia rettangolare (Fig. 6.a). Se l'apertura delle fessure è limitata, tale situazione è pienamente accettabile. L'abbassamento della stessa maglia, per difetto di adeguati supporti, lascia l'estradosso disarmato ed il quadro fessurativo è quello di Fig. 6.b.

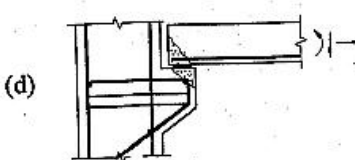
Questo nuovo schema di fessure ad andamento radiale e circonferenziale è governato più dall'azione della forte reazione concentrata dovuta alla presenza del pilastro, che non dall'armatura. L'elevato spessore di copriferro venutosi impropriamente a formare, provocherà inoltre fessure di ampiezza sensibile. Questo secondo quadro fessurativo indica quindi una situazione patologica grave, premonitrice, per esempio, di una rottura locale per punzonamento.



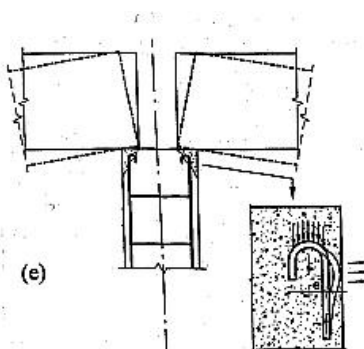
L'interruzione contemporanea di un'elevata percentuale di barre di armatura (Fig. 6.c) può provocare in corrispondenza alla sezione terminale, l'innescò di una fessura verticale. In mancanza di un'adeguata staffatura verticale, tale innescò può evolvere in una fessura per flessione-taglio, e seguire da un lato le barre longitudinali residue e dall'altro svilupparsi con andamento inclinato verso l'estradosso. Una simile configurazione può essere indice di un collasso incipiente per taglio.



In molte realizzazioni, soprattutto prefabbricate, si è spesso rilevata una scarsa attenzione alle zone di appoggio (Fig. 6.d). Così può accadere che forze rilevanti, quali le reazioni di estremità di elementi strutturali portanti, abbiano retta d'azione al di fuori della zona nella quale l'armatura opera con efficacia e vadano invece a gravare su di un lembo di copriferro.

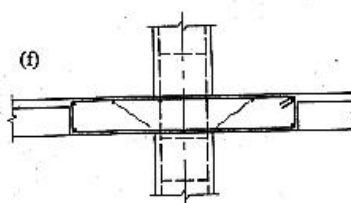


In altri casi, pur avendosi una risultante interna alla gabbia di armatura, si riscontra un'insufficiente staffatura di estremità e proprio nella zona dove forti azioni localizzate di compressione richiederebbero l'efficace azione di confinamento che solo una forte staffatura può esercitare (Fig. 6.e). Effetto negativo hanno anche le piegature ad uncino con le quali, per inveterata tradizione, si fanno terminare i tondi longitudinali. La sagoma del ferro e l'eccentricità della forza applicata rispetto all'asse del tondo longitudinale provocano delle spinte laterali che portano all'espulsione del copriferro (Fig. 6.e). In alcuni casi si riscontra l'assenza di un qualsiasi dispositivo di appoggio. Per effetto della rotazione di estremità della trave il carico andrà a gravare sullo spigolo del pilastro, cioè ancora sul copriferro. Sovente, infine, tutti questi fattori negativi si sommano e portano allo sgretolamento della testa del pilastro (Fig. 6.e).

