Il collaudo strutturale per le opera in cemento armato

1.0 - Premessa

Il collaudo strutturale ha lo scopo di valutare l'efficienza di un'opera in base alle ipotesi di progetto.
I parametri che determinano i risultati di una prova di carico sono le condizioni di vincolo, la collaborazione trasversale delle strutture rispetto a quella sottoposta direttamente al carico, le caratteristiche meccaniche e geometriche dei materiali.

La valutazione di tali parametri presenta in genere gradi di incertezza tali da dar luogo ad interpretazioni e ad ipotesi a volte eccessivamente semplificative, per cui il confronto tra freccia teorica e freccia sperimentale può risultare non probante.

2.0 – Condizioni di vincolo

Le condizioni di vincolo realizzate costruttivamente influenzano lo stato tensionale e le deformazioni che devono essere confrontate con i dati di progetto.

La possibilità da parte dell'elemento di prova di poter trasferire le sollecitazioni flessionali agli elementi che lo vincolano dipende dalle rigidezze torsionali di quest'ultimi nel caso di collegamento trave-trave o dalle rigidezze flessionali nel caso di collegamento trave-pilastro.

Nel primo caso (trave-trave) occorre considerare la congruenza tra la deformazione torsionale degli elementi vincolanti la deformazione flessionale dell'elemento da provare;
nel secondo caso (trave-pilastro) la congruenza tra la deformazione flessionale delle sezioni terminali della «trave» e del pilastro.

Si propone un metodo (« metodo della linea elastica »), che permette di valutare sperimentalmente le condizioni di vincolo specie in relazione al primo caso.

Tale metodo consiste nel rilevare sperimentalmente la « linea elastica » disponendo oltre che in mezzeria ed agli appoggi, un numero opportuno di flessimetri lungo tutto l'asse longitudinale.

Una valutazione più precisa può essere effettuata disponendo dei clinometri, ed altri flessimetri nelle campate successive nel caso di travi continue.

Dal confronto dei rapporti degli abbassamenti misurati in più punti e quello misurato in mezzeria, con i rapporti teorici corrispondenti sarà possibile risalire alle effettive condizioni di vincolo [1] e quindi al calcolo dei momenti di estremità.

Il calcolo della freccia massima teorica risulterà definito da:

$$\boxed{EJ\, f_m = EJ\, f'_m - EJ\, f''_m}$$

f'_m = freccia in mezzeria dovuta dai carichi nell'ipotesi di trave appoggiata
f''_m = freccia in mezzeria dovuta dai momenti di estremità.

Se consideriamo, per esempio, l'elemento in fig. 1 sottoposto ad un carico ripartito uniformemente e a dei generici momenti di estremità, la linea elastica risulterà determinata sperimentalmente da una serie di flessimetri opportunamente disposti.

I rapporti tra gli abbassamenti per esempio ai quarti della luce ed in mezzeria risultano:

$$\boxed{\begin{aligned} R_1 &= \frac{f_a}{f_m} = \frac{0{,}93 - (5{,}5\, a_1 + 3{,}9\, a_2)}{1{,}3 - 6{,}3\, (a_1 + a_2)} \\ R_2 &= \frac{f_b}{f_m} = \frac{0{,}93 - (3{,}9\, a_1 + 5{,}5\, a_2)}{1{,}3 - 6{,}3\, (a_1 + a_2)}\,. \end{aligned}}$$

Risolvendo a_1 e a_2 in funzione di R_1 e R_2 :

$$a_1 = \frac{1{,}30\ R_1 - 0{,}93 + (3{,}90 - 6{,}30\ R_1)\ a_2}{6{,}30\ R_1 - 5{,}50}$$

$$a_2 = \frac{1{,}49 - 0{,}79\ R_1 - 1{,}30\ R_2}{15{,}04 - 10{,}08\ (R_1 + R_2)}.$$

Calcolando i rapporti R_1 e R_2 dalle misure degli abbassamenti si risale ai momenti di estremità effettivi tramite a_1 e a_2.

