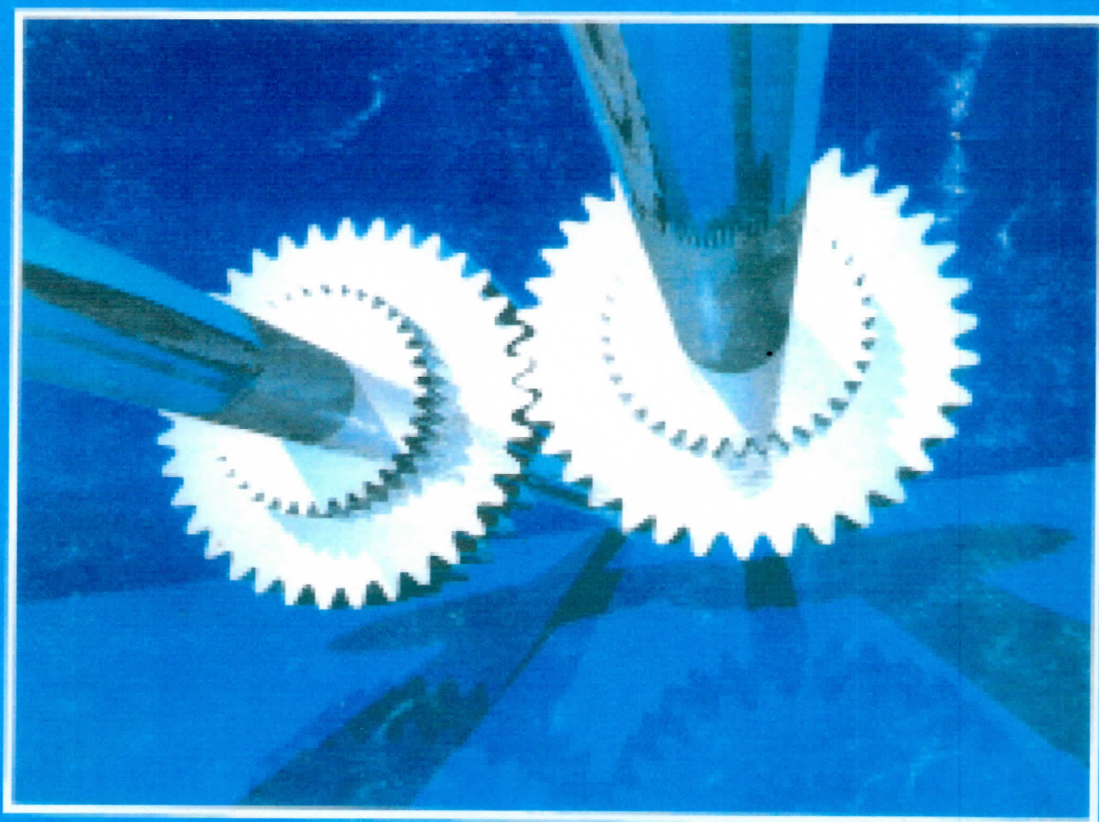


Spazio aperto



ordine
ingegneri
provincia
di lecce

SUGLI EFFETTI DELLA VISCOSITÀ DEL CALCESTRUZZO CON PARTICOLARE RIFERIMENTO ALLA FRECCIA A LUNGO TERMINE IN STRUTTURE INFLESSE

Ing. Claudio Giancane

Riassunto: Il presente contributo vuole essere soprattutto una guida pratica per gli ingegneri che si muovono nell'ambito della progettazione strutturale di fabbricati civili ed industriali e che affrontano le problematiche degli elementi inflessi anche dal punto di vista della loro deformabilità.

A questa prima parte, che vede il problema della snellezza e della freccia alla luce delle varie normative, è stata data una impostazione di tipo tabellare tramite l'elaborazione di numerosi prospetti, in modo da poter essere utilizzata sia nella fase di predimensionamento che nella fase di verifica di piastre, travi e solai in calcestruzzo armato.

Una seconda parte presenterà dei metodi approssimati per il calcolo della freccia a lungo termine in presenza di viscosità a partire dalla freccia istantanea elastica e degli esempi numerici di sussidio. Quindi verrà descritto come poter "contenere" le frecce entro limiti ritenuti ammissibili ed infine verranno svolte considerazioni numeriche sugli effetti provocati dal disarmo anticipato.