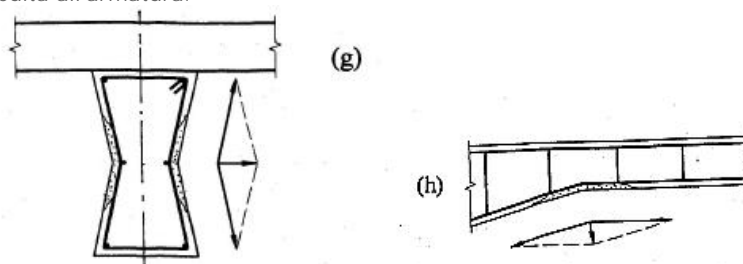


Un fattore importante, per un corretto comportamento degli elementi strutturali in c.a., riguarda un efficace impiego delle staffe di armatura ed in particolare la loro collocazione e la loro sagomatura. Nei pilastri vanno rispettate le sezioni e gli interassi indicati dalle Norme. In prossimità dei nodi strutturali le staffe vanno infittite, per esempio dimezzando il passo, in modo da incrementare il confinamento.

Nelle travi in spessore di solaio la sagoma di una staffa che segua il perimetro della trave assume un rapporto di forma tra il lato (base/altezza) eccessivo (Fig. 6.f). Con riferimento alle sezioni con massima sollecitazione tagliante, l'azione dell'acciaio risulta scarsamente efficace, venendo a mancare proprio nella zona centrale della sezione della trave, nella quale il flusso delle compressioni, concorrente al nodo sul pilastro, ha intensità maggiore. In questi casi una configurazione corretta fa ricorso a due staffe, di larghezza minore a quella della trave, che si accavallano nella zona centrale creando un nucleo interno confinato. Altre disposizioni di armatura locali andranno previste nei confronti del punzonamento.



Infine, tanto per le staffe quanto per i ferri longitudinali, vanno evitate piegature come quelle mostrate nelle Figg. 6.g, h. Lavorando a trazione secondo i due assi individuati dalla piegatura, il tondo di acciaio esercita una spinta a vuoto che provoca l'espulsione del copriferro e si riduce o si annulla la funzione statica attribuita all'armatura.



4.0. ELEMENTI LA DIAGNOSI

Valutazione Statiche Essenziali

La raccolta dei dati sulla struttura ed il loro esame sistematico consentono di impostare correttamente le valutazioni tecniche per un giudizio sullo stato e sulla sicurezza dell'opera. Tali valutazioni comportano in ogni caso l'analisi dei carichi, il calcolo del loro accumulo progressivo fino alle fondazioni e la verifica delle principali membrature portanti (Radogna, 2000).

Non è infrequente che permangano elementi di incertezza, per esempio, sull'effettiva quantità di armature interne e sul loro stato di conservazione. In questi casi si cercherà di acquisire maggiori informazioni mediante nuove ispezioni locali, oppure, in sede di calcolo, si cercherà di simulare gli effetti conseguenti ad ipotesi peggiorative, riducendo le sezioni resistenti, o migliorative, quando il ricorso a

schemi portanti meno semplificati di quelli di progetto consentano di fare affidamento sulla collaborazione strutturale di altre componenti dell'edificio.

Sempre nei casi di incertezza conviene saggiare direttamente la risposta della struttura con l'effettuazione di una prova di carico. Va sottolineato che il buon esito della prova è condizione necessaria ma, di per sé, non sufficiente per garantire la sicurezza della struttura. Tuttavia la sperimentazione diretta, oltre a sollecitare la struttura fino ad indurre le massime sollecitazioni previste per il suo esercizio, fornisce utili indicazioni circa un corretto comportamento elastico, sull'entità di spostamenti e deformazioni, sui loro residui allo scarico e sulla sensibilità alla fessurazione.

Analisi Sperimentali e Monitoraggio

In presenza di rilevanti fattori di incertezza conviene seguire il comportamento di una costruzione per un certo periodo di tempo. Un importante ausilio a questo tipo di indagine è offerto dai moderni sistemi di monitoraggio che, in forma automatica e secondo cicli programmabili, memorizzano la risposta di trasduttori in grado di rilevare nel tempo spostamenti, deformazioni, variazioni di inclinazione e di assetto. Si tratta di operazioni relativamente costose ed impegnative, che risultano giustificate per opere di rilevante importanza storica o in presenza di situazioni critiche per la sicurezza collettiva.

