

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

Circolare 31 Ottobre 1986 n. 27996

«Legge 5.11.1971, n. 1086 – Istruzioni
relative alle norme tecniche per
l'esecuzione delle opere in c.a. normale e
precompresso e per le strutture
metalliche, di cui al D.M. 27.07.1985»

In ottemperanza al disposto di cui all'art. 21 della legge 5-11-1971, n. 1086, con decreto del Ministero dei lavori pubblici del 27-7-1985, sono state emanate le Norme Tecniche aggiornate per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche,

In base all'art. 2 del citato decreto ministeriale 27-7-1985, le nuove Norme entreranno in vigore il 18 novembre 1986, salvo che per le opere indicate all'art. 3 del decreto ministeriale stesso, per le quali continueranno, in via transitoria, ad applicarsi le precedenti Norme di cui al decreto ministeriale 1-4-1983.

Il testo delle nuove Norme, pur confermando sostanzialmente le precedenti Norme, contiene d'altro canto apprezzabili modifiche, soppressioni ed integrazioni motivate dalla necessità di adeguamento alla evoluzione tecnico-scientifica della materia, e dalla esigenza di una sempre più spinta armonizzazione con le norme europee ed internazionali.

Si ritiene pertanto utile fornire agli operatori alcune indicazioni supplementari per una più chiara interpretazione delle nuove Norme e per un più facile confronto con le precedenti Norme. A tale scopo sono state redatte da questo Servizio Tecnico Centrale le Istruzioni allegate, il cui testo tiene conto delle direttive fornite dall'Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei LL.PP., con parere del 24-5-1985, n. 182.

Si evidenzia inoltre che le allegate Istruzioni contengono anche alcune norme afferenti la progettazione e la esecuzione di elementi strutturali massicci in conglomerato cementizio non armato (cap. E).

Si avverte infine che — sempre allo scopo di agevolare gli operatori — si è ritenuto opportuno inglobare nel testo delle allegate Istruzioni il testo delle precedenti Istruzioni di cui alla Circolare 30-6-1980, n. 20244, i cui contenuti, salvo alcuni indispensabili adeguamenti di carattere marginale, vengono integralmente riconfermati.

A. ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DEL METODO AGLI STATI LIMITE PER LE STRUTTURE IN C.A. NORMALE E PRECOMPRESSO (Rif.to punto 4 della parte prima delle Norme Tecniche)

Generalità (Rif.to punto 4.0.)

Nei calcoli eseguiti col metodo semiprobabilistico agli stati limite i valori di cui al punto 3.3.3. del decreto ministeriale 3 ottobre 1978 «Criteri generali per

la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» potranno essere direttamente assunti quali valori caratteristici, ai sensi del punto 4.0.1. delle Norme Tecniche a cui le presenti Istruzioni si riferiscono, nella verifica delle costruzioni di tipo usuale. Per le strutture non usuali, nelle quali tali azioni assumano un carattere nettamente predominante, i valori caratteristici dovranno essere valutati caso per caso.

Le grandezze geometriche possono assumersi in forma deterministica fissando, se del caso, valori cautelativi per le eccentricità non volute, le imperfezioni esecutive, ecc.

Non si effettueranno di regola verifiche nei riguardi del raggiungimento degli stati limite ultimi per il collasso a catena per effetto di azioni eccezionali quali esplosioni, urti, ecc. A tal riguardo tuttavia la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che danneggiamenti localizzati possano incidere sulla stabilità della intera costruzione o di una parte di essa di estensione ben maggiore di quella direttamente colpita.

Azioni di calcolo (Rif.to punto 4.0.1.)

Le sollecitazioni di calcolo S_d si valutano applicando alla struttura le azioni caratteristiche Q_k moltiplicate per i coefficienti γ_f .

S_d = sollecitazioni indotte da

$$\Sigma_i \{ \gamma_{fi} Q_{ik} \}$$

il cui segno Σ indica «intervento concomitante».

Nel caso in cui le sollecitazioni siano proporzionali ai carichi, le sollecitazioni di calcolo S_d si possono valutare applicando i rispettivi coefficienti γ_f alle sollecitazioni indotte dalle singole azioni caratteristiche:

$$S_d = \Sigma_i \gamma_{fi} (\text{sollecitazioni indotte da } Q_{ik}) = \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_{fi} S_{ik}$$

Nel caso di calcoli fondati su ipotesi di non linearità può risultare opportuno suddividere il coefficiente γ_f in due frazioni, applicate rispettivamente alle azioni e alle sollecitazioni.

Per sollecitazioni di tipo vettoriale è opportuno ridurre del 20% i coefficienti di sicurezza applicati alle componenti favorevoli.

Il valore di ψ_0 per vento e neve dipende dalla regione di cui si opera. Esso dovrà essere valutato caso per caso per strutture non usuali.

Per gli stati limite di esercizio si prenderanno in esame le seguenti combinazioni:

— rare:

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

— frequenti:

$$F_d = G_k + P_k + \psi_1 Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

— quasi permanenti:

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

essendo:

ψ_1 = coefficiente atto a definire i valori delle azioni variabili assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_2 = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

I valori frequenti $\psi_1 Q_k$ variano a seconda del tipo di struttura considerata. Per gli edifici civili si potrà assumere il valore che ha una probabilità di essere superato per non più del 5% della vita della costruzione o che può intervenire più di 100.000 volte durante tale vita.

Gli effetti del «fluage» del conglomerato cementizio sono valutati in presenza delle azioni permanenti e quasi permanenti cui potrà applicarsi, in casi specifici, un limitato fattore di maggiorazione.

In mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti ψ_1 , ψ_2 , i valori seguenti:

Azione	ψ_1	ψ_2
Carichi variabili nei fabbricati per abitazioni	0,35	0,2
Uffici e negozi	0,6	0,3
Autorimesse	0,7	0,6
Vento, neve (*)	0,2	0

(*) Tali valori dipendono dalla regione in cui si opera.

Strutture costituite da elementi monodimensionali. (Rif.to punto 4.1.1.)

Il calcolo fondato su ipotesi di perfetta plasticità ha un campo di validità ristretto, causa le limitate capacità di rotazione delle zone plasticizzate.

Calcolo non lineare. (Rif.to punto 4.1.1.1.)

L'ipotesi dell'accrescimento proporzionale delle azioni non potrà essere assunta ogni volta che azioni rilevanti potranno essere ripetute un notevole numero di volte (fatica), o i valori di calcolo delle azioni hanno probabilità di verificarsi in modo ripetuto od alterno.

Normalmente, nell'analisi di travi continue o telai, le deformazioni dovute allo sforzo normale ed allo sforzo di taglio possono trascurarsi.

Le norme prevedono tre gradi di approssimazione del calcolo:

- l'adozione di leggi momenti-curvature per i tronchi elementari della struttura (raggiunta la fase plastica, tuttavia, la rotazione plastica nelle sezioni critiche dovrà essere limitata al valore θ_{pl} fornito dalle Norme);
- la schematizzazione tri-lineare del diagramma momento-rotazione di

ciascuna sezione critica, come appare dalla fig. 1, che indica il modo di derivazione a partire dai valori caratteristici.

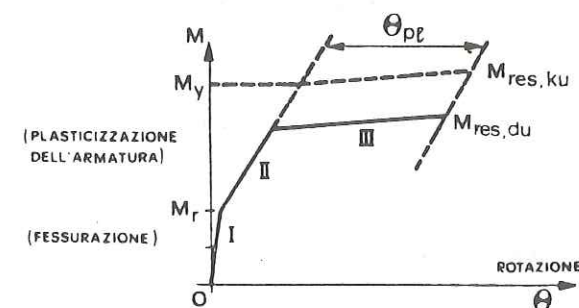


fig. 1 - Idealizzazione tri-lineare

Calcolo elastico lineare con eventuale redistribuzione. (Rif.to punto 4.1.1.2.)

È prudente applicare la condizione di duttilità qui indicata per rapporti l/h non superiori a 20, e per conglomerato con resistenza caratteristica non superiore a $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ [400 kgf/cm^2]. In caso contrario occorrerà adottare condizioni più severe.

Per telai a nodi fissi di costruzioni ordinarie è consentita l'effettuazione di calcoli semplificati, scomponendo il telaio in strutture elementari; queste possono essere ottenute isolando le travi di ciascun piano e considerandole solidali con i pilastri dell'ordine superiore e dell'ordine inferiore; alle estremità dei pilastri si considereranno convenzionalmente vincoli fissi di cerniera od incastro.

Verifica delle sezioni allo stato limite ultimo per sollecitazioni normali. (Rif.to punto 4.2.1.1)

Le norme si applicano agli elementi monodimensionali a piccola curvatura nei quali la distanza fra i punti di momento nullo è almeno pari al doppio dell'altezza totale della sezione, e per quanto attiene alle verifiche locali agli elementi bidimensionali piani le cui armature siano disposte secondo le isostatiche di trazione o formino con le stesse un angolo non superiore a 15° .

La configurazione deformata della sezione è rappresentata da una retta che, a seconda dei casi, passa per uno dei tre punti A, B, C indicati nella fig. 2.

Il dominio di sicurezza è limitato da una curva (o da una superficie nel caso di flessione deviata) di interazione momento flettente-sforzo assiale.

L'estremità del vettore che definisce la sollecitazione di calcolo agente ultima S_{du} deve trovarsi all'interno del dominio la cui frontiera corrisponde alla sollecitazione resistente ultima R_{du} .