PARTE PRIMA: LA SNELLEZZA E LA FRECCIA LIMITE DELLE STRUTTURE INFLESSE ALLA LUCE DELLE VARIE NORMATIVE

1) PREMESSA

La progettazione delle strutture in calcestruzzo armato non dovrebbe limitarsi alle sole verifiche di resistenza per i materiali impiegati, improntate al criterio di limitare, con adeguato margine di sicurezza rispetto alla tensione caratteristica di rottura, le tensioni conseguenti alle condizioni di esercizio, ma si

dovrebbe sempre anche estendere alla verifica della funzionalità dell'opera, e quindi in particolare al controllo delle deformazioni.

Purtroppo non è raro constatare la presenza di danni alle sovrastrutture di completamento negli edifici e alle stesse strutture, dovuti a cause spesso sottovalutate.

Tra i vari danneggiamenti vorrei citarne alcuni, quelli che ogni tecnico, almeno una volta nella propria professione, ha dovuto affrontare, risolvere o periziare.

- Fessurazioni in tramezzature e pareti poste su solai di grande luce.
- Lesioni alle murature non portanti poste all'estremità degli sbalzi.
- Lesioni alle murature di facciata in corrispondenza di grandi aperture o sovrastanti pilotis.
- Deformazioni alle facciate continue sospese, nei casi più gravi addirittura rottura delle specchiature.
- Sollevamento di pavimentazioni in corrispondenza di balconi e solai di grande luce.
- Distacco di intonaci e dei rivestimenti dalle strutture e dei pannelli di facciata dai supporti di ancoraggio.
- Lesioni addirittura strutturali nei solai, nelle travi e nelle piastre.

Nella quasi totalità dei casi ciò avviene non per la mancata risposta dei materiali impiegati in termini di prestazioni meccaniche, ma agli effetti di inflessioni e dilatazioni, specie a lungo termine, dovute al ritiro e alla viscosità, oltre che alla temperatura, non compatibili con le sovrastrutture di completamento utilizzate, e non preventivamente considerate in fase di progettazione strutturale.

L'entità delle inflessioni che sono alla base dei danni citati è variabile nel tempo e dipende da numerosissimi fattori, tutti importanti allo stesso modo, così divisibili:

- a) In base alle caratteristiche dell'elemento:

La Circ. 24/06/1993 N. 37406/STC prevede ancora che i valori del rapporto limite L_{max}/h possano essere corretti mediante fattori che tengono conto dell'influenza della percentuale di armatura tesa $\mu_t(\%)$ e della percentuale di armatura compressa $\mu_c(\%)$, nel modo seguente:

$\mu_t(\%)$	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
Fattore	1,18	1,05	0,97	0,87	0,82	0,78	0,75

$\mu_c(\%)$	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	3,00
Fattore	1,07	1,14	1,20	1,25	1,33	1,40	1,50

mai considerando però una percentuale di armatura compressa maggiore di quella tesa.

Nel caso di armatura doppia simmetrica si possono realizzare incrementi di snellezza variabili dal 12% al 34% passando rispettivamente da $A'f = Af = 3\%$ ad $A'f = Af = 0,5\%$.

Per rapporti invece di armatura con $A'f = 0,50 Af$ si possono realizzare incrementi variabili tra lo 0 ed il 26%.

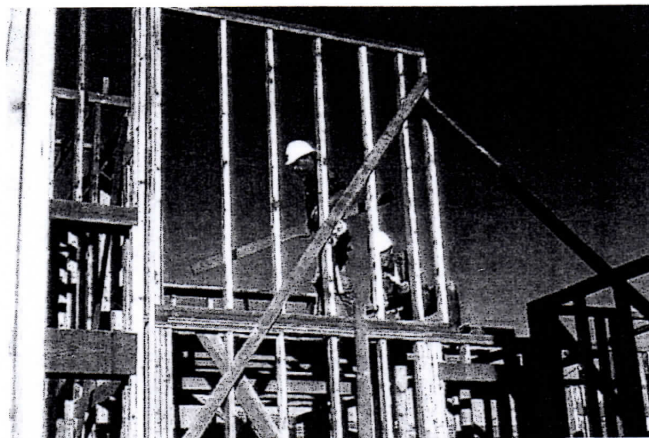
Per rapporti infine di armatura usuali che prevedono per esempio: $\mu_t = 0,75$ e $\mu_c = 0,25$ il rapporto L/h risulta incrementato di $1,05 \times 1,07 = 1,12$ volte quello tabellato.