In particolare va sottolineato che una campagna sperimentale può ritenersi realmente produttiva se fornisce grandezze rappresentative, misurate con precisione e suscettibili di un'interpretazione teorica.

E' quasi sempre opportuno, quindi, far precedere ad ogni sperimentazione una simulazione della prova mediante modelli numerici, che portino ad individuare i parametri più significativi ed a prevederne l'ordine di grandezza. Tali informazioni sono essenziali sia per definire le grandezze da misurare, sia per stabilire il tipo, il numero e la precisione degli strumenti in grado di coglierle.

Analisi Strutturali con Tecniche Numeriche

Gli sviluppi dell'analisi strutturale con l'ausilio dell'elaboratore elettronico consentono di affrontare i problemi più complessi, con vastissime possibilità di indagine ed ampio campo di applicazioni. L'efficacia di tali analisi dipende dalla attendibilità dei dati di partenza, dalla correttezza dell'impostazione del problema studiato, dalla chiarezza delle finalità perseguite. Tra queste:

- l'analisi dello stato della struttura nella sua configurazione di partenza e la simulazione degli interventi di ripristino al fine di valutarne l'effettiva efficacia;
- la valutazione probabilistica della sicurezza di strutture in C.A. con legami costitutivi e comportamenti meccanici generalizzati (non lineari) (Biondini, 1998);
- la valutazione della capacità prestazionale residua di strutture ammalorate in c.a. prima e dopo riabilitazione strutturale (Bontempi, 1999).

L'interazione tra le informazioni ottenute dal monitoraggio con quelle dedotte dall'analisi numerica consente, inoltre, giudizi strutturali di grande efficacia sia per gli aspetti riguardanti la statica globale della costruzione, sia per ciò che riguarda il comportamento locale delle zone più critiche.

5. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

1. Biondini, F., Bontempi, F., Malerba P.G., (1998), Valutazione probabilistica della sicurezza nell'analisi non lineare di strutture in C.A. Studi e Ricerche, Vol.19, 1998, Scuola di Specializz. in Costruz. in C.A. F.lli Pesenti, Politecnico di Milano.
2. Bontempi, F., Malerba P.G., Radogna, E.F. (1999), Ruolo dell'analisi non lineare nella valutazione della capacità prestazionale residua e nella misura della sicurezza di strutture ammalorate in c.a. prima e dopo riabilitazione strutturale, Giornate AICAP'99, 4-6 Nov. Torino.
3. Cestelli Guidi, C., (1975), Geotecnica e Tecnica delle Fondazioni, U. Hoepli Editore.
4. Collins, M.P., Mitchell, D., (1991), Prestressed Concrete Structures, Prentice Hall, Englewood Cliff, N.J.
5. Comité Européen de Béton (CEB), (1973), Manuel de Calcul Fleches, Manual No. N. 91.
6. Lambe, T.W., Whitman, R.V.; 1969, Soil Mechanics, John Wiley & Sons Ed.
7. Malerba, P.G., (1999), Modellization of the diffusion zones in R.C. elements through discrete schemes, Proc. of the First International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics, Seoul, 23-25 Aug.

8. Mastrodicasa, S. (1978), Dissesti Statici delle Strutture Edilizie, U. Hoepli Editore.

9. Radogna, E.F., (2000), Riflessioni sui problemi della sicurezza strutturale degli edifici esistenti con riferimento alle finalità del Fascicolo del Fabbriato. Giornale AICAP , N.4, Aprile, Allegato a "L'industria Italiana del Cemento".

10. Ricceri, G., (1977), Elementi di Tecnica delle Fondazioni, Patron Editrice.

11. Schlaich, J., Schafer , K., Lennewein, M., (1987), Toward a Consistent Design of Structural Concrete, PCI Journal, V .32, No.3, May-June.

| Home | Chi siamo | Mission | Registrazione | Contatti |

Copyright © 2001,2006 - Fin.Fer. S.p.A. - P.I. 00490250305 - Tutti i diritti sono riservati