Sugli assi di riferimento la relazione di sicurezza $S_{du} \leq R_{du}$ si applica direttamente; ad esempio;

— in trazione semplice: $N_{Sdu} \leq N_{Rdu}$
 — in flessione semplice: $M_{Sdu} \leq M_{Rdu}$

Nel caso di pressoflessione si può adottare, per la sicurezza, la relazione cautelativa:

$$\frac{N_{Sdu}}{N_{Rdu}} + \frac{M_{Sdu}}{M_{Rdu}} \leq 1$$

Sicurezza. (Rif.to punto 4.2.1.2.)

Condizioni di sollecitazione.

Salvo più accurata indagine effettuata secondo le norme di cui al punto 4.1., si dovranno considerare le seguenti sollecitazioni:

- per le travi: il massimo e il minimo momento flettente;
- per i pilastri e comunque per gli elementi pressoinflessi, in mancanza di una più appropriata indagine sulle combinazioni delle azioni: il massimo ed il minimo momento flettente associati ai rispettivi sforzi normali concomitanti; il minimo e il massimo sforzo normale associati ai rispettivi momenti flettenti concomitanti.

Diagrammi di calcolo sforzi-deformazioni del calcestruzzo. (Rif.to punto 4.2.1.3.)

Il coefficiente 0,85 tiene conto della riduzione di resistenza a compressione conseguente alle modalità di applicazione del carico (ad esempio carico applicato in permanenza); non è pertanto un coefficiente di sicurezza.

Per determinare le caratteristiche di sollecitazione con calcolo non lineare è preferibile ricorrere a rappresentazioni più fedeli della legge di deformazione.

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 $\left(\frac{x - 0,8 h}{x - 0,75 h}\right) \cdot h$

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.

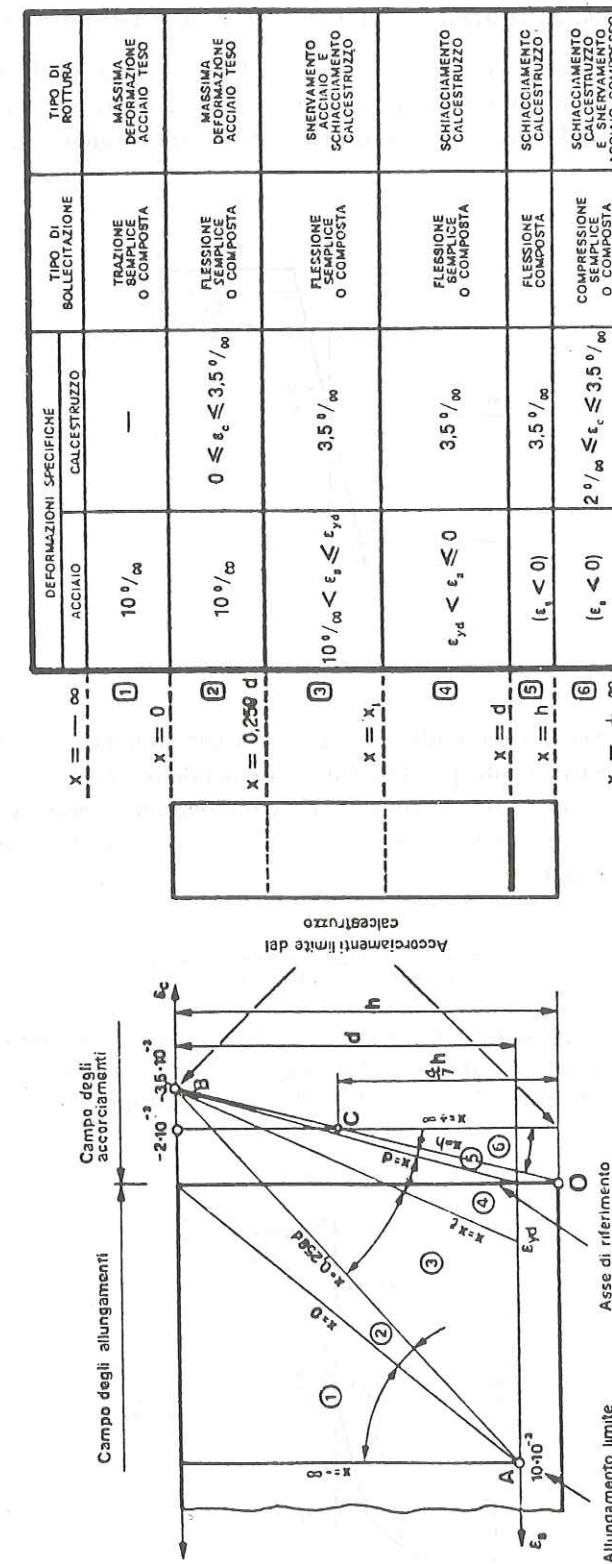
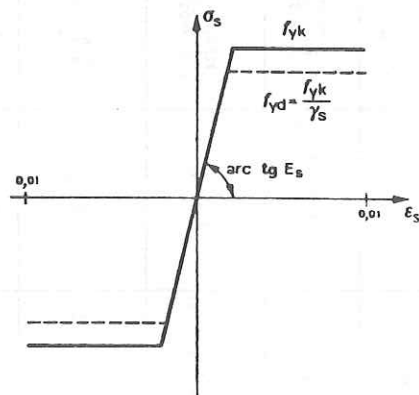


fig. 2

Diagrammi di calcolo sforzi-deformazioni dell'acciaio. (Rif.to punto 4.2.1.4.)

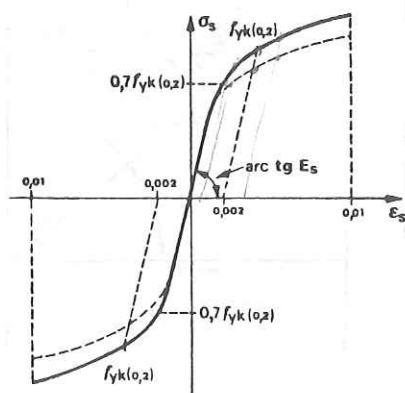
Nel caso di acciaio a durezza naturale, il diagramma è schematizzato con una bilatera, il primo tratto della quale ha pendenza corrispondente al modulo di elasticità E_s ed il secondo tratto è orizzontale, con ordinata f_{yk}/γ_s (fig. 3 a).



Nel caso di acciaio incrudito il diagramma caratteristico è idealizzato con un tratto rettilineo passante per l'origine e di pendenza E_s fra le ordinate $0,7 f_{yk(0,2)}$ rispettivamente in trazione e in compressione, essendo $f_{yk(0,2)}$ la tensione corrispondente alla deformazione permanente $0,002$, e con due tratti curvilinei di equazioni.

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \pm 0,823 \left[\frac{\sigma_s}{f_{yk(0,2)}} - 0,7 \right]^5$$

La relazione col segno + vale in trazione, l'altra in compressione. Il diagramma di calcolo si deduce dal diagramma caratteristico effettuando un'affinità parallelamente alla tangente all'origine nel rapporto $1/\gamma_s$ (fig. 3 b).



Nelle zone di appoggio delle travi continue in cui le sezioni sono calcolate come rettangolari, possono prendersi in conto le armature tese eventualmente contenute nella piattabanda su una larghezza al massimo pari alla larghezza dell'appoggio aumentata di un quinto della distanza fra i punti di momento nullo a cavallo dell'appoggio.

Le armature compresse devono essere contenute all'interno di staffe chiuse che rispettino le prescrizioni sulle distanze delle armature.

Nel caso di armature tese, disposte in più strati in zona ristretta, la deformazione limite $0,01$ può essere assunta al livello baricentrico delle armature.

La deformazione totale delle armature di precompressione allo stato limite ultimo, qualunque sia la loro posizione nella sezione, deve essere valutata tenendo conto dell'allungamento preventivamente imposto (oppure corrispondente al valore caratteristico dello sforzo di precompressione assunto nei calcoli).

Armature di precompressione non aderenti. (Rif.to punto 4.2.1.6.)

Si considerano armature di precompressione non aderenti:

- quelle contenute in guaine non iniettate con malta di cemento, anche se le guaine sono poste all'interno dell'elemento;
- quelle contenute in guaine iniettate con malta di cemento se le guaine sono esterne all'elemento.

Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti. (Rif.to punto 4.2.2.1.)

Le Norme Tecniche possono applicarsi anche agli elementi bidimensionali piani caricati normalmente al loro piano medio aventi armature orientate parallelamente alle relative isostatiche di trazione o, al più, divergenti dalle stesse di 15° .

Nel caso di travi parete, mensole corte, ecc., dovranno utilizzarsi metodi di calcolo fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Il comportamento a rottura degli elementi in cemento armato normale e cemento armato precompresso sottoposti a prevalente sollecitazione di taglio dipende da un gran numero di parametri; non esistono metodi di calcolo semplici che coprono tutti i tipi di rottura e che tengano conto adeguatamente dei contributi alla resistenza di tutti gli elementi costituenti le membrature.

I metodi di calcolo agli stati limite fanno riferimento soltanto ai principali tipi di rottura imputabili al cedimento o del conglomerato d'anima o delle armature trasversali; i rischi inerenti ad altri tipi di rottura devono essere coperti da prescrizioni sui dettagli costruttivi (ancoraggi) e da limitazioni progettuali (interasse minimo delle armature trasversali, conformazione delle armature trasversali, ecc.).

Elementi senza armature trasversali resistenti al taglio. (Rif.to punto 4.2.2.2.)

Si considerano armature trasversali resistenti a taglio le staffe e le altre

armature che collegano il corrente teso al corrente compresso della membratura.

Gli elementi sprovvisti di armatura resistenti a taglio non devono essere soggetti ad apprezzabile sforzo normale di trazione affinché possa instaurarsi il meccanismo resistente arco tirante.