Nell'esempio preso in esame la freccia teorica in mezzeria sarà data da:

$$EJ\ f_m = \frac{5}{384}\ pl^4 - \frac{1}{16}\ (a_1 + a_2)\ pl^4.$$

Se la linea elastica sperimentale fornisce dei rapporti $R_1 = R_2 = 0{,}71$ i valori a_1 e a_2 risultano nulli (**vedi fig. 1°**).

In tal caso le condizioni di vincolo da considerare sono proprie di una trave appoggiata, in quanto l'espressione della freccia diventa uguale a:

$$f = \frac{5}{384}\ pl^4.$$

Cambiando le condizioni di carico e di vincolo varieranno le espressioni di a_1 e a_2 a cui sarà sempre possibile risalire dalle misure sperimentali di R_1 e R_2.

3.0 – Ripartizione trasversale dei carichi

La disposizione dei flessimetri dovrà essere tale da poter rilevare la collaborazione trasversale delle strutture adiacenti a quelle di prova.
Tale collaborazione comporta una ridistribuzione del carico direttamente agente sulla struttura.

A causa di tale influenza occorrerà incrementare sovraccarico unitario di progetto e verificare la quota di carico effettivamente agente sulla struttura in esame, disponendo in mezzeria una serie di flessimetri in direzione trasversale.

L'incremento del carico unitario per solai ad armatura monodirezionale potrà essere valutato preliminarmente attraverso un coefficiente K che tenga conto delle dimensioni geometriche della zona interessata dal carico e del rapporto tra carichi accidentali e carichi gia in opera [2].

Allo scopo si può utilizzare l'espressione:

$$\boxed{p_1 = K\ p}$$

dove:

$$K = \frac{1}{(2\ m - m^2)}$$

$$m = \frac{b}{l} = \frac{\text{larghezza del carico}}{\text{luce della campata}}$$

dove deve risultare:

$$m > m_{min} = 1 - \sqrt{1 - \frac{1}{2 + \frac{p}{p'}}}$$

con p' = peso esistente sulla struttura al momento della prova.

Avendo disposto un adeguato numero di flessimetri trasversali oltre la zona «b» di carico, si può verificare sperimentalmente il valore effettivo che agisce sulla struttura direttamente caricata in funzione degli abbassamenti rilevati.

La curva sperimentale corrisponde alla linea d'influenza della zona caricata (**vedi fig. 2**), per cui il carico effettivo risultera pari a:

$$p' = \frac{b\, f_{max}}{\Sigma f_i \cdot \Delta X_i}\, a_1.$$

Per quanto riguarda i collaudi di strutture da ponte la ripartizione trasversale dei carichi viene valutata attraverso i coefficienti di ripartizione ottenuti con il metodo di Courbon o del Massonnet.

La collaborazione trasversale è individuata con il metodo del Massonnet dai due parametri:

$$a = \frac{G_p + G_E}{2\sqrt{R_p R_E}} \quad \text{(parametro torsionale)}$$

$$\vartheta = \frac{b}{l}\sqrt[4]{\frac{R_p}{R_E}} \quad \text{(parametro di partizione)}$$

Dove:
a = varia da 0 a 1, a partire da strutture con rigidezze torsionali trascurabili rispetto a quelle flessionali; mentre dipende essenzialmente dal rapporto tra semilarghezza dell'impalcato e luce (può pertanto assumere valori maggiori di 1).

Dall'analisi di numerose prove di carico effettuate su una serie di impalcati vincolati a trave appoggiata [3] si e osservato che per impalcati stretti e trasverso rigido (*a* e θ piccoli) (**vedi fig. 3**) e per impalcati con larghezza confrontabile con la luce e trasverso rigido in cui i momenti torcenti che nascono nelle travi per effetto della rotazione rigida del trasverso sono trascurabili rispetto ai momenti flettenti (« *a* » tendente a zero e tendente all'unita) (**vedi figg. 3, 4**), la ripartizione trasversale dei carichi valutata con i due metodi suddetti non differisce qualitativamente da quella sperimentale.

Per impalcati con rigidezze torsionali non trascurabili, di larghezza non confrontabile con la luce a cui corrispondono i valori di « *a* » prossimi all'unita e « θ » piccoli, il metodo del Massonnet risulta più aderente all'andamento sperimentale (**vedi fig. 5**).

