

**MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI**  
**DECRETO MINISTERIALE 9 gennaio 1996.**

(Suppl. Ord. alla Gazzetta Ufficiale n. 29 del 5 febbraio 1996).

*«Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche».*

**Sommario**

IL MINISTRO DEI LAVORI PUBBLICI .....	3
Art. 1.....	3
Art. 2.....	4
Art. 3.....	4
Art. 4.....	4
Art. 5.....	4
Parte Generale .....	5
1. Modalità operative .....	5
2. Sezione I .....	5
3. Norme di riferimento .....	5
4. Norme tecniche: metodo delle tensioni ammissibili .....	5
5. Norme tecniche: altri metodi di verifica .....	5
6. Indicazione della norma tecnica seguita .....	5
7. Azioni di calcolo .....	5
Parte I CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO .....	7
A - Simboli .....	7
B - Indici.....	7
C - Simboli speciali .....	8
D - Simboli frequenti.....	8
Sezione I Prescrizioni generali e comuni .....	9
1. OGGETTO .....	9
2. MATERIALI E PRODOTTI .....	9
2.1. Calcestruzzo. ....	9
2.1.1. Resistenza a compressione semplice. ....	9
2.1.2. Resistenza a trazione semplice. ....	9
2.1.3. Modulo elastico. ....	9
2.1.4. Coefficiente di Poisson. ....	9
2.1.5. Coefficiente di dilatazione termica. ....	10
2.1.6. Ritiro.....	10
2.1.7. Viscosità.....	10
2.1.8. Durabilità.....	10
2.2. Acciaio da cemento armato normale. ....	10
2.2.1. Accertamento delle proprietà meccaniche. ....	11
2.2.2. Acciai in barre tonde lisce. ....	11
2.2.3. Acciai in barre ad aderenza migliorata. ....	11
2.2.4. Fili di acciaio trafilato o laminato a freddo di diametro compreso fra 5 e 12 mm. ....	12
2.2.5. Reti e tralici di acciaio elettrosaldati. ....	12
2.2.6. Saldature.....	12
2.2.7. Deroga alle limitazioni dimensionali. ....	13
2.2.8. Controlli sulle armature.....	13
2.2.9. Marchiatura per identificazione.....	15
2.3. Acciaio da cemento armato precompresso. ....	15
2.3.1. Generalità.....	15
2.3.2. Composizione chimica.....	15
2.3.3. Grandezze geometriche e meccaniche. Controlli.....	15
2.3.4. Requisiti.....	17
2.3.5. Marchiatura per identificazione.....	17
2.3.6. Cadute di tensione per rilassamento.....	18

3. COLLAUDO STATICO. ....	18
3.1. Prescrizioni generali. ....	18
3.2. Prove di carico. ....	19
Sezione II Calcolo ed esecuzione .....	20
4. NORME DI CALCOLO. ....	20
4.0. Generalità. ....	20
4.0.1. Azioni di calcolo. ....	20
4.0.2. Resistenze di calcolo. ....	20
4.1. Calcolo delle sollecitazioni. ....	20
4.1.1. Strutture costituite da elementi monodimensionali. ....	20
4.1.2. Lastre piane. ....	22
4.2. Verifiche allo stato limite ultimo. ....	22
4.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e composta). ....	22
4.2.2. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti. ....	23
4.2.3. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti. ....	26
4.2.4. Elementi snelli. ....	27
4.3. Verifiche allo stato limite di esercizio. ....	30
4.3.1. Stato limite di fessurazione. ....	30
4.3.2. Stato limite delle tensioni di esercizio. ....	32
4.3.3. Stato limite di deformazione. ....	33
4.3.4. Norme specifiche di calcolo per il cemento armato precompresso. ....	33
4.4. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli. ....	38
4.4.1. Prove su strutture o elementi campione. ....	38
4.4.2. Prove su modelli. ....	38
5. REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE. ....	38
5.1. Peso proprio del conglomerato. ....	38
5.2. Valori massimi e minimi di $R_{ck}$ . ....	38
5.2.1. Strutture in cemento armato normale. ....	38
5.2.2. Strutture in cemento armato precompresso. ....	38
5.3. Regole specifiche per strutture in cemento armato normale. ....	39
5.3.1. Armatura longitudinale. ....	39
5.3.2. Staffe. ....	39
5.3.3. Ancoraggio delle barre. ....	39
5.3.4. Pilastri. ....	40
5.3.5. Armature di ripartizione delle solette. ....	40
5.4. Regole specifiche per strutture in cemento armato precompresso. ....	40
5.4.1. Armatura longitudinale ordinaria. ....	40
5.4.2. Staffe. ....	40
5.5. Nervature con soletta collaborante. ....	40
6. NORME DI ESECUZIONE. ....	41
6.1. Cemento armato normale. ....	41
6.1.1. Impasti. ....	41
6.1.2. Giunzioni. ....	41
6.1.3. Barre piegate. ....	41
6.1.4. Copriferro ed interferro. ....	41
6.1.5. Disarmo. ....	41
6.2. Cemento armato precompresso. ....	41
6.2.1. Compattazione dei getti. ....	41
6.2.2. Spessore di ricoprimento delle armature di precompressione. ....	42
6.2.3. Testate di ancoraggio dell'armatura di precompressione. ....	42
6.2.4. Posa delle barre, dei cavi e loro messa in opera. ....	42
7. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI. ....	43
7.0. Generalità e classificazione solai. ....	43
7.1. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio. ....	44
7.1.1. Classificazione. ....	44
7.1.2. Prescrizioni generali. ....	44
7.1.3. Requisiti di accettazione prove e controlli. ....	44
7.1.4. Progettazione. ....	45

7.1.5. Esecuzione. ....	46
7.1.6. Disposizioni aggiuntive per i travetti di solaio precompressi prefabbricati per la realizzazione di solai con blocchi in laterizio. ....	47
7.2. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio. ....	47
7.2.1. Classificazione e prescrizioni generali. ....	47
7.2.2. Blocchi collaboranti. ....	47
7.2.3. Blocchi non collaboranti. ....	47
7.2.4. Resistenza al punzonamento. ....	47
7.2.5. Verifiche di rispondenza. ....	48
7.2.6. Spessori minimi. ....	48
7.3. Norme complementari relative ai solai realizzati con l'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti di completamento. ....	48
7.3.1. Solidarizzazione tra gli elementi di solaio. ....	48
7.3.2. Altezza minima del solaio. ....	48
7.3.3. Solai alveolari. ....	48
7.3.4. Solai con getto di completamento. ....	48
Sezione III EUROCODICE 2 - UNI ENV 1992-1-1: criteri e prescrizioni	49
8. PRESCRIZIONI SPECIFICHE SU SINGOLI PUNTI DELLA NORMA UNI ENV 1992-1-1. ....	49
3.1. Calcestruzzo. ....	49
3.2. Acciai per armature. ....	49
3.3. Acciai per precompressione. ....	49
3.4. Dispositivi di precompressione. ....	50
4.3.5. Stati limite ultimi indotti da deformazione della struttura (instabilità). ....	51

## IL MINISTRO DEI LAVORI PUBBLICI

Vista la legge 5 novembre 1971, n. 1086, pubblicata nella *Gazzetta Ufficiale* n. 321 del 21 dicembre 1971, recante norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Visto il decreto ministeriale 14 febbraio 1992, pubblicato nella *Gazzetta Ufficiale* n. 65 del 18 marzo 1992;

Considerato che, ai sensi dell'art. 21 della citata legge 5 novembre 1971, n. 1086, occorre apportare modifiche alle norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni di cui alla legge medesima;

Visto il testo delle norme tecniche predisposto a cura del servizio tecnico centrale del Consiglio superiore dei lavori pubblici;

Sentito il Consiglio nazionale delle ricerche;

Sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si è favorevolmente espresso con il voto n. 329 reso dall'assemblea generale nelle adunanze del 10 e 24 giugno 1994;

Espletata la procedura di cui alla legge 21 giugno 1986, n. 317, emanata in ottemperanza della direttiva CEE n. 83/189;

Decreta:

### Art. 1.

Sono approvate le allegate norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, che si riportano in allegato al presente decreto e di cui formano parte integrante.

Sono altresì applicabili le norme tecniche di cui al precedente decreto 14 febbraio 1992 per la parte concernente le norme di calcolo e le verifiche col metodo delle tensioni ammissibili e le relative regole di progettazione e di esecuzione.

È consentita l'applicazione delle norme europee sperimentali Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo, parte 1 - 1, regole generali e regole per gli edifici - ed Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio, parte 1 - 1, regole generali e regole per gli edifici - nelle rispettive versioni in lingua italiana, pubblicate a cura dell'UNI (UNI ENV 1992 - 1 - 1, ratificata in data gennaio 1993 e UNI ENV 1993 - 1 - 1, ratificata in data giugno 1994), come modificate ed integrate dalle prescrizioni di cui alla parte I, sezione III, ed alla parte II, sezione III, delle norme tecniche di cui al comma 1.

**Art. 2.**

L'adozione da parte del progettista, e sotto sua responsabilità, di uno dei sistemi normativi indicati rispettivamente nei commi 1, 2 e 3 dell'art. 1, ne comporta l'applicazione unitaria ed integrale all'intero organismo strutturale.

L'inosservanza delle norme di cui all'art. 1 è sanzionata ai sensi della legge 5 novembre 1971, n. 1086.

**Art. 3.**

Le norme tecniche di cui all'art. 1 devono essere osservate per tutte le opere, se e per quanto, per la specifica categoria di opere, non viga diversa regolamentazione.

**Art. 4.**

Le presenti norme entreranno in vigore quattro mesi dopo la pubblicazione del presente decreto nella *Gazzetta Ufficiale* della Repubblica italiana.

**Art. 5.**

Salvo quanto disposto nell'art. 1, comma 2, in via transitoria continuano ad applicarsi le norme di cui al precedente decreto 14 febbraio 1992 per le opere in corso e per le quali sia stata già presentata la denuncia prevista dall'art. 4 della legge 5 novembre 1971, n. 1086, nonché per le opere di cui all'ultimo comma dello stesso art. 4, per le quali sia stato pubblicato il bando di gara per l'appalto, ovvero sia intervenuta la stipulazione del contratto di appalto a trattativa privata.

Roma, 9 gennaio 1996  
Il Ministro: BARATTA

## Parte Generale

Si riportano qui di seguito le considerazioni generali e comuni alle Parte I, cemento armato normale e precompresso e Parte II, acciaio.

### 1. Modalità operative

Nell'ambito delle presenti norme tecniche, possono essere seguite, in alternativa, due diverse modalità operative di verifica delle costruzioni, riportate rispettivamente nelle Sezioni II e III delle Parti I (CA/CAP) e II (Acciaio).

La Sezione II fornisce le indicazioni da seguire per la verifica delle strutture in cemento armato normale e precompresso e in acciaio.

La Sezione III fornisce le indicazioni per l'uso degli Eurocodici UNI ENV 1992-1-1: Progettazione di strutture in c.a. datato gennaio 1993 (EC2) ed UNI ENV 1993-1-1: Progettazione di strutture in acciaio datato giugno 1994 (EC3) fornendo altresì specifiche prescrizioni integrative, sostitutive e soppressive delle indicazioni contenute negli Eurocodici stessi. La Sezione III costituisce il (DAN) Documento di applicazione nazionale, così richiamato nei documenti del CEN (Comitato europeo di normalizzazione).

Al successivo punto 7 si riportano le prescrizioni circa le azioni di calcolo, che debbono essere seguite per l'impiego delle Sezioni II e III delle Parti I e II.

### 2. Sezione I

Nella Sezione I sono riportate le prescrizioni comuni alle Sezioni II e III. Tali prescrizioni comuni sostituiscono le corrispondenti indicazioni riportate nel decreto ministeriale 14 febbraio 1992.

In particolare valgono le seguenti indicazioni comuni:

- a) per le azioni si farà riferimento a quanto indicato nelle norme «Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» emanate ai sensi dell'art. 1 della legge 2 febbraio 1974, n. 64;
- b) per i materiali ed i prodotti si dovranno seguire le indicazioni contenute nel Cap. 2 della Sezione I;
- e) per il collaudo statico valgono le prescrizioni riportate nel Cap. 3 della Sezione I.

### 3. Norme di riferimento

Le norme europee di riferimento citate nelle norme UNI ENV 1992-1-1 ed UNI ENV 1993-1-1 non sono al momento per la maggior parte disponibili, o lo sono solo, in alcuni casi, in forma di norme sperimentali.

Fermo restando l'obbligo di seguire le prescrizioni delle norme sui materiali esplicitamente richiamate al punto 3 delle presenti norme (Cap. 2 della Sezione I), per altre norme citate nelle norme UNI ENV 1992-1-1 e UNI ENV 1993-1-1 possono adottarsi le norme citate nel presente decreto, o, in mancanza, le norme nazionali pertinenti.

### 4. Norme tecniche: metodo delle tensioni ammissibili

Il metodo delle tensioni ammissibili può essere applicato così come previsto dall'art. 2 del presente decreto, riferendosi alle norme tecniche di cui al decreto 14 febbraio 1992, che si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e prodotti, le azioni e il collaudo statico per i quali valgono le indicazioni riportate nella Sezione I del presente decreto, nonché gli Allegati per i quali valgono quelli uniti alle presenti norme tecniche.

In particolare si dovrà fare riferimento, per quanto concerne le azioni, alle specifiche prescrizioni contenute nelle norme tecniche «Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» in vigore al momento dell'uso.

### 5. Norme tecniche: altri metodi di verifica

Nella progettazione si possono adottare metodi di verifica e regole di dimensionamento diversi da quelli contenuti nelle presenti norme tecniche purché fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali scientificamente comprovati e purché sia comprovata una sicurezza non inferiore a quella qui prescritta.

### 6. Indicazione della norma tecnica seguita

Negli elaborati di progetto previsti all'art. 4 punto b della legge 1086/1971, deve essere indicata chiaramente la norma tecnica alla quale si è fatto riferimento.

### 7. Azioni di calcolo

Le verifiche debbono essere condotte nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi.

Le azioni sulla costruzione devono essere cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[ Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

essendo:

$G_k$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{1k}$  il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

$Q_{ik}$  i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_g = 1,4$  (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p = 0,9$  (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

$\gamma_q = 1,5$  (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\psi_{0i}$  = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Qualora le deformazioni impresse esercitino una azione significativa sullo stato limite ultimo considerato se ne deve tener conto applicando loro un coefficiente di 1,2.

Il contributo delle deformazioni impresse, non imposte appositamente, deve essere trascurato se a favore della sicurezza.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con  $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$ , e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$ .

In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel modo seguente:

combinazioni rare:

$$F_d = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})$$

combinazioni frequenti:

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = G_k + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

$\psi_{1i}$  coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$  coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$  i valori seguenti:

Prospetto 1

Azione	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Carichi variabili nei fabbricati per:			
- abitazioni	0,7	0,5	0,2
- uffici, negozi, scuole, ecc.	0,7	0,6	0,3
- autorimesse	0,7	0,7	0,6
Vento, neve	0,7	0,2	0

**Parte I**  
**CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO**

**Simbologia****A - Simboli**

<i>A</i>	area
<i>E</i>	modulo di elasticità longitudinale
<i>F</i>	azioni in generale (carichi e deformazioni imposte)
<i>G</i>	azioni permanenti; modulo di elasticità tangenziale
<i>I</i>	momento di inerzia
<i>L</i>	limite di fatica
<i>M</i>	momento flettente
<i>N</i>	forza normale; numero di piegamenti nella prova di piegamento (per armature di precompressione)
<i>P</i>	forza di precompressione
<i>Q</i>	azioni variabili
<i>S</i>	effetto delle azioni (sollecitazione agente)
<i>T</i>	momento torcente
<i>V</i>	forza di taglio
<i>b</i>	larghezza
<i>c</i>	spessore (di ricoprimento)
<i>d</i>	diametro (granulometria); altezza utile
<i>e</i>	eccentricità
<i>f</i>	resistenza di un materiale
<i>g</i>	carico permanente ripartito; accelerazione di gravità
<i>h</i>	altezza totale di una sezione
<i>i</i>	raggio di inerzia
<i>j</i>	numero di giorni
<i>l</i>	lunghezza di un elemento; allungamento a rottura per acciaio da c.a.p.
<i>m</i>	momento flettente per unità di lunghezza
<i>n</i>	forza normale per unità di lunghezza; coefficiente di omogeneizzazione delle armature; numero
<i>q</i>	carico variabile ripartito
<i>r</i>	raggio; rilassamento
<i>s</i>	scarto quadratico medio
<i>t</i>	tempo; momento torcente per unità di lunghezza
<i>u</i>	perimetro
<i>v</i>	forza di taglio per unità di lunghezza o larghezza
<i>w</i>	apertura delle fessure
<i>x</i>	altezza dell'asse neutro
<i>y</i>	altezza del diagramma rettangolare delle tensioni normali
<i>z</i>	braccio delle forze interne
$\gamma$	coefficiente di sicurezza ( $\gamma_m$ per i materiali, $\gamma_f$ per le azioni); peso specifico
$\delta$	coefficiente di variazione
$\varepsilon$	deformazione
$\vartheta$	deformazione
$\mu$	coefficiente di attrito
$\lambda$	snellezza
$\rho$	rapporto geometrico di armatura
$\sigma$	tensione normale
$\tau$	tensione tangenziale
$\varphi$	coefficiente di deformazione viscosa
$\omega$	coefficiente di amplificazione dei carichi nel carico di punta; rapporto meccanico di armatura
$\varnothing$	diametro di un abarra o di un cavo
$\Sigma$	sommatoria

**B - Indici**

<i>b</i>	aderenza
<i>c</i>	calcestruzzo
<i>d</i>	valore di calcolo
<i>e</i>	limite di elasticità di un materiale; effettivo; efficace
<i>f</i>	forze ed altre azioni; flessione
<i>g</i>	carico permanente

<i>i</i>	iniziale
<i>h</i>	orizzontale
<i>k</i>	valore caratteristico
<i>l</i>	longitudinale
<i>m</i>	valore medio; materiale; momento flettente
<i>n</i>	sfuerzo normale
<i>p</i>	precompressione
<i>q</i>	carico variabile
<i>s</i>	acciaio; ritiro
<i>r</i>	rilassamento; fessurazione
<i>t</i>	trazione; torsione
<i>u</i>	ultimo (stato limite)
<i>w</i>	anima
<i>y</i>	snervamento

**C - Simboli speciali**

$\infty$  come indice di un simbolo = valore asintotico

**D - Simboli frequenti**

## Calcestruzzo

$f_c$	resistenza cilindrica a compressione
$R_c$	resistenza cubica
$R_{cm}$	resistenza media cubica
$f_{cm}$	resistenza media cilindrica
$R_{ck}$	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck}$	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cd}$	resistenza di calcolo cilindrica = $\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$
$f_{ct}$	resistenza a trazione
$f_{ctk}$	resistenza caratteristica a trazione
$f_{ctd}$	resistenza di calcolo a trazione = $\frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$

## Acciaio per cemento armato

$f_y$	tensione di snervamento
$f_t$	tensione di rottura
$f_{yk}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk}$	tensione caratteristica di rottura
$f_{(0,2)}$	tensione allo 0,2% di deformazione residua
$f_{(0,2)k}$	tensione caratteristica allo 0,2% di deformazione residua

## Acciaio per precompressione

$f_{py}$	tensione di snervamento (barre)
$f_{p(1)}$	tensione all'1% di deformazione sotto carico
$f_{p(0,2)}$	tensione allo 0,2% di deformazione residua
$f_{pt}$	tensione di rottura
$f_{pyk}$	tensione caratteristica di snervamento (barre)
$f_{p(1)k}$	tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico
$f_{p(0,2)k}$	tensione caratteristica allo 0,2% di deformazione residua
$f_{ptk}$	tensione caratteristica di rottura



## Sezione I Prescrizioni generali e comuni

### 1. OGGETTO.

Formano oggetto delle presenti norme tutte le opere di conglomerato cementizio armato normale e di conglomerato cementizio armato precompresso, eccettuate quelle per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

I dati sulle azioni da considerare nei calcoli sono quelli contenuti nelle norme "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" emanate ai sensi dell'art. 1 della legge 2 febbraio 1974, n. 64.

Nell'ambito di uno stesso organismo strutturale non è consentito adottare regole progettuali ed esecutive provenienti in parte dalla Sez. II e in parte dalla Sez. III ovvero in parte derivanti dall'uso del metodo delle tensioni ammissibili.

Le presenti norme non sono applicabili ai calcestruzzi confezionati con aggregati leggeri. Tali calcestruzzi possono essere impiegati purché, con adeguata documentazione teorica e sperimentale, venga garantita una sicurezza non inferiore a quella prevista dalle presenti norme.

### 2. MATERIALI E PRODOTTI.

I materiali ed i prodotti debbono rispondere ai requisiti indicati nell'Allegato 1.

Potranno inoltre essere impiegati materiali e prodotti conformi ad una norma armonizzata o ad un benessere tecnico europeo così come definiti nella Direttiva 89/106/CEE, ovvero conformi a specifiche nazionali dei Paesi della Comunità europea, qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente e tale da soddisfare i requisiti essenziali della Direttiva 89/106/CEE. Tale equivalenza sarà accertata dal Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici.

#### 2.1. Calcestruzzo.

Per quanto applicabile e non in contrasto con le presenti norme si potrà fare utile riferimento alla UNI 9858 (maggio 1991).

##### 2.1.1. RESISTENZA A COMPRESSIONE SEMPLICE.

Le presenti norme sono basate sulla resistenza a compressione misurata su cubi di spigolo 15, 16 o 20 cm. La resistenza a compressione del calcestruzzo verrà valutata secondo le indicazioni dell'Allegato 2.

##### 2.1.2. RESISTENZA A TRAZIONE SEMPLICE.

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale) in mancanza di diretta sperimentazione può essere assunto pari a:

$$f_{ctm} = 0.27 \sqrt[3]{R_{ck}^2} \quad (\text{N/mm}^2)$$

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% possono assumersi rispettivamente pari a  $0,7 f_{ctm}$  ed  $1,3 f_{ctm}$ . Il valore medio della resistenza a trazione per flessione si assume, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm}$$

##### 2.1.3. MODULO ELASTICO.

Per modulo elastico istantaneo, tangente all'origine, in mancanza di diretta sperimentazione da eseguirsi secondo la norma UNI 6556 (marzo 1976), si assume in sede di progetto il valore:

$$E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

Tale formula non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore. Essa non è da considerarsi vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.

##### 2.1.4. COEFFICIENTE DI POISSON.

Per il coefficiente di Poisson può adottarsi, a seconda dello stato di sollecitazione, un valore compreso tra 0 e 0,2.

**2.1.5. COEFFICIENTE DI DILATAZIONE TERMICA.**

In mancanza di una determinazione sperimentale diretta il coefficiente di dilatazione termica del conglomerato può assumersi pari a  $10 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ .

**2.1.6. RITIRO.**

In mancanza di sperimentazione diretta e quando non si ricorra ad additivi speciali, si ammetteranno per il ritiro finale  $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$  i seguenti valori:

**a) Atmosfera con umidità relativa di circa 75%**

$t_0$	$\alpha \leq 20 \text{ cm}$	$\alpha \geq 60 \text{ cm}$
1÷7 giorni	$0,26 \times 10^{-3}$	$0,21 \times 10^{-3}$
8÷60 giorni	$0,23 \times 10^{-3}$	$0,21 \times 10^{-3}$
> 60 giorni	$0,16 \times 10^{-3}$	$0,20 \times 10^{-3}$

**b) Atmosfera con umidità relativa di circa 55%**

$t_0$	$\alpha \leq 20 \text{ cm}$	$\alpha \geq 60 \text{ cm}$
1÷7 giorni	$0,43 \times 10^{-3}$	$0,31 \times 10^{-3}$
8÷60 giorni	$0,32 \times 10^{-3}$	$0,30 \times 10^{-3}$
> 60 giorni	$0,19 \times 10^{-3}$	$0,28 \times 10^{-3}$

in cui:

$t_0$  = età conglomerato a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro;

$\alpha$  = dimensione fittizia =  $\frac{2 A_c}{u}$  ;

$A_c$  = area della sezione del conglomerato;

$u$  = perimetro della sezione di conglomerato a contatto con l'atmosfera.

Per valori intermedi si interpolerà linearmente.

Per valutare la caduta di tensione nelle armature da c.a.p. conseguente al ritiro del calcestruzzo si terrà conto delle prescrizioni contenute al punto 4.3.4.8. a).

**2.1.7. VISCOSITÀ.**

In mancanza di sperimentazione diretta, per il coefficiente finale di viscosità  $\varphi(t_\infty, t_0)$ , di un conglomerato sottoposto ad una tensione al più uguale a  $0,3 R_{ckj}$  al tempo  $t_0 = j$  di messa in carico, si ammetteranno i seguenti valori:

**a) Atmosfera con umidità relativa di circa 75%**

$t_0$	$\alpha \leq 20 \text{ cm}$	$\alpha \geq 60 \text{ cm}$
3÷7 giorni	2,7	2,1
8÷60 giorni	2,2	1,9
> 60 giorni	1,4	1,7

**b) Atmosfera con umidità relativa di circa 55%**

$t_0$	$\alpha \leq 20 \text{ cm}$	$\alpha \geq 60 \text{ cm}$
3÷7 giorni	3,8	2,9
8÷60 giorni	3,0	2,5
> 60 giorni	1,7	2,0

Il significato dei simboli è riportato al precedente punto 2.1.6.

Per i valori intermedi si interpolerà linearmente.

Per valutare la caduta di tensione delle armature da c.a.p. conseguente alla viscosità del calcestruzzo, si terrà conto delle prescrizioni contenute al punto 4.3.4.8. b).

**2.1.8. DURABILITÀ.**

Al fine di garantire la durabilità del conglomerato particolarmente in ambiente aggressivo, così come in presenza di cicli di gelo e disgelo, è necessario studiarne adeguatamente la composizione.

Si potrà anche fare riferimento alla norma UNI 9858 (Maggio 1991) citata al punto 2.1.

**2.2. Acciaio da cemento armato normale.**

L'uso di acciai forniti in rotoli è ammesso per diametri  $\varnothing \leq 14 \text{ mm}$ .

Per diametri superiori ne è ammesso l'uso previa autorizzazione del Servizio tecnico centrale, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici.

### 2.2.1. ACCERTAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE.

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche vale quanto indicato nelle EN 10002/1<sup>a</sup> (marzo 1990), UNI 564 (febbraio 1960) e UNI 6407 (marzo 1969), salvo indicazioni contrarie o complementari.

Per acciai deformati a freddo, ivi compresi i rotoli, le proprietà meccaniche si intendono determinate su provette mantenute per 30 minuti a 250 °C e successivamente raffreddate in aria.

In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce  $f_y$  con  $f_{(0,2)}$ .

### 2.2.2. ACCIAI IN BARRE TONDE LISCE.

Le barre di acciaio tonde lisce devono possedere le proprietà indicate nel successivo prospetto 1-I.

Prospetto 1-I

Tipo di acciaio	Fe B 22 k	F B 32 ke
Tensione caratteristica di snervamento..... $f_{yk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥ 215	≥ 315
Tensione caratteristica di rottura..... $f_{tk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥ 335	≥ 490
Allungamento..... $A_5$ %	≥ 24	≥ 23
Piegamento a 180° su mandrino avente diametro..... $D$	2 Ø	3 Ø

Si devono usare barre di diametro compreso tra 5 e 30 mm.

### 2.2.3. ACCIAI IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA.

Le barre di acciaio ad aderenza migliorata si differenziano dalle barre lisce per la particolarità di forma atta ad aumentare l'aderenza al conglomerato cementizio e sono caratterizzate dal diametro Ø della barra tonda equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm<sup>3</sup>.

Le barre ad aderenza migliorata devono avere diametro:

5 ≤ Ø ≤ 30 mm per acciaio Fe B 38 k;

5 ≤ Ø ≤ 26 mm per acciaio Fe B 44 k, salvo quanto specificato al punto 2.2.7.

#### 2.2.3.1. Caratteristiche meccaniche e tecnologiche.

Gli acciai in barre ad aderenza migliorata devono possedere le caratteristiche indicate nel prospetto 2-I, valutando le tensioni di snervamento e di rottura come grandezze caratteristiche secondo quanto indicato al punto 2.2.8.

La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue alla temperatura di 20 ± 5° C piegando la provetta a 90°, mantenendola poi per 30 minuti in acqua bollente e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20°. Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

Prospetto 2-I

Tipo di acciaio		Fe B 38 k	Fe B 44 k	
Tensione caratteristica di snervamento..... $f_{yk}$ N/mm <sup>2</sup>		≥ 375	≥ 430	
Tensione caratteristica di rottura..... $f_{tk}$ N/mm <sup>2</sup>		≥ 450	≥ 540	
Allungamento $A_5$ ..... %		≥ 14	≥ 12	
Per barre ad aderenza migliorata aventi Ø (*):	fino a 12 mm	Piegamento a 180° su mandrino avente diametro $D$	3 Ø	4 Ø
	oltre 12 mm fino a 18 mm		6 Ø	8 Ø
	oltre 18 mm fino a 25 mm	Piegamento e raddrizzamento su mandrino avente diametro $D$	8 Ø	10 Ø
	oltre 25 mm fino a 30 mm		10 Ø	12 Ø

(\*) Il diametro Ø è quello della barra tonda liscia equipesante

Poiché gli acciai, pur rispettando le limitazioni delle caratteristiche indicate nel prospetto 2-II, possono presentare valori sensibilmente diversi, per costruzioni in zona sismica, e, comunque, quando si opera la redistribuzione delle sollecitazioni di cui al punto 4.1., il progettista deve dichiarare nella relazione sui materiali i limiti dei rapporti  $f_y/f_{yk}$  e  $(f_t/f_y)_{medio}$  posti a base del calcolo e che dovranno essere soddisfatti dall'acciaio impiegato.

I limiti precedentemente definiti saranno controllati nello stabilimento di produzione e si riferiranno agli stessi campioni di cui alle prove di qualificazione (Allegato n° 4, punto 1.1).

In tali limiti  $f_y$  rappresenta il singolo valore di snervamento,  $f_{yk}$  il valore nominale di riferimento ed  $f_t$  il singolo valore della tensione di rottura.

### 2.2.3.2. Prova di aderenza.

Le barre ed i fili trafilati ad aderenza migliorata devono superare con esito positivo le prove di aderenza secondo il metodo "Beam-test" conformemente a quanto previsto nell'allegato 6; nell'allegato stesso sono pure indicate le modalità di controllo del profilo da eseguirsi in cantiere o in stabilimento.

### 2.2.4. FILI DI ACCIAIO TRAFILATO O LAMINATO A FREDDO DI DIAMETRO COMPRESO FRA 5 E 12 MM.

L'acciaio per fili deve rispondere alle proprietà indicate nel prospetto 3-I.

*Prospetto 3-I*

Tensione $f_{yk}$ ovvero $f_{(0,2)k}$ .....	N/mm <sup>2</sup>	≥ 390
Tensione caratteristica $f_{tk}$ .....	N/mm <sup>2</sup>	≥ 440
Allungamento $A_{10}$ .....	%	≥ 8
Piegamento a freddo a 180° su mandrino avente diametro $D$		2 Ø

Per la prova di aderenza vale quanto precisato al precedente punto 2.2.3.2.

### 2.2.5. RETI E TRALICCI DI ACCIAIO ELETTROSALDATI.

Le reti ed i tralicci devono avere fili elementari di diametro Ø compreso tra 5 e 12 mm e devono rispondere alle caratteristiche riportate nel prospetto 4-I.

*Prospetto 4-I*

Tensione $f_{yk}$ ovvero $f_{(0,2)k}$ .....	N/mm <sup>2</sup>	≥ 390
Tensione caratteristica $f_{tk}$ .....	N/mm <sup>2</sup>	≥ 440
Rapporto dei diametri dei fili dell'ordito $\frac{\varnothing_{\min}}{\varnothing_{\max}}$		≥ 0,60
Allungamento $A_{10}$ .....	%	≥ 8
Rapporto $f_{tk}/f_{yk}$ .....		≥ 1,10

La tensione di rottura, quella di snervamento e l'allungamento devono essere determinati con prova di trazione su campione che comprenda almeno uno dei nodi saldati.

Il trattamento termico di cui al punto 2.2.1. non si applica per la determinazione delle proprietà meccaniche di reti e tralicci di acciaio elettrosaldato.

Dovrà inoltre essere controllata la resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo, determinata forzando con idoneo dispositivo il filo trasversale nella direzione di quello maggiore posto in trazione; tale resistenza dovrà risultare maggiore di:

$$0,3 \times 400 \times A_0 \text{ [N]}$$

Nella quale  $A_0$  è l'area della sezione del filo di diametro maggiore misurata in millimetri quadrati.

La distanza assiale tra i fili elementari non deve superare 35 cm.

### 2.2.6. SALDATURE.

Gli acciai saldabili saranno oggetto di apposita marchiatura depositata secondo quanto indicato nel punto 2.2.9., che li differenzia dagli acciai non saldabili.

Sono proibite le giunzioni mediante saldatura in opera o fuori opera, nonché il fissaggio delle gabbie di armatura tramite punti di saldatura per tutti i tipi di acciaio per i quali il produttore non abbia garantito la saldabilità all'atto del deposito di cui al punto 2.2.9.

Per tali acciai l'analisi chimica effettuata su colata e l'eventuale analisi chimica di controllo effettuata sul prodotto finito dovranno inoltre soddisfare le limitazioni sotto riportate:

<i>Massimo contenuto di elementi chimici in %</i>			
		Analisi su prodotto	Analisi di colata
Carbonio	C	0,24	0,22
Fosforo	P	0,055	0,050
Zolfo	S	0,055	0,050
Azoto	N	0,013	0,012
Carbonio equivalente	C <sub>eq</sub>	0,52	0,50

Il calcolo del carbonio equivalente  $C_{eq}$  sarà effettuato con la seguente formula:

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

in cui i simboli chimici denotano il contenuto degli elementi stessi espresso in percentuale.

#### 2.2.7. DEROGA ALLE LIMITAZIONI DIMENSIONALI.

Le limitazioni riguardanti i massimi diametri ammessi di cui al punto 2.2.3. non si applicano alle armature ad aderenza migliorata destinate a strutture in conglomerato cementizio armato di particolari caratteristiche e dimostrate esigenze costruttive.

L'impiego di tali armature di maggior diametro deve essere autorizzato dal Servizio tecnico centrale del Ministero dei lavori pubblici, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici.

#### 2.2.8 CONTROLLI SULLE ARMATURE.

##### 2.2.8.1. Modalità di prelievo e metodi di prova.

Il prelievo dei campioni e le prove saranno effettuati secondo la norma UNI 6407-69, salvo quanto stabilito ai punti 2.2.8.2., 2.2.8.3. per quanto riguarda la determinazione dei valori caratteristici  $f_{yk}$  o  $f_{(0,2)k}$  e  $f_{tk}$ .

##### 2.2.8.2. Controlli in stabilimento.

I produttori di barre lisce e ad aderenza migliorata, di fili trafilati, di reti e di tralicci elettrosaldati debbono sottoporre la loro produzione, presso i propri stabilimenti, a prove di carattere statistico seguendo le prescrizioni sotto riportate.

In tale caso i valori caratteristici  $f_{yk}$  o  $f_{(0,2)k}$  e  $f_{tk}$  e, per barre e fili ad aderenza migliorata l'indice di aderenza, vengono determinati secondo le modalità indicate negli allegati 4, 5 e 6.

Ai produttori di acciai di cui al primo comma è fatto obbligo di tenere depositato presso il Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, il catalogo aggiornato della loro produzione contenente tutti i dati tecnici previsti dalle presenti norme, ivi compresa l'eventuale saldabilità di cui al punto 2.2.6.

Per la qualificazione della produzione i produttori devono sottoporsi agli adempimenti qui di seguito specificati e produrre la documentazione relativa al Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale che notifica al produttore l'avvenuto deposito ed accerta la validità e la rispondenza della documentazione stessa anche attraverso sopralluoghi, rilasciando apposito attestato:

- 1) Dimostrazione dell'idoneità del processo produttivo:
  - il tipo di prodotti (tipo, dimensioni, composizione chimica);
  - le condizioni generali della fabbricazione e dell'approvvigionamento dell'acciaio e del prodotto intermedio (billette, vergella);
  - la descrizione degli impianti di produzione;
  - l'organizzazione del controllo interno di qualità con l'indicazione dei responsabili aziendali;
  - il Laboratorio Ufficiale responsabile delle prove di controllo.
- 2) Controllo continuo interno di qualità della produzione condotto su basi statistiche.
- 3) Verifica periodica della qualità da parte dei Laboratori Ufficiali.

Ogni 6 mesi i produttori di cui al primo comma sono tenuti inoltre ad inviare al Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, i seguenti documenti:

- a) una dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità del processo produttivo e dell'organizzazione del controllo interno di qualità o le eventuali modifiche;
- b) i risultati dei controlli interni eseguiti negli ultimi 6 mesi, per ciascun tipo di prodotto, da cui risulti il quantitativo di produzione, il numero delle prove e l'elaborazione statistica delle tensioni di snervamento e di rottura;
- c) i risultati dei controlli eseguiti dal Laboratorio Ufficiale (certificati e loro elaborazione) nello stesso periodo di cui al punto b), per le prove meccaniche e chimiche;
- d) il controllo della rispondenza degli indici di aderenza di cui ai punti b) e c) alle prescrizioni delle presenti norme;
- e) la documentazione di conformità statistica, secondo una metodologia che deve essere dichiarata, delle tensioni di snervamento e di rottura di cui ai punti b) e c) tra loro e con le prescrizioni contenute nelle presenti norme tecniche.

Il mancato rispetto delle condizioni sopra indicate, accertato anche attraverso sopralluoghi, può comportare la decadenza della qualificazione.

Tutte le forniture di acciaio debbono essere accompagnate da un certificato di Laboratorio Ufficiale riferentesi al tipo di armatura di cui trattasi e marchiate secondo quanto prescritto in 2.2.9. La data del certificato deve essere non anteriore di 3 mesi a quella di spedizione. Tale periodo può essere prolungato fino a 6 mesi qualora il produttore abbia

comunicato ufficialmente al Laboratorio Ufficiale incaricato del controllo di avere sospeso la produzione, nel qual caso il certificato dovrà essere accompagnato da copia di detta comunicazione. Qualora la sospensione della produzione si protragga per oltre 5 mesi, la procedura di qualificazione dovrà essere ripresa ab initio.

### 2.2.8.3. Prodotti provenienti dall'estero.

Gli adempimenti di cui al punto 2.2.8.2. si applicano anche ai prodotti provenienti dall'estero.

Per i prodotti provenienti da Paesi della Comunità economica europea nei quali sia in vigore una certificazione di idoneità tecnica riconosciuta dalle rispettive Autorità competenti, il produttore potrà, in alternativa a quanto previsto al primo comma, inoltrare al Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale domanda intesa ad ottenere il trattamento all'equivalenza della procedura adottata nel Paese di origine depositando contestualmente la relativa documentazione per i prodotti da fornire con il corrispondente marchio.

L'equivalenza della procedura di cui al precedente comma è sancita con decreto del Ministero dei lavori pubblici, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici.

### 2.2.8.4. Controlli in cantiere o nel luogo di lavorazione delle barre.

I controlli sono obbligatori e devono riferirsi agli stessi gruppi di diametri contemplati nelle prove a carattere statistico di cui al punto 2.2.8.2. e allegati 4 e 5 in ragione di 3 spezzoni, marchiati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun gruppo di diametri per ciascuna partita prescelta, sempreché il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi agli altri diametri della partita. Le prove si effettuano presso un Laboratorio Ufficiale e riguardano la resistenza e la duttilità. I valori caratteristici delle grandezze  $f_y$  o  $f_{(0,2)}$  e  $f_t$  si valutano detraendo dalla media dei corrispondenti valori, riferiti ad uno stesso diametro, rispettivamente 10 N/mm<sup>2</sup> per  $f_y$  o  $f_{(0,2)}$  e 20 N/mm<sup>2</sup> per  $f_t$ .

Qualora il risultato non sia conforme a quello dichiarato dal produttore, il direttore dei lavori disporrà la ripetizione della prova su sei ulteriori campioni dello stesso diametro; in tal caso dalle medie dei nove valori si detraggono rispettivamente 20 N/mm<sup>2</sup> per  $f_y$  o  $f_{(0,2)}$  e 30 N/mm<sup>2</sup>.

Ove anche da tale accertamento i limiti dichiarati non risultino rispettati, il controllo deve estendersi, previo avviso al produttore, a 25 campioni, applicando ai dati ottenuti la formula generale valida per controlli in stabilimento (Cfr. Allegati 4 e 5).

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al produttore, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione. Analoghe norme si applicano ai controlli di duttilità, aderenza e distacco al nodo saldato: un singolo risultato negativo sul primo prelievo comporta l'esame di sei nuovi spezzoni dello stesso diametro, un ulteriore singolo risultato negativo comporta l'inidoneità della partita.

Inoltre il direttore dei lavori dovrà comunicare il risultato anomalo sia al Laboratorio Ufficiale incaricato del controllo in stabilimento che al Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale.

I certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai devono riportare l'indicazione del marchio identificativo di cui al successivo punto 2.2.9., rilevato a cura del Laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, dovrà essere riportata specifica annotazione sul certificato di prova.

### 2.2.8.5. Tolleranze.

Nei calcoli statici si adottano di norma le sezioni nominali. Le sezioni effettive non devono risultare inferiori al 98% di quelle nominali.

Qualora le sezioni effettive risultassero inferiori a tale limite, nei calcoli statici si adotteranno le sezioni effettive. Per barre ad aderenza migliorata non è comunque ammesso superare le tolleranze indicate nel prospetto 5-I.

Prospetto 5-I

Diametro Nominale, mm	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20
Tolleranza in % sulla sezione ammessa per l'impiego	±10	±10	±9	±8	±8	±8	±8	±6	±6	±6	±6
Diametro Nominale, mm	22	24	25	26	28	30					
Tolleranza in % sulla sezione ammessa per l'impiego	±5	±5	±5	±5	±5	±5					

Nell'elaborazione dei risultati sperimentali ottenuti in laboratorio si opera comunque sulle sezioni effettive delle barre lisce e sulle sezioni delle barre equipesanti per barre e fili trafilati ad aderenza migliorata.

Per i fili di acciaio trafilati e per i fili delle reti e dei tralicci la tolleranza sulle sezioni ammesse per l'impiego è di ± 4% per tutti i diametri.



### 2.2.9. MARCHIATURA PER IDENTIFICAZIONE.

Tutti i produttori di barre lisce o ad aderenza migliorata, di fili, di reti e di tralicci devono procedere ad una marchiatura del prodotto fornito, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua eventuale saldabilità.

A tali produttori è fatto obbligo di depositare il "marchio" (nervatura e marchiatura) presso il Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale.

## 2.3. Acciaio da cemento armato precompresso.

### 2.3.1. GENERALITÀ.

Le prescrizioni seguenti si riferiscono agli acciai per armature da precompressione forniti sotto forma di:

*Filo*: prodotto trafilato di sezione piena che possa fornirsi in rotoli;

*Barra*: prodotto laminato di sezione piena che possa fornirsi soltanto in forma di elementi rettilinei;

*Treccia*: gruppi di 2 e 3 fili avvolti ad elica intorno al loro comune asse longitudinale; passo e senso di avvolgimento dell'elica sono eguali per tutti i fili della treccia;

*Trefolo*: gruppi di fili avvolti ad elica in uno o più strati intorno ad un filo rettilineo disposto secondo l'asse longitudinale dell'insieme e completamente ricoperto dagli strati. Il passo ed il senso di avvolgimento dell'elica sono eguali per tutti i fili di uno stesso strato.

I fili possono essere lisci, ondulati, con impronte, tondi o di altre forme; vengono individuati mediante il diametro nominale o il diametro nominale equivalente riferito alla sezione circolare equipesante. Non è consentito l'uso di fili lisci nelle strutture precomprese ad armature pre-tese.

Le barre possono essere lisce, a filettatura continua o parziale, con risalti; vengono individuate mediante il diametro nominale.

### 2.3.2. COMPOSIZIONE CHIMICA.

Il produttore deve controllare la composizione chimica e la struttura metallografica al fine di garantire le proprietà meccaniche prescritte.

### 2.3.3. GRANDEZZE GEOMETRICHE E MECCANICHE. CONTROLLI.

Le grandezze qui di seguito elencate:  $\emptyset$ ,  $A$ ,  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{p(0,2)k}$ ,  $f_{p(1)k}$ ,  $l$ ,  $E_p$ ,  $N$ ,  $\alpha(180^\circ)$  ed eventualmente  $L$  e  $r$  debbono fare oggetto di garanzia da parte del produttore ed i corrispondenti valori garantiti figurare nel catalogo del produttore stesso.

Il controllo sarà eseguito secondo le modalità e le prescrizioni indicate nei punti successivi e nell'Allegato 3.

Pertanto i valori delle grandezze:

- $\emptyset$ ,  $A$ ,  $E_p$  saranno confrontati con quelli che derivano dall'applicazione, ai valori nominali, delle tolleranze prescritte rispettivamente ai punti 3.1 e 3.6 dell'Allegato 3;
- $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_{p(0,2)k}$ ,  $f_{p(1)k}$ , ottenuti applicando ai valori singoli di  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,2)}$ ,  $f_{p(1)}$  le formule di cui ai punti 1. e 2. dell'Allegato 3, saranno confrontati con i corrispondenti valori garantiti che figurano nel catalogo del produttore;
- $l$ ,  $N$ ,  $\alpha(180^\circ)$  saranno confrontati con quelli prescritti rispettivamente ai punti 3.3, 3.8 e 3.9 dell'Allegato 3;
- $L$  e  $r$  saranno confrontati con i valori che, eventualmente, figurano nel catalogo del produttore.