Appartengono a questa categoria di strutture i solai monodimensionali. I metodi di calcolo relativi possono applicarsi anche alle travi poste su aperture di luce modesta.

Verifica degli elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti al taglio.
(Rif.to punti 4.2.2.2.1. e 4.2.2.2.2.)

La verifica può effettuarsi rispettando la condizione:

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

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;

ρ_t = $\frac{A_{st}}{b_w \cdot d}$ e comunque $\rho_t \leq 0,02$;

b_w = larghezza della membratura resistente a taglio;

d = altezza utile della sezione;

δ = 1 in assenza di sforzo normale;

δ = 0 in presenza di un apprezzabile sforzo normale di trazione;

δ = $1 + \frac{M_o}{M_{Sdu}}$ in presenza di sforzo di compressione

(o di precompressione); M_o 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_o .

A_{st} = 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 4).

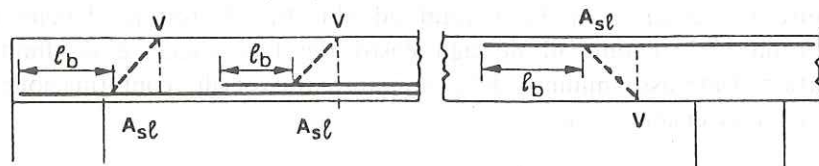


fig. 4

Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

Verifica del conglomerato. (Rif.to punto 4.2.2.3.1.)

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.

Verifica dell'armatura trasversale d'anima. (Rif.to punto 4.2.2.3.2.)

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 α è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave, A_{sw} l'area dell'armatura trasversale posta all'interasse s , δ 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;

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

M_{Sdu} definiti precedentemente.

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

Verifica dell'armatura longitudinale. (Rif.to punto 4.2.2.3.3.)

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 precedenti, riferite ai punti 4.2.2.3.1., 4.2.2.3.2., 4.2.2.3.3. delle Norme Tecniche, sono relative ad una inclinazione delle bielle d'anima pari a 45° .

Travi precomprese con armature inclinate. (Rif.to punto 4.2.2.4.1.)

Nei tratti in cui l'armatura di precompressione è inclinata, è consentito, nel calcolo di V_{rd} , assumere d costante ed uguale al suo valore massimo nel tratto considerato, purché l'armatura ordinaria longitudinale residua sia tale da rispettare la condizione imposta al punto 4.2.2.2. (verifica dell'armatura longitudinale in elementi senza armature trasversali resistenti al taglio).

Al punto 4.2.2.4.1. delle Norme Tecniche i termini di taglio, relativi allo stato limite ultimo, sono riportati, per semplicità, senza l'indice u .

Casi particolari

Carichi in prossimità degli appoggi. (Rif.to punto 4.2.2.4.2.)

Le prescrizioni di norma derivano dal comportamento secondo lo schema reticolare di Mörsch in presenza di carichi concentrati.

Carichi appesi o indiretti. (Rif.to punto 4.2.2.4.3)

Il caso ricorre ad esempio quando:

- i carichi sono applicati al lembo inferiore delle travi; alle staffe compete lo sforzo di sospensione oltre gli sforzi conseguenti al funzionamento a traliccio;
- una trave si innesta ortogonalmente in un'altra di maggior rigidità; le armature trasversali della trave principale sono anche impegnate a trasferire il carico trasmesso dalla trave portata;
- muro di sostegno realizzato con soletta verticale e nervature interne; le staffe che collegano la soletta alle nervature, oltre gli sforzi del traliccio, riportano la spinta del terreno sulle nervature.

Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati. (Rif.to punto 4.2.2.5.)

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.

Verifica allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti. (Rif.to punto 4.2.3.1.)

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.

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 .

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

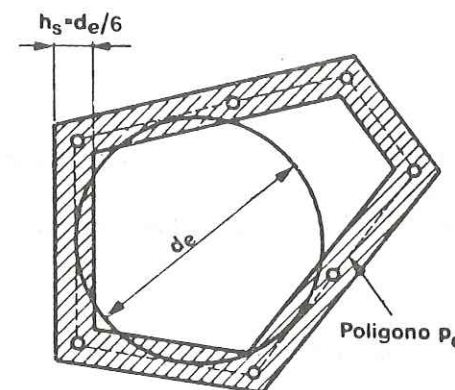


fig. 5

Verifica della resistenza. (Rif.to punto 4.2.3.2.)

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 taglio 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:

$$T_{Sdu} \leq \frac{A_1}{u_e} \cdot 2 \cdot B_e \cdot f_{yld}$$

con:

A_1 = 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:

$$A_{s1} = \frac{f_{plk}}{f_{ytk}} A_{p1}$$

Sollecitazioni composte

a) 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.

b) 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:

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

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

essendo b_w la larghezza dell'anima al livello considerato.

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.

Stato limite di fessurazione. (Rif.to punto 4.2.4.1.)

Le fessure non sono da considerarsi fenomeno anomalo entro strutture in c.a. non precompresso soggette a trazione, flessione, taglio, torsione per effetto di carichi o di deformazioni imposte (deformazioni termiche, ritiro, cedimento dei vincoli). È tuttavia necessario contrastarne l'apertura e rispettare le esigenze funzionali e di durata, nonché quelle inerenti l'estetica.

Definizione degli stati limite di fessurazione. (Rif.to punto 4.2.4.1.)

La verifica allo stato limite di decompressione relativa non esclude che qualche fessura possa temporaneamente verificarsi sotto l'azione di carichi rari.

Le verifiche dei vari stati limite elencati devono considerarsi convenzionali e destinate a graduare le precauzioni atte a contenere l'apertura delle lesioni.

In particolare la verifica dello stato limite di formazione delle fessure deve essere accompagnata dalla valutazione dell'apertura di fessure che si avrebbe in assenza di resistenza a trazione.

Parti diverse di una stessa struttura possono essere progettate per differenti stati limite.

I valori $w_1 - w_2 - w_3$ corrispondono al caso in cui il ricoprimento è uguale al minimo valore indicato al punto 6.1.4. Per valori di ricoprimento maggiori, le massime aperture ammissibili w sopraindicate possono essere aumentate secondo il rapporto $c/c_{\text{minimo}} \leq 1,5$.

Condizioni ambientali. (Rif.to punto 4.2.4.4.)

Esempi di ambiente poco aggressivo:

— Interno di fabbricati di abitazione e uffici.

Esempi di ambiente moderatamente aggressivo:

— Interno di fabbricati con alta umidità relativa o dove vi sia rischio di temporanea presenza di vapori corrosivi; acqua corrente; atmosfera urbana o rurale senza grandi condensazioni di vapori aggressivi; suoli ordinari.

Esempi di ambiente molto aggressivo:

— Acque pure, liquidi anche debolmente acidi, acque salmastre o acqua con alto contenuto di ossigeno; gas corrosivo; suoli contenenti sostanze acide; atmosfera marina.

Sensibilità delle armature alla corrosione. (Rif.to punto 4.2.4.5.)

Le verifiche di cui al punto 4.2.4.5. comportano in taluni casi una restrizione dei domini di sicurezza delimitati dai diagrammi di interazione di cui alle Istruzioni relative al punto 4.2.1.1., che potranno concretizzarsi nel tracciamento di opportune curve limiti.

Scelta degli stati limite di fessurazione. (Rif.to punto 4.2.4.6.)

Le esigenze funzionali sono state raggruppate in tre categorie per facilitare

eventuali riferimenti contrattuali, senza che ciò corrisponda ad una classificazione dei tipi di struttura.

Verifiche allo stato limite di fessurazione per sollecitazioni normali

Stato limite di decompressione. (Rif.to punto 4.2.4.7.1.1.)

Si deve tener conto, se del caso, delle cadute di tensione di precompressione e della resistenza opposta dalle armature aderenti alla chiusura delle fessure, quando la fessurazione sia ammessa per un livello di carico più elevato di quello per il quale è stato verificato lo stato limite di decompressione.

Stato limite di formazione delle fessure. (Rif.to punto 4.2.4.7.1.2.)

Questo stato limite deve essere considerato solo nel caso in cui l'intervento di una combinazione di azioni rara possa avere effetto determinante.

Il calcolo si riferisce generalmente alla fibra estrema della sezione.

Stato limite di apertura delle fessure. (Rif.to punto 4.2.4.7.1.3.)

L'area efficace A_{ceff} è l'area di calcestruzzo entro la quale la barra di acciaio può effettivamente influenzare l'apertura della fessura. Si può ritenere, per una singola barra, che l'area efficace abbia forma circolare con diametro pari a 14 volte il diametro della barra. Applicando tale concetto ai casi usuali di sezioni inflesse e tese si può porre $A_{ceff} = b_{eff} \cdot d_{eff}$ in cui i valori da attribuire a b_{eff} e d_{eff} sono indicati nella fig. 6.

Il valore w_k calcolato si riferisce all'apertura della fessura misurata sulla superficie del calcestruzzo all'interno dell'area di efficacia dell'armatura; al di fuori di tale area le fessure possono allargarsi, e la loro ammissibilità dipende dalle esigenze estetiche. Se tali più ampie fessure non sono ammissibili, occorre predisporre ulteriori armature.