Lo stesso si verifica nel caso di impalcati con rigidezze torsionali non trascurabili e larghezze confrontabili con la luce (*a* e θ prossimi all'unita) (**vedi fig. 6**).

4.0 – Caratteristiche meccaniche e geometriche dei materiali

Nel caso di strutture sottoposte a sollecitazioni flessionali, le deformazioni massime si esprimono:

$$f = K\,\frac{pl^4}{EJ} \quad \text{per carico uniformemente ripartito}$$

$$f = K\,\frac{Pl^3}{EJ} \quad \text{per carico concentrato.}$$

E' necessario valutare, una volta individuati i vincoli (K) e il carico effettivo agente, il modulo elastico ed il momento d'inerzia della sezione in corrispondenza dell'abbassamento misurato.

4.1- Modulo elastico

In generale nell'andamento del diagramma frecce-carichi è possibile individuare tre rette a diversa pendenza dovute:
- ad una fase non fessurata;
- ad una fase fessurata;
- ad una fase di plasticizzazione.

I diagrammi sperimentali curvature-momenti presentano un andamento analogo schematizzabile appunto con una trilatera.
Le pendenze dei due primi tratti sono individuate dalla rigidezza flessionale:

$$\boxed{K = E_c \times J_c}$$

E_c = modulo elastico del calcestruzzo;
J_c = il momento d'inerzia della sezione.

In fase non fessurata il modulo elastico può essere calcolato convenzionalmente con le seguenti espressioni:

a) $E_c = 18.000 \sqrt{R_{bk}}$	(Normat. italiana)
b) $E_c = 42.000\ [R_{bk} + 100]^{1/3}$	(Model Code).

Dal confronto delle due espressioni vi è corrispondenza di risultati per R_{bk} intorno ai 300 kg/cm^2, mentre per valori minori o maggiori di R_{bk} la b) dà moduli minori o maggiori rispetto alla a) .

In fase fessurata la pendenza della retta risulta minore in quanto il calcestruzzo teso tra fessura e fessura da luogo ad una diminuzione della dilatazione libera dell'acciaio, il che è equivalente ad un irrigidimento della sezione.
Pertanto potrebbe essere necessario ipotizzare una riduzione del modulo elastico stesso.

Sperimentalmente la determinazione del modulo elastico può essere effettuata facendo ricorso a metodi di indagine distruttivi o non distruttivi sulla struttura.

Nel primo caso occorrerà prelevare dei campioni (carotaggi) e sottoporli a cicli di carico sotto una pressa, tracciando il diagramma sperimentale:

$$\boxed{\sigma - \varepsilon}$$

Nel secondo caso si può far ricorso agli ultrasuoni o a battute sclerometriche [4].
Con tale tipo di indagine si può ottenere un numero elevato di dati.

Il problema si può altrimenti risolvere ricavando modulo elastico in funzione della freccia sperimentale e confrontando con quello ottenuto dalla resistenza caratteristica «convenzionale»:

$$\begin{array}{lll} \text{car. ripartito:} & E'_b\ \text{sper.} = \dfrac{K\,pl^4}{J\,f_{sper.}} & \\ & & > E'_b\ \text{teor.} \\ \text{car. concentrato:} & E'_b\ \text{sper.} = \dfrac{K\,pl^3}{J\,f_{sper.}} & \end{array}$$

4.2 - Momento d'inerzia

Il calcolo del momento d'inerzia nelle strutture in cemento armato, viene effettuato sulla sezione di calcestruzzo considerata interamente reagente.
In realtà si dovrebbe tener conto della sezione omogeneizzata a calcestruzzo rispetto al proprio asse baricentrico.

Nel caso di strutture latero-cementizie il momento d'inerzia deve essere valutato tenendo conto che insieme alla sezione a « T » in cemento armato collabora il laterizio.

Il calcolo del momento d'inerzia può essere effettuato applicando dei coefficienti riduttivi al momento d'inerzia della sezione rettangolare:

$$\boxed{J = C \cdot J_{rett}}$$

dove per esempio:

C = 1 per soletta piena
C = 0,30 ± 0,40 per solai con laterizi normali
C = 0,45 ± 0,75 per solai con laterizi rinforzati.