Per quanto riguarda poi i solai, che non siano di semplice copertura, il D.M. 14/02/1992 stabilisce le seguenti snellezze massime:

Solai monodirezionali gettati in opera: $\frac{L}{h} \leq 25$

Solai con travetti precompressi e blocchi: $\frac{L}{h} < 30$

aggiungendo la generica affermazione che le deformazioni devono risultare compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati.



2.2) CODE-MODELE CEB-FIP

Il Codice Modello CEB-FIP dispensa dalla verifica delle frecce se vengono rispettate le seguenti luci o snellezze.

- TRAVI E PIASTRE: $L \leq 5,00 \text{ m}$

- PIASTRE MONO O BIDIREZIONALI: $\frac{a \cdot L}{h} \leq 30$

- TRAVI: $\frac{a \cdot L}{h} \leq 25$

- SOLAI CHE PORTANO TRAMEZZI: $\frac{a \cdot L}{h} \leq \frac{150}{a \cdot L}$

dove:

$a = 2,4$ per PIASTRE, SOLAI E TRAVI a sbalzo;

$a = 1,0$ per PIASTRE, SOLAI E TRAVI semplicemente appoggiati;

$a = 0,8$ per PIASTRE, SOLAI E TRAVI incastrati ad un estremo o come campate terminali di sistemi continui (sempreché $L_{min} \geq 0,8 L_{max}$);

$a = 0,6$ per PIASTRE, SOLAI E TRAVI doppiamente incastrati o come campate intermedie di sistemi continui (sempreché $L_{min} \geq 0,8 L_{max}$).

A partire dalle relazioni dettate dal Code Modele sono stati elaborati i seguenti prospetti riepilogativi.

ALTEZZA SOLAIO	SOLAIO APPOGGIATO	SOLAIO INCASTRO AD UN ESTREMO	SOLAIO INCASTRATO	SOLAIO A SBALZO
h (cm)	L_{max} (m)	L_{max} (m)	L_{max} (m)	L_{max} (m)
12	—	5,30	7,07	1,77
16	—	6,12	8,16	2,04
20	5,48	6,85	9,13	2,28
25	6,12	7,65	10,21	2,55
30	6,71	8,39	11,18	2,80
35	7,25	9,06	12,08	3,02
40	7,75	9,68	12,91	3,23
50	8,66	10,83	14,43	3,61
60	9,49	11,86	15,81	3,95

ALTEZZA PIASTRA	PIASTRA APPOGGIATA	PIASTRA INCASTRO SU DI UN LATO	PIASTRA INCASTRATA	PIASTRA A SBALZO
h (cm)	L_{max} (m)	L_{max} (m)	L_{max} (m)	L_{max} (m)
12	-	-	6,00	1,50
16	-	6,00	8,00	2,00
20	6,00	7,50	10,00	2,50
25	7,50	9,38	12,50	3,13
30	9,00	11,25	15,00	3,75
35	10,50	13,12	17,50	4,38
40	12,00	15,00	20,00	5,00
50	15,00	18,75	25,00	6,25
60	18,00	22,50	30,00	7,50

ALTEZZA TRAVE	TRAVE APPOGGIATA	TRAVE INCASTRO AD UN ESTREMO	TRAVE INCASTRATA	TRAVE A SBALZO
h (cm)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)
12	-	-	5,00	1,25
16	-	5,00	6,67	1,67
20	5,00	6,25	8,33	2,08
25	6,25	7,81	10,42	2,60
30	7,50	9,38	12,50	3,13
35	8,75	10,94	14,58	3,65
40	10,00	12,50	16,67	4,17
50	12,50	15,63	20,83	5,21
60	15,00	18,75	25,00	6,25

Ne scaturiscono, tuttavia, snellezze eccessive, fino a 50, da prendere sempre con estrema prudenza (si veda a proposito il prossimo par. 2.5.). Ancor più attenzione bisogna fare nei confronti delle strutture a sbalzo.