Si prenderà inoltre in considerazione la forma del diagramma sforzi deformazioni.

Le presenti norme prevedono due forme di controllo:

- controlli obbligatori nello stabilimento di produzione;
- controlli facoltativi in cantiere o nel luogo di formatura dei cavi.

I controlli eseguiti in stabilimento si riferiscono a lotti di fabbricazione. I controlli eseguiti in cantiere si riferiscono a lotti di spedizione.

*Lotti di spedizione*: lotti al massimo di 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione).

*Lotti di fabbricazione*: si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (numero di rotolo finito, della bobina di trefolo e del fascio di barre). Un lotto di fabbricazione deve avere grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) ed essere compreso tra 30 e 100 tonnellate.

Il produttore dovrà accompagnare tutte le spedizioni con un proprio certificato di controllo riferentesi ad un numero di prove almeno pari a quello indicato nella colonna 4 della tabella 1 dell'Allegato 3.

Ai produttori di acciaio per c.a.p. è fatto obbligo di tenere depositato presso il Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, il catalogo aggiornato della produzione, contenente tutti i dati tecnici secondo le prescrizioni delle presenti norme.

Per la qualificazione della produzione i produttori devono sottoporsi agli adempimenti qui di seguito specificati e produrre la documentazione relativa al Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, che notifica al produttore

l'avvenuto deposito ed accerta la validità e la rispondenza della documentazione stessa anche attraverso sopralluoghi, rilasciando apposito attestato:

- 1) Dimostrazione dell'idoneità del processo produttivo:
  - il tipo di prodotti (tipo, dimensioni, composizione chimica);
  - le condizioni generali della fabbricazione e dell'approvvigionamento dell'acciaio e del prodotto intermedio (billette, vergella);
  - la descrizione degli impianti di produzione;
  - l'organizzazione del controllo interno di qualità con l'indicazione dei responsabili aziendali;
  - il Laboratorio Ufficiale responsabile delle prove di controllo;
- 2) Controllo continuo interno di qualità della produzione condotto su basi statistiche;
- 3) Verifica periodica della qualità da parte dei Laboratori Ufficiali.

Ogni 6 mesi i produttori sono tenuti inoltre ad inviare al Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, i seguenti documenti:

- a) una dichiarazione attestante la permanenza delle condizioni iniziali di idoneità del processo produttivo e dell'organizzazione del controllo interno di qualità o le eventuali modifiche;
- b) i risultati dei controlli interni eseguiti negli ultimi 6 mesi, per ciascun tipo di prodotto, da cui risulti il quantitativo di produzione, il numero delle prove e l'elaborazione statistica delle tensioni limite e di rottura;
- c) i risultati dei controlli eseguiti dal Laboratorio Ufficiale (certificati e loro elaborazione) nello stesso periodo di cui al punto b), per le prove meccaniche e chimiche;
- d) la documentazione di conformità statistica, secondo una metodologia che deve essere dichiarata, delle tensioni limite e di rottura di cui ai punti b) e c) tra loro e con le prescrizioni contenute nelle presenti norme tecniche;
- e) il controllo della rispondenza delle verifiche di rilassamento e di fatica, qualora per tali grandezze sia stata richiesta la qualificazione, di cui ai punti b) e c) alle prescrizioni delle presenti norme.

Il mancato rispetto delle condizioni sopra indicate, accertato anche attraverso sopralluoghi, può comportare la decadenza della qualificazione.

#### 2.3.3.1. Controlli in stabilimento.

I produttori di acciai per armature da precompressione debbono sottoporre la loro produzione, presso i propri stabilimenti, a prove a carattere statistico, seguendo le prescrizioni di cui al punto 2.3.3.

I produttori dovranno contrassegnare cronologicamente la loro produzione numerando i lotti di fabbricazione. Per ciascun lotto saranno tenuti ad eseguire presso lo stabilimento di produzione controlli continuativi geometrici e meccanici dei quali riporteranno i risultati in appositi registri.

Tutte le forniture di acciaio debbono essere accompagnate da un certificato di un Laboratorio Ufficiale riferentesi al tipo di armatura di cui trattasi e munite di un sigillo sulle legature con il marchio del produttore, secondo quanto indicato al punto 2.3.5. La data del certificato deve essere non anteriore di 3 mesi alla data di spedizione. Limitatamente alla resistenza a fatica e al rilassamento il certificato è utilizzabile se ha data non anteriore di un anno alla data di spedizione.

Tale periodo può essere prolungato fino a 6 mesi qualora il produttore abbia comunicato ufficialmente al laboratorio incaricato del controllo di avere sospeso la produzione; nel qual caso il certificato dovrà essere accompagnato da copia di detta comunicazione.

Qualora la sospensione della produzione si prolunghi per oltre 5 mesi, la procedura di qualificazione dovrà essere ripresa ab initio.

Il certificato può essere utilizzato senza limitazione di tempo per i lotti cui si riferiscono le prove citate nel certificato stesso.

#### 2.3.3.2. Controlli in cantiere o nel luogo di formazione dei cavi.

Il direttore dei lavori in cantiere o il tecnico responsabile dell'officina di formazione dei cavi, che assume a tale riguardo le responsabilità attribuite dalla legge al direttore dei lavori, deve controllare che si possano individuare in modo incontrovertibile l'origine e le caratteristiche del materiale. E' inoltre responsabilità del tecnico responsabile dell'officina di formazione dei cavi di documentare al direttore dei lavori la provenienza e le caratteristiche ed il marchio del materiale stesso.

Qualora il direttore dei lavori o il tecnico responsabile dell'officina di formazione dei cavi ritenesse di ricontrollare forniture di acciai che rispondano ai requisiti di cui sopra, valgono le seguenti norme.

Effettuato un prelievo, in cantiere o nel luogo di formazione dei cavi, di dieci saggi provenienti da una stessa fornitura ed appartenenti ad una stessa categoria si determinano, mediante prove effettuate presso un Laboratorio Ufficiale, i corrispondenti valori medi  $g_{mn}$  di  $f_{pt}$ ,  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,2)}$ ,  $f_{p(1)}$  ed i relativi scarti quadratici medi  $s_n$  e si controllano inoltre le grandezze  $\emptyset$ ,  $A$ ,  $N$ ,  $l$ ,  $E_p$ ,  $\alpha(180^\circ)$ .

I risultati delle prove vengono considerati compatibili con quelli ottenuti in stabilimento se le grandezze  $\emptyset$ ,  $A$ ,  $N$ ,  $l$ ,  $E_p$ ,  $\alpha(180^\circ)$  rispettano le prescrizioni di cui all'Allegato 3, punto 3. e se:

per le tensioni di rottura  $f_{pt}$ :

$$g_{mn} \geq 1,03 f_{ptk}$$

$$s_n \leq 0,05 f_{ptk}$$



per le grandezze  $f_{py}$ ,  $f_{p(0,2)}$ ,  $f_{p(1)}$ :

$$g_{mn} \geq 1,04 \begin{cases} f_{p(0,2)k} \\ f_{p(1)k} \\ f_{pyk} \end{cases}$$

$$s_n \leq 0,07 \begin{cases} f_{p(0,2)k} \\ f_{p(1)k} \\ f_{pyk} \end{cases}$$

nelle quali i valori caratteristici sono quelli garantiti che figurano nel catalogo del produttore.

Se tali disequaglianze non sono verificate, o se non sono rispettate le prescrizioni di cui all'Allegato 3 si ripeteranno, previo avviso al produttore, le prove su altri 10 saggi.

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al produttore, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione.

Inoltre il direttore dei lavori dovrà comunicare il risultato anomalo sia al Laboratorio Ufficiale incaricato del controllo in stabilimento che al Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale.

I certificati relativi alle prove (meccaniche) degli acciai devono riportare l'indicazione del marchio identificativo di cui al successivo punto 2.3.5., relativo a cura del Laboratorio incaricato dei controlli, sui campioni da sottoporre a prove. Ove i campioni fossero sprovvisti di tale marchio, oppure il marchio non dovesse rientrare fra quelli depositati presso il Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, dovrà essere riportata specifica annotazione sul certificato di prova.

### 2.3.3.3. *Prodotti provenienti dall'estero.*

Gli adempimenti di cui ai punti 2.3.3.1. e 2.3.3.2. si applicano anche ai prodotti provenienti dall'estero.

Per i prodotti provenienti da Paesi della Comunità economica europea nei quali sia in vigore una certificazione di idoneità tecnica riconosciuta dalle rispettive Autorità competenti, il produttore potrà, in alternativa a quanto previsto al primo comma, inoltrare al Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, domanda intesa ad ottenere il riconoscimento dell'equivalenza della procedura adottata nel Paese di origine, depositando contestualmente la relativa documentazione per i prodotti da fornire con il corrispondente marchio.

L'equivalenza della procedura di cui al precedente comma è sancita con decreto del Ministero dei lavori pubblici, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici.

### 2.3.4. REQUISITI.

Gli acciai possono essere forniti in rotoli (fili, trecce, trefoli), in bobine (trefoli), in fasci (barre).

I fili debbono essere forniti in rotoli di diametro tale che, all'atto dello svolgimento, allungati al suolo su un tratto di 10 m non presentino curvatura con freccia superiore a 400 mm; il produttore deve indicare il diametro minimo di avvolgimento.

Ciascun rotolo di filo liscio, ondulato o con impronte dovrà essere esente da saldature.

Sono ammesse le saldature di fili destinati alla fabbricazione di trecce e di trefoli se effettuate prima della trafilatura; per trefoli sono ammesse saldature anche durante l'operazione di cordatura purché tali saldature siano opportunamente distanziate e sfalsate.

#### 2.3.4.1. *Condizioni degli acciai all'atto della posa in opera.*

All'atto della posa in opera gli acciai devono presentarsi privi di ossidazione, corrosione, difetti superficiali visibili, pieghe.

È tollerata un'ossidazione che scompare totalmente mediante sfregamento con un panno asciutto.

Non è ammessa in cantiere alcuna operazione di raddrizzamento.

#### 2.3.4.2. *Prelievo dei saggi.*

I saggi destinati ai controlli non debbono essere avvolti con diametro inferiore a quello della bobina o rotolo di provenienza.

I saggi debbono essere prelevati con le lunghezze richieste dal Laboratorio Ufficiale di destinazione ed in numero sufficiente per eseguire eventuali prove di controllo successive.

I saggi debbono essere adeguatamente protetti nel trasporto.

### 2.3.5. MARCHIATURA PER IDENTIFICAZIONE.

Tutti i produttori di acciaio per armatura da precompressione debbono munire le loro forniture di un sigillo nelle legature contenente il marchio del produttore da cui risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, alle caratteristiche dell'acciaio.

A tali produttori è fatto obbligo di depositare il "marchio" presso il Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale.

### 2.3.6. CADUTE DI TENSIONE PER RILASSAMENTO.

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione per rilassamento a tempo infinito  $\Delta\sigma_{r\infty}$  ad una temperatura di 20 °C e per una tensione iniziale  $\sigma_{spi} = 0,75 f_{ptk}$  può assumersi pari ai seguenti valori:

tipo di armatura	$\Delta\sigma_{r\infty}$
Filo trafilato	0,15 $\sigma_{spi}$
Treccia	0,20 $\sigma_{spi}$
Trefolo	0,18 $\sigma_{spi}$
Barra laminata	0,12 $\sigma_{spi}$

Si ammette che, al variare della tensione iniziale, la caduta per rilassamento vari con legge parabolica e che il relativo diagramma, tracciato in funzione di  $\sigma_{spi}$ , abbia ordinata nulla e tangente orizzontale per  $\sigma_{spi} = 0,5 f_{ptk}$ .

La caduta a tempo infinito può altresì valutarsi partendo dalla media delle cadute misurate su almeno due campioni sottoposti a prove di rilassamento a 120 ore, applicando l'espressione:

$$\Delta\sigma_{r\infty} = 3 \Delta\sigma_{r120} + 0,03 (\sigma_{spi} - 0,5 f_{ptk})$$

(valida per  $\sigma_{spi} \geq 0,5 f_{ptk}$ )

Si opererà di regola con:

$$\sigma_{spi} = 0,75 f_{ptk}$$

e, in mancanza di più precisi dati sperimentali, si ammetterà che la caduta vari in funzione di  $\sigma_{spi}$  con la suddetta legge parabolica. Partendo dai risultati di prova a 120 ore non possono comunque assumersi cadute inferiori alla metà di quelle indicate nel precedente capoverso.

Per le barre si rispetterà comunque il limite  $\sigma_{spi} \leq 0,85 f_{pyk}$

Qualora si disponga di prove a lunga durata, la caduta per rilassamento a tempo infinito

$$\Delta\sigma_{r\infty} = \Delta\sigma_{rt} + C (\Delta\sigma_{rt} - \Delta\sigma_{r1000})$$

dove  $\Delta\sigma_{r1000}$  e  $\Delta\sigma_{rt}$  sono rispettivamente le cadute per rilassamento di catalogo per 1000 ore e per tempo  $t \geq 2000$  ore; C è un coefficiente dato dalla seguente tabella:

t in ore	C
2.000	9
5.000	3
10.000	1,5

Per tenere conto dell'influenza del valore della tensione iniziale si potrà sia operare per  $\sigma_{spi} = 0,75 f_{ptk}$  ed adottare la legge di variazione parabolica sopra indicata, sia operare sulle tre tensioni  $0,55 f_{ptk}$ ,  $0,65 f_{ptk}$ ,  $0,75 f_{ptk}$  e dedurne una legge di variazione sperimentale.

Il rilassamento di armature che subiscono un ciclo termico dopo la messa in tensione è opportuno venga valutato sperimentalmente.

## 3. COLLAUDO STATICO.

### 3.1. Prescrizioni generali.

Il collaudo di cui all'art. 7 della legge 5 novembre 1971, n. 1086, oltre al controllo del corretto adempimento delle prescrizioni formali di cui agli artt. 4, 6 e 9 della medesima legge, nonché dell'art. 5 ove il collaudo sia stato affidato in corso d'opera, dovrà comprendere i seguenti adempimenti tecnici:

- a) ispezione generale dell'opera nel suo complesso con particolare riguardo a quelle strutture o parti di strutture più significative da confrontare con i disegni esecutivi depositati in cantiere;
- b) esame dei certificati delle prove sui materiali, articolato:
  - nell'accertamento del numero dei prelievi effettuati e della sua conformità al presente decreto a quanto fissato dagli allegati dello stesso;
  - nel controllo che i risultati elaborati delle prove siano compatibili con i criteri di accettazione fissati nei sopraccitati allegati;

- c) esame dei certificati di cui ai punti 2.2.8.2. e 2.3.3.1.;
- d) controllo dei verbali delle eventuali prove di carico fatte eseguire dal direttore dei lavori;
- e) esame dell'impostazione generale della progettazione strutturale, degli schemi di calcolo e delle azioni considerate.

Inoltre, nell'ambito della propria discrezionalità, il collaudatore potrà richiedere:

- A) di effettuare quegli accertamenti utili per formarsi il convincimento della sicurezza dell'opera, quali:
  - prove di carico da eseguirsi secondo le modalità previste nel successivo punto 3.2.;
  - saggi diretti sui conglomerati con prelievi di campioni e controllo delle armature;
  - controlli non distruttivi sulle strutture;
- B) documentazioni integrative di progetto.

### **3.2. Prove di carico.**

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal collaudatore, rispetteranno le modalità sottoindicate, e non potranno avere luogo prima che sia stata raggiunta la resistenza che caratterizza la classe di conglomerato prevista e, in mancanza di precisi accertamenti al riguardo, non prima di 28 giorni dalla ultimazione del getto.

Il programma delle prove deve essere sottoposto al direttore dei lavori ed al progettista e reso noto al costruttore.

Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal collaudatore che se ne assume la piena responsabilità, mentre, per quanto riguarda la loro materiale attuazione e in particolare per le eventuali puntellazioni precauzionali, è responsabile il direttore dei lavori.

I carichi di prova devono essere, di regola, tali da indurre le sollecitazioni massime di esercizio per combinazioni rare. In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove devono essere convenientemente protratte nel tempo.

L'esito della prova potrà essere valutato sulla base dei seguenti elementi:

- le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;
- nel corso della prova non si siano prodotte lesioni, dissesti o deformazioni che compromettano la sicurezza o la conservazione dell'opera;
- la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive accertino che la struttura tenda ad un comportamento elastico;
- la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata.

Nel calcolo si terrà conto di quanto indicato al punto 2.1.3. e della eventuale presenza di microfessurazioni del calcestruzzo.

Quando le opere siano ultimate prima della nomina del collaudatore, le prove di carico possono essere eseguite dal direttore dei lavori, che ne redige verbale sottoscrivendolo assieme al costruttore. È facoltà del collaudatore controllare, far ripetere ed integrare le prove precedentemente eseguite.

## Sezione II Calcolo ed esecuzione

### 4. NORME DI CALCOLO.

#### 4.0. Generalità.

Le verifiche devono essere condotte sia nei riguardi degli stati limite di esercizio sia nei riguardi degli stati limite ultimi.

Per tener conto delle incertezze sui dati disponibili il metodo semi-probabilistico comporta l'assunzione di valori caratteristici sia per le resistenze dei materiali che per l'entità delle azioni. Essi sono: per le resistenze dei materiali i frattili di ordine 0,05 delle rispettive distribuzioni statistiche e si indicano con  $f_k$ ; per le azioni permanenti e la forza di pre-tensione i frattili di ordine 0,95 ovvero quelli di ordine 0,05 a seconda che i valori rilevanti ai fini della sicurezza siano quelli più elevati ovvero quelli più bassi; per le azioni variabili nel tempo i valori caratteristici sono associati ad idonei periodi di ritorno delle stesse in relazione al periodo di vita fissato per la struttura.

I valori caratteristici vengono poi trasformati in valori di calcolo mediante l'applicazione di opportuni coefficienti.

Si verifica quindi che gli effetti delle azioni di calcolo non superino quelli compatibili con lo stato limite considerato.

Le verifiche di cui ai successivi punti si applicano al c.a. ordinario, al cemento armato precompresso ed a quello parzialmente precompresso.

#### 4.0.1. AZIONI DI CALCOLO.

Si adotteranno le azioni di progetto, e relative combinazioni, indicate al punto 7 della Parte Generale.

#### 4.0.2. RESISTENZE DI CALCOLO.

Le resistenze di calcolo  $f_d$  si valutano mediante l'espressione

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

assumendo per il coefficiente  $\gamma_m$  i valori indicati nel prospetto 6-I.

In particolare la resistenza di calcolo del calcestruzzo  $f_{cd}$  risulta pari a:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{R_{ck} \cdot 0,83}{\gamma_c}$$

Prospetto 6-I

Stati limite	Acciaio $\gamma_s$	Calcestruzzo $\gamma_c$
Ultimi	1,15	1,5 per c.a.p. 1,6 per c.a. e c.a. con precompressione parziale
di esercizio	1,0	1,0

Per spessori minori di 5 cm il coefficiente  $\gamma_c$  va maggiorato del 25%.

### 4.1. Calcolo delle sollecitazioni.

#### 4.1.1. STRUTTURE COSTITUITE DA ELEMENTI MONODIMENSIONALI.

La determinazione delle sollecitazioni nelle strutture iperstatiche può effettuarsi a mezzo di:

- calcolo non lineare;
- calcolo elastico-lineare senza ridistribuzioni;
- calcolo elastico-lineare con ridistribuzioni.

##### 4.1.1.1. Calcolo non lineare.

Il calcolo allo stato limite ultimo deve essere effettuato per la combinazione di azioni più sfavorevole. Per tale situazione si immagina tuttavia convenzionalmente di raggiungere lo stato limite mediante un unico accrescimento proporzionale delle azioni applicate.

Le condizioni di compatibilità si esprimono di regola attribuendo a ciascuna sezione una legge momenti/curvature, ed integrando le curvature lungo l'asse degli elementi.

Le leggi momenti/curvature devono rappresentare in modo adeguato il comportamento a breve durata di elementi strutturali supposti costituiti da materiali aventi le resistenze  $f_k$  introdotte nel progetto.

Nei casi usuali si potrà anche procedere concentrando le rotazioni anelastiche nelle sezioni critiche.

Nel caso di elementi soggetti prevalentemente a flessione, si possono anche adottare schematizzazioni trilineari della legge momenti/rotazioni ( $M/\alpha$ ) di ciascuna sezione critica, rappresentando i tre lati le seguenti tre fasi:

- fase elastica lineare;
- fase fessurata;
- fase plastica.

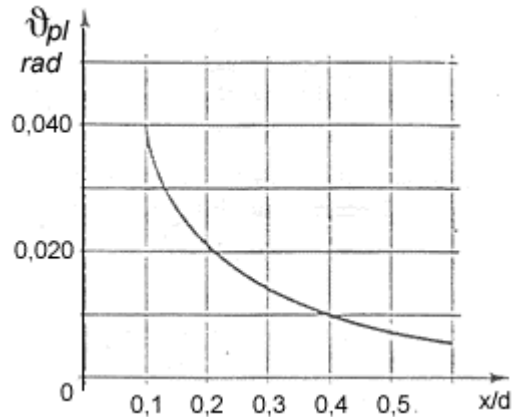


Fig. 1-I

La rotazione plastica  $\vartheta_{pl}$  da sopporre localizzata nella sezione critica, può dedursi dal precedente diagramma empirico (valido per sezioni rettangolari od a T), in funzione della posizione  $x/d$  dell'asse neutro a rottura.

#### 4.1.1.2. Calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni.

Il calcolo elastico lineare può essere utilizzato sia per gli stati limite di esercizio, sia per lo stato limite ultimo; in quest'ultimo caso occorre evitare situazioni di fragilità locale nella struttura. Ad esempio in elementi come quelli definiti nel terzo comma del punto 4.1.1.3. il rapporto  $x/d$  non deve, di regola, essere maggiore, nella sezione critica, di:

$$\frac{x}{d} = 0,45 \text{ per calcestruzzo di resistenza } f_{ck} \leq 35,$$

$$\frac{x}{d} = 0,35 \text{ per calcestruzzo di resistenza } f_{ck} > 35,$$

a meno di realizzare particolari disposizioni di armatura (ad esempio confinamento).

#### 4.1.1.3. Calcolo elastico lineare con ridistribuzioni.

Per la progettazione delle strutture a telaio di caratteristiche correnti si possono giustificatamente assumere in talune sezioni dei momenti  $\delta M_e$  ridotti, rispetto ai momenti  $M_e$ , derivanti dal calcolo elastico lineare, a condizione che nelle altre parti della struttura siano considerate le corrispondenti variazioni necessarie per garantire l'equilibrio.

Deve essere presa in conto l'eventuale influenza delle ridistribuzioni dei momenti su tutti gli aspetti del calcolo. Tali aspetti includono la flessione, il taglio, l'ancoraggio, le interruzioni delle armature e la fessurazione.