In assenza di dati più precisi i parametri s_{rm} e ϵ_{sm} che definiscono w_m e w_k possono valutarsi come segue, nell'ipotesi che le armature siano distribuite uniformemente sull'area efficace della sezione trasversale.

a) La distanza media fra le fessure per la condizione di fessurazione stabilizzata in corrispondenza del livello baricentrico dell'armatura all'interno dell'area efficace è data da:

$$S_{rm} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k_2 \cdot k_3 \frac{\emptyset}{\sigma_r}$$

in cui:

- c = ricoprimento dell'armatura;
- s = distanza fra le barre; se $s > 14 \cdot \emptyset$ si adotterà $s = 14 \cdot \emptyset$;
- \emptyset = diametro della barra;
- k_2 = coefficiente che caratterizza l'aderenza del calcestruzzo alla barra e al quale si assegnano i seguenti valori:

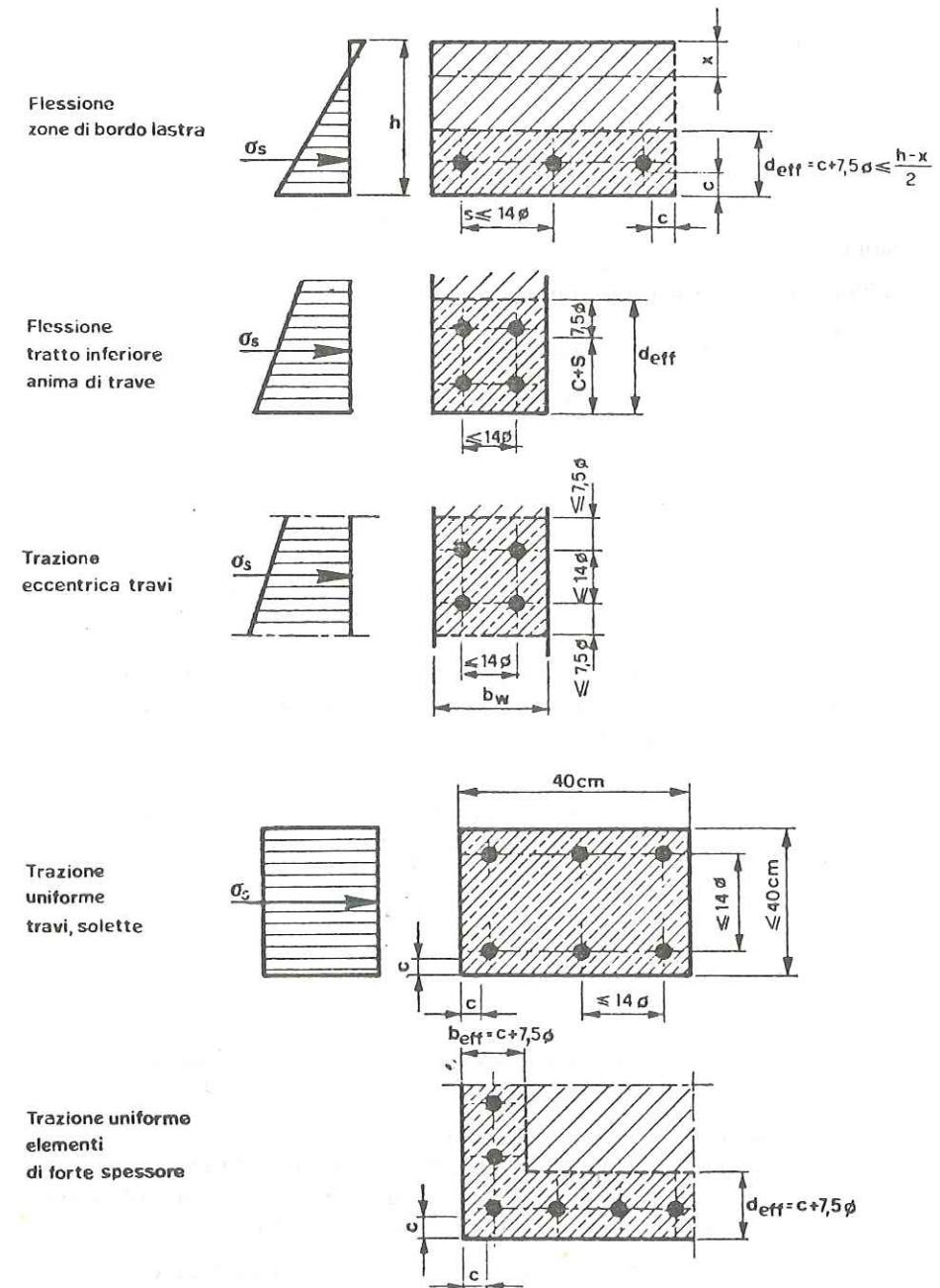


fig. 6

0,4 per barre ad aderenza migliorata

0,8 per barre lisce

k_3 = coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle tensioni prima della fessurazione in base al seguente prospetto:

0,125 nel caso di diagramma triangolare di flessione o pressoflessione

0,250 nel caso di trazione pura

$0,25 \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2 \sigma_1}$ nel caso di trazione eccentrica o nel caso in cui si consideri una sola parte della sezione

σ_1, σ_2 = trazione del calcestruzzo teso;

$$e_r = \frac{A_s}{A_{ceff}}$$



A_s = area della sezione di acciaio posta nell'area A_{ceff} . Le armature di precompressione di area A_p possono essere prese in conto solo se aderenti direttamente al calcestruzzo.

b) La deformazione unitaria media dell'armatura ϵ_{sm} può valutarsi secondo la seguente espressione che tiene conto della collaborazione del calcestruzzo teso che la circonda:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad \left(\geq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s} \right)$$

in cui:

σ_s = tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata;

σ_{sr} = tensione nell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione f_{ctm} nella fibra di calcestruzzo più sollecitata in sezione interamente reagente, compresa nell'area efficace;

β_1 = coefficiente rappresentativo l'aderenza acciaio calcestruzzo che assume i valori;

1,0 nel caso di barre ad aderenza migliorata

0,5 nel caso di barre lisce

β_2 = coefficiente che tiene conto delle condizioni di sollecitazione:

1,0 nel caso della prima applicazione di una azione di breve durata;

0,5 nel caso di azioni di lunga durata o nel caso di azioni ripetute.

Il diagramma della deformazione ϵ_{sm} in funzione della tensione σ_s è riportato in fig. 7.



fig. 7

Le relazioni precedenti (S_{sm}) e (ϵ_{sm}) possono essere usate per calcolare l'ampiezza delle fessure anche prima della stabilizzazione della fessurazione.

Per gli elementi monodimensionali si può effettuare una verifica a fessurazione forfaitaria ammettendo che la tensione nell'acciaio in presenza della combinazione di azioni frequenti sia $\sigma_s = 0,7 f_{yk}$.

Stato limite di compressione in esercizio. (Rif.to punto 4.2.5.)

Tale limitazione è destinata a prevenire il pericolo di fessurazione longitudinale, di microfessurazione o di «fluage» eccessivo.

Stato limite di deformazione. (Rif.to punto 4.2.7.1.)

Se le deformazioni possono provocare danni, esse devono essere valutate assumendo i frattili inferiori delle rigidzze.

Nel calcolo delle controfrecce si dovrà tener conto dell'influenza delle fasi di costruzione, del trattamento del calcestruzzo e dell'età dei getti all'intervento delle prime sollecitazioni.

Deformazioni flessionali. (Rif.to punto 4.2.7.3.)

L'espressione della curvatura nello stato I (non fessurato) è la seguente:

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{c1} + \epsilon_{c2}}{h}$$

essendo ϵ_{c1} e ϵ_{c2} rispettivamente le deformazioni unitarie, in valore assoluto, delle fibre estreme distanti h .

Quando si tratta di evitare danni si assume il frattile inferiore della resistenza $f_{ct} = 0,7 f_{cm}$; per il calcolo delle controfrecce si assume il valore medio f_{cm} .

L'espressione generale della curvatura nello stato II (fessurato) è la seguente:

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{cm} + \epsilon_{sm}}{d}$$

essendo:

ϵ_{cm} = contrazione unitaria media della fibra estrema di conglomerato, in valore assoluto;

ϵ_{sm} = allungamento unitario medio dell'acciaio, che può essere calcolato

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$$

in cui $\beta_1, \beta_2, \sigma_s, \sigma_{sr}$ hanno il significato precedentemente indicato.

La formula è valida per $\sigma_s > \sigma_{sr}$ senza la limitazione $\epsilon_{sm} \leq 0,4 \frac{\sigma_s}{E_s}$ imposta per il calcolo dell'apertura delle fessure.

Il diagramma tipico $M - \epsilon_{sm}$ è in fig. 8.

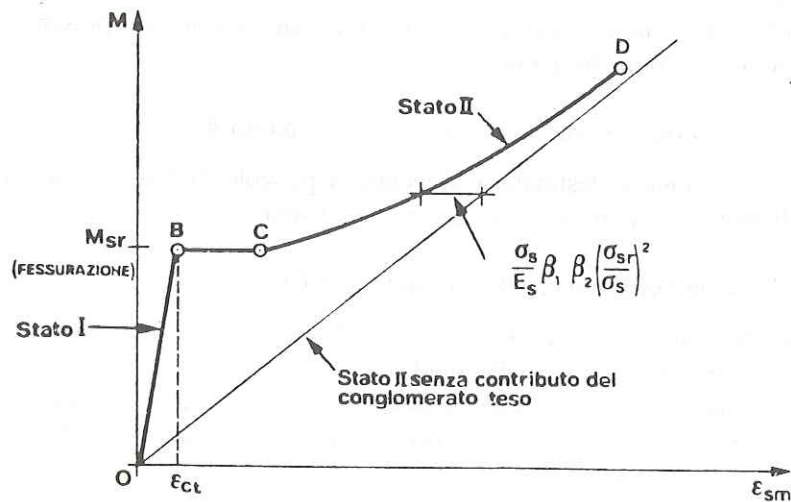


fig. 8

Per l'applicazione interessano soltanto le deformazioni relative ai tratti OB (stato I) e CD (stato II).