2.3.) L'EUROCODICE 2

Il nuovo Eurocodice 2 (EC2), documento di studio di base per la Normativa Europea, di futuro riconoscimento anche in Italia, dice che di regola non bisogna procedere alla verifica delle frecce se vengono rispettati i seguenti rapporti luce "L" / altezza utile "d" per gli elementi di calcestruzzo armato:

SISTEMA STRUTTURALE	CALCESTRUZZO MOLTO SOLLECITATO	CALCESTRUZZO POCO SOLLECITATO
---------------------	--------------------------------	-------------------------------

- 1) Travi semplicemente appoggiate, Piastre semplicemente appoggiate mono o bidirezionali
- 2) Campata terminale di trave continua, Piastre continue monodirezionali, Piastre bidirezionali continue su di un lato lungo
- 3) Campata intermedia di travi continue o di piastre mono-bidirezionali
- 4) Piastre sorrette da pilastri senza travi (solai a fungo) in base

18	25
23	32
25	35

alla luce maggiore 21 30

5) Mensole 7 10

Tali valori vanno moltiplicati:

- per un fattore 7/L per elementi caricati da tramezzature, diversi dalle piastre, aventi luce superiore a 7 metri, con L in (m);
- per un fattore 8.5/L per le piastre, aventi luce superiore a 8,5 metri, con L in (m).

Il calcestruzzo viene nella Norma definito "molto sollecitato" quando il rapporto di armatura " μ " è superiore a 1.5%, mentre viene definito "poco sollecitato" quando il rapporto di armatura " μ " è inferiore a 0.50%. Vengono ammesse snellezze intermedie, tramite interpolazione lineare, per " μ " compreso tra 0.50% e 1.50%.

I suddetti valori della tabella vanno poi moltiplicati per $2500/\sigma_f$ se la tensione di lavoro " σ_f " dell'armatura è diversa da 2500 kg/cmq.

SONO STATE ELABORATE LE SEGUENTI TABELLE CON I SEGUENTI PARAMETRI:

- TENSIONE DI LAVORO DELL'ARMATURA: 2200 kg/cmq
- ALTEZZA TOTALE "h" = d • 1.10 PER h ≤ 50 cm
- ALTEZZA TOTALE "h" = d • 1.05 PER h > 50 cm

PER PERCENTUALI DI ARMATURA MINORI O UGUALI DELLO 0.50%

ALTEZZA TOTALE TRAVE	TRAVE APPOGGIATA	TRAVE INCASTRO A UN ESTREMO	TRAVE INCASTRATA	TRAVE A SBALZO
h (cm)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)
12	3,10	3,97	4,34	1,24
16	4,13	5,29	5,79	1,65
20	5,17	6,61	7,11	2,07
25	6,46	7,61	7,95	2,58
30	7,36	8,33	8,71	3,10
35	7,95	9,00	9,41	3,62
45	9,02	10,20	10,67	4,65
50	9,51	10,76	11,25	5,17
60	10,66	12,06	12,61	6,49
80	12,31	13,93	14,56	7,78
100	13,76	15,57	16,28	8,70
120	15,08	17,06	17,84	9,53
150	16,85	19,07	19,94	10,66
200	19,46	22,02	23,03	12,31

ALTEZZA TOTALE PIASTRA	PIASTRA APPOGGIATA	PIASTRA INCASTRO A UN ESTREMO	PIASTRA INCASTRATA	PIASTRA A FUNGO	PIASTRA A SBALZO
h (cm)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)
12	3,10	3,97	4,34	3,72	1,24
16	4,13	5,29	5,79	4,96	1,65
20	5,17	6,61	7,23	6,20	2,07
25	6,46	8,26	8,77	7,75	2,58
30	7,75	9,18	9,60	8,89	3,10
35	8,77	9,92	10,37	9,60	3,62
45	9,94	11,24	11,76	10,89	4,65
50	10,48	11,85	12,40	11,48	5,17
60	11,75	13,29	13,90	12,87	6,49
80	13,56	15,35	16,05	14,86	8,58
100	15,17	17,16	17,94	16,61	9,59
120	16,61	18,79	19,66	18,20	10,51
150	18,57	21,01	21,98	20,35	11,75
200	21,45	24,26	25,38	23,49	13,56