Nelle travi continue in cui il rapporto tra due luci adiacenti è inferiore a due, nelle travi di telai a nodi fissi e negli elementi soggetti prevalentemente a flessione una verifica esplicita della capacità di rotazione delle zone critiche può essere omessa purché vengano soddisfatte le condizioni sotto riportate:

- in presenza di calcestruzzo di resistenza non superiore a  $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \frac{x}{d}$$

- in presenza di calcestruzzo di resistenza superiore a  $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$

$$\delta \geq 0,56 + 1,25 \frac{x}{d}$$

Nei telai cui sono affidate rilevanti forze orizzontali non è consentita alcuna ridistribuzione senza controllo con calcolo non lineare.

#### 4.1.2. LASTRE PIANE.

La determinazione delle sollecitazioni nelle lastre piane soggette prevalentemente a forze perpendicolari al piano medio può effettuarsi a mezzo di:

- calcolo non lineare;
- calcolo elastico-lineare senza ridistribuzioni;
- calcolo elastico-lineare con ridistribuzioni;
- calcolo elasto-plastico o rigido-plastico.

##### 4.1.2.1. *Calcolo non lineare.*

Il procedimento di calcolo deve esprimere le condizioni di compatibilità della deformazione introducendo idealizzazioni delle leggi momenti/curvature o momenti/rotazioni che tengano adeguato conto della fessurazione.

Il calcolo può essere utilizzato sia per lo stato limite ultimo che per lo stato limite di esercizio.

##### 4.1.2.2. *Calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni.*

Il calcolo può essere utilizzato sia per lo stato limite ultimo sia per lo stato limite di esercizio.

##### 4.1.2.3. *Calcolo elastico lineare con ridistribuzioni.*

Il calcolo può essere utilizzato sia per lo stato limite ultimo, sia per lo stato limite di esercizio.

Nelle lastre continue si possono effettuare ridistribuzioni di momenti, rispetto al calcolo elastico lineare, fra le sezioni di appoggio e quelle di campata, nei limiti consentiti in 4.1.1.3., per gli elementi monodimensionali.

Agli effetti del controllo della duttilità, nel calcolo di  $x/d$  si deve prescindere dalla presenza di una eventuale armatura compressa.

##### 4.1.2.4. *Calcolo elasto-plastico o rigido-plastico.*

La teoria della plasticità può essere applicata per la verifica allo stato limite ultimo, sia per mezzo dei metodi statici che dei metodi cinematici.

Sempre per lo stato limite ultimo deve verificarsi la condizione di duttilità:

$$\frac{x}{d} \leq 0,25$$

prescindendo nel calcolo di  $x$  dalla presenza di una eventuale armatura compressa.

Per lo stato limite di esercizio si devono verificare le condizioni di cui al punto 4.3.1. per la fessurazione, e al punto 4.3.3. per le deformazioni; tali verifiche non potranno in nessun caso essere omesse.

## 4.2. Verifiche allo stato limite ultimo.

### 4.2.1. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI CHE PROVOCANO TENSIONI NORMALI (SFORZO NORMALE, FLESSIONE SEMPLICE E COMPOSTA).

#### 4.2.1.1. *Ipotesi di base.*

Le norme seguenti si applicano agli elementi con armature aderenti, monodimensionali a prevalente sviluppo lineare e, per quanto possibile, agli elementi bidimensionali.

Valgono le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- deformazione massima del calcestruzzo compresso pari a -0,0035 nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro reale, e variabile dal valore predetto a -0,002 quando l'asse neutro, esterno alla sezione, tende all'infinito;
- deformazione massima dell'armatura tesa (contata a partire dalla decompressione del calcestruzzo se si tratta di armature di precompressione) + 0,01.

#### 4.2.1.2. *Sicurezza.*

Nei casi di compressione o di pressoflessione, che non siano determinati da precompressione, vanno rispettate le seguenti prescrizioni:

- a) lo sforzo normale deve risultare minore di quello calcolato per compressioni centrate con una maggiorazione del 25% del coefficiente  $\gamma_c$ ;
- b) in ogni caso, per tenere conto delle incertezze sul punto di applicazione dei carichi si deve ipotizzare una eccentricità, prevista nella direzione più sfavorevole, da sommare a quella eventuale dei carichi e di entità pari

al maggiore dei due valori  $h/30$  e 20 mm, essendo  $h$  la dimensione nella direzione considerata per la eccentricità;

c) per elementi snelli, come definiti in 4.2.4., si devono effettuare le conseguenti verifiche.

#### 4.2.1.3. Diagrammi di calcolo tensioni-deformazioni del calcestruzzo.

Di norma si adotta il diagramma parabola rettangolo, rappresentato in figura 2-I, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa  $-0,002$ , l'estremità del segmento ha ascissa  $-0,0035$ . L'ordinata massima del diagramma è pari a  $0,85 f_{cd}$ .

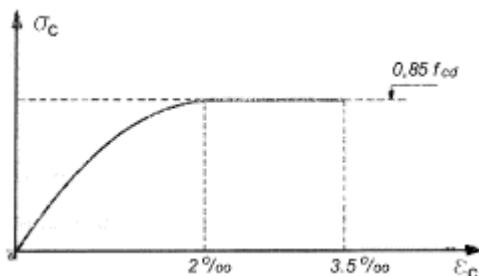


Fig. 2-I

Per la verifica locale delle sezioni, in alternativa al diagramma parabola rettangolo, la distribuzione delle compressioni può essere assunta uniforme con valori:

- $0,85 f_{cd}$  se la zona compressa presenta larghezza costante o crescente verso la fibra più compressa;
- $0,80 f_{cd}$  se la zona compressa presenta larghezza decrescente verso la medesima fibra;

sulle seguenti altezze, a partire dal lembo compresso:

- se  $x \leq h$ : altezza  $0,8 x$ ;
- se  $x > h$ : altezza  $\left( \frac{x - 0,8h}{x - 0,75h} \right) \cdot h$

Si potranno adottare altri diagrammi sforzi-deformazioni, a condizione che i risultati che con questi si ottengono siano in accordo con quelli derivanti dall'impiego del diagramma parabola rettangolo, o siano chiaramente giustificabili.

#### 4.2.1.4. Diagrammi di calcolo tensioni-deformazioni dell'acciaio.

Il diagramma di calcolo di un acciaio ordinario o di un acciaio per precompressione si deduce dal diagramma caratteristico effettuando un'affinità parallelamente alla tangente all'origine nel rapporto  $1/\gamma_s$ .

#### 4.2.1.5. Cerchiature.

Nelle strutture semplicemente compresse, armate con ferri longitudinali disposti lungo una circonferenza e racchiusi da una spirale di passo non maggiore di  $1/5$  del diametro del nucleo cerchiato, la resistenza allo stato limite ultimo si calcola sommando i contributi della sezione di calcestruzzo del nucleo, dell'acciaio longitudinale e di una sezione di armatura fittizia longitudinale di peso uguale a quello della spirale, maggiorando il coefficiente  $\gamma_c$  del 25% come prescritto al punto 4.2.1.2.

La resistenza globale così valutata non deve superare il doppio di quella del nucleo.

La sezione di armatura longitudinale non deve risultare inferiore alla metà di quella dell'armatura fittizia corrispondente alla spirale.

#### 4.2.1.6. Armature di precompressione non aderenti.

Se le armature di precompressione non sono aderenti al calcestruzzo si deve tener conto della riduzione di resistenza dovuta allo scorrimento relativo acciaio-conglomerato.

### 4.2.2. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI TAGLIANTI.

#### 4.2.2.1. Premessa.

Per le verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni taglianti gli elementi monodimensionali dotati di armature longitudinali determinate in base al punto 4.2.1. devono rispettare le prescrizioni di cui ai punti successivi.

#### 4.2.2.2. Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio.

È consentito l'impiego di elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio per solette, piastre e membrature a comportamento analogo, a condizione che detti elementi abbiano sufficiente capacità di ripartire i carichi trasversalmente.

##### 4.2.2.2.1. Verifica del conglomerato.

Il taglio di calcolo non deve superare il valore che, con riferimento alla resistenza a trazione di calcolo  $f_{ctd}$ , determina la formazione delle fessure oblique, tenendo conto, oltre che degli effetti dei carichi, di eventuali stati coattivi che favoriscano la formazione delle stesse fessure.

##### 4.2.2.2.2. Verifica dell'armatura longitudinale.

La verifica comporta la traslazione del diagramma del momento flettente lungo l'asse longitudinale nel verso che dà luogo ad un aumento del valore assoluto del momento flettente.

Le verifiche possono effettuarsi rispettando la condizione:

$$V_{Sdu} \leq 0,25 f_{ctd} \cdot r (1 + 50 \rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

con il seguente significato dei simboli:

$V_{sdu}$  = taglio sollecitante di calcolo allo stato limite ultimo;

$f_{ctd}$  = resistenza a trazione di calcolo;

$r$  =  $(1,6-d)$  con  $d$  espressa in metri e comunque  $d \leq 0,60$  m;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d}$  e comunque  $\rho_l \leq 0,02$

$b_w$  = larghezza della membratura resistente a taglio;

$d$  = altezza utile della sezione;

$\delta$  = 1 in assenza di sforzo normale;

$\delta$  = 0 in presenza di un apprezzabile sforzo normale di trazione;

$\delta = 1 + \frac{M_0}{M_{sdu}}$  in presenza di sforzo di compressione (o di precompressione);  $M_0$  è il momento di

decompressione riferito alla fibra estrema della sezione su cui agisce  $M_{sdu}$ ;  $M_{sdu}$  è il momento agente massimo di calcolo nella regione in cui si effettua la verifica a taglio, da assumersi almeno pari a  $M_0$ ;

$A_{sl}$  = area dell'armatura longitudinale di trazione ancorata al di là dell'intersezione dell'asse dell'armatura con una eventuale fessura a 45° che si inneschi nella sezione considerata (vedi figura 3-I).

#### 4.2.2.3. Elementi con armature trasversali resistenti al taglio.

La resistenza allo sforzo di taglio dell'elemento fessurato si calcola schematizzando la trave come un traliccio ideale di cui quello di Ritter-Mörsch rappresenta un modello semplificato. Gli elementi del traliccio resistenti a taglio sono le armature trasversali d'anima, funzionanti come aste di parete, e il conglomerato sia del corrente compresso che delle bielle d'anima.

Il traliccio è completato dall'armatura longitudinale.

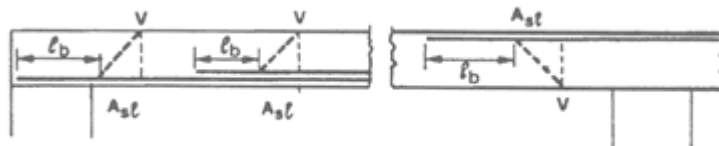


Fig. 3-I

per  $l_b$ , lunghezza di ancoraggio, vedasi punto 5.3.3.

##### 4.2.2.3.1. Verifica del conglomerato.

La verifica consiste nel confrontare il taglio di calcolo con una espressione cautelativa della resistenza a compressione delle bielle inclinate.

Nel caso in cui l'anima contenga barre pre-tese o cavi iniettati di diametro  $\varnothing > b_w/8$ , si dovrà assumere nel calcolo la larghezza nominale dell'anima:

$$b_{wn} = b_w - \frac{1}{2} \sum \varnothing$$

dove  $\sum \varnothing$  è calcolato al livello più sfavorevole.

Per la verifica del conglomerato compresso in direzione obliqua si potrà imporre:



$$V_{Sdu} \leq 0,30 f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

essendo  $f_{cd}$  la resistenza di calcolo a compressione.

L'espressione del taglio resistente riportata corrisponde al caso in cui l'armatura trasversale è costituita da staffe ortogonali alla linea media ( $\alpha = 90^\circ$ ).

Se le staffe sono inclinate ( $45^\circ \leq \alpha < 90^\circ$ ) il valore di calcolo del taglio resistente può essere assunto pari a:

$$0,30 f_{cd} \cdot b_w \cdot d (1 + \cot \alpha)$$

con limite superiore  $0,45 f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ .

Nel caso di barre rialzate la maggiorazione sopra indicata non è lecita.

#### 4.2.2.3.2. Verifica dell'armatura trasversale d'anima.

Il taglio di calcolo deve risultare inferiore od al limite uguale alla somma della resistenza della armatura d'anima e del contributo degli altri elementi del traliccio ideale. Comunque la resistenza di calcolo dell'armatura d'anima deve risultare non inferiore alla metà del taglio di calcolo.

L'armatura trasversale deve essere tale da verificare:

$$V_{Sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

in cui:

$$V_{cd} = 0,60 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{0,90 d}{s} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

In tali espressioni  $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,  $A_{sw}$  l'area dell'armatura trasversale posta all'interasse  $s$ ,  $\delta$  è un coefficiente che tiene conto della presenza di sforzo normale e che assume i valori:

$\delta = 1$  se, in presenza di sforzo normale di trazione, l'asse neutro taglia la sezione;

$\delta = 0$  se, in presenza di sforzo normale di trazione, l'asse neutro risulta esterno alla sezione;

$\delta = \left( 1 + \frac{M_0}{M_{Sdu}} \right)$  in presenza di sforzo di compressione, essendo  $M_0$  e  $M_{Sdu}$  definiti precedentemente.

Per le barre rialzate resistenti a taglio è consigliabile limitare la tensione di calcolo a  $0,8 f_{ywd}$ .

Particolare attenzione deve essere rivolta al dimensionamento di elementi sottoposti ad azioni di fatica per i quali può verificarsi la necessità che la resistenza di taglio di calcolo debba essere interamente affidata all'armatura d'anima.

#### 4.2.2.3.3. Verifica dell'armatura longitudinale.

La verifica comporta la traslazione del diagramma del momento flettente lungo l'asse longitudinale nel verso che dà luogo ad un aumento del valore assoluto del momento flettente.

In altri termini, l'armatura longitudinale deve essere dimensionata per resistere al momento sollecitante  $M_{Sdu}(V)$  pari a:

$$M_{Sdu}(V) = M_{Sdu} + V_{Sdu} \cdot a_1$$

con:  $a_1 = 0,9 d (1 - \cot \alpha)$  e comunque:  $a_1 \geq 0,2 d$

La lunghezza di ancoraggio delle barre deve essere computata a partire dal diagramma del momento  $M_{Sdu}$  traslato della quantità  $a_1$ .

Le verifiche di cui al precedente capoverso ed ai punti 4.2.2.3.1. e 4.2.2.3.2. sono relative ad una inclinazione delle bielle d'anima pari a  $45^\circ$ .

#### 4.2.2.4. Casi particolari.

##### 4.2.2.4.1. Componenti trasversali.

Nel caso di elementi ad altezza variabile o con cavi inclinati, il taglio di calcolo viene assunto pari a:

$$V_{rd} = V_d + V_{md} + V_{pd}$$

dove:

$V_d$  = taglio dei carichi esterni di calcolo;

$V_{md}$  = componenti di taglio dovute all'inclinazione dei lembi della membratura;

$V_{pd}$  = componente di taglio dovuta allo sforzo di precompressione di calcolo.

Le componenti  $V_{md}$  e  $V_{pd}$  dovranno essere sempre prese in conto se il loro effetto si somma a quello dei carichi.  $V_{md}$  non deve essere presa in conto se favorevole.

#### 4.2.2.4.2. Carichi in prossimità degli appoggi.

Il taglio all'appoggio determinato da carichi applicati alla distanza  $a_v \leq 2d$  dall'appoggio stesso si potrà ridurre nel rapporto  $a_v/2d$ , con l'osservanza delle seguenti prescrizioni:

- nel caso di appoggio di estremità, l'armatura di trazione necessaria nella sezione ove è applicato il carico più vicino all'appoggio sia prolungata e ancorata al di là dell'asse teorico di appoggio;
- nel caso di appoggio intermedio l'armatura di trazione all'appoggio sia prolungata sin dove necessario e comunque fino alla sezione ove è applicato il carico più lontano compreso nella zona con  $a_v \leq 2d$ .

Anche in questo caso con elementi ad altezza variabile l'eventuale componente  $V_{md}$  favorevole dovuta ai carichi compresi nel tratto  $a_v$  va assunta pari a zero.

#### 4.2.2.4.3. Carichi appesi o indiretti.

Se per particolari modalità di applicazione dei carichi gli sforzi degli elementi tesi del traliccio risultano incrementati, le armature dovranno essere all'uopo adeguate.

#### 4.2.2.5. Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati.

In corrispondenza dei pilastri e di carichi concentrati si verificherà la lastra al punzonamento allo stato limite ultimo.

In mancanza di una apposita armatura, la forza resistente al punzonamento assunta pari a:

$$F = 0,5 \cdot u \cdot h \cdot f_{ctd}$$

dove:

$h$  è lo spessore della lastra;

$u$  è il perimetro del contorno ottenuto dal contorno effettivo mediante una ripartizione a 45° fino al piano medio della lastra;

$f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione.

Nel caso in cui si disponga una apposita armatura, l'intero sforzo allo stato limite ultimo dovrà essere affidato all'armatura considerata lavorante alla sua resistenza di calcolo.

### 4.2.3. VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER SOLLECITAZIONI TORCENTI.

#### 4.2.3.1. Premessa.

Le norme che seguono si applicano agli elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o composta ad armature aderenti che abbiano sezione piena o cava in cui si possa ipotizzare un flusso anulare di tensioni tangenziali.

Per tali elementi si assume, come schema resistente, un traliccio tubolare isostatico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di conglomerato.

La sezione anulare fittizia resistente è definita dai seguenti parametri:

- spessore  $h_s = d_e/6$  essendo  $d_e$  il diametro del cerchio massimo inscritto nel poligono  $p_e$  avente per vertici i baricentri delle armature longitudinali;
- $B_e$  = area racchiusa dal poligono  $p_e$ ;
- $u_e$  = lunghezza del perimetro  $p_e$ .

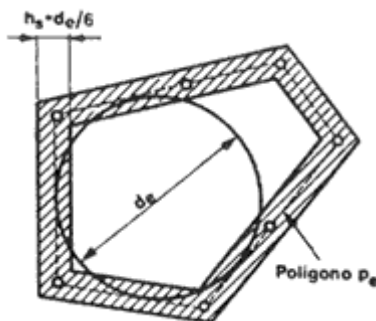


Fig. 4-I

Nel caso di sezione reale anulare, si adotterà lo spessore effettivo se questo risulta minore di  $h_s$ .

Nel caso di elementi che non corrispondono alle ipotesi formulate, quali gli elementi a pareti sottili a sezione aperta, dovranno utilizzarsi metodi di calcolo fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

La sollecitazione di torsione può essere trascurata, nel calcolo dello stato limite ultimo, quando rappresenta una sollecitazione secondaria e non essenziale all'equilibrio della struttura.

#### 4.2.3.2. Verifica della resistenza.

Il momento torcente di calcolo  $T_d$  deve risultare inferiore o al limite uguale ai valori del momento torcente resistente corrispondenti rispettivamente al cedimento della sezione anulare di calcestruzzo e al cedimento delle armature costituenti il traliccio.

Per la verifica delle bielle compresse si può adottare la relazione:

$$T_{Sdu} \leq \frac{1}{2} f_{cd} \cdot B_e \cdot h_s$$

essendo  $T_{Sdu}$  il momento torcente sollecitante ultimo.

Per la verifica delle armature si possono imporre le seguenti condizioni:

Staffe:

$$T_{Sdu} \leq \frac{A_{sw}}{s} 2 \cdot B_e \cdot f_{ywd}$$

con:

$A_{sw}$  = area della sezione di un braccio di una staffa;

$s$  = distanza fra due staffe successive;

$f_{ywd}$  = tensione di calcolo delle staffe.

Armature longitudinali:

$$T_{Sdu} \leq \frac{A_l}{u_e} 2 \cdot B_e \cdot f_{yld}$$

con:

$A_l$  = somma delle aree delle barre longitudinali;

$f_{yld}$  = tensione di calcolo delle armature longitudinali.

L'eventuale armatura di precompressione  $A_{p1}$  sarà presa in conto con una sezione equivalente:

$$A_{s1} = \frac{f_{plk}}{f_{ylk}} \cdot A_{p1}$$

*Sollecitazioni composte:*

Torsione, flessione e sforzo normale.

Le armature longitudinali di torsione calcolate come sopra indicato si sommano a quelle di flessione.

Nelle zone compresse possono essere diminuite proporzionalmente alla risultante di compressione.

Torsione e taglio.

Per la verifica delle bielle compresse sarà opportuno che risulti:

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rdu}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rdu}} \leq 1$$

nella quale relazione:

$$T_{Rdu} = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot B_e \cdot h_s$$

$$V_{Rdu} = 0,30 f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Il calcolo delle staffe può effettuarsi separatamente per la torsione e per il taglio avendo posto  $V_{cd}=0$ ; quindi si sommano le aree delle sezioni.

Le armature longitudinali si possono calcolare come indicato per la sollecitazione di torsione semplice.

#### 4.2.4. ELEMENTI SNELLI.

##### 4.2.4.1. Generalità.

Le norme che seguono riguardano gli effetti del secondo ordine nelle strutture costituite da elementi monodimensionali, dovuti a curvature della linea d'asse per pressoflessione. Sono pertanto esclusi gli effetti delle deformazioni dovute a taglio e torsione ed i fenomeni d'instabilità locali di pareti sottili e delle armature.

Nelle verifiche si devono considerare tutte le direzioni secondo le quali gli effetti del secondo ordine assumono influenza significativa.

#### 4.2.4.2. Limiti di snellezza.

Vengono considerati "snelli" i pilastri a sezione costante per i quali la snellezza massima valga:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \geq 60 \frac{1 + 15 \rho}{\sqrt{N_d / A_c}} = \lambda^*$$

con:

$\lambda$  = coefficiente di snellezza nella direzione considerata;

$l_0$  = lunghezza libera di inflessione rispettiva;

$i$  = raggio di inerzia rispettivo della sezione di conglomerato;

$\rho$  = rapporto geometrico dell'armatura longitudinale complessiva;

$A_c$  = sezione di conglomerato (in mm<sup>2</sup>);

$N_d$  = sforzo normale di calcolo valutato con le azioni di calcolo di cui al punto 7 della premessa (in N)

Snellezze superiori a  $3 \lambda^*$  sono da considerare con particolari cautele di progettazione e di calcolo.

#### 4.2.4.3. Azioni.

Dovranno essere prese in conto le azioni esterne di calcolo più sfavorevoli quali definite al punto 7 della premessa. Le combinazioni di carico saranno distinte in azioni di breve e di lunga durata.

#### 4.2.4.4. Incertezze geometriche.

Per strutture complesse si ipotizza una inclinazione non intenzionale pari a:

$$\tan \alpha = \frac{1}{150} \quad (\text{strutture ad un piano, ovvero caricate solo in sommità});$$

$$\tan \alpha = \frac{1}{200} \quad (\text{altre strutture}).$$

Per colonne singole, in alternativa a quanto sopra, si ipotizza una eccentricità non intenzionale della forza assiale, pari a:

$$e_n = \frac{l_0}{300} \quad (l_0 \text{ espresso in cm})$$

e comunque non inferiore a 2 cm.