Le deformazioni reali possono differire sensibilmente dei valori medi calcolati, e in modo particolare se i momenti flettenti agenti sono dell'ordine di grandezza del momento di fessurazione.

Lo scarto dipende dalla dispersione delle caratteristiche dei materiali, dalle condizioni ambientali, dalle condizioni di carico e dalla storia dei carichi precedenti.

Esso può raggiungere il 30% in presenza di una bassa percentuale di armatura longitudinale, con calcestruzzo di resistenza $f_{ck} = 16 \text{ N/mm}^2$ [160 kgf/cm^2] e si riduce al 10% in presenza di forte percentuale di armatura con calcestruzzo di resistenza $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ [350 kgf/cm^2].

Rapporti di snellezza limite. (Rif.to punto 4.2.7.4.)

I valori del rapporto l/h possono essere corretti mediante fattori che tengono conto dell'influenza delle armature tese e delle armature compresse sulla deformazione.

A titolo indicativo, a tali fattori si possono attribuire i seguenti valori:

Percentuale di armatura tesa $\frac{A_{st}}{b \cdot d} \cdot 100$	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00
Fattore	1,18	1,05	0,97	0,87	0,82	0,78	0,75

Percentuale di armatura compressa $\frac{A_{sc}}{b \cdot d} \cdot 100$	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	3,00
Fattore	1,07	1,14	1,20	1,25	1,22	1,40	1,50

In ogni caso nella scelta del fattore correttivo non si potrà tener conto di una percentuale di armatura compressa maggiore di quella tesa.

Elementi snelli. (Rif.to punto 4.2.8.1.)

I rischi inerenti ai fenomeni di instabilità locali dovranno essere oggetto di controlli specifici.

Deformazioni viscosi. (Rif.to punto 4.2.8.5)

Per tener conto delle deformazioni viscosi l'eccentricità del primo ordine e_{1g} del carico permanente e quasi permanente può essere maggiorata in base all'espressione:

$$e_c = e_{1g} \left[\exp \left(\frac{\varphi_{(t^*, t_0)} \cdot F_g \cdot \gamma_n}{F_E - \gamma_n \cdot F_g} \right) - 1 \right]$$

dove:

e_{1g} = è la somma dell'eccentricità del primo ordine del carico F_g e dell'eccentricità non intenzionale e_{ni} ;

F_g = è il carico assiale di lunga durata;

$F_E = 10 \frac{E_c I_c}{l_c^2}$, essendo I_c il momento di inerzia della sezione di solo conglomerato.

Verifica delle strutture complesse. (Rif.to punto 4.2.8.6.)

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.

Telai a nodi fissi. (Rif.to punto 4.2.8.7.)

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 rigidità dei nuclei di controventamento (circa costante sull'altezza):

N = somma dei carichi verticali di esercizio;

n = numero dei piani.

Colonne singole. (Rif.to punto 4.2.8.8.)

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:

$$M_{1d} = N_d \cdot e'$$

con $e' = 0,6 e_2 + 0,4 e_1 (\geq 0,4 e_2)$

ed

$$e_2 \geq e_1$$

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

Se risulta $e_2 > e' + \delta$, dovrà essere anche verificata la sezione soggetta alla eccentricità e_2 senza effetti del secondo ordine.

Procedimento della colonna modello. (Rif.to punto 4.2.8.8.2.)

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 quello 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.

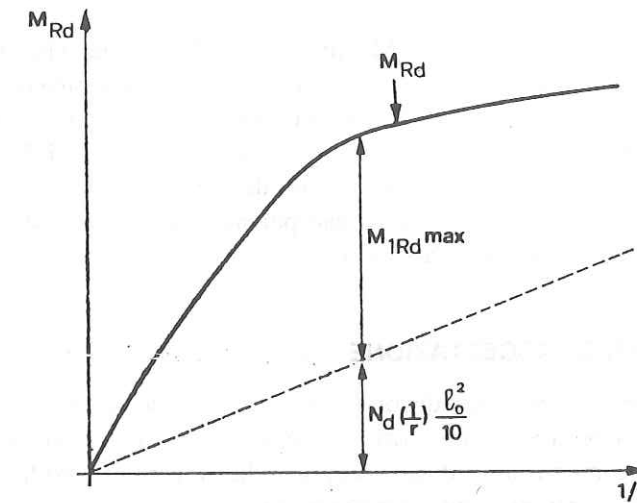


fig. 9

B. ISTRUZIONI PER L'IMPIEGO DI ANCORAGGI PER CAVI DA CONGLOMERATO CEMENTIZIO PRECOMPRESSO

Le presenti istruzioni si applicano a qualsiasi tipo di ancoraggio provvisorio o definitivo, fisso o «a tendere», usato in strutture in conglomerato cementizio ad armature post-tese in condizioni normali di esercizio.

B.1. DEFINIZIONI

Tirante elementare. Filo treccia, trefolo o barra bloccati singolarmente o in piccoli gruppi in un unico apparecchio di bloccaggio.

Cavo. Insieme di uno o più tiranti elementari contenuti in una guaina ed ancorati mediante un unico dispositivo di ancoraggio.

Bloccaggio. Dispositivo adatto al trasferimento della forza da un tirante elementare all'ancoraggio.

Ancoraggio. Dispositivo adatto al trasferimento della forza dal cavo al calcestruzzo.

Tipologia di ancoraggio. La serie di ancoraggi di diversa potenza costituiti da un numero variabile di bloccaggi identici fra di loro.

Apparecchio di giunzione. Dispositivo adatto al trasferimento della trazione di tiranti elementari o cavi tra due sezioni non necessariamente identiche.

Blocco di testata. La parte di una struttura precompressa armata in modo particolare per resistere agli sforzi indotti dalle forze di ancoraggio.

Complesso di ancoraggio. Il complesso costituito da ancoraggi, tiranti, armature accoppiate agli ancoraggi ed armature supplementari disposte nel blocco di testata.

Messa in tensione. Tesatura del cavo mediante opportuni dispositivi meccanici o idraulici.

Assestamento del bloccaggio. Movimento del bloccaggio che può avvenire durante o subito dopo la messa in tensione e può risultare tipico per determinati procedimenti di ancoraggio (N.B.: durante l'assestamento del bloccaggio non vi è movimento relativo tra tirante elementare e bloccaggio).

Slittamento del bloccaggio. Movimento del tirante elementare rispetto al bloccaggio (N.B.: lo slittamento denuncia parziale inefficienza del bloccaggio e non deve essere confuso con l'assestamento).

B.2. RICHIESTA DI ACCETTAZIONE

I produttori di ancoraggi devono depositare presso il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (come prescritto al punto 3.2.1. delle Norme Tecniche) un'adeguata documentazione degli ancoraggi che intendono produrre.

Tale documentazione dovrà comprendere:

- a) i disegni degli ancoraggi con la esatta indicazione delle dimensioni, dei materiali impiegati, delle tolleranze ammesse e di ogni altra caratteristica;
- b) i risultati delle prove eseguite come specificato nel successivo punto B.3.;
- c) la resistenza caratteristica del calcestruzzo da utilizzarsi in corrispondenza degli ancoraggi;
- d) le armature accoppiate agli ancoraggi con esatta specifica delle dimensioni, delle caratteristiche, ed una relazione tecnica giustificativa, illustrante anche le particolari modalità di posizionamento e fissaggio degli ancoraggi, sia per ciò che riguarda il loro accostamento, sia la loro distanza dai lembi della struttura.

Tutta la documentazione dovrà essere firmata da un Ingegnere o Architetto iscritti nel relativo albo.

Gli ancoraggi e tutte le loro parti dovranno portare un marchio indelebile che ne comprovi la provenienza e la conformità ai disegni depositati.

Ancoraggi analoghi, ma di potenza e dimensioni diverse, devono essere oggetto di disegni separati.

Eventuali aggiunte o varianti ai cataloghi dei produttori dovranno essere comunicate al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici prima dell'impiego dei nuovi ancoraggi.

Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici restituirà una copia vidimata di tutta la documentazione per presa visione e conoscenza onde attestare il deposito.

B.3. PROVE DI ACCETTAZIONE

Le prove devono essere eseguite sotto il controllo di un Laboratorio Ufficiale.

B.3.1. Prove di efficienza del bloccaggio (relative ad un determinato ancoraggio).

Le prove statiche e sotto carichi ripetuti dovranno essere eseguite per ogni ancoraggio di cui si richiede l'accettazione.

B.3.1.1. Caratteristiche del campione.

- a) Il campione, sia nelle prove statiche che sotto carichi ripetuti, consisterà di uno o più tiranti elementari, di lunghezza adeguata e comunque non inferiore a 1,50 m, bloccati ad una estremità nell'ancoraggio considerato;
- b) nel campione il numero di fili, trecce, trefoli o barre sarà quello massimo relativo all'ancoraggio considerato, con prelievo dell'acciaio dallo stesso rotolo, bobina o fascio;
- c) le eventuali deviazioni angolari che i fili, trecce, trefoli o barre possono assumere nell'ancoraggio in opera dovranno essere fedelmente riprodotte nel campione in prova.

B.3.1.2. Prove statiche.

Le prove statiche dovranno essere eseguite su una serie di almeno 10 campioni identici.

Il carico dovrà essere applicato gradualmente, e realizzato per mezzo di martinetti tarati o di adatte macchine di trazione.

Il carico limite di prova è definito come il carico in corrispondenza del quale il bloccaggio non è in grado di assolvere la sua funzione.