ALTEZZA TOTALE PIASTRA	PIASTRA APPOGGIATA	PIASTRA INCASTRO A UN ESTREMO	PIASTRA INCASTRATA	PIASTRA A FUNGO	PIASTRA A SBALZO
h (cm)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)
12	2,23	2,85	3,10	2,60	0,87
16	2,98	3,80	4,13	3,47	1,16
20	3,72	4,75	5,17	4,34	1,45
25	4,65	5,94	6,46	5,42	1,81
30	5,58	7,13	7,75	6,51	2,17
35	6,51	8,32	8,77	7,59	2,53
45	8,37	9,53	9,94	9,11	3,25
50	8,89	10,05	10,48	9,60	3,62
60	9,97	11,27	11,75	10,77	4,55
80	11,51	13,01	13,56	12,43	6,06
100	12,87	14,55	15,17	13,90	7,58
120	14,10	15,93	16,61	15,23	8,79
150	15,76	17,81	18,57	17,02	9,83
200	18,20	20,57	21,45	19,66	11,35

A partire dai valori dei prospetti per $\mu = 0.50\%$ e $\mu = 1.50\%$ si possono interpolare i valori di snellezza per qualsiasi percentuale intermedia.

PER PERCENTUALI DI ARMATURA MAGGIORI O UGUALI DEL 1.50%

ALTEZZA TOTALE TRAVE	TRAVE APPOGGIATA	TRAVE INCASTRO A UN ESTREMO	TRAVE INCASTRATA	TRAVE A SBALZO
h (cm)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)
12	2,23	2,85	3,10	0,87
16	2,98	3,80	4,13	1,16
20	3,72	4,75	5,17	1,45
25	4,65	5,94	6,46	1,81
30	5,58	7,06	7,36	2,17
35	6,51	7,63	7,95	2,53
45	7,65	8,65	9,02	3,25
50	8,07	9,12	9,51	3,62
60	9,05	10,22	10,66	4,55
80	10,44	11,81	12,31	6,06
100	11,68	13,20	13,76	7,28
120	12,79	14,46	15,08	7,98
150	14,30	16,17	16,85	8,92
200	16,51	18,67	19,46	10,30

2.4.) LE NORME INGLESI

Le Norme Inglesi forniscono alcuni rapporti adimensionali luce-altezza che tengono tuttavia conto anche del valore assoluto della luce di calcolo.

Anche in questo caso il rispetto di tali rapporti comporta la non obbligatorietà della verifica dello stato limite di deformazione.

L'introduzione nella tabella anche del valore assoluto della luce, in sintonia con quanto prevede indirettamente l'EC2, evidenzia una metodologia, dal mio punto di vista, molto corretta.

LUCE DI CALCOLO	MENSOLE	TRAVI APPOGG.	TRAVI CONTINUE
L (m)	L/h	L/h	L/h
≤10	7	20	26
12	Calcolo rigoroso	18	23
14	Calcolo rigoroso	16	21
16	Calcolo rigoroso	14	18
18	Calcolo rigoroso	12	16
20	Calcolo rigoroso	10	13

2.5.) LE NORME TEDESCHE E POLACCHE

In Germania Occidentale sono state svolte numerose campagne di indagine sui danneggiamenti provocati dalle inflessioni eccessive dei solai in diversi fabbricati.

Le precedenti DIN consentivano snellezze fino a 50 per le piastre ed a 35 per i solai monodirezionali.

Dai risultati delle indagini ci si è accorti subito che un numero relativamente grande di danneggiamenti alle pareti divisorie riguardavano quelle strutture che si erano spinte fino a questi limiti di snellezza e sempre per luci di solaio superiore a 4 metri.

Sulla base di questi risultati le norme Polacche PN-76/B-03264, fatte proprie dalle successive norme DIN, hanno imposto il rispetto della seguente relazione empirica:

$$\frac{L_s}{h} \leq \frac{150}{L_s} \text{ e comunque } \frac{L_s}{h} \leq 35$$

molto simili alla relazione contenuta nell'attuale nostra Normativa e nel Code-Modele CEB-FIP.

Al solito i simboli hanno il seguente significato:

h = altezza di calcolo della sezione del solaio in metri;
 $L_s = a \cdot L$ = luce sostitutiva in metri, con:

$a = 2.4$ per gli sbalzi;
 $a = 1.0$ per solai semplicemente appoggiati;
 $a = 0.8$ per solai incastrati ad un estremo;
 $a = 0.6$ per solai doppiamente incastrati.