Tali imperfezioni includono le eccentricità aggiuntive prescritte per la verifica delle sezioni a pressoflessione.

#### 4.2.4.5. Deformazioni viscosi.

Per la valutazione degli effetti del secondo ordine dovuti alla deformazione viscosa prodotta dalle azioni permanenti e quasi permanenti si attribuiscono a tali azioni i loro valori caratteristici maggiorati con coefficiente  $\gamma_n=1,15$ .

#### 4.2.4.6. Verifica delle strutture complesse (telai a nodi spostabili, strutture con sforzo normale o sezione variabile, ecc.).

La verifica consiste, a seconda dei casi, nel controllare che non si raggiunga una divergenza d'equilibrio d'insieme o locale, e che le sollecitazioni prodotte dalle azioni esterne di calcolo siano inferiori alle resistenze ultime delle sezioni.

La verifica del comportamento globale deve essere seguita da quelle delle singole colonne tenendo conto delle sollecitazioni supplementari indotte dagli effetti della deformazione della struttura.

Per i telai a maglia rettangolare è ammesso il metodo iterativo  $P-\Delta$  che sostituisce ai momenti del secondo ordine quelli prodotti da forze orizzontali equivalenti di piano.

#### 4.2.4.7. Telai a nodi fissi.

Per i telai che si possono ritenere a nodi fissi è sufficiente la verifica all'instabilità locale delle singole colonne, assumendo la lunghezza libera pari all'interpiano.

In assenza di una valutazione diretta più precisa si può ammettere che gli spostamenti orizzontali dei nodi siano trascurabili qualora sia verificata la condizione:

$$H \sqrt{\frac{N}{E_c J}} \leq 0,6 \quad \text{per } n \geq 4$$

$$\leq 0,2 + 0,1 n \quad \text{per } n \leq 3$$

essendo:

$H$  = altezza totale del telaio;  
 $E_c J$  = somma delle rigidezze dei nuclei di controventamento (circa costante sull'altezza);  
 $N$  = somma dei carichi verticali di esercizio per combinazioni rare;  
 $n$  = numero dei piani.

#### 4.2.4.8. Colonne singole.

Nel calcolo allo stato limite ultimo di colonne isostatiche a sezione e sforzo normali costanti possono adottarsi le ulteriori semplificazioni di cui ai punti 4.2.4.8.1., 4.2.4.8.2. e 4.2.4.8.3.; esse possono estendersi anche a colonne per le quali si possa ammettere che la posizione dei punti di flesso non vari col carico.

Nei pilastri con nodi fissi e distribuzione lineare di momenti flettenti del primo ordine, si può verificare la sezione critica con un momento del primo ordine di calcolo corrispondente a:

$$M_{ld} = N_d \cdot c'$$

con  $c' = 0,6 c_2 + 0,4 c_1$  ( $\geq |0,4 c_2|$ ) essendo  $c_1$  e  $c_2$  eccentricità del primo ordine all'estremità dell'asta

ed  $|c_2| \geq |c_1|$

al quale va sommato il momento del secondo ordine pari a  $M_2 = N_d \cdot \delta$  essendo  $\delta$  definito in 4.2.4.8.1.

Se risulta  $c_1 > c' + \delta$ , dovrà essere anche verificata la sezione soggetta alla eccentricità  $c_1$  senza effetti del secondo ordine.

**4.2.4.8.1. Espressione approssimata della freccia.** Quando la sezione critica del modo di deformazione del second'ordine è anche la più sollecitata a flessione nel primo ordine, si può impiegare l'espressione seguente per la freccia massima:

$$\delta = \left(\frac{1}{r}\right) \cdot \frac{l_0^2}{10}$$

con  $\left(\frac{1}{r}\right)$  curvatura effettiva della sezione critica.

**4.2.4.8.2. Procedimento della colonna modello.** È ammesso di valutare gli effetti del secondo ordine quali si verificano in una colonna definita "colonna modello": una colonna soggetta a sforzo normale costante, in condizioni per cui sia esatta l'espressione di  $\delta$  data al punto 4.2.4.8.1.

Detto  $M_{Rd}$  il momento resistente di calcolo della sezione critica si individua  $M_{1Rd}$ , momento resistente del primo ordine disponibile per l'assorbimento della sollecitazione di calcolo, là dove la differenza fra l'ordinata della curva  $M_{Rd} - 1/r$ , tracciata per lo sforzo normale agente di calcolo  $N_d$  e quella della retta rappresentativa dell'effetto del secondo ordine

$N_d \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{10}$  raggiunge il suo massimo valore.

**4.2.4.8.3. Metodo diretto dello stato di equilibrio.** Si controlla che esista uno stato di deformazione della sezione critica tale che, detti  $M_i$  e  $N_i$  le risultanti di momento flettente e di sforzo normale dello stato di tensione corrispondente ed  $e_i$  l'eccentricità pari a  $\frac{M_i}{N_i}$ , risulti:

$$\begin{aligned}
 e_i &\geq e_d \\
 N_i &\geq N_d \\
 \text{con } e_d &= \frac{M_d}{N_d}
 \end{aligned}$$

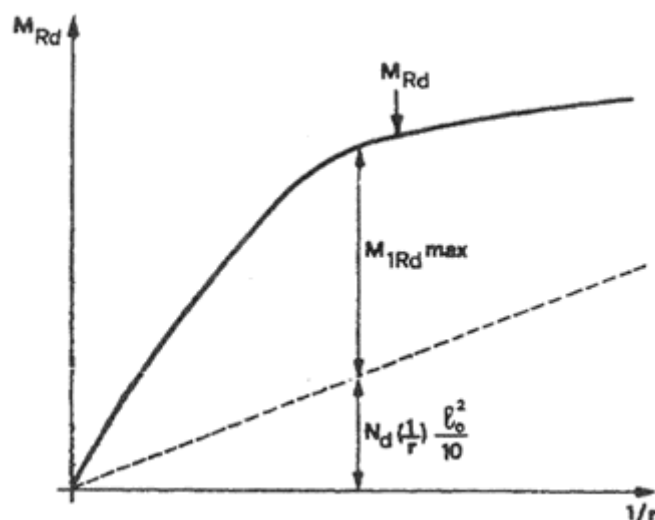


Fig. 5-I

### 4.3. Verifiche allo stato limite di esercizio.

#### 4.3.1. STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.

##### 4.3.1.1. Finalità.

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture è necessario:

- prefissare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali e di sollecitazione nonché alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- realizzare un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buone qualità e compattezza;
- tenere conto delle esigenze estetiche.

##### 4.3.1.2. Definizione degli stati limite di fessurazione.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale nella fibra considerata è pari a zero;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra considerata è uguale al frattile inferiore della resistenza a trazione oppure:

$$\begin{aligned} f_{ctk} &= 0,7 f_{ctm} \\ f_{ck} &= 0,7 f_{cm} \end{aligned}$$

- stato limite di apertura delle fessure nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore caratteristico di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari a un valore nominale prefissato.

I valori nominali ai quali si riferiscono le successive prescrizioni sono:

$$\begin{aligned} w_1 &= 0,1 \text{ mm} \\ w_2 &= 0,2 \text{ mm} \\ w_3 &= 0,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

##### 4.3.1.3. Combinazioni di azioni.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni (Cfr 4.0.1.):

- azioni quasi permanenti;
- azioni frequenti;
- azioni rare.

##### 4.3.1.4. Condizioni ambientali.

Si individuano i seguenti ambienti in cui può trovarsi la struttura:

- poco aggressivo, caratterizzato da umidità relativa non elevata o da umidità relativa elevata per brevi periodi;
- moderatamente aggressivo, caratterizzato da elevata umidità relativa in assenza di vapori corrosivi;
- molto aggressivo, caratterizzato da presenza di liquidi o di aeriformi particolarmente corrosivi.

#### 4.3.1.5. Sensibilità delle armature alla corrosione.

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai temprati, non rinvenuti, di qualunque diametro e gli acciai incruditi a freddo soggetti a tensioni permanenti superiori a 390 N/mm<sup>2</sup>.

Appartengono al secondo gruppo le altre armature e quelle adeguatamente protette.

Nel caso della precompressione parziale, i due gruppi di armature sono, in generale, entrambi presenti (sezione ad armatura mista).

#### 4.3.1.6. Scelta degli stati limite di fessurazione.

Nel prospetto 7-I sono indicati i criteri di scelta dello stato limite con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Nel caso della precompressione parziale è richiesta la verifica allo stato limite di decompressione per la combinazione di azioni quasi permanente e la verifica allo stato limite di apertura delle fessure per le combinazioni di azioni frequente e rara.

L'impiego della precompressione parziale, a causa della fessurazione della sezione in condizioni di servizio, è soggetto a particolari limitazioni, nel seguito specificate.

Prospetto 7-I

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambiente	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
a	Poco aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	decomp. o ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Moderatamente aggressivo	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressivo	rara	ap. fessure e formaz. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		frequente	decompress.	—	ap. fessure	$\leq w_1$

$w_k$  è definito al punto 4.3.1.7.1.3  $w_1$ ,  $w_2$ ,  $w_3$  sono definiti al punto 4.3.4.2.

#### 4.3.1.7. Verifiche allo stato limite di fessurazione.

##### 4.3.1.7.1. Verifiche allo stato limite per sollecitazioni che provocano tensioni normali.

**4.3.1.7.1.1. Stato limite di decompressione.** Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata. (Il coefficiente di omogeneizzazione è definito al punto 4.3.4.1.).

Nel caso della precompressione parziale la sezione deve risultare totalmente compressa per la combinazione di azioni quasi permanente e, comunque, per il carico permanente più il 10% dei carichi variabili disposti nel modo più sfavorevole.

**4.3.1.7.1.2. Stato limite di formazione delle fessure.** Valgono i criteri di calcolo di cui al punto 4.3.1.7.1.1.

**4.3.1.7.1.3. Stato limite di apertura delle fessure.** La zona di efficacia dell'armatura è legata alle condizioni di lavoro dell'elemento strutturale ed alla sua conformazione.

Il valore caratteristico di apertura delle fessure nella zona di efficacia delle armature non deve superare il valore prefissato al punto 4.3.1.6.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_k = 1,7 w_m$$

in cui  $w_m$  che rappresenta il valore medio dell'apertura calcolata in base alla deformazione media  $\epsilon_{sm}$  del tratto  $s_{rm}$  pari alla distanza media fra le fessure, sia:

$$w_m = \epsilon_{sm} \cdot s_{rm}$$

I criteri indicati si applicano anche al calcolo delle aperture delle fessure provocate da stati di coazione ed alla verifica delle condizioni di fessurazione dell'anima delle travi alte.

Nel caso della precompressione parziale, poiché l'armatura è mista, in parte sensibile ed in parte poco sensibile, il calcolo dell'ampiezza delle lesioni si effettua al livello delle armature non pretese e con la tensione presente in queste ultime, ma i valori delle ampiezze ammissibili devono essere quelli relativi alle armature sensibili secondo quanto prescritto nel prospetto 7-I.

#### 4.3.2. STATO LIMITE DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO.

1) Cemento armato normale.

*Tensioni di compressione del calcestruzzo.*

Per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente aggressivo, gruppo c del Prospetto 7-I, devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazioni di carico rara:  $0,50 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ .

Particolare attenzione nella limitazione delle tensioni in esercizio va rivolta ai casi in cui si riconosca l'esistenza di una particolare incertezza del modello strutturale adottato e/o quando sussista una significativa alternanza delle sollecitazioni in esercizio nella medesima sezione, anche se le strutture sono riferite ai gruppi *a* o *b* del Prospetto 7-I.

Del pari particolare attenzione si deve porre nella limitazione delle tensioni in esercizio per sollecitazione di pressoflessione con prevalenza di sforzo normale per la conseguente limitata duttilità.

Per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente dei gruppi *a*, *b* del Prospetto 7-I, devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico rara:  $0,60 f_{ck}$ ;
- per combinazione di carico quasi permanente:  $0,45 f_{ck}$ .

*Tensioni di trazione nell'acciaio.*

Per le armature ordinarie la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carichi rara non deve superare  $0,70 f_{yk}$ .

2) Cemento armato precompresso.

Le tensioni limite nel calcestruzzo e nell'acciaio sono riportate al capitolo 4.3.4.

##### 4.3.2.1. Metodi per il calcolo delle tensioni.

Nel calcolo delle tensioni è necessario considerare, se del caso, oltre agli effetti dei carichi anche quelli delle variazioni termiche, della viscosità, del ritiro, e delle deformazioni imposte aventi altre origini.

Le tensioni debbono essere calcolate adottando le proprietà geometriche della sezione corrispondente alla condizione non fessurata oppure a quella completamente fessurata, a seconda dei casi.

Deve, di regola, essere assunto lo stato fessurato se la massima tensione di trazione nel calcestruzzo calcolata in sezione non fessurata sotto la combinazione di carico rara supera  $f_{ctm}$ .

Quando si adotta una sezione non fessurata, si considera attiva l'intera sezione di calcestruzzo, e si considerano in campo elastico sia a trazione che a compressione il calcestruzzo e l'acciaio.

Quando si adotta la sezione fessurata, il calcestruzzo può essere considerato elastico in compressione, ma incapace di sostenere alcuna trazione (nel calcolo delle tensioni secondo le presenti regole non va di norma tenuto conto - nelle verifiche locali - dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso dopo fessurazione).

In via semplificativa si può assumere il comportamento elastico-lineare e per le armature il coefficiente di omogeneizzazione con il valore convenzionale  $n = 15$ .

##### 4.3.2.3. Fenomeni di fatica: verifica delle armature.

In presenza di sollecitazioni che possano indurre fenomeni di fatica, se le tensioni di esercizio rientrano nella seguente limitazione

$$\sigma_{\min} < \frac{2}{3} \sigma_{\max}$$

le tensioni limite vengono ridotte secondo l'espressione:

$$\bar{\sigma}_s = 0,75 \sigma_s \left( 1 + 0,5 \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} \right)$$

dove  $\sigma_s$  è la tensione limite dell'armatura in esercizio (v. 4.3.2.).



#### 4.3.3. STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE.

##### 4.3.3.1. Generalità.

La verifica allo stato limite di deformazione consiste nel controllare che la deformazione sia:

- compatibile con la funzionalità dell'opera per tutte le condizioni d'impiego previste;
- convenientemente limitata in modo da evitare danni alle sovrastrutture adiacenti.

La deformazione istantanea deve essere verificata per le combinazioni di azioni rare di cui al punto 4.3.1.3.

La deformazione a lungo termine deve essere verificata in presenza dei carichi permanenti e quasi permanenti.

Il calcolo delle eventuali controfrecce si effettua in presenza delle sole azioni permanenti e quasi permanenti, adottando i valori medi dei parametri caratterizzanti il comportamento dei materiali.

##### 4.3.3.2. Calcolo delle deformazioni.

Il calcolo della deformazione flessionale si effettua di norma mediante integrazione delle curvature tenendo conto, se del caso, degli effetti del ritiro e della viscosità.

Per il calcolo delle deformazioni flessionali si considera lo stato I non fessurato (sezione interamente reagente) per tutte le parti di struttura nelle quali, nelle condizioni di carico considerate, le tensioni di trazione non superano la resistenza a trazione; per le altre parti di struttura si fa riferimento allo stato II, fessurato, considerando l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso fra le fessure.

##### 4.3.3.3. Rapporti di snellezza limite.

Per travi a sezione rettangolare o assimilabili e per luci fino a 10 m, qualora la verifica allo stato limite ultimo sia effettuata con calcolo non lineare o con calcolo lineare, escludendo quindi il calcolo rigido plastico, si potrà omettere la verifica allo stato limite di deformazione purché i rapporti  $l/h$  ( $l$  = luce,  $h$  = altezza totale) risultino inferiori o uguali ai valori di cui al prospetto 8-I.

Prospetto 8-I

Condizioni di vincolo	$l/h$
Travi a sbalzo	7
Travi e piastre semplicemente appoggiate	20
Travi continue, piastre incastrate	26

Le indicazioni di cui sopra valgono anche per le piastre rettangolari, essendo in tal caso  $l$  la luce minore.

Per elementi precompressi i rapporti del precedente prospetto possono essere moltiplicati per il fattore 1,3.

Nel caso in cui gli elementi siano destinati a portare pareti divisorie dovrà altresì essere verificato il rispetto delle seguenti condizioni:

$$\text{per travi appoggiate} \quad \frac{l}{h} \leq \frac{120}{l}$$

$$\text{per travi continue} \quad \frac{l}{h} \leq \frac{150}{l}$$

( $l$  e  $h$  espressi in metri)

#### 4.3.4. NORME SPECIFICHE DI CALCOLO PER IL CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO.

##### 4.3.4.1. Generalità.

Il calcolo delle tensioni va effettuato considerando le combinazioni più sfavorevoli della precompressione, nei suoi diversi stadi, e delle diverse condizioni di carico corrispondenti alle successive fasi di costruzione e di esercizio per combinazioni rare.

Di norma sono ammesse limitate tensioni di trazione di origine flessionale per le combinazioni di esercizio per le combinazioni rare più sfavorevoli.

È ammessa anche la precompressione parziale, con conseguente parzializzazione della sezione di conglomerato, con la esclusione dell'apporto delle tensioni di trazione nel conglomerato in esercizio per combinazioni rare e con le limitazioni di cui ai punti successivi.

Nel computo delle caratteristiche geometriche delle sezioni vanno detratti gli eventuali vuoti per il passaggio dei cavi, quando complessivamente superino il 2% della sezione del conglomerato.

Nelle strutture a cavi non ancora iniettati si considera come resistente la sezione di conglomerato depurata dei fori; nelle strutture a cavi iniettati si può considerare collaborante l'armatura di precompressione con coefficiente di omogeneizzazione uguale a 6.

I procedimenti di calcolo relativi alle condizioni di esercizio devono essere condotti nell'ipotesi di elasticità dei materiali, valutando peraltro gli effetti delle cadute di tensione per deformazioni lente.

Quando si eserciti la precompressione su una struttura vincolata in modo che ne risulti ostacolata la libera deformazione va tenuto conto dello stato di sollecitazione derivante dalle reazioni di iperstaticità.

Nel calcolo delle reazioni iperstatiche si dovrà generalmente tener conto della variazione che lo sforzo di pre-tensione subisce lungo l'asse geometrico per effetto dell'attrito.

Nelle strutture ad armatura post-tesa la tensione iniziale nella sezione generica viene calcolata deducendo dalla tensione al martinetto le perdite per attrito lungo il cavo e per l'eventuale rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili bloccati (da non considerarsi nel computo di  $\sigma_{spi}$  di cui al punto 2.3.6.). Si dovrà tener conto altresì dell'effetto mutuo fra i cavi tesi successivamente indotto dalla deformazione elastica della struttura. Nelle strutture ad armatura pre-tesa va considerata la caduta di tensione per deformazione elastica.

Successivamente si valuteranno gli effetti delle deformazioni lente:

- ritiro;
- "fluage" del conglomerato;
- rilassamento dell'acciaio.

Le cadute legate alle condizioni di sollecitazione del conglomerato e dell'acciaio vanno valutate suddividendo idealmente la struttura in tronchi e considerando lo stato di tensione ivi agente nei due materiali.

Nelle strutture eseguite e precomprese in più fasi le cadute per deformazione lenta vanno valutate in ciascuna fase, con riguardo alle caratteristiche geometriche, ai carichi esterni ed alla precompressione presenti in tali fasi.

Nelle strutture miste, quando si eseguono getti successivi, va tenuto conto, almeno in via approssimata, degli sforzi prodotti dalla differenza delle deformazioni lente del conglomerato delle parti solidarizzate.

Nel caso della precompressione parziale, per la presenza di notevoli quantitativi di armatura ordinaria si potrà tenere conto dell'effetto dovuto alla migrazione delle tensioni di compressione dal conglomerato cementizio alle armature ordinarie.

Per le strutture staticamente indeterminate, quando vengono operate variazioni dello schema strutturale (es. cerniere provvisorie) va tenuto conto delle variazioni delle reazioni vincolari conseguenti alle deformazioni lente, con particolare riferimento all'età dei getti.

La documentazione tecnica relativa ai tipi degli ancoraggi per armature da c.a.p., dovrà essere depositata presso il Ministero dei lavori pubblici, Servizio tecnico centrale, a cura delle ditte produttrici e dovrà comprovare la efficienza degli ancoraggi stessi.

#### 4.3.4.2. Effetti dell'attrito.

Il calcolo degli effetti dell'attrito si può effettuare come segue: la tensione  $\sigma_{p0}$  applicata all'estremità del cavo, a causa dell'attrito, risulta, alla distanza  $x$ , ridotta al valore  $\sigma_{px}$  dato dalla relazione:

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} e^{-f(\alpha+\beta x)}$$

nella quale:

$f$  è il coefficiente di attrito dipendente dalle caratteristiche delle superfici del cavo e dell'alloggiamento che si trovano a contatto;

$\alpha$  è la somma dei valori assoluti delle deviazioni angolari di progetto del cavo comprese nel tratto di lunghezza  $x$ , espresse in radianti; nel caso di deviazioni altimetriche e planimetriche concomitanti, i relativi angoli saranno composti geometricamente;

$\beta$  rappresenta la deviazione angolare convenzionale del cavo, espressa in rad/m, che tiene conto degli inevitabili contatti accidentali che, anche nel caso di cavo rettilineo correttamente realizzato, si verificano fra i vari elementi del cavo, l'alloggiamento e gli eventuali dispositivi distanziatori.

Salvo il caso di determinazione sperimentale, si adotteranno per  $f$  e  $\beta$  i valori seguenti, validi nell'ipotesi che le armature siano prive di ossidazione:

- cavo su calcestruzzo liscio:  $f = 0,5$ ;
- cavo in guaina metallica:  $f = 0,3$ ;
- $\beta = 0,01$  rad/m.

Quando  $f(\alpha+\beta x)$  risulta minore di 0,25, per il calcolo di  $\sigma_{px}$  si potrà adottare lo sviluppo in serie della formula esponenziale limitato al secondo termine:

$$\sigma_{px} = \sigma_{p0} [ 1 - f(\alpha + \beta x) ]$$

Nel caso illustrato in figura si ha, nell'ambito dell'approssimazione predetta, supponendo di applicare in A la tensione  $\sigma_{pA}$ :

$$\begin{aligned}\sigma_{pB} &= \sigma_{pA} \left[ 1 - f(\alpha_1 + \beta l_1) \right] \\ \sigma_{pC} &= \sigma_{pB} \left( 1 - f \beta l_2 \right) \\ \sigma_{pD} &= \sigma_{pC} \left( 1 - f \beta l_3 \right) \\ \sigma_{pE} &= \sigma_{pD} \left[ 1 - f(\alpha_2 + \beta l_4) \right]\end{aligned}$$

Stabilita così la legge di variazione della tensione lungo il cavo, se ne può dedurre l'allungamento da ottenere in A suddividendo il cavo in tronchi, calcolando in ciascun tronco la tensione media e deducendo il corrispondente allungamento unitario del diagramma sforzi-allungamenti dell'acciaio.