B.3.1.3. Requisiti dei risultati delle prove statiche.

L'efficienza del bloccaggio è misurata dai rapporti seguenti:

- a) rapporto tra il corrispondente carico limite teorico ottenuto quale prodotto dell'area teorica del campione per la resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato;
- b) rapporto tra il carico limite di prova ed il corrispondente carico limite ottenuto quale prodotto dell'area effettiva del campione per la resistenza media dell'acciaio impiegato, determinata come media aritmetica delle resistenze unitarie di almeno 3 provini prelevati dallo stesso rotolo, bobina o fascio utilizzato per il campione.

L'efficienza è raggiunta se tali rapporti risultano non inferiori allo 0,92.

B.3.1.4. Prove sotto carichi ripetuti.

Le prove dovranno essere eseguite su almeno due campioni. La tensione applicata, determinata con riferimento all'area effettiva del campione, dovrà oscillare nell'intervallo.

$$(0,65 R_{ak} \pm 50) N/mm^2$$

$$[(0,65 R_{ak} \pm 500) kgf/cm^2]$$

essendo R_{ak} la resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato.

Se l'ancoraggio considerato riguarda cavi non aderenti (tipo unbonded) soggetti a variazioni di tensione, le prove devono essere eseguite su almeno quattro campioni identici.

B.3.1.5. Requisiti dei risultati delle prove sotto carichi ripetuti.

L'efficienza del bloccaggio è raggiunta se ogni campione sopporta, senza rottura di più del 5% della sezione resistente, non meno di 2 milioni di chili di carico.

B.3.2. Prova di efficienza del complesso di ancoraggio.

La prova dovrà essere eseguita su tutti i diversi tipi di ancoraggio compresi nel catalogo del produttore, inclusi gli eventuali ancoraggi fissi.

Per ogni tipo di ancoraggio la prova dovrà essere condotta sull'ancoraggio di potenza massima e su un altro ancoraggio scelto fra quelli di impiego più comune.

B.3.2.1. Caratteristiche del campione.

a) Il campione consisterà in un ancoraggio immerso in un prisma armato a sezione rettangolare o quadrata, in modo da riprodurre le condizioni di lavoro di un blocco di testata standard;

b) il rapporto tra ciascun lato dell'area di calcestruzzo effettivamente caricata dall'ancoraggio, centrato rispetto al prisma, e la corrispondente dimensione del prisma deve essere uguale a 0,65; la lunghezza del prisma non deve essere inferiore al doppio del suo lato maggiore; per gli ancoraggi circolari in luogo delle misure dei lati si assumerà il diametro dell'ancoraggio;

c) nel caso in cui il produttore preveda, nelle applicazioni, per la distanza della piastra di ancoraggio da un bordo del calcestruzzo un valore minore di quello risultante dal precedente punto b) la corrispondente dimensione del prisma di calcestruzzo dovrà essere opportunamente ridotta per realizzare un prisma conforme a tale disposizione;

d) la qualità del calcestruzzo all'atto della prova, nonché il tipo e le dimensioni delle armature accoppiate agli ancoraggi saranno quelle previste dai disegni di cui al precedente punto B.2.; in particolare la resistenza del calcestruzzo dovrà essere uguale, con tolleranza $\pm 10\%$, a quella caratteristica prevista al detto punto B.2.;

e) nel campione, il numero dei tiranti elementari sarà quello massimo relativo all'ancoraggio considerato, con prelievo dell'acciaio dallo stesso rotolo, bobina o fascio.

B.3.2.2. Modalità di prova.

La prova dovrà essere eseguita su due campioni, provati contemporaneamente. Il carico sarà applicato per mezzo di martinetti tarati, posizionati tra i due prismi di calcestruzzo contrapposti; in alternativa, potrà essere provato un solo campione, purché a mezzo di una adatta attrezzatura si realizzino analoghe condizioni di prova.

Il carico dovrà essere applicato gradualmente, con sosta di un'ora in corrispondenza della massima tensione iniziale di tiro prevista dalla vigente normativa.

Durante la prova dovrà essere rilevato l'inizio della fessurazione, il suo evolversi, l'ampiezza delle fessure, nonché la comparsa di altre manifestazioni di dissesto, l'entità dei carichi raggiunti e le modalità della rottura.

Il carico limite di prova è definito come il minore dei carichi per il quale:

- a) il campione non sopporta ulteriori incrementi di carico;
- b) compaiono nel prisma di calcestruzzo sostanziali manifestazioni di dissesto.

Se l'ancoraggio considerato riguarda cavi non aderenti (tipo unbonded), sul complesso di ancoraggio deve essere effettuata anche una prova sotto carichi richiesti con le specifiche ed i requisiti di cui ai punti B.3.1.4. e B.3.1.5.

B.3.2.3. Requisiti dei risultati.

L'efficienza del complesso di ancoraggio è misurata dai rapporti tra il carico limite di prova ed i corrispondenti carichi limite determinati secondo le modalità a) e b) di cui al precedente punto B.3.1.3.

L'efficienza è raggiunta se tali rapporti risultano non inferiori allo 0,92.

B.3.2.4. Deroghe.

A causa delle oggettive difficoltà che può presentare la prova di efficienza di complessi di ancoraggio per cavi di potenza elevata, possono essere eventualmente accettate, per ancoraggi di potenza superiore $5 \cdot 10^6 N$ [500.000 kgf] e previo parere favorevole del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, anche prove su modelli o prove su ancoraggi di potenza inferiore, purché sia dimostrata l'estrapolabilità dei risultati della prova ad ancoraggi di potenza superiore.

B.3.3. Prove di efficienza di apparecchi di giunzione.

Gli apparecchi destinati alla giunzione di tiranti elementari o cavi devono essere sottoposti alle stesse prove richieste al precedente punto B.3.1. raggiungendo analoghe efficienze.

C. ISTRUZIONI PER LE STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO CON ARMATURA NORMALE O DI PRECOMPRESSIONE E CONFEZIONATO CON AGGREGATI LEGGERI ARTIFICIALI

Per le opere e gli elementi strutturali in conglomerato cementizio confezionato con aggregati leggeri artificiali così come definito in 1.2 e con armatura normale e/o di precompressione, si applicano le norme relative ai calcestruzzi ordinari (Norme Tecniche — Parte prima e relativi allegati), modificate ed integrate dalle norme seguenti.

C.1. CALCESTRUZZO LEGGERO STRUTTURALE

Si definisce calcestruzzo leggero strutturale, un conglomerato cementizio a struttura compatta, ottenuto sostituendo tutto o in parte l'inerte ordinario con aggregato leggero artificiale, costituito da argilla o scisti espansi.

Questo calcestruzzo è caratterizzato da una massa volumica a 28 gg. compresa tra 1200 e 2000 kg/m^3 .

La resistenza caratteristica a compressione R_{ck} a 28 gg. deve risultare non inferiore a 15 N/mm^2 (150 kgf/cm^2).

La massa volumica del conglomerato viene misurata secondo le procedure indicate nella norma UNI 7548 — Parte seconda (giugno 1976).

Per la determinazione di R_{ck} valgono le prescrizioni relative ai conglomerati ordinari.

C.2. AGGREGATO LEGGERO

C.2.1. Definizioni.

Si definisce massa volumica media dei granuli il rapporto tra la massa del materiale essiccato ed il suo volume, delimitato dalla superficie dei granuli stessi. Il suo valore si determina con le procedure indicate nella norma UNI 7549 — Parte quinta (giugno 1976).

Si definisce massa volumica dell'aggregato leggero in mucchio (peso in mucchio) la massa di un volume unitario di aggregato, comprendendo nella misura i vuoti dei granuli e fra i granuli. Il suo valore si determina con le procedure indicate nella norma UNI 7549 — Parte quarta (giugno 1976).

Per gli aggregati di argilla espansa, in via approssimativa, la massa volumica media dei granuli può stimarsi moltiplicando per 1,7 la massa volumica in mucchio.

C.2.2. Caratteristiche dei granuli.

Per i granuli di argilla espansa e di scisti espansi si richiede:

- nel caso di argilla espansa: superficie a struttura prevalentemente chiusa, con esclusione di frazioni granulometriche ottenute per frantumazione successiva alla cottura;

- nel caso di scisti espansi: struttura non sfaldabile con esclusione di elementi frantumati come sopra indicato.

C.2.3. Coefficiente di imbibizione.

Il coefficiente di imbibizione dell'aggregato leggero è definito come la quantità di acqua che l'inerte leggero può assorbire, in determinate condizioni, espressa in per cento della sua massa.

Il suo valore si determina con le procedure indicate nella norma UNI 7549 — Parte sesta (giugno 1976).

Il coefficiente di imbibizione determinato dopo 30 min deve essere non maggiore del 10% per aggregati con massa volumica in mucchio superiore a 500 kg/m^3 , e del 15% per aggregati con massa volumica in mucchio non superiore a 500 kg/m^3 .

C.3. COMPOSIZIONE DEL CALCESTRUZZO

C.3.1. Definizioni.

Il volume del calcestruzzo assestato è uguale alla somma dei volumi assoluti del cemento, degli aggregati, dell'acqua e dell'aria occlusa.

Si definisce volume assoluto di un componente il suo volume reale, escludendo i vuoti dei granuli e fra i granuli, per i componenti solidi.

Si definisce indice di assestamento di un calcestruzzo leggero il valore determinato con le procedure indicate nell'appendice B della norma UNI 7549 — Parte dodicesima (giugno 1976).

C.3.2. Acqua.