Quanto detto si traduce nelle seguenti condizioni:

Sbalzi: $h < L^2/26$
 Solai appoggiati: $h < L^2/150$
 Solai incastrati ad un estremo: $h < L^2/235$
 Solai incastrati doppiamente: $h < L^2/415$

e pertanto è stata elaborata una tabella che indica la luce massima nelle DIN in funzione dell'altezza del solaio per le varie condizioni di vincolo.

ALTEZZA SOLAIO	SBALZI	SEMPLICEMENTE APPOGGIATO	INCASTRO 1 ESTREMO	DOPPIAMENTE INCASTRATO
h (cm)	L_{max} (m)	L_{max} (m)	L_{max} (m)	L_{max} (m)
12	1,75	4,20	5,25	7,00
16	2,04	4,90	6,12	8,16
20	2,28	5,48	6,85	9,13
25	2,55	6,12	7,65	10,21
30	2,80	6,71	8,39	11,18
35	3,02	7,25	9,06	12,08
40	3,23	7,75	9,68	12,91
45	3,42	8,22	10,27	13,69
50	3,61	8,66	10,83	14,43
60	3,95	9,49	11,86	15,81

Ulteriori studi ed indagini successive all'emanazione di queste norme hanno evidenziato che il rispetto delle precedenti relazioni non aveva in nessun caso compor-

tato alcun danneggiamento delle pareti divisorie.

2.6.) LE NORME SVIZZERE

Le norme SIA 162 affermano che non è necessario effettuare la verifica della freccia a lungo termine se viene rispettata la seguente condizione:

$$(L/d)^3 \leq \{E_c / [b \cdot m \cdot g \cdot (L/w)]\}$$

dove:

- L = luce di calcolo dell'elemento
- d = altezza utile della sezione
- E_c = Modulo di Elasticità del calcestruzzo
- b = coefficiente che caratterizza lo schema statico, e vale:

PIASTRA BIDIREZIONALE INCASTRATA:	$b = 0.0153$
PIASTRA BIDIREZIONALE APPOGGIATA:	$b = 0.0487$
TRAVE INCASTRATA:	$b = 0.0312$
TRAVE APPOGGIATA:	$b = 0.1561$

- m = coefficiente di correzione che tiene conto degli effetti della viscosità, della fessurazione e della percentuale media di armatura tesa (tabellato nella norma, e va da 2 a 10 per percentuali di armatura comprese rispettivamente tra 1.5% e 0.15%)
- g = valore dei carichi "quasi permanenti"
- L/w = rapporto luce/freccia scelto dal progettista (le norme SIA 160 impongono che il rapporto L/w a lungo termine sia al massimo pari a 500)

2.7.) IL CONFRONTO TRA LE VARIE NORMATIVE

Il confronto tra le varie normative offre lo spunto per numerose considerazioni.

Si prenda in particolare in esame il gruppo di prospetti riepilogativi per travi e piastre appoggiate ed incastrate calcolate per le usuali altezze con i seguenti parametri di progetto:

$$\sigma_f = 2200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu(\%) = 0.50$$

TRAVI APPOGGIATE

ALTEZZA TRAVE	NORMATIVA ITALIANA	EC2	NORME CODE INGLES	MODELE CEB-FIP
h (cm)	L_{max} (m)	L_{max} (m)	L_{max} (m)	L_{max} (m)
20	4.72	5.17	4.00	5.00
25	5.90	6.46	5.00	6.25
30	7.08	7.36	6.00	7.50
50	9.15	9.51	10.00	12.50
60	10.00	10.66	10.80	15.00

TRAVI INCASTRATE

ALTEZZA TRAVE	NORMATIVA ITALIANA	EC2	NORME CODE INGLES	MODELE CEB-FIP
h (cm)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)
20	6.13	5.17	5.20	8.33
25	7.20	7.11	6.50	10.42
30	7.90	7.95	7.80	12.50
50	10.26	11.25	11.50	20.83
60	11.21	12.61	12.60	25.00

PIASTRE APPOGGIATE

ALTEZZA TRAVE	NORMATIVA ITALIANA	EC2	CODE MODELE CEB-FIP
h (cm)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)
20	4.72	5.17	4.00
25	5.90	6.46	5.00
30	7.08	7.75	6.00
50	9.15	10.48	10.00
60	10.00	11.75	10.80

PIASTRE INCASTRATE

ALTEZZA TRAVE	NORMATIVA ITALIANA	EC2	CODE MODELE CEB-FIP
h (cm)	Lmax (m)	Lmax (m)	Lmax (m)
20	6.13	7.23	10.00
25	7.20	8.77	12.50
30	7.90	9.60	15.00
50	10.26	12.40	25.00
60	11.21	13.90	30.80

Dall'esame di queste tabelle riepilogative si evince che la Normativa Italiana si pone in maniera prudentiale, soprattutto per gli elementi di grande luce, nei confronti del problema della snellezza minima delle strutture.