L'assestamento iniziale del cavo deve essere valutato sperimentalmente. In taluni casi, quando il cavo non venga preventivamente confezionato, questo effetto può assumere particolare importanza: la sua valutazione può essere eseguita iniziando la misura degli allungamenti a partire da una tensione sufficientemente elevata ed estrapolando fino all'asse delle deformazioni la legge sforzi-allungamenti rilevata a partire da tale prima lettura.

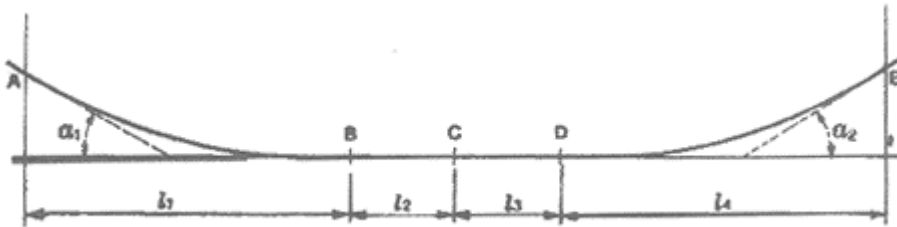


Fig. 6-I

#### 4.3.4.3. Interdipendenza fra ritiro, viscosità e rilassamento.

Per tener conto dell'influenza reciproca fra le cadute di tensione per ritiro "fluage" del calcestruzzo, indicate globalmente con la notazione  $\Delta\sigma_{ssf}$  e la caduta per rilassamento  $\Delta\sigma_{r\infty}$  valutata secondo le prescrizioni di cui al punto 2.3.6, quest'ultima può essere ridotta al valore  $\Delta'\sigma_{r\infty}$  desunto dalla espressione:

$$\Delta'\sigma_{r\infty} = \Delta\sigma_{r\infty} \left( 1 - \frac{2.5 \Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right)$$

La riduzione si applica alla sola frazione del rilassamento che avviene dopo l'applicazione dello stato di coazione al conglomerato. Tale avvertenza assume particolare importanza nel caso di maturazione a vapore.

In nessun caso la caduta per rilassamento a tempo infinito  $\Delta\sigma_{r\infty}$  corrispondente ad una tensione iniziale pari a  $0,75 f_{ptk}$  e ad una temperatura di  $20^\circ\text{C}$  potrà essere assunta inferiore a  $0,04 \sigma_{spi}$ . Per altri valori della tensione iniziale vale la legge di variazione parabolica indicata al punto 2.3.6.

#### 4.3.4.4. Ritaratura.

Tenuto presente quanto stabilito al punto 6.2.4.2. circa la protezione delle armature, quando si procede alla ritaratura delle tensioni, le cadute per ritiro e viscosità del conglomerato e rilassamento dell'acciaio possono essere ridotte fino ai seguenti valori:

a) effetto del ritiro e della viscosità del conglomerato:

$$\Delta r = 15\% \quad \text{per } \Delta t \geq 60 \text{ giorni}$$

b) effetto del rilassamento dell'acciaio:

$$\Delta r = 30\% \quad \text{per } \Delta t \geq 28 \text{ giorni}$$

essendo:

$\Delta r$  = coefficiente di riduzione;

$\Delta t$  = intervallo di ritaratura.

In ogni caso vale la limitazione di cui al punto 4.3.4.3.

#### 4.3.4.5. Tensioni di esercizio nel conglomerato.

Le tensioni normali di esercizio non devono superare a compressione i seguenti valori limite:

- a) - in ambienti poco aggressivo e moderatamente aggressivo (gruppi *a, b* del Prospetto 7-I):
  - per combinazione di carico rara:  $0,60 f_{ck}$ ;
  - combinazione di carico quasi permanente:  $0,45 f_{ck}$ .
- b) - in ambiente molto aggressivo (gruppo *c* del Prospetto 7-I)
  - per combinazione di carico rara:  $0,50 f_{ck}$
  - combinazione di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ .

Per ambienti poco o moderatamente aggressivi (gruppi *a, b* del Prospetto 7-I) sono ammesse tensioni di trazione in combinazioni rare al massimo uguali a  $0,07 f_{ck}$ , a condizione che nella zona siano disposte armature sussidiarie di acciaio ad aderenza migliorata, opportunamente diffuse, in misura tale che il prodotto della loro sezione complessiva, per il tasso convenzionale di  $175 \text{ N/mm}^2$ , corrisponda all'intero sforzo di trazione calcolato a sezione interamente reagente.

Per le travi ad armatura pre-tesa sono ammesse tensioni di trazione in combinazioni rare fino a  $0,03 f_{ck}$ , senza aggiunta di armatura sussidiaria, purché l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nelle zone soggette a trazione.

Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali limite di esercizio su riportate sono ridotte del 30%.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi nei seguenti casi:

- a) quando la fessurazione in esercizio per combinazioni rare compromette la funzionalità della struttura;
- b) in tutte le strutture sotto l'azione del solo carico permanente (peso proprio e sovraccarico permanente), ove il sovraccarico variabile possa incrementare le trazioni;
- c) nelle strutture site in ambiente aggressivo (gruppo *c* del Prospetto 7-I);
- d) nelle strutture costruite per conci prefabbricati, nelle quali non si possa sperimentalmente dimostrare che il giunto dispone di una resistenza a trazione almeno equivalente a quella della zona corrente.

Nel caso della precompressione parziale le tensioni del conglomerato compresso e delle armature ordinarie sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato, come nelle sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato normale.

Non è ammessa precompressione parziale nei casi a), c) e d) sopra elencati.

#### 4.3.4.6. Tensioni iniziali nel conglomerato.

All'atto della precompressione le tensioni non debbono superare a compressione il valore di  $\bar{\sigma}_c = 0,60 f_{ckj}$  essendo  $f_{ckj}$  la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a *j* giorni di stagionatura.

Sono ammesse tensioni di trazione  $\bar{\sigma}_c = 0,10 f_{ckj}$  fermo restando l'obbligo specificato al punto 4.3.4.5. di disporre armature metalliche come ivi indicato, ma proporzionate al tasso convenzionale massimo di  $215 \text{ N/mm}^2$ . Nelle travi ad armature pretese sono ammesse tensioni di trazione iniziali pari a  $0,05 f_{ckj}$  senza aggiunta di armatura sussidiaria purché l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nella zona soggetta a trazione. Per spessori minori di 5 cm le tensioni normali iniziali sono ridotte del 30%. Qualora si ammettano tensioni iniziali elevate si dovrà considerare il rischio che le controfrece assumano nel tempo valori eccessivi.

In fasi intermedie e transitorie della costruzione è consentito superare nel conglomerato il limite a trazione innanzi stabilito purché le fasi successive provochino l'annullamento dello stato di trazione.

In tali condizioni dovrà considerarsi la parzializzazione della sezione durante la predetta fase transitoria e le armature, disposte come precisato al punto 4.3.4.5., dovranno verificarsi in conformità alle norme e prescrizioni valide per le sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato normale. La resistenza a trazione del conglomerato nelle zone virtualmente fessurate non potrà tenersi in conto nelle verifiche a taglio e nella eventuale verifica a fessurazione.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\frac{f_{ckj}}{1,1}$$

Quando la testata della trave sia prefabbricata in conglomerato,  $f_{ckj}$  rappresenta la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato della testata medesima. In tal caso si controllerà inoltre che la pressione di contatto sotto la testata prefabbricata, valutata nell'ipotesi di distribuzione uniforme con diffusione a  $45^\circ$  attraverso la testata, rispetti la limitazione precedente.

Qualora gli apparecchi di ancoraggio non siano applicati sulla superficie del conglomerato, ma incassati nel corpo della trave, nella valutazione della pressione trasmessa si può tener conto anche della diffusione della forza per attrito laterale lungo le superfici dell'apparecchio: tale contributo, tanto maggiore quanto maggiore è l'aderenza assicurata dalla scabrosità delle superfici laterali dell'apparecchio, non dovrà, sotto le migliori condizioni, superare il limite massimo del 50% dello sforzo totale.

Qualora le zone di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

Verifiche locali dovranno eseguirsi per gli ancoraggi fissi annegati.

#### 4.3.4.7. Travi a conci.

Nelle travi a conci con giunti lisci riempiti con malta cementizia il rapporto fra lo sforzo di taglio e lo sforzo normale non deve superare in esercizio per le combinazioni rare, in corrispondenza dei giunti, il valore 0,35. Qualora tale rapporto risulti maggiore di 0,35 le superfici dei conci contigui debbono essere munite di apposite dentellature o rese solidali con l'impiego di adesivi adeguatamente sperimentati e controllati.

#### 4.3.4.8. Deformazioni lente.

##### a) Ritiro.

Per il calcolo delle cadute di tensione, salvo più precise valutazioni (vedi punto 2.1.6.) si possono adottare i seguenti valori:

- 0,0003 se la struttura viene precompressa prima di 14 giorni di stagionatura;
- 0,00025 se la struttura viene precompressa dopo 14 giorni di stagionatura.

Per strutture particolarmente sottili ed ambiente particolarmente secco dovranno adottarsi valori superiori.

##### b) Viscosità.

La deformazione lenta sotto carico, depurata del ritiro, può, salvo più precise valutazioni (vedi punto 2.1.7.), essere assunta pari ad almeno 2 volte la deformazione elastica in esercizio per le combinazioni quasi permanenti, sempre che la struttura venga sollecitata non prima di 14 giorni di stagionatura.

Se la struttura viene invece sollecitata entro un tempo minore, la deformazione lenta sotto carico si assumerà non inferiore a 2,3 volte la deformazione elastica in esercizio per le combinazioni quasi permanenti.

Se la maturazione del conglomerato avviene con procedimenti particolari, è ammessa l'adozione di un minor valore della deformazione lenta purché sperimentalmente giustificato.

Il calcolo della caduta di tensione per viscosità dovrà essere effettuato, con riferimento alla tensione che, nella sezione considerata, agisce sulla fibra di conglomerato posta al livello della armatura.

Nelle travi ad armatura pre-tesa, nella esecuzione delle quali intercorre sempre un intervallo di tempo tra la tesatura e l'applicazione dello sforzo di precompressione al conglomerato, il calcolo della deformazione elastica del calcestruzzo, necessario per la successiva valutazione di quella differita nel tempo, dovrà basarsi sul valore assunto dalla tensione nell'acciaio al momento della applicazione dello stato di coazione al conglomerato, desunto dalla curva sperimentale di rilassamento determinata in condizioni simili a quelle presenti in fase esecutiva, ponendo particolare attenzione all'influenza sul rilassamento dell'acciaio dell'eventuale riscaldamento utilizzato per accelerare l'indurimento del conglomerato.

#### 4.3.4.9. Tensioni limite per gli acciai da precompressi.

Le tensioni devono essere limitate ai seguenti valori riferiti a quelli caratteristici garantiti dal produttore:

- strutture ad armatura post-tesa:

$$\begin{array}{l} \text{fili o trecce} \\ \text{trefoli} \\ \text{barre} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(0,2)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \\ \sigma_{spi} \leq 0,85 f_{p(1)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \\ \sigma_{spi} \leq 0,85 f_{pyk} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array} \right.$$

Nelle barre sono ammesse sovratensioni ai lembi del 10%, indotte dalla curvatura. Volendo conseguire raggi minori di quelli consentiti dai limiti suddetti si dovranno preformare le barre mediante piegatura a freddo.

- strutture ad armatura pre-tesa:

$$\begin{array}{l} \text{fili o trecce} \\ \text{trefoli} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(0,2)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \\ \sigma_{spi} \leq 0,90 f_{p(1)k} \\ \sigma_{sp} \leq 0,60 f_{ptk} \end{array} \right.$$

Il limite indicato per  $\sigma_{sp}$  è il massimo di cui è consentita la presa in conto per valutare gli effetti favorevoli della precompressione in esercizio;  $\sigma_{spi}$  indica la tensione nell'acciaio all'atto della precompressione.

A causa dell'attrito, le tensioni possono tuttavia superare localmente tale limite; di ciò si dovrà tenere conto là dove gli effetti della precompressione possano indurre condizioni di lavoro più severo. Comunque non può superarsi il valore limite della tensione iniziale  $\sigma_{spi}$ .

#### 4.3.4.10. Tensioni nell'acciaio pre-teso dovute ai sovraccarichi.

Negli acciai di pre-tensione possono ammettersi, per effetto dei sovraccarichi, incrementi dei limiti massimi di tensione di cui al punto 4.3.4.9. non superiori a  $0,06 f_{ptk}$ .

Nel caso della precompressione parziale gli incrementi di tensione determinati in corrispondenza dello strato di armatura presollecitata più lontano dall'asse neutro devono rispettare le limitazioni che derivano dalla verifica dell'ampiezza delle fessure e dalla verifica a fatica.

Sotto l'effetto di quei sovraccarichi che possono dar luogo ad effetti di fatica per il grande numero di ripetizioni probabili, deve sempre sussistere un rapporto di sicurezza 2, fra l'intervallo di tensione cui l'acciaio è capace di resistere a fatica e l'intervallo fra la massima e la minima tensione cui è soggetto l'acciaio nella struttura (ivi compresi gli eventuali effetti di curvatura). Il confronto va riferito ai risultati di prove effettuate assumendo come tensione media la semisomma di questi ultimi valori.

Nel caso della precompressione parziale la verifica a fatica è obbligatoria.

### 4.4. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli.

#### 4.4.1. PROVE SU STRUTTURE O ELEMENTI CAMPIONE.

Nel caso che la verifica sia riferita ad esperienze dirette su struttura campione da effettuare sotto il controllo di un Laboratorio Ufficiale, su un adeguato numero di elementi, tale da consentire una convincente elaborazione statistica dei risultati, e nei quali siano fedelmente riprodotte le condizioni di carico e di vincolo, il minimo valore del coefficiente di sicurezza rispetto alla resistenza sperimentale a rottura non deve essere inferiore a 2 per carichi di breve durata mentre il valore medio del coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 2,3, sempre per carichi di breve durata. Detti coefficienti devono essere opportunamente incrementati nel caso di azioni ripetute o protratte nel tempo, a meno che l'effettiva storia di carico non venga riprodotta nelle prove. Ove siano da temere fenomeni di instabilità globale e locale ovvero rotture senza preavviso, i coefficienti di sicurezza devono essere opportunamente maggiorati.

Le esperienze devono accertare che, sotto le combinazioni delle azioni di esercizio, siano rispettate le esigenze di cui al punto 3, e che le deformazioni siano conformi a quanto indicato in 4.3.3.; corrispondentemente l'apertura massima delle lesioni non dovrà superare l'80% delle ampiezze limite ammesse in 4.3.1.

Per la produzione di serie in stabilimento i controlli debbono avere carattere periodico.

#### 4.4.2. PROVE SU MODELLI.

Per strutture di particolare complessità le ipotesi a base del calcolo potranno essere guidate dai risultati di prove su modelli.

## 5. REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE.

### 5.1. Peso proprio del conglomerato.

Il peso proprio del conglomerato armato, quando il valor effettivo non risulti da determinazione diretta, deve essere assunto pari a  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 5.2. Valori massimi e minimi di $R_{ck}$ .

#### 5.2.1. STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE.

Per strutture armate non è ammesso l'impiego di conglomerati con:

$$R_{ck} < 15 \text{ N/mm}^2$$

Nei calcoli statici non potrà essere presa in conto una resistenza caratteristica superiore a  $55 \text{ N/mm}^2$ . Per  $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$  si richiedono controlli statistici sia preliminari che in corso d'impiego, e calcolazioni accurate delle strutture.

#### 5.2.2. STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO.

Non possono essere utilizzati conglomerati con:

$$R_{ck} < 30 \text{ N/mm}^2$$

Nei calcoli statici non può essere considerata una  $R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$ . Per  $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$  si richiedono controlli statistici sia preliminari che in corso di impiego e calcolazioni accurate delle strutture.

### 5.3. Regole specifiche per strutture in cemento armato normale.

#### 5.3.1. ARMATURA LONGITUDINALE.

Nelle strutture inflesse in elevazione la percentuale di armatura longitudinale, nella zona tesa, riferita all'area totale della sezione di conglomerato, non deve scendere sotto lo 0,15 per barre ad aderenza migliorata e sotto lo 0,25 per barre lisce. Tale armatura deve essere convenientemente diffusa.

In presenza di torsione si dovrà disporre almeno una barra longitudinale per spigolo e comunque l'interasse fra le barre medesime non dovrà superare 35 cm.

Alle estremità delle travi deve essere disposta una armatura inferiore, convenientemente ancorata, in grado di assorbire, allo stato limite ultimo, uno sforzo di trazione uguale al taglio.

#### 5.3.2. STAFFE.

Nelle travi si devono prevedere staffe aventi sezione complessiva non inferiore a

$$A_{st} = 0,10 (1 + 0,15 d/b) b \text{ cm}^2/\text{m}$$

essendo  $d$  l'altezza utile della sezione e  $b$  lo spessore minimo dell'anima in cm, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio, per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione da ciascuna parte del carico concentrato, il passo delle staffe non dovrà superare il valore  $12 \varnothing_l$ , essendo  $\varnothing_l$  il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

In presenza di torsione dovranno disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a  $0,15 b \text{ cm}^2$  per staffe ad aderenza migliorata e  $0,25 b \text{ cm}^2$  per staffe lisce, essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima misurata in centimetri. Inoltre il passo delle staffe non dovrà superare 1/8 della lunghezza della linea media della sezione anulare resistente e comunque 20 cm.

Le staffe devono essere collegate da apposite armature longitudinali.

#### 5.3.3. ANCORAGGIO DELLE BARRE.

Le barre tese devono essere prolungate oltre la sezione nella quale esse sono soggette alla massima tensione in misura sufficiente a garantirne l'ancoraggio nell'ipotesi di ripartizione uniforme delle tensioni tangenziali di aderenza. Con le stesse modalità si dovrà inoltre verificare che l'ancoraggio sia garantito al di là della sezione a partire dalla quale esse non vengono più prese in conto, con riferimento alla tensione effettiva ivi agente.

I valori della tensione tangenziale ultima di aderenza  $f_{bd}$  applicabili a barre ancorate in zona di conglomerato compatto utilmente compressa ai fini dell'ancoraggio (barre ancorate nella metà inferiore della trave o a non meno di 30 cm dalla superficie superiore del getto o da una ripresa ed allontanate dal lembo teso, oppure barre inclinate non meno di 45° sulle traiettorie di compressione), sono dati dalle seguenti espressioni:

- per barre lisce:

$$f_{bd} = \frac{0,32}{\gamma_c} \sqrt{R_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

- per barre ad aderenza migliorata:

$$f_{bd} = 2,25 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

Nel caso di barre ancorate in condizioni diverse da quelle sopraindicate, si dovranno considerare congrue riduzioni (fino al 50% dei valori indicati).

Le barre tonde lisce devono essere ancorate con uncini salvo che per barre sicuramente compresse. Gli uncini devono essere semicircolari con diametro interno non inferiore a 5 diametri e prolungati oltre il semicerchio di non meno di 3 diametri.

Agli effetti dell'aderenza gli uncini così eseguiti possono essere assunti come equivalenti a 20 diametri.

Nelle barre ad aderenza migliorata è ammessa la omissione degli uncini, ma l'ancoraggio deve essere in ogni caso pari a 20 diametri con un minimo di 15 cm. Comunque, se presenti, gli uncini dovranno avere raggio interno pari ad almeno a 6 diametri e, ai fini dell'aderenza, essi possono essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra.

Particolari cautele devono essere adottate ove si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.



#### 5.3.4. PILASTRI.

Nei pilastri soggetti a compressione centrata od eccentrica deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore dello  $0,15 N_{sd} / f_{yd}$ , dove  $N_{sd}$  è la forza normale di calcolo in esercizio per combinazione di carico rara ed  $f_{yd}$  è la resistenza di calcolo, e compresa fra lo 0,3% e il 6% della sezione effettiva. Quest'ultima limitazione sale al 10% della sezione effettiva nei tratti di giunzione per ricoprimento. In ogni caso il numero minimo di barre longitudinali è quattro per i pilastri a sezione rettangolare o quadrata e sei per quelli a sezione circolare.

Il diametro delle barre longitudinali non deve essere minore di 12 mm.

Deve essere sempre prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm.

Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno.

Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Per pilastri prefabbricati in stabilimento i diametri minimi delle barre longitudinali e delle staffe sono rispettivamente ridotti a 10 ed a 5 mm.

Per strutture in c.a. intese come setti e pareti, di importanza corrente, sottoposte prevalentemente a sforzo assiale, quando la compressione media, in combinazione rara, risulti non superiore al limite seguente:

$$\sigma_{cd (media)} \leq 0,27 [ 1 - 0,03 (25 - s) ] f_{cd}$$

essendo  $s$  lo spessore della parete espresso in cm, si potranno adottare per le armature, da disporre presso entrambe le facce, le seguenti limitazioni dimensionali in deroga alle precedenti:

- a) diametro minimo delle barre longitudinali = 8 mm  
interasse massimo  $\leq 30$  cm;
- b) diametro minimo delle barre trasversali = 5 mm  
interasse massimo  $\leq \begin{cases} 20 \varnothing \text{ longitudinale} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$
- c) elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: 6 per ogni  $m^2$  di parete.

#### 5.3.5. ARMATURE DI RIPARTIZIONE DELLE SOLETTE.

Nelle solette non calcolate come piastre, oltre all'armatura principale deve essere adottata un'armatura secondaria di ripartizione disposta ortogonalmente.

In ogni caso l'armatura di ripartizione non deve essere inferiore al 20% di quella principale necessaria.

### 5.4. Regole specifiche per strutture in cemento armato precompresso.

#### 5.4.1. ARMATURA LONGITUDINALE ORDINARIA.

Nelle travi ad armatura post-tesa, anche in assenza di tensioni di trazione in combinazioni rare, la percentuale di armatura sussidiaria longitudinale non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

In presenza di torsione vale la prescrizione di cui al penultimo comma del punto 5.3.1.

Nel caso della precompressione parziale, le barre longitudinali di armatura ordinaria, del tipo ad aderenza migliorata devono essere disposte nella zona della sezione che risulta parzializzata in modo da risultare più distanti dall'asse neutro e quindi più esterne, rispetto alle armature ad alto limite elastico, utilizzate per imprimere lo stato di coazione artificiale.

#### 5.4.2. STAFFE.

Dovranno disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a  $0,15 b \text{ cm}^2$  per staffe ad aderenza migliorata e  $0,25 b \text{ cm}^2$  per staffe lisce, essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima misurata in centimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio vale la prescrizione di cui al secondo comma del punto 5.3.2.

In presenza di torsione vale la prescrizione di cui al terzo comma del punto 5.3.2.