5.0 – Stato Tensionale

Le tensioni di prova vengono calcolate con le formule della flessione semplice per confrontarle con quelle di progetto.

Si osserva che in genere le strutture sottoposte a prove di carico presentano sezioni a « T ».
In tal caso può essere necessario individuare la larghezza della soletta collaborante.

Se si considera la soletta come lastra vincolata longitudinalmente alla nervatura, le azioni tangenziali e normali al contatto daranno luogo ad una distribuzione di tensioni variabili lungo la larghezza e lo spessore con legge del tutto generale [5].

Uguagliando gli sforzi si può ricavare una larghezza collaborante fittizia con distribuzione delle tensioni variabile linearmente da un valore max a zero, a partire dalla fibra superiore fino all'asse neutro, e con valore costante lungo la generica fibra.

Si ottiene pertanto:

$$b^* = \frac{\int_{-\infty}^{\infty} \int_{0}^{1} \sigma(x, y)\, dx\, dy}{\int_{0}^{1} \frac{\sigma_{max}}{y_{max}} \cdot y\, dy}$$

Il problema è stato sviluppato da Von Karman nell'ipotesi di soletta priva di rigidezza flessionale, e di distribuzione dei momenti flettenti di tipo sinusoidale, imponendo le condizioni di congruenza al contatto tra soletta e nervatura [6].

L'espressione della larghezza ridotta ne risulta pari a:

$$b^* = \frac{4\,L}{(3 - \nu - \nu^2)}$$

con L distanza tra gli appoggi e *v* coefficiente tabellato in funzione di L.

ν	b*
0	0,425 L
0,1	0,457 L
0,3	0,551 L.

Nel caso più usuale di carico trasversale con distribuzione uniforme occorre tener conto anche della influenza del rapporto tra interasse delle nervature e distanza degli appoggi.

Allo scopo è stata approntata una tabella che permette di risalire ai valori di b* (**vedi fig. 7**).

i/L	b*/i	b*/L
0,0	1,099	0,000
0,2	1,005	0,201
0,4	0,800	0,323
0,6	0,620	0,372
0,8	0,480	0,384
1,0	0,383	0,383
∞	0,000	0,363.

I valori di b* risultano diversi nel caso di carichi concentrati ed in vicinanza degli appoggi.

Le normative tedesche e francesi (quest'ultime facendo riferimento alle formule di Beschkine ricavate nell'ipotesi di soletta con rigidezza flessionale, appoggiata sulle nervature e con carico uniformemente ripartito) forniscono dei grafici in funzione di *L*, *i* e delle caratteristiche geometriche della sezione.

Dal grafico allegato (fig. 8) si può effettuare un confronto con le norme italiane le quali indicano come soletta collaborante la maggiore delle seguenti dimensioni:

- 1/5 della luce della nervatura;
- dieci volte lo spessore della soletta, più 2 volte la lunghezza degli eventuali raccordi, purchè tali dimensioni non superino l'interasse delle nervature.

6.0 - Bibliografia

PUGNO G.A.: « Nota sui collaudi statici » - Riv. L'ILP, 4/77.
PERESWIET-SOLTAN S.: « Strutture prefabbricate e tradizionali » - ITEC.
FINZI R., ALBENGHINA G., STUPAZZINI B.: « Collaudi statici delle opere d'arte singolari » - Riv. Autostrade 1967.
CESTELLI GUIDI M., MORELLI G.: « Valutazione delle resistenze dei calcestruzzi sulle strutture finite » - Pubbl. n. 45 Ist.
Scienza e Tecnica delle Costruzioni - Fac. Architettura di Roma, 1980.
LA TEGOLA A.: « Sulla determinazione della larghezza della soletta collaborante nelle travi in c.a. e in c.a.p. » - Corso AICAP, Roma, 1978.
KARMAN T.: « Die Mittragende Breite », August Fòppl Festschrift Springer Verlag, Berlin 1924.

Fonte : Internet, Allegato_L'Industria Italiana del Cemento 9/1983
Autore : Prof. Ing. G. Morelli (Università di Roma)