I valori proposti dall'EUROCODICE 2 sono confrontabili con quelli della normativa inglese, mentre il Code Modele per le travi e le piastre e le DIN per i solai propongono rapporti di snellezza molto spinti sui quali bisogna quanto meno riflettere.

I valori proposti dall'EUROCODICE 2, che io privilegierei in fase di predimensionamento, si pongono dunque in posizione intermedia tra quelli proposti dalle varie normative, anche se in alcuni casi ci possono stare un poco "stretti".

E' pur vero che tra le righe dell'EC2 si legge che i valori tabellati sono prudentiali e che sono stati scelti a

favore della sicurezza e che il calcolo può dimostrare frequentemente che si possono realizzare elementi più sottili.

Percentuali elevate di armatura compressa fanno elevare notevolmente i valori imposti dalla Normativa Italiana, fino a superare anche quelli proposti dall'EC2.

Nonostante quanto evidenziato dagli studi citati e dalle esperienze sulle strutture, sarà comunque necessario rispettare i limiti imposti dalla nostra normativa, salvo verifiche successive al calcolo della freccia a lungo termine che possono dimostrare la possibilità di elevare il rapporto di snellezza.

3) IL CONTROLLO DELLE DEFORMAZIONI ATTRAVERSO LA LIMITAZIONE DELLA FRECCIA LE NORMATIVE A CONFRONTO

Si è dunque visto al paragrafo 2), come tutte le normative pongano quale primo criterio per il controllo delle deformazioni la limitazione della snellezza.

Si capisce, dunque, che non si dovrebbe portare senza necessità la snellezza di una struttura inflessa oltre certi limiti, anche perché ciò diventerebbe oltremodo costoso.

Quando tuttavia ragioni funzionali, impiantistiche od estetiche impongono rapporti di snellezza superiori a quelli tabellati, è necessario prevedere e calcolare il comportamento a lungo termine della struttura attraverso il controllo della freccia, prendendo in conto le proprietà reologiche del calcestruzzo e l'effetto della fessurazione e della viscosità e confrontarlo con i valori ammissibili stabiliti dalla normativa.

Si può poi di conseguenza studiare l'influenza di alcuni fattori, quali il modulo di elasticità e la resistenza a trazione del calcestruzzo e soprattutto la quantità di armatura tesa e compressa sugli appoggi ed in campata, sul valore della freccia a lungo termine, per poter quindi agire opportunamente su tali parametri per limitare la freccia stessa al valore desiderato.

Tutte le Normative forniscono pertanto, i valori massimi ammissibili delle frecce a lungo termine in funzione della natura e della destinazione dell'opera. Vediamo quali:

3.1.) LA NORMATIVA ITALIANA

Ai solai realizzati con l'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti di completamento, in deroga alla snellezza massima, vengono aggiunte le seguenti limitazioni della freccia:

$$\text{Freccia istantanea} \leq L / 1000$$

(dovuta alle azioni permanenti G_k ed a tutte quelle variabili Q_{ik})

$$\text{Freccia a tempo infinito} \leq L / 500$$

(dovuta alle azioni permanenti G_k ed a 1/3 di quelle variabili Q_{ik}).

3.2.) IL CODE-MODELE CEB-FIP

Per elementi portanti comunque deve risultare:

$$w(\infty) \leq \frac{L}{250}$$

3.3.) L'EUROCODICE 2

Per elementi portanti tramezzature in muratura deve risultare:

$$w(\infty) \leq \frac{L}{500}$$

Per elementi non portanti tramezzature in muratura deve risultare:

$$w(\infty) \leq \frac{L}{250}$$

dove $w(\infty)$ rappresenta la freccia a tempo infinito che si realizza dopo la messa in opera delle pareti.