L'acqua impiegata per l'impasto del calcestruzzo leggero è costituita da:

- acqua efficace: è quella contenuta nella pasta cementizia. Essa condiziona la lavorabilità e la resistenza del calcestruzzo leggero. A titolo orientativo, per un calcestruzzo di consistenza plastica, avente un indice di assestamento compreso tra 1,15 e 1,20 il dosaggio di acqua efficace risulta compreso fra 150 e 180 litri per metro cubo di calcestruzzo assestato;
- acqua assorbita dall'aggregato leggero nel periodo di tempo tra miscelazione e posa in opera.

L'assorbimento dà luogo ad una perdita progressiva di lavorabilità dell'impasto. Si assume pari all'assorbimento in peso a 30 min misurato secondo UNI 7549-76. In mancanza di una determinazione diretta, tale assorbimento può essere valutato pari al 10% del peso dell'aggregato leggero presente nell'impasto.

Il dosaggio dell'acqua risulta dalla somma dell'acqua efficace e dell'acqua assorbita. Da tale somma si deve detrarre l'acqua contenuta nella sabbia naturale ed il 40% dell'acqua presente come umidità nell'aggregato leggero.

Pertanto l'umidità presente nell'aggregato leggero deve essere determinata

ai fini del calcolo del dosaggio dell'acqua di impasto. La prebagnatura degli aggregati leggeri non è necessaria se non in casi particolari.

C.3.3. *Aria occlusa.*

È misurata dai vuoti residui di assestamento dell'impasto ed ha un volume che può considerarsi mediamente compreso tra il 2,5% ed il 3,5% del volume del calcestruzzo assestato.

La quantità di aria occlusa può essere aumentata a mezzo di additivi aeranti (vedi UNI 7103-72), comunque non superando il 7% del volume del calcestruzzo assestato.

C.4. CONFEZIONE E POSA DEL CALCESTRUZZO

C.4.1. *Confezione.*

È opportuno eseguire una prova del mescolatore al fine di verificarne l'idoneità per l'impasto previsto.

In condizioni normali, si consiglia di introdurre i componenti dell'impasto nel mescolatore in rotazione nel seguente ordine:

- aggregato grosso;
- 2/3 dell'acqua totale prevista;

e, dopo un intervallo di circa 20" ÷ 60":

- aggregato fine e cemento;
- 1/3 dell'acqua prevista, con eventuali additivi.

Il tempo di mescolazione, a partire dall'avvenuta introduzione di tutti i componenti, non deve risultare inferiore a un minuto primo, seppure sia consigliabile un tempo maggiore.

C.4.2. *Consistenza.*

Per disporre di sufficiente coesione ed evitare segregazioni, la consistenza dovrà essere «plastica» al momento della posa in opera, e cioè con un indice di assestamento compreso, nei casi ordinari, tra 1,10 e 1,20.

La consistenza necessaria al momento del getto dovrà essere determinata, caso per caso, con prove preliminari.

C.4.3. *Posa e compattazione.*

I getti devono essere eseguiti a strati di spessore limitato per consentirne la vibrazione completa ed evitare il fenomeno della segregazione.

La compattazione del calcestruzzo leggero va sempre realizzata con l'impiego di vibrazione, la cui entità deve essere maggiore che per il calcestruzzo ordinario.

C.5. PROPRIETÀ DEL CALCESTRUZZO INDURITO

Data la estrema variabilità delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo leggero in funzione della sua composizione e del tipo di aggregato leggero utilizzato, la maggior parte delle caratteristiche necessarie ai fini dei calcoli strutturali andranno definite per via sperimentale.

È obbligatorio pertanto eseguire uno «studio preliminare di qualificazione» come definito nell'Allegato 2 alle Norme Tecniche «Controlli sul conglomerato», relativo alle seguenti grandezze:

C.5.1. *Massa volumica.*

Si intende quella misurata a 28 giorni di stagionatura, determinata secondo la norma UNI 7548 - Parte seconda (giugno 1976).

La massa del calcestruzzo armato, in mancanza di calcoli specifici, si otterrà incrementando di 100 kg/m³ la massa misurata del calcestruzzo.

C.5.2. *Resistenza caratteristica a compressione.*

È definita e va controllata come per il calcestruzzo normale (Allegato 2 alle Norme Tecniche).

C.5.3. *Resistenza a trazione.*

Va determinata mediante prove sperimentali a trazione semplice, secondo le modalità di cui alle norme UNI.

Valutata la resistenza a trazione media f_{ctm} su almeno 6 campioni prismatici o cilindrici, i valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% possono assumersi pari a:

$$f_{ctk}(5\%) = 0,7 f_{ctm} \quad f_{ctk}(95\%) = 1,3 f_{ctm}$$

Il valore della resistenza a trazione per flessione si assumerà, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

$$f_{cft} = 1,2 f_{ctm}$$

C.5.4. *Modulo elastico.*

Il modulo elastico secante a compressione va determinato mediante sperimentazione diretta da eseguirsi secondo la norma UNI 6556 (marzo 1976), ed è dato dal valore medio su almeno 3 provini prismatici o cilindrici.

C.5.5. *Dilatazione termica.*

In mancanza di determinazione diretta, il coefficiente di dilatazione termica può assumersi pari a:

$$\lambda = 0,8 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}.$$

C.5.6. Ritiro.

In mancanza di sperimentazione diretta, può farsi riferimento alle prescrizioni di cui al punto 2.1.6. delle Norme Tecniche per il calcestruzzo normale, moltiplicando i valori di $\varepsilon_{cs(\infty, t_0)}$ del ritiro per il coefficiente: $\eta_1 = 1,5$.

C.5.7. Viscosità.

In mancanza di sperimentazione diretta, può farsi riferimento alle prescrizioni di cui al punto 2.1.7. delle Norme Tecniche per il calcestruzzo normale, moltiplicando i valori di $\varphi_{(t_0, t_0)}$ per il coefficiente $\eta_2 = \left(\frac{\rho}{2400}\right)^2$ in cui ρ è la

massa volumica del calcestruzzo leggero espressa in kg/m^3 .

C.6. NORME DI CALCOLO

Per strutture armate non è ammesso l'impiego di conglomerato leggero avente $R_{ck} < 15 N/mm^2$ [$150 kg/cm^2$]; nei calcoli statici non potrà essere presa in conto una $R_{ck} > 45 N/mm^2$ [$450 kg/cm^2$].

I metodi di calcolo ammessi sono gli stessi che per le opere in calcestruzzo ordinario con le seguenti precisazioni e variazioni.

C.6.1. Metodo delle tensioni ammissibili.

Il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione per il calcestruzzo leggero (rif. punto 3.1.1. delle Norme Tecniche) va assunto:

$$n = \frac{36000}{\rho}$$

C.6.1.1. Tensioni normali di compressione ammissibili sul conglomerato.

Le tensioni normali di compressione ammissibili vengono assunte pari a quelle definite per il calcestruzzo ordinario.

C.6.1.2. Tensioni tangenziali ammissibili nel conglomerato. (Rif.to punto 3.1.4. delle Norme Tecniche).

I valori di tutte le tensioni tangenziali ammissibili, $\bar{\tau}_{co}$, $\bar{\tau}_{cl}$, $\bar{\tau}_b$, vanno ridotti moltiplicandoli per il coefficiente:

$$\eta_3 = 0,8$$

C.6.2. Metodo degli stati limite.

C.6.2.1. Stato limite ultimo per sollecitazioni normali.

Diagrammi di calcolo sforzi - deformazioni del calcestruzzo.

Vale il diagramma parabola-rettangolo come definito per il calcestruzzo normale, con ordinata massima ridotta a:

$$0,80 f_{cd} = 0,80 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Come per il calcestruzzo normale, può essere utilizzato un diagramma rettangolare esteso a 3/4 della zona compressa, con tensione costante pari a:

0,80 f_{cd} per zona compressa di larghezza costante o decrescente verso l'asse neutro;

0,75 f_{cd} per zona compressa di larghezza crescente verso l'asse neutro.

C.6.2.2. Stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti.

C.6.2.2.1. Elementi senza armature trasversali.

La verifica del conglomerato (punto 4.2.2.2.1. delle Norme Tecniche) va fatta ponendo il coefficiente $r = 1$ per qualsiasi valore di d .

C.6.2.2.2. Elementi con armature trasversali.

Per la verifica del conglomerato (punto 4.2.2.3.1. delle Norme Tecniche) deve risultare:

$$V_d \leq 0,20 f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

C.6.2.3. Elementi snelli.

Non sono ammesse per i pilastri snellezze $\lambda > 70$.

C.6.2.4. Rapporti di snellezza limite.

I rapporti dati per il calcestruzzo normale di cui al punto 4.2.5.4. delle Norme Tecniche vanno ridotti all'80%.

C.7. DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE

C.7.1. Curvature ammissibili delle barre.

I raggi di curvatura delle barre devono essere aumentati del 25% rispetto a quelli ammissibili per il calcestruzzo ordinario, in assenza di provvedimenti opportuni (armatura di protezione).

C.7.2. Tipi di armature metalliche ammissibili.

Le armature ordinarie ammesse sono barre ad aderenza migliorata o reti elettrosaldate.

Il diametro delle barre non deve superare i 20 mm.

Nelle strutture precomprese, ad armatura aderente il diametro dei trefoli non deve superare i 3/8 di pollice.

C.7.3. Ancoraggio delle barre.

Valgono le prescrizioni di cui alle Norme Tecniche per il calcestruzzo normale, incrementando le lunghezze di ancoraggio e di sovrapposizione del 25%.