Le staffe debbono essere collegate da armature longitudinali.

### 5.5. Nervature con soletta collaborante.

Nel calcolo di nervature solidali con solette, salvo più accurata determinazione, si può ammettere, nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, come collaborante con la nervatura, da ciascun lato, una striscia di soletta di larghezza pari alla maggiore fra le dimensioni seguenti:



- un decimo della luce della nervatura;
- cinque volte lo spessore della soletta più una volta la lunghezza dell'eventuale raccordo della soletta.

In nessun caso la larghezza di soletta collaborante da ciascun lato può superare la distanza fra la sezione in esame e quella in cui ha termine la soletta, né la metà della luce fra le nervature.

Per luci di qualche importanza o comunque superiori a 5 m, o in presenza di rilevanti carichi concentrati, sono da prevedere adeguati dispositivi di ripartizione.

## **6. NORME DI ESECUZIONE.**

### **6.1. Cemento armato normale.**

#### **6.1.1. IMPASTI.**

Gli impasti devono essere preparati e trasportati in modo da escludere pericoli di segregazione dei componenti o di prematuro inizio della presa al momento del getto. Il getto deve essere convenientemente compattato; la superficie dei getti deve essere mantenuta umida per almeno tre giorni.

Non si deve mettere in opera il conglomerato a temperature minori di 0°C, salvo il ricorso ad opportune cautele.

#### **6.1.2. GIUNZIONI.**

Le giunzioni delle barre in zona tesa, quando non siano evitabili, si devono realizzare possibilmente nelle regioni di minor sollecitazione, in ogni caso devono essere opportunamente sfalsate.

Le giunzioni di cui sopra possono effettuarsi mediante:

- saldature eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai da impiegare come indicato al punto 2.2.6. nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- manicotto filettato;
- sovrapposizione calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione in retto deve essere non minore di 20 volte il diametro e la prosecuzione di ciascuna barra deve essere deviata verso la zona compressa. La distanza mutua (interfero) nella sovrapposizione non deve superare 6 volte il diametro.

È consentito l'impiego di manicotti di tipo speciale, purché il tipo stesso sia stato preventivamente approvato dal Consiglio superiore dei lavori pubblici.

#### **6.1.3. BARRE PIEGATE.**

Le barre piegate devono presentare, nelle piegature, un raccordo circolare di raggio non minore di 6 volte il diametro. Gli ancoraggi devono rispondere a quanto prescritto al punto 5.3.3.

Per barre di acciaio inossidabile a freddo le piegature non possono essere effettuate a caldo.

#### **6.1.4. COPRIFERRO ED INTERFERRO.**

La superficie dell'armatura resistente, comprese le staffe, deve distare dalle facce esterne del conglomerato di almeno 0,8 cm nel caso di solette, setti e pareti, e di almeno 2 cm nel caso di travi e pilastri. Tali misure devono essere aumentate, e rispettivamente portate a 2 cm per le solette e a 4 cm per le travi ed i pilastri, in presenza di salsedine marina, di emanazioni nocive, od in ambiente comunque aggressivo. Copriferrini maggiori possono essere utilizzati in casi specifici (ad es. opere idrauliche).

Le superfici delle barre devono essere mutuamente distanziate in ogni direzione di almeno una volta il diametro delle barre medesime e, in ogni caso, non meno di 2 cm. Si potrà derogare a quanto sopra raggruppando le barre a coppie ed aumentando la mutua distanza minima tra le coppie ad almeno 4 cm.

Per le barre di sezione non circolare si deve considerare il diametro del cerchio circoscritto.

#### **6.1.5. DISARMO.**

Il disarmo deve avvenire per gradi ed in modo da evitare azioni dinamiche adottando opportuni provvedimenti.

Il disarmo non deve avvenire prima che la resistenza del conglomerato abbia raggiunto il valore necessario in relazione all'impiego della struttura all'atto del disarmo, tenendo anche conto delle altre esigenze progettuali e costruttive; la decisione è lasciata al giudizio del direttore dei lavori.

### **6.2. Cemento armato precompresso.**

#### **6.2.1. COMPATTAZIONE DEI GETTI.**

Il getto deve essere costipato per mezzo di pervibratori ad ago od a lamina, ovvero con vibratori esterni, facendo particolare attenzione a non deteriorare le guaine dei cavi.

### 6.2.2. SPESSORE DI RICOPRIMENTO DELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE.

Le superfici esterne dei cavi post-tesi devono distare dalla superficie del conglomerato non meno di 25 mm nei casi normali, e non meno di 35 mm in caso di strutture site all'esterno o in ambiente aggressivo. Il ricoprimento delle armature pre-tese non deve essere inferiore a 15 mm o al diametro massimo dell'inerte impiegato, e non meno di 25 mm in caso di strutture site all'esterno o in ambiente aggressivo.

### 6.2.3. TESTATE DI ANCORAGGIO DELL'ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE.

Dietro gli apparecchi di ancoraggio deve disporsi una armatura tridirezionale atta ad assorbire, con largo margine, gli sforzi di trazione e di taglio derivanti dalla diffusione delle forze concentrate, ivi comprese le eventuali reazioni vincolari.

### 6.2.4. POSA DELLE BARRE, DEI CAVI E LORO MESSA IN OPERA.

Nel corso dell'operazione di posa si deve evitare, con particolare cura, di danneggiare l'acciaio con intaglio, pieghe, ecc.

Si deve altresì prendere ogni precauzione per evitare che i fili subiscano danni di corrosione sia nei depositi di approvvigionamento sia in opera, fino alla ultimazione della struttura. All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito; i due dati debbono essere confrontati tenendo presente la forma del diagramma sforzi allungamenti a scopo di controllo delle perdite per attrito.

Il posizionamento delle barre e dei cavi dovrà essere accuratamente controllato prima del getto.

#### 6.2.4.1. Operazioni di tiro.

Qualora all'atto del tiro si riscontrino perdite per attrito superiori a quelle previste in progetto, un'aliquota di queste, fino ad un massimo del 7% della tensione iniziale, potrà essere compensata da una maggiore tensione di carattere temporaneo.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, ossia le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, verranno registrati in apposite tabelle sulle quali saranno preventivamente indicate le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici.

Il dispositivo di misura dello sforzo deve essere possibilmente indipendente dalle apparecchiature per indurre la pre-tensione.

I manometri debbono essere frequentemente tarati.

Si deve inoltre effettuare preventivamente una misura degli attriti che si sviluppano all'interno del martinetto.

All'atto del tiro si confronteranno gli allungamenti rilevati con quelli previsti dal calcolo.

Un'insufficienza di allungamento, rilevando un attrito superiore a quello supposto, richiede la messa in atto di appositi accorgimenti innalzando la tensione iniziale fino al massimo consentito e, all'occorrenza, l'attuazione di procedimenti particolari, quale lubrificazione che però non deve alterare la successiva aderenza tra armatura e malta delle iniezioni.

Un'eccedenza di allungamento, quando non sia dovuta al cedimento dell'ancoraggio opposto o all'assestamento iniziale del cavo, ciò che si deve accertare con particolare attenzione, indica un attrito inferiore a quello previsto; in tal caso si deve ridurre la tensione per evitare che la tensione finale lungo il cavo sia superiore a quella ammessa.

#### 6.2.4.2. Protezione dei cavi ed iniezioni.

Le guaine dei cavi devono essere assolutamente stagne e le giunzioni devono essere efficacemente protette.

Alla buona esecuzione delle iniezioni è affidata la conservazione nel tempo delle strutture in c.a.p. a cavi e, pertanto, di seguito vengono fornite apposite indicazioni.

L'iniezione dei cavi scorrevoli ha due scopi principali:

- prevenire la corrosione dell'acciaio di precompressione;
- fornire un'efficace aderenza fra l'acciaio ed il conglomerato.

##### 6.2.4.2.1. Caratteristiche della malta.

La malta deve essere fluida e stabile con minimo ritiro ed adeguata resistenza e non deve contenere agenti aggressivi. Deve essere composta da cemento, acqua ed eventuali additivi. Elementi inerti (ad esempio farina di sabbia) possono impiegarsi solo per guaine di dimensioni superiori a 12 cm nel rapporto in peso inerti/cemento < 25%.

Gli additivi non debbono contenere ioni aggressivi (cloruri, solfati, nitrati, ecc.) e comunque non produrre un aumento di ritiro.

Possono impiegarsi resine sintetiche o bitume o altro materiale solo dopo averne dimostrato la validità mediante idonea documentazione sperimentale.

La malta deve essere sufficientemente fluida perché la si possa correttamente iniettare nei canali. Si consiglia di controllare la fluidità della malta accertando che il tempo misurato al cono di Marsh sia compreso fra 13 e 25 secondi.

La resistenza a trazione per flessione a 8 giorni deve essere maggiore od eguale a  $4 \text{ N/mm}^2$ .

Il tempo d'inizio della presa a 30°C deve essere superiore a tre ore.

Il rapporto acqua/cemento, da determinare sperimentalmente per ogni tipo di cemento, deve essere il minore possibile compatibilmente con la fluidità richiesta e comunque non deve superare 0,40 e 0,38 se con additivi, e inoltre

deve essere tale che la quantità d'acqua di essudamento alla superficie della pasta, in condizioni di riposo sia inferiore al 2%.

Il ritiro a 28 giorni non deve superare 2,8 mm/m.

#### 6.2.4.2.2. Operazioni di iniezione.

- a) Dopo l'impasto la malta deve essere mantenuta in movimento continuo. E' essenziale che l'impasto sia esente da grumi;
- b) immediatamente prima dell'iniezione di malta, i cavi vanno puliti;
- c) l'iniezione deve avvenire con continuità e senza interruzioni. La pompa deve avere capacità sufficiente perché in cavi di diametro inferiore a 10 cm la velocità della malta sia compresa fra 6 e 12 m al minuto, senza che la pressione superi le 1000 kPa [10 atm];
- d) la pompa deve avere un'efficace dispositivo per evitare le sovrappressioni;
- e) non è ammessa l'iniezione con aria compressa;
- f) quando possibile l'iniezione si deve effettuare dal più basso ancoraggio o dal più basso foro del condotto;
- g) per condotti di grande diametro può essere necessario ripetere l'iniezione dopo circa due ore;
- h) la malta che esce dagli sfiati deve essere analoga a quella alla bocca di immissione e non contenere bolle d'aria; una volta chiusi gli sfiati si manterrà una pressione di 500 kPa [5 atm] fin tanto che la pressione permane senza pompare per almeno 1 minuto;
- i) la connessione fra l'ugello del tubo di iniezione ed il condotto deve essere realizzata con dispositivo meccanico e tale che non possa aversi entrata d'aria;
- l) appena terminata l'iniezione, bisogna avere cura di evitare perdite di malta dal cavo. I tubi di iniezione devono essere di conseguenza colmati di malta, se necessario.

#### 6.2.4.2.3. Condotti.

- a) I punti di fissaggio dei condotti debbono essere frequenti ed evitare un andamento serpeggiante;
- b) ad evitare sacche d'aria devono essere disposti sfiati nei punti più alti del cavo;
- c) i condotti debbono avere forma regolare, preferibilmente circolare. La loro sezione deve risultare maggiore di:

$$A_0 = 2 \sum_{i=1}^n a_i \quad (\text{per cavi a fili, trecce o trefoli})$$

$$A_0 = 1,5 a \quad (\text{per sistemi a barra isolata})$$

dove  $a_i$  è l'area del singolo filo, treccia o trefolo,  $n$  il numero di fili, trecce o trefoli costituenti il cavo ed  $a$  l'area della barra isolata. In ogni caso l'area libera del condotto dovrà risultare non minore di 4 cm<sup>2</sup>;  
si devono evitare per quanto possibile brusche deviazioni o cambiamenti di sezione.

#### 6.2.4.2.4. Iniezioni.

- a) Fino al momento dell'iniezione dei cavi occorre proteggere l'armatura dall'ossidazione. Le iniezioni dovranno essere eseguite entro 15 giorni a partire dalla messa in tensione, salvo casi eccezionali di ritardatura nei quali debbono essere adottati accorgimenti speciali al fine di evitare che possano iniziare fenomeni di corrosione;
- b) in tempo di gelo, è bene rinviare le iniezioni, a meno che non siano prese precauzioni speciali;
- c) se si è sicuri che la temperatura della struttura non scenderà al di sotto di 5°C nelle 48 ore seguenti alla iniezione, si può continuare l'iniezione stessa con una malta antigelo di cui sia accertata la non aggressività, contenente il 6 ÷ 10% di aria occlusa;
- d) se può aversi gelo nelle 48 ore seguenti all'iniezione, bisogna riscaldare la struttura e mantenerla calda almeno per 48 ore, in modo che la temperatura della malta iniettata non scenda al di sotto di 5°C;
- e) dopo il periodo di gelo bisogna assicurarsi che i condotti siano completamente liberi da ghiaccio o brina. È vietato il lavaggio a vapore.

## 7. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI.

### 7.0. Generalità e classificazione solai.

#### a) Generalità.

Nel presente capitolo sono trattati i solai realizzati esclusivamente in c.a. o c.a.p. o misti in c.a. e c.a.p. e blocchi in laterizio od in altri materiali. Vengono considerati sia i solai eseguiti in opera che quelli formati dall'associazione di elementi prefabbricati.

Per tutti i solai valgono le prescrizioni già date nei capitoli precedenti per le opere in c.a. e c.a.p. con particolare riguardo alle prescrizioni relative agli elementi inflessi.

In particolare si dovrà disporre agli appoggi dei solai un'armatura inferiore incorporata o aggiuntiva, convenientemente ancorata, in grado di assorbire uno sforzo di trazione pari al taglio.

Ad esse devono aggiungersi od integrarsi le norme complementari indicate nel seguito.

#### *b) Classificazione.*

I) Solai in getto pieno: in c.a. od in c.a.p.

II) Solai misti in c.a., c.a.p., e blocchi interposti di alleggerimento collaboranti e non, in laterizio (vedi 7.1.) od altro materiale (vedi 7.2.).

III) Solai realizzati dall'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti di completamento.

Per i solai del tipo I) valgono integralmente le prescrizioni dei precedenti capitoli e non occorrono norme aggiuntive.

I solai del tipo II) sono soggetti anche alle norme complementari riportate nei successivi paragrafi 7.1. e 7.2.

I solai del tipo III) sono soggetti anche alle norme complementari riportate in 7.1. e 7.2., in quanto applicabili, ed a quelle riportate in 7.3.

### **7.1. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio.**

#### **7.1.1. CLASSIFICAZIONE.**

I solai misti in cemento armato normale e precompresso e blocchi forati in laterizio si distinguono nelle seguenti categorie:

solai con blocchi aventi funzione principale di alleggerimento;

solai con blocchi aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato.

#### **7.1.2. PRESCRIZIONI GENERALI.**

I blocchi di cui al punto 7.1.1.b) devono essere conformati in modo che nel solaio in opera sia assicurata con continuità la trasmissione degli sforzi dall'uno all'altro elemento.

Nel caso si richieda al laterizio il concorso alla resistenza agli sforzi tangenziali, si devono usare elementi monoblocco disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di conglomerato, i giunti risultino sfalsati tra loro. In ogni caso, ove sia prevista una soletta di conglomerato staticamente integrativa di altra in laterizio, quest'ultima deve avere forma e finitura tali da assicurare la solidarietà ai fini della trasmissione degli sforzi tangenziali.

Per entrambe le categorie il profilo dei blocchi delimitanti la nervatura di conglomerato da gettarsi in opera non deve presentare risvolti che ostacolino il deflusso di calcestruzzo e restringano la sezione delle nervature stesse sotto i limiti stabiliti in 7.1.4.5.

#### **7.1.3. REQUISITI DI ACCETTAZIONE PROVE E CONTROLLI.**

##### *7.1.3.1. Spessore delle pareti e dei setti.*

Lo spessore delle pareti orizzontali compresse non deve essere minore di 8 mm, quello delle pareti perimetrali non minore di 8 mm, quello dei setti non minore di 7 mm.

Tutte le intersezioni dovranno essere raccordate con raggio di curvatura, al netto delle tolleranze, maggiore di 3 mm.

Si devono adottare forme semplici, caratterizzate da setti rettilinei ed allineati, particolarmente in direzione orizzontale, con setti con rapporto spessore/lunghezza il più possibile uniforme.

Il rapporto fra l'area complessiva dei fori e l'area lorda delimitata dal perimetro della sezione del blocco non deve risultare superiore a  $0,6+0,625 h$ , ove  $h$  è l'altezza del blocco in metri, con un massimo del 75%.

##### *7.1.3.2. Caratteristiche fisico-meccaniche.*

La resistenza caratteristica a compressione, determinata secondo le prescrizioni dell'Allegato 7, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature deve risultare non minore di:

- 30 N/mm<sup>2</sup> nella direzione dei fori;
  - 15 N/mm<sup>2</sup> nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio,
- per i blocchi di cui al 7.1.1.b);

e di:

- 15 N/mm<sup>2</sup> nella direzione dei fori;
  - 5 N/mm<sup>2</sup> nella direzione trasversale ai fori, nel piano del solaio,
- per i blocchi di cui al 7.1.1.a).

La resistenza caratteristica a trazione per flessione determinata secondo l'Allegato 7, deve essere non minore di:

- 10 N/mm<sup>2</sup> per i blocchi di tipo b),

e di:

- 7 N/mm<sup>2</sup> per i blocchi tipo a).

In assenza di cassero continuo inferiore durante la fase di armatura e getto tutti i blocchi devono resistere ad un carico concentrato, applicato nel centro della faccia superiore (su un'area di 5×5 cm<sup>2</sup>) non inferiore a 1,5 kN. La prova va effettuata secondo le modalità indicate nell'Allegato 7.

Il modulo elastico del laterizio non deve essere superiore a: 25 kN/mm<sup>2</sup>.

Il coefficiente di dilatazione termica lineare del laterizio deve essere:

$$\alpha \geq 6 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Il valore di dilatazione per umidità misurato secondo quanto stabilito nell'Allegato 7 deve essere minore di 4·10<sup>-4</sup>.

#### 7.1.3.3. Integrità dei blocchi.

Speciale cura deve essere rivolta al controllo dell'integrità dei blocchi con particolare riferimento alla eventuale presenza di fessurazioni.

#### 7.1.3.4. Controlli di qualità dei blocchi in laterizio.

La produzione degli elementi laterizi deve essere controllata mediante prove su blocchi di produzione corrente certificate da Laboratori Ufficiali, con frequenza almeno annuale.

### 7.1.4. PROGETTAZIONE.

#### 7.1.4.1. Verifiche.

Le tensioni limite in esercizio per combinazioni rare nel conglomerato e nelle armature metalliche sono quelle prescritte al precedente punto 4.3.2.

Per il laterizio, nei solai di cui al punto 7.1.1.b), la compressione in esercizio per combinazioni rare non deve superare 6,5 N/mm<sup>2</sup> per gli sforzi agenti nella direzione dei fori, e 4 N/mm<sup>2</sup> per sforzi in direzione normale ad essi, sempre che, in questo secondo caso, il tipo costruttivo lo giustifichi.

Sono anche ammesse verifiche agli stati limite fondati su prove di strutture o di elementi campioni di serie secondo quanto indicato al punto 4.4.1.

#### 7.1.4.2. Spessore minimo dei solai.

Lo spessore dei solai a portata unidirezionale che non siano di semplice copertura non deve essere minore di 1/25 della luce di calcolo ed in nessun caso minore di 12 cm.

Per i solai costituiti da travetti precompressi e blocchi interposti il predetto limite può scendere ad 1/30.

Le deformazioni devono risultare compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati.

#### 7.1.4.3. Modulo elastico di calcolo.

Nel calcolo delle reazioni iperstatiche il modulo di elasticità del laterizio, in mancanza di determinazioni dirette, può assumersi pari a 20 kN/mm<sup>2</sup>.

#### 7.1.4.4. Spessore minimo della soletta.

Nei solai di cui al punto 7.1.1.a) lo spessore minimo del calcestruzzo della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm.

Nei solai di cui al punto 7.1.1.b), può essere omessa la soletta di calcestruzzo e la zona rinforzata di laterizio, per altro sempre rasata con calcestruzzo, può essere considerata collaborante e deve soddisfare i seguenti requisiti:

- possedere spessore non minore di 1/5 dell'altezza, per solai con altezza fino a 25 cm, non minore di 5 cm per solai con altezza maggiore;
- avere area effettiva dei setti e delle pareti, misurata in qualunque sezione normale alla direzione dello sforzo di compressione, non minore del 50% della superficie lorda.

#### 7.1.4.5. Larghezza ed interasse delle nervature.

La larghezza minima delle nervature in calcestruzzo per solai con nervature gettate o completate in opera non deve essere minore di 1/8 dell'interasse e comunque non inferiore a 8 cm.

Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli di solaio completi controllati come previsto al punto 7.1.4.1. il limite minimo predetto potrà scendere a 5 cm.

L'interasse delle nervature non deve in ogni caso essere maggiore di 15 volte lo spessore medio della soletta. Il blocco interposto deve avere dimensione massima inferiore a 52 cm.

Per i solai di categoria b) possono considerarsi appartenenti alle nervature ai fini del calcolo le pareti di laterizio formanti cassero, sempre che sia assicurata l'aderenza fra i due materiali. La larghezza collaborante va determinata in conformità al punto 5.5; per produzioni di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, la larghezza collaborante potrà essere determinata con la sperimentazione di cui al punto 4.4.

#### 7.1.4.6. *Armatura trasversale.*

Per i solai con nervatura gettata o completata in opera e di luce superiore a 4,50 m o quando sia sensibile il comportamento a piastra o quando agiscano carichi concentrati che incidano in misura considerevole sulle sollecitazioni di calcolo, si deve prevedere all'estradosso una soletta gettata in opera di spessore non inferiore a 4 cm munita di adeguata armatura delle solette o nelle eventuali nervature pari almeno a 3 Ø 6 al metro o al 20% di quella longitudinale nell'intradosso del solaio.

Particolare attenzione deve essere dedicata alla sicurezza al distacco di parti laterizie, specialmente in dipendenza di sforzi trasversali anche di carattere secondario.

In assenza di soletta in calcestruzzo (solaio rasato) è necessaria l'adozione di almeno una nervatura trasversale per luci superiori a 4,5 m. Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, la capacità di ripartizione trasversale potrà essere garantita anche a mezzo di altri dispositivi la cui efficacia è da dimostrarsi con idonee prove sperimentali.

#### 7.1.4.7. *Armatura longitudinale.*

L'armatura longitudinale deve essere superiore a:

$$A_{s \min} \geq 0,07 h \text{ cm}^2 \text{ al metro}$$

ove  $h$  è l'altezza del solaio espressa in cm.

#### 7.1.4.8. *Armatura per il taglio.*

Nelle condizioni previste in 4.2.2.2. può non disporsi armatura per il taglio.

Quando invece occorre far ricorso ad una armatura per il taglio, non è ammesso tener conto della collaborazione delle pareti laterali di laterizio ai fini della valutazione della sollecitazione tangenziale  $\tau_{ct}$ .