3.4.) LE A.C.I. AMERICANE

Sono ancora più severe ed impongono per elementi portanti tramezzature in muratura il rispetto del seguente rapporto:

$$w(\infty) \leq \frac{L}{600} \leq 0.30 \text{ pollici} = 7.6 \text{ mm}$$

Per elementi non portanti tramezzature in muratura deve risultare invece:

$$w(\infty) \leq \frac{L}{240} \leq 1.00 \text{ pollici} = 25.4 \text{ mm}$$

dove $w(\infty)$ al solito rappresenta la freccia a tempo infinito che si realizza dopo la messa in opera delle pareti.

3.5.) LE SIA 160 E SIA 162 SVIZZERE

Per elementi portanti tramezzature in muratura o gesso deve risultare:

$$w(\infty) \leq \frac{L}{500} \leq 10 \text{ mm}$$

Per elementi senza tamponamenti intermedi fragili deve risultare:

$$w(\infty) \leq \frac{L}{300}$$

dove $w(\infty)$ ancora rappresenta la freccia a tempo infinito che si realizza dopo la messa in opera delle pareti.

3.6.) LE DIN TEDESCHE

Per elementi portanti comunque deve risultare:

$$w(\infty) \leq \frac{L}{300}$$

3.7.) LE NORME PN-76/B-03264 POLACCHE

Le Norme Polacche stabiliscono delle frecce ammissibili in funzione della luce e del tipo di elemento strutturale, secondo il seguente prospetto:

TIPO DI ELEMENTO	LUCE	FRECCIA AMMISSIBILE
SOLAI TRADIZIONALI	$L \leq 6.0 \text{ m}$	1/200 L
	$6.0 \text{ m} \leq L < 7.50 \text{ m}$	3.0 cm
	$L \geq 7.50 \text{ m}$	1/250 L
SOLAI CON NERVATURE SOTTOSPORGENTI	$L \leq 5.0 \text{ m}$	1/200 L
	$5.0 \text{ m} \leq L \leq 10.0 \text{ m}$	2.5 cm
	$L \geq 10.0 \text{ m}$	1/400 L
MENSOLE	$L > 0$	1/200 L

4) CONCLUSIONI

Dalle argomentazioni prodotte si evince quale attenzione abbiano posto tutte le normative al problema della verifica delle strutture allo stato limite di deformazione e quindi di "utilizzazione".

E d'altra parte è noto come siano numerose le cause civili in corso che riguardano fabbricati che presentano inconvenienti collegati ai fenomeni deformativi delle strutture.

Si conclude allora questa PRIMA PARTE ribadendo e sottolineando la delicatezza del problema affrontato.

Quando allora particolari esigenze "architettoniche", da dover "rigorosamente" rispettare anche nella progettazione strutturale, possono indurre nel fabbricato deformazioni già in partenza valutate incompatibili, è buona norma informare la controparte delle conseguenze alle quali si può andare incontro e fare in modo di essere sollevati delle responsabilità mediante comunicazione scritta.

BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- 1) D. M. 14/02/1992
- 2) Circ. 24/06/1993 N. 37406/STC
- 3) CODICE MODELLO CEB-FIP PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO - 1977 -
- 4) EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture cementizie - Documento di studio - Ottobre 1991
- 5) NORME SIA 160 - Actions sur les structures porteuses" - Société Suisse des Ingenieurs et des Architects - 1989
- 6) NORME SIA 162 - Ouvrage en beton - Société Suisse des Ingenieurs et des Architects - Zurigo 1989
- 7) NORME SIA D 040 - Nouvelles normes de structures de la SIA - Société Suisse des Ingenieurs et des Architects - 1989
- 8) POZZATI - CECCOLI - Teoria e tecnica delle strutture - UTET 1977
- 9) FRITZ LEONHARDT - C.a. e c.a.p. - Calcolo di progetto e tecniche costruttive - EDIZIONI TECNICHE - 1977
- 10) MIGLIACCI - MOLA - Progetto agli stati limite delle strutture in c.a. - MASSON ITALIA EDITORI - Milano 1978
- 11) EDOARDO COSENZA - Analisi strutturale semplificata in presenza di viscosità - CONVEGNO A.I.C.A.P. - Roma - Aprile/Maggio 1994
- 12) PIERLUIGI GHITTONI - La progettazione strutturale dei solai misti di cemento armato e laterizio - ANDIL 1982