D. CALCESTRUZZI PRECONFEZIONATI

L'Allegato 2 delle Norme Tecniche che tratta i controlli da eseguirsi sui conglomerati cementizi detta precise prescrizioni in merito sia alle modalità che alla frequenza dei controlli stessi, senza stabilire alcuna differenza tra i calcestruzzi eseguiti in cantiere ed i calcestruzzi preconfezionati.

Resta pertanto l'obbligo, anche per i calcestruzzi preparati in appositi impianti di preconfezionamento e successivamente trasportati nei cantieri di utilizzazione, che i prelievi per le prove di accettazione vengano eseguiti nei cantieri di utilizzazione all'atto del getto, a cura del personale responsabile della direzione dei lavori, e non già nell'impianto di preconfezionamento.

Ciò per evidente motivo che le caratteristiche del conglomerato possano subire, in fase di trasporto, sostanziali modifiche.

Si raccomanda comunque, per i calcestruzzi preconfezionati, l'esatta osservanza delle prescrizioni di cui alla norma UNI 7163 (aprile 1979) per quanto applicabili e non in contrasto con le Norme Tecniche.

Si richiama infine la precedente circolare n. 20049 del 9-1-1980 (v.), la quale, nel precisare che le frequenze minime di prelievo per i controlli di accettazione fissate dall'Allegato n. 2 alle Norme rappresentano un «minimo inderogabile», pone l'accento sulla esigenza di prove preliminari di qualificazione ufficiali per i calcestruzzi preconfezionati.

E. ISTRUZIONI COMPLEMENTARI PER ELEMENTI STRUTTURALI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO NON ARMATO

E.1. OGGETTO

Le norme di cui alla Parte Prima del Decreto Ministeriale 27-7-1985 non sono di regola applicabili a strutture in conglomerato cementizio non armato.

Poichè, tuttavia, tali strutture spesso assolvono una non trascurabile funzione statica, nelle presenti istruzioni vengono fornite alcune regole essenziali per la progettazione e verifica di elementi massicci non armati o con armatura costruttiva, sollecitati prevalentemente a compressione e presso-fle-

sione, di snellezza non superiore a 25. Possono rientrare in questa categoria di strutture, i muri di sostegno, i muri di fondazioni e le fondazioni massicce.

Le presenti regole non sono applicabili agli elementi strutturali non armati o parzialmente armati delle costruzioni industrializzate (prefabbricate e non) a setti e pareti portanti, che sono oggetto di norme specifiche.

E.2. RESISTENZA DEL CONGLOMERATO

Non è ammesso l'impiego di conglomerato di resistenza caratteristica $R_{ck} < 15 \text{ N/mm}^2$ e comunque nei calcoli statici non potranno essere prese in conto resistenze caratteristiche $R_{ck} > 30 \text{ N/mm}^2$.

La resistenza a compressione semplice del conglomerato sarà controllata secondo le indicazioni dell'Allegato 2 delle Norme.

E.3. DIFFUSIONE DEGLI SFORZI

La diffusione degli sforzi negli elementi massicci potrà considerarsi avvenire a 30° rispetto alla direzione della risultante delle pressioni applicate sull'elemento, a partire dai bordi delle aree di carico.

E.4. PLINTI E TRAVI DI FONDAZIONE

Per i plinti massicci e per le travi di fondazione, in via semplificativa, è sufficiente controllare il rispetto della diffusione degli sforzi secondo il punto 2, e la verifica a compressione, controllando che la tensione massima di compressione sia

$$\sigma_c \leq R_{ck}/6$$

$$\sigma_c \leq 4 \text{ N/mm}^2$$

E.5. MURI DI SOSTEGNO

E.5.1. Metodo delle tensioni ammissibili.

La verifica delle sezioni a pressoflessione, effettuata con l'ipotesi dell'elasticità lineare e di resistenza a trazione nulla del conglomerato, deve soddisfare le seguenti condizioni:

- la parzializzazione non deve superare la metà dell'altezza della sezione;
- la tensione di compressione massima dovrà essere:

$$\sigma_c \leq R_{ck}/4$$

$$\sigma_c \leq 6 \text{ N/mm}^2$$

- la tensione di compressione media nella sezione reagente dovrà

essere:

$$\sigma_c \leq R_{ck}/6$$

$$\sigma_c \leq 4 \text{ N/mm}^2$$

E.5.2. Metodo semiprobabilistico agli stati-limite.

È sufficiente la verifica allo stato-limite ultimo, con le azioni di calcolo definite in 4.0.1. della Parte I e

$$\gamma_c = 2,5$$

La verifica della sezione può effettuarsi con le seguenti ipotesi:

- resistenza a trazione del conglomerato nulla;
- distribuzione uniforme delle tensioni di compressione con valore pari a

$$0,80 f_{cd}$$

- sull'altezza

$$0,80 x$$

a partire dal lembo compresso.

F. ILLUSTRAZIONE DELLE PRINCIPALI INNOVAZIONI CONTENUTE NELLE NORME DI CUI AL D.M. 27 luglio 1985

F.1. PROMESSA

Si segnalano di seguito, con adeguati commenti, le principali modifiche ed integrazioni introdotte con le Norme di cui al decreto ministeriale 27-7-1985.

F.2. PRECOMPRESSIONE PARZIALE

La parte I delle Norme contiene una più esplicita e puntuale disciplina di quella particolare tecnica correntemente denominata «precompressione parziale» soprattutto negli interventi di consolidamento.

Di seguito si richiamano i punti salienti della precompressione parziale, così come trattata dalla nuova normativa.

— la precompressione parziale considerata dalla nuova normativa è del tipo ad armatura mista, in parte di acciaio da cemento armato precompresso, in parte di acciaio da cemento armato normale in barre ad aderenza migliorata;

— l'armatura ordinaria deve essere disposta nelle zone di conglomerato, di cui è prevista la parzializzazione, in modo da essere più vicina al lembo teso dell'armatura da precompresso (5.4.1.);

— non ci sono differenze con il cemento armato precompresso tradizionale per quanto riguarda la verifica a rottura della sezione inflessa (3.2.11, 4.2.1) e per quanto riguarda le verifiche delle armature trasversali.

— Per quanto riguarda le verifiche in condizioni di esercizio occorre:

a) valutare le tensioni nel conglomerato e negli acciai, considerando la sezione parzializzata, come nella pressione eccentrica del c.a. normale (3.2.5.1);

b) controllare che la sezione risulti 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 (4.2.4.7.1.1);

c) controllare che l'ampiezza delle lesioni, valutata a livello delle armature ordinarie, sia non maggiore dell'ampiezza ammissibile relativa alle armature sensibili alla corrosione (4.2.4.7.1.3 e prospetto 10).

Ai fini del calcolo dell'ampiezza delle lesioni si tiene conto soltanto delle armature ordinarie, ad aderenza migliorata, senza considerare quindi le armature di presollecitazione;

d) nel caso di sovraccarichi ripetuti un gran numero di volte, va eseguita la verifica alla rottura per fatica sia degli acciai presollecitati (3.2.8.2) sia di quelli ordinari (3.1.10).

Va infine tenuto presente (3.2.1) che 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.

F.3. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI

Il capitolo 7 relativo ai solai è stato notevolmente modificato. Esso assume un respiro più ampio in quanto viene a disciplinare un maggior numero di tipi di solaio (vedi punto 7.0) rispetto alla precedente stesura, che, in pratica riguardava solo i solai misti in cemento armato e laterizio. Per questi ultimi poi vengono date regole più puntuali e severe, anche per ovviare ai cosiddetti fenomeni di «sfondellamento» delle cartelle dei blocchi in laterizio, fenomeni verificatisi frequentemente negli ultimi tempi.

F.4. COLLAUDO STATICO

Altra innovazione di rilievo introdotta nelle nuove norme riguarda il collaudo di cui all'art. 7 della legge 5-11-1971, n. 1086. Infatti in tutte le precedenti stesure delle norme, il collaudo statico veniva disciplinato sotto il profilo tecnico solo per la parte afferente le prove di carico, le quali ultime, peraltro, a volte risultano non molto significative ed a volte sono praticamente

irrealizzabili con i mezzi ordinari. È noto invece che il collaudo statico va disaggregato in molteplici operazioni (esame delle ipotesi progettuali, controllo dei certificati di prove ecc.), tutte finalizzate alla formazione del convincimento sulla stabilità dell'opera da parte del professionista incaricato.

La nuova normativa, appunto, mette in conto tutte queste operazioni (Parte I - punto 8; Parte II - punto 7), fornendo precise prescrizioni «di minima» sugli adempimenti tecnici richiesti ai professionisti collaudatori. Tra questi adempimenti merita particolare menzione l'esame dei certificati di prove dei materiali finalizzato sia all'accertamento della congruità dei prelievi effettuati, sia al controllo dei risultati ottenuti.

Si richiamano pertanto i collaudatori ad una puntuale applicazione di tutte le suddette prescrizioni esplicitamente dettate dalla nuova normativa.

F.5. CONTROLLI DI ACCETTAZIONE DEI CONGLOMERATI

Il nuovo testo della normativa — al punto 5.3. dell'Allegato 2 — fornisce precisazioni in ordine al prelievo ed alla identificazione dei provini di conglomerato, responsabilizzando in modo esplicito il Direttore dei Lavori, al quale viene fatto obbligo di sottoscrivere la domanda di prove di Laboratorio Ufficiale. A tale ultimo proposito si ritiene che il Laboratorio dovrà annotare sui certificati l'eventuale assenza della sottoscrizione della domanda da parte del Direttore dei Lavori.

Tutte le suddette precisazioni derivano dalla esigenza di assicurare un più corretto controllo dei materiali e di ovviare a taluni inconvenienti ed incertezze operative segnalati frequentemente dagli operatori.