### 7.1.5. ESECUZIONE.

#### 7.1.5.1. *Protezione delle armature.*

Nei solai, la cui armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve risultare contornata in ogni direzione da uno spessore minimo di 5 mm di malta cementizia.

Per armatura collocata entro nervatura, le dimensioni di questa devono essere tali da consentire il rispetto dei seguenti limiti:

- distanza netta tra armatura e blocco  $\geq 8$  mm;
- distanza netta tra armatura ed armatura  $\geq 10$  mm.

#### 7.1.5.2. *Bagnatura degli elementi.*

Prima di procedere ai getti i laterizi devono essere convenientemente bagnati.

#### 7.1.5.3. *Caratteristiche degli impasti per elementi prefabbricati.*

Devono impiegarsi malte cementizie con dosature di legante non minori a 450 kg/m<sup>3</sup> di cemento e conglomerati con  $R_{ck} \geq 25$  N/mm<sup>2</sup>.

#### 7.1.5.4. *Blocchi.*

Gli elementi con rilevanti difetti di origine o danneggiati durante la movimentazione dovranno essere eliminati.

#### 7.1.5.5. *Allineamenti e forzature.*

Si dovrà curare il corretto allineamento dei blocchi evitando la forzatura dei blocchi interposti tra i travetti prefabbricati.

#### 7.1.5.6. *Conglomerati per i getti in opera.*

Si dovrà studiare la composizione del getto in modo da evitare rischi di segregazione o la formazione di nidi di ghiaia e per ridurre l'entità delle deformazioni differite.

Il diametro massimo degli inerti impiegati non dovrà superare 1/5 dello spessore minimo delle nervature né la distanza netta minima tra le armature.

Il getto deve essere costipato in modo da garantire l'avvolgimento delle armature e l'aderenza sia con i blocchi sia con eventuali altri elementi prefabbricati.

#### 7.1.5.7. *Modalità di getto.*

Per rendere efficace quanto indicato ai punti precedenti occorre con opportuni provvedimenti eliminare il rischio di arresto del getto al livello delle armature.



#### 7.1.5.8. *Solidarizzazione tra intonaci e superfici di intradosso.*

Qualora si impieghino materiali d'intonaco cementizi aventi resistenza caratteristica a trazione superiore ad 1 N/mm<sup>2</sup> dovranno adottarsi spessori inferiori ad 1 cm o predisporre armature di sostegno e diffusione opportunamente ancorate nelle nervature.

### 7.1.6. DISPOSIZIONI AGGIUNTIVE PER I TRAVETTI DI SOLAIO PRECOMPRESSI PREFABBRICATI PER LA REALIZZAZIONE DI SOLAI CON BLOCCHI IN LATERIZIO.

#### 7.1.6.1. *Elementi con armatura pre-tesa.*

Per elementi con armatura pre-tesa è ammessa la deroga all'obbligo di disporre la staffatura minima prevista al punto 5.4.2.

#### 7.1.6.2. *Criteri di calcolo.*

Per la sezione in campata, oltre alle verifiche agli stati limite fondate sul calcolo sono anche ammesse verifiche fondate su prove di elementi prefabbricati di serie secondo quanto indicato al punto 4.4.

Per le strutture parzialmente gettate in opera può omettersi la staffatura di collegamento quando la tensione tangenziale media in esercizio per combinazioni rare tra l'elemento prefabbricato e il conglomerato gettato in opera risulti inferiore a 0,3 N/mm<sup>2</sup> per le superfici di contatto lisce e 0,45 N/mm<sup>2</sup> per superfici scabre.

In corrispondenza al lembo superiore dei travetti sono consentite in esercizio trazioni pari a  $f_{ctm}$  definite al punto 2.1.2.

#### 7.1.6.3. *Getti in opera.*

I travetti privi di armature a taglio devono essere integrati sugli appoggi da getti in opera armati secondo quanto previsto al punto 7.0. a), ultimo capoverso, salvo che per gli elementi di solai di copertura poggianti su travi e dotati di adeguata lunghezza di appoggio.

Tali collegamenti, se destinati ad assicurare continuità strutturale agli appoggi, dovranno essere verificati secondo le disposizioni relative al conglomerato cementizio armato normale, verificando altresì le condizioni di aderenza fra getti in opera e travetti, secondo i criteri indicati in 7.1.6.2.

## 7.2. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio.

### 7.2.1. CLASSIFICAZIONE E PRESCRIZIONI GENERALI.

I blocchi con funzione principale di alleggerimento, possono essere realizzati anche con materiali diversi dal laterizio (calcestruzzo leggero di argilla espansa, calcestruzzo normale sagomato, materie plastiche, elementi organici mineralizzati ecc.).

Il materiale dei blocchi deve essere stabile dimensionalmente.

Ai fini statici si distinguono due categorie di blocchi per solaio:

- a) blocchi collaboranti;
- b) blocchi non collaboranti.

Salvo contraria indicazione nel seguito valgono le prescrizioni generali e le prescrizioni di progettazione e di esecuzione riportate in 7.1.

### 7.2.2. BLOCCHI COLLABORANTI.

Devono avere modulo elastico superiore a 8 kN/mm<sup>2</sup> ed inferiore a 25 kN/mm<sup>2</sup>.

Devono essere totalmente compatibili con il conglomerato con cui collaborano sulla base di dati e caratteristiche dichiarate dal produttore e verificate dalla Direzione dei lavori. Devono soddisfare a tutte le caratteristiche fissate nel paragrafo 7.1. per i blocchi in laterizio di cui al punto 7.1.1.b).

### 7.2.3. BLOCCHI NON COLLABORANTI.

Devono avere modulo elastico inferiore ad 8 kN/mm<sup>2</sup> e svolgere funzioni di solo alleggerimento.

Solai con blocchi non collaboranti richiedono necessariamente una soletta di ripartizione, dello spessore minimo di 4 cm, armata opportunamente e dimensionata per la flessione trasversale. Il profilo e le dimensioni dei blocchi devono essere tali da soddisfare le prescrizioni dimensionali imposte nel paragrafo 7.1. per i blocchi in laterizio non collaboranti.

### 7.2.4. RESISTENZA AL PUNZONAMENTO.

In assenza di cassero continuo inferiore durante la fase di armatura e getto i blocchi di qualunque tipo devono resistere ad un carico concentrato, applicato al centro della faccia superiore (su un'area di 5×5 cm<sup>2</sup>), non inferiore a 1,5 kN.



La prova va effettuata secondo le modalità indicate nell'Allegato 7.

#### 7.2.5. VERIFICHE DI RISPONDENZA.

Le caratteristiche dei blocchi devono essere controllate mediante prove certificate da Laboratori Ufficiali secondo le norme dell'Allegato 7, con frequenza almeno annuale.

#### 7.2.6. SPESSORI MINIMI.

Per tutti i solai, così come per i componenti collaboranti, lo spessore delle singole parti di calcestruzzo contenenti armature di acciaio non potrà essere inferiore a 4 cm.

### 7.3. Norme complementari relative ai solai realizzati con l'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unioni e/o getti di completamento.

Oltre a quanto indicato nei precedenti capitoli (vedi paragrafi precedenti 7.0., 7.1. e 7.2. in quanto applicabili ed in particolare 7.1.6. per elementi precompressi) devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

#### 7.3.1. SOLIDARIZZAZIONE TRA GLI ELEMENTI DI SOLAIO.

Ove si debba garantire il comportamento del solaio a piastra o a diaframma è prescritto un collegamento trasversale discreto o continuo tra strisce di solaio accostate.

#### 7.3.2. ALTEZZA MINIMA DEL SOLAIO.

L'altezza minima del solaio va determinata con riferimento alle dimensioni finali di esercizio e non riguarda le dimensioni degli elementi componenti nelle fasi di costruzione.

L'altezza minima non può essere inferiore ad 8 cm.

Nel caso di solaio vincolato in semplice appoggio monodirezionale, il rapporto tra luce di calcolo del solaio e spessore del solaio stesso non deve essere superiore a 25.

Per solai costituiti da pannelli piani, pieni od alleggeriti, prefabbricati precompressi (tipo III), senza soletta integrativa, in deroga alla precedente limitazione, il rapporto sopra indicato può essere portato a 35.

Per i solai continui, in relazione al grado d'incastro o di continuità realizzato agli estremi, tali rapporti possono essere incrementati fino ad un massimo del 20%.

È ammessa deroga alle prescrizioni di cui sopra qualora i calcoli condotti con riferimento al reale comportamento della struttura (messa in conto dei comportamenti non lineari, fessurazione, affidabili modelli di previsione viscosa, ecc.) anche eventualmente integrati da idonee sperimentazioni su prototipi, documentino che l'entità delle frecce istantanee e a lungo termine non superino i limiti seguenti:

a) freccia istantanea dovuta alle azioni permanenti  $G_k$  e a tutte quelle variabili  $Q_{ik}$

$$f_{ist} \leq \frac{l}{1000}$$

b) freccia a tempo infinito dovuto alle azioni permanenti  $G_k$  e ad 1/3 di tutte quelle variabili  $Q_{ik}$

$$f_{\infty} \leq \frac{l}{500}$$

Le deformazioni devono risultare in ogni caso compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati.

#### 7.3.3. SOLAI ALVEOLARI.

Per i solai alveolari, per elementi privi d'armatura passiva d'appoggio, il getto integrativo deve estendersi all'interno degli alveoli interessati dall'armatura aggiuntiva per un tratto almeno pari alla lunghezza di trasferimento della precompressione. Vale anche quanto indicato al 7.1.6.

#### 7.3.4. SOLAI CON GETTO DI COMPLETAMENTO.

La soletta gettata in opera deve avere uno spessore non inferiore a 4 cm ed essere dotata di una armatura di ripartizione a maglia incrociata.

**Sezione III**  
**EUROCODICE 2 - UNI ENV 1992-1-1: criteri e prescrizioni**

**8. PRESCRIZIONI SPECIFICHE SU SINGOLI PUNTI DELLA NORMA UNI ENV 1992-1-1.**

L'uso della norma UNI ENV 1992-1-1 Eurocodice 2 Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici, è ammesso purché vengano seguite le prescrizioni sostitutive, integrative o soppressive riportate in questa Sezione, oltre a quanto riportato nella Sezione I e nella Parte Generale. Le appendici della norma UNI ENV 1992-1-1 non hanno valore prescrittivo.

Per facilità di riferimento è stata adottata qui di seguito la stessa numerazione dei paragrafi dell'UNI ENV 1992-1-1. Sono riportati quei punti nei quali sono state introdotte prescrizioni sostitutive, integrative o soppressive.

Per le norme complementari relative ai solai vale quanto riportato nella Sezione II.

*2.3.3.1. Fattori di sicurezza parziali per le azioni su strutture di edifici.*

Al paragrafo (8) la formula [2.8(b)] è sostituita dalla seguente:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,4 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

*2.3.3.2. Fattori di sicurezza parziali per i materiali.*

Il Prospetto 2.3 è sostituito dal seguente:

*Prospetto 2.3.*  
*Fattori di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali*

<i>Combinazione</i>	<i>Calcestruzzo</i> $\gamma_c$	<i>Acciaio per c.a.</i> <i>o per precompressione</i> $\gamma_s$
<i>Fondamentale</i>	1,5 per c.a.p. 1,6 per c.a. e c.a. con precompressione parziale	1,15
<i>Eccezionale</i> <i>(eccetto sisma)</i>	1,3	1,0

*2.5.1.3. Imperfezioni.*

Al paragrafo (4) il primo valore incasellato  $\boxed{1/400}$  è sostituito con il valore: 1/200.

*2.5.2.1. Modelli strutturali per l'analisi globale.*

Il paragrafo (5) si riferisce ai solai a blocchi per i quali ammette una soletta di soli 40 mm come il punto 7 Parte I ed all'Allegato 7 del presente decreto ai quali si rimanda.

*2.5.3.7.2. Mensole.*

Al paragrafo (4) il valore incasellato  $\boxed{0,2 F_v}$  è sostituito con 0,1  $F_v$ .

**3.1. Calcestruzzo.**

L'intero punto è sostituito dal punto 2.1. Parte I con i relativi Allegati 1 e 2 del presente decreto.

**3.2. Acciai per armature.**

L'intero punto 3.2. è sostituito dal punto 2.2. Parte I con i relativi Allegati 4, 5, e 6 del presente decreto. A tale punto ed a tali allegati si farà riferimento per qualsiasi richiamo dell'UNI ENV 1992-1-1 a proprietà degli acciai da armatura.

Si precisa che gli acciai Feb22K - 32k - 38k - 44k sono classificabili come acciai convenzionalmente definiti dall'UNI ENV 1992-1-1 di "alta duttilità" (H), mentre i fili trafilati, le reti ed i tralici sono classificabili come acciai di "duttilità normale" (N).

**3.3. Acciai per precompressione.**

L'intero punto è sostituito dal punto 2.3. Parte I con il relativo Allegato 3 del presente decreto.

### 3.4. Dispositivi di precompressione.

Il contenuto di questo punto è indicativo. Operativamente si rinvia alla Sezione II, punto 4.3.4.1.

#### 4.1.3.3. Copriferro.

Al paragrafo (9) il primo valore incasellato  $75 \text{ mm}$  è sostituito con il valore: 60 mm.

Il Prospetto 4.2. è sostituito dal seguente:

Prospetto 4.2.

Ricoprimenti minimi delle armature richiesti per calcestruzzi di massa volumica normale (1)

		Classe di esposizione definita nel Prospetto 4.1.								
		1	2a	2b	3	4a	4b	5a5b	(3)	5c (4)
copriferro minimo (mm) (2)	barre di armatura	15	20	25	35	35	35	25	30	40
	acciaio da prec.	20	30	35	40	40	40	35	35	45

Si rammenta di tener presenti le note (1), (2), (3), (4) riportate nel Prospetto 4.2. e richiamate nel Prospetto sopra riportato.

Si ricorda inoltre che il punto 4.1.3.3.P (4) prescrive che “il copriferro deve essere aumentato, per tener conto della tolleranza, di una quantità  $\Delta h$  che dipende dal tipo e dalla dimensione dell’elemento strutturale, dal tipo di costruzione, dal livello di preparazione professionale in cantiere e di controllo di qualità, e dalla disposizione delle armature. Il risultato ottenuto rappresenta il copriferro nominale richiesto che deve essere specificato sui disegni”.

#### 4.2.3.5.6. Zone di ancoraggio di elementi pre-tesi.

Il Prospetto 4.7. è sostituito dal seguente:

Prospetto 4.7.

Fattore  $\beta_b$  da considerare per la lunghezza di trasmissione di trefoli e fili [lisci (\*) o improntati] in relazione alla resistenza del calcestruzzo al momento del trasferimento

Resistenza reale del calcestruzzo al trasferimento (N/mm <sup>2</sup> )		25	30	35	40	45	50
$\beta_b$	Trefoli e fili lisci (*) o improntati	75	70	65	60	55	50
	Fili nervati	75	70	65	60	55	50

(\*) I fili lisci nelle strutture precomprese ad armature pretese sono esclusi.

#### 4.3.2.3. Elementi che non richiedono armature a taglio ( $V_{sd} \leq V_{RdV}$ ).

Il prospetto 4.8. è completato con i valori di  $\tau_{Rd}$  corrispondenti a  $\gamma_c=1,6$  con l’aggiunta di una seconda riga di valori:

Prospetto 4.8.

Valori di  $\tau_{Rd}$  (N/mm<sup>2</sup>) con  $\gamma_c=1,5$  e  $1,6$  e per diverse resistenze del calcestruzzo

$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c=1,50$	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48
$\gamma_c=1,60$	0,17	0,21	0,24	0,28	0,32	0,35	0,38	0,41	0,45

#### 4.3.2.4.4. Metodo dell’inclinazione variabile del traliccio.

Al paragrafo (1) la prima limitazione per  $\theta$  è sostituita dalla seguente:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0$$

e la seconda, dalla seguente:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0$$

#### 4.3.3.1. Torsione pura

Al paragrafo (6) la limitazione [4.42] per  $\theta$  è sostituita dalla seguente:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0$$

#### 4.3.4.2.1. Area caricata

Al paragrafo (1), capoverso a), terzo rigo, il valore incasellato  $\boxed{11d}$  è sostituito con il valore:  $10d$ .

#### 4.3.5. STATI LIMITE ULTIMI INDOTTI DA DEFORMAZIONE DELLA STRUTTURA (INSTABILITÀ).

Si segnala che l'estensione della trattazione dei problemi del secondo ordine a un gran numero di casi particolari comporta alcune incompletezze nella definizione dei limiti di validità di taluni metodi semplificati. Mentre quindi il testo è da considerarsi valido per quanto attiene ai principi generali e alle applicazioni correnti, si raccomanda cautela particolare nell'applicazione dei punti: 4.3.5.3.3.(3) - 4.3.5.5.3.(2) [formula (4.62)] - 4.3.5.5.3.(4). (6) - 4.3.5.6.4., nonché nell'uso della formula (4.69) con snellezze minori di 35.

##### 4.4.1.1. Considerazioni di base.

L'intero punto è sostituito dal seguente testo:

P(1) Tensioni di compressione elevate nel calcestruzzo in presenza di carichi di esercizio possono favorire la formazione di fessure longitudinali e determinare o microfessurazioni nel calcestruzzo o livelli di viscosità maggiori di quelli previsti. Elevate tensioni nell'acciaio possono condurre a fessure ampie e permanentemente aperte. Tali fenomeni possono ridurre la durabilità delle opere.

I valori delle tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio, da confrontare con i corrispondenti valori limite, debbono tener conto, se del caso, degli stati coattivi.

(2) Limiti imposti alle tensioni normali di compressione nelle strutture in c.a.

a) Per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 3 e 4 del Prospetto 4.1. devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- combinazione di carico rara  $0,50 f_{ck}$ ;
- combinazione di carico quasi permanente  $0,40 f_{ck}$ .

Particolare attenzione nella limitazione delle tensioni in esercizio va rivolta quando si riconosca l'esistenza di una particolare incertezza del modello strutturale adottato, e/o quando sussista una significativa alternanza delle sollecitazioni in esercizio nella stessa sezione, anche se le strutture sono riferite alle classi 1 o 2 del Prospetto 4.1.

Del pari particolare attenzione si deve porre nella limitazione delle tensioni in esercizio per sollecitazione a pressoflessione con prevalenza di sforzo normale per la conseguente limitata duttilità.

b) Per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 1 e 2 del Prospetto 4.1. devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

##### *tensioni di compressione*

- combinazione di carico rara  $0,60 f_{ck}$ ;
- combinazione di carico quasi permanente  $0,45 f_{ck}$ .

(3) Limiti imposti alle tensioni normali di compressione nelle strutture in c.a.p.

Per le strutture in c.a.p. debbono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- all'atto della precompressione  $0,60 f_{ckj}$ , dove  $f_{ckj}$  è il valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo all'atto della precompressione;
- in servizio:

a) per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 3 e 4 del Prospetto 4.1.:

- per combinazione di carico rara:  $0,50 f_{ck}$ ;
- per combinazione di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;

b) per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 1 e 2 del Prospetto 4.1.:

- per combinazione di carico rara:  $0,60 f_{ck}$ ;
- per combinazione di carico quasi permanente:  $0,45 f_{ck}$ .

Valgono inoltre gli stessi avvertimenti contenuti nel precedente punto (2).

(4) Limiti per le tensioni di trazione nell'acciaio:

a) per le armature ordinarie la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carichi rara non deve superare  $0,70 f_{yk}$ ;

b) per le armature di precompressione, (tenendo conto, ove occorra, degli stati coattivi), non si devono superare i seguenti limiti:

- all'atto della precompressione valgono i limiti di cui al punto 4.3.4.9. della Parte I del presente decreto;
- a perdite avvenute, per combinazioni rare,  $0,60 f_{pk}$  (tenendo conto anche dell'incremento di tensione dovuto ai carichi).

##### 4.4.1.2. Metodi per la verifica delle tensioni.

L'intero punto è sostituito dal seguente testo:

P(1) Nella verifica delle tensioni è necessario considerare, se del caso, oltre agli effetti dei carichi anche quelli delle variazioni termiche, della viscosità, del ritiro, e delle deformazioni imposte aventi altre origini.

(2) Le tensioni debbono essere verificate adottando le proprietà geometriche della sezione corrispondente alla condizione non fessurata oppure a quella completamente fessurata, a seconda dei casi.

(3) In generale deve, di regola, essere assunto lo stato fessurato se la massima tensione di trazione nel calcestruzzo calcolata in sezione non fessurata sotto la combinazione di carico rara supera  $f_{ctm}$  (vedere Prospetto 3.1.).

(4) Quando si adotta una sezione non fessurata, si considera attiva l'intera sezione di calcestruzzo, e si considerano in campo elastico sia a trazione che a compressione il calcestruzzo e l'acciaio.

(5) Quando si adotta la sezione fessurata, il calcestruzzo può essere considerato elastico in compressione, ma incapace di sostenere alcuna trazione (nel calcolo delle tensioni secondo le presenti regole non va di norma tenuto conto - nelle verifiche locali - dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso dopo fessurazione).

(6) In via semplificativa si può assumere il comportamento elastico-lineare e per le armature il coefficiente di omogeneizzazione con il valore convenzionale  $n=15$ .

#### 4.4.2.2. Aree minime di armatura.

Al paragrafo (3), nella definizione di cui alla formula [4.78], il valore incasellato  $100\%$  è sostituito con il valore  $90\%$ .

#### 5.2.2.2. Tensione ultima di aderenza.

Il Prospetto 5.3. è sostituito dal seguente:

Prospetto 5.3.  
Valori di calcolo di  $f_{bd}$  ( $N/mm^2$ ) per condizioni di buona aderenza  
(questi valori tengono conto di un fattore  $\gamma_c$  pari a 1,6)

$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Barre lisce	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6
Barre ad. migl. con $\varnothing \leq 32$ mm reti elettrosaldate di fili nervati	1,5	1,8	2,1	2,5	2,8	3,1	3,5	3,8	4,0

#### 5.4.2.1.1. Massima e minima percentuale di armatura.

Al paragrafo (2) il valore incasellato è  $0,04 A_c$  sostituito con il valore:  $0,03 A_c$ .

#### 5.4.3.2.1. Generalità.

Al paragrafo (4) il primo valore incasellato  $1,5 h \leq 350$  mm è sostituito con il valore:  $2,0 h \leq 350$  mm ed il secondo valore incasellato  $2,5 h \leq 400$  mm è sostituito con il valore:  $3,0 h \leq 400$  mm.

6.2.2. Tolleranze riguardanti la sicurezza strutturale.

La formula [6.2] è sostituita dalla seguente:

per  $l=600$  mm;  $\Delta l = \pm 15$  mm

7.6.6. Controlli di conformità.

Per quanto concerne i requisiti dei materiali costituenti il calcestruzzo e i controlli sul conglomerato valgono gli Allegati 1 e 2 del presente decreto.