



## *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici*

\*\*\*\*\*

*Commissione per l'aggiornamento del D.M. LL.PP. del 9.1.1996 recante  
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in  
cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche"*

*Nominata con Decreto Presidente del Consiglio superiore dei lavori pubblici del 22.6.1999*

\*\*\*\*\*

**"NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE ED IL  
COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO,  
NORMALE E PRECOMPRESSO E DELLE STRUTTURE  
METALLICHE".**

**BOZZA DEFINITIVA  
ESITATA DALLA COMMISSIONE IL 16/07/2001**



## PARTE GENERALE

- pG-1. Premessa
- pG-2. Modalità operative
- pG-3. Prescrizioni comuni a tutti i metodi di verifica
- pG-4. Norme di riferimento
- pG-5. Collaudo statico
  - pG-5.1. Prescrizioni generali
  - pG-5.2. Prove di carico
- pG-6. Modalità di presentazione dei progetti redatti con calcolo automatico

## PARTE I

### MATERIALI E PRODOTTI

#### CARATTERISTICHE E PROCEDURE DI QUALIFICAZIONE E CONTROLLO

Generalità

Simbologia per strutture in cemento armato normale e precompresso

Simbologia per strutture metalliche

pI-1. Calcestruzzo

pI-1.1. Composizione del calcestruzzo

pI-1.1.1. Leganti

pI-1.1.2. Inerti

pI-1.1.3. Acqua

pI-1.1.4. Aggiunte

pI-1.1.5. Additivi

pI-1.2. Caratteristiche del calcestruzzo

pI-1.2.1. Resistenza a compressione

pI-1.2.2. Resistenza a trazione

pI-1.2.3. Modulo elastico

pI-1.2.4. Coefficiente di Poisson

pI-1.2.5. Coefficiente di dilatazione termica

pI-1.2.6. Ritiro

pI-1.2.7. Viscosità

pI-1.3. Durabilità

pI-2. Acciaio

pI-2.1. Prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio

pI-2.1.1. Controlli di produzione in fabbrica e procedure di qualificazione

pI-2.1.2. Identificazione dei prodotti qualificati

pI-2.1.3. Prove di qualificazione e verifiche periodiche della qualità

pI-2.1.4. Conformità statistica dei risultati

pI-2.2. Acciaio da cemento armato normale

pI-2.2.1. Accertamento delle proprietà meccaniche

pI-2.2.2. Fornitura e caratteristiche dimensionali

pI-2.2.2.1. Acciaio in barre e rotoli

pI-2.2.2.2. Reti e tralicci elettrosaldati

pI-2.2.3. Centri di trasformazione

pI-2.2.4. Saldature

pI-2.2.5. Tolleranze dimensionali

pI-2.2.6. Acciai speciali



- pI-2.2.6.1. Acciai inossidabili
- pI-2.2.6.2. Acciai zincati
- pI-2.2.6.3. Acciai rivestiti
- pI-2.3. Acciaio da cemento armato precompresso
  - pI-2.3.1. Generalità
  - pI-2.3.2. Fornitura e caratteristiche dimensionali
  - pI-2.3.3. Caratteristiche chimiche, meccaniche e dimensionali
  - pI-2.3.4. Controlli in stabilimento ed in cantiere
  - pI-2.3.5. Cadute di tensione per rilassamento
- pI-2.4. Acciai per strutture metalliche
  - pI-2.4.1. Generalità
  - pI-2.4.2. Acciaio laminato
    - pI-2.4.2.1. Caratteristiche meccaniche
      - pI-2.4.2.1.1. Profilati, barre, larghi, piatti, lamiere
      - pI-2.4.2.1.2. Profilati cavi
      - pI-2.4.2.1.3. Lamiere e nastri con spessore inferiore a 3 mm.
    - pI-2.4.2.2. Controlli sui prodotti laminati
  - pI-2.4.3. Acciaio per getti
  - pI-2.4.4. Acciaio per strutture saldate
    - pI-2.4.4.1. Composizione chimica e grado di disossidazione degli acciai
    - pI-2.4.4.2. Fragilità alle basse temperature
  - pI-2.4.5. Saldature
    - pI-2.4.5.1. Procedimenti di saldatura
    - pI-2.4.5.2. Prove preliminari di qualifica dei procedimenti di saldatura
    - pI-2.4.5.3. Classi delle saldature
      - pI-2.4.5.3.1. Giunti testa a testa, o a croce o a T, a completa penetrazione
      - pI-2.4.5.3.2. Giunti con cordone d'angolo
  - pI-2.4.6. Bulloni e chiodi
    - pI-2.4.6.1. Bulloni
    - pI-2.4.6.2. Bulloni per giunzioni ad attrito
    - pI-2.4.6.3. Chiodi
  - pI-2.4.7. Acciai inossidabili
- pI-3. Materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura di strutture in cemento armato
- pI-4. Manufatti prefabbricati prodotti in serie
- pI-5. Sistemi di precompressione a cavi post-tesi
  - pI-5.1. Definizioni
  - pI-5.2. Procedura di qualificazione



## PARTE II

### STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO NORME DI CALCOLO E REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE

#### GENERALITA'

#### PARTE II - SEZIONE I - METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

##### pII-sI-1. Norme di calcolo

##### pII-sI-1.1. Cemento armato normale

pII-sI-1.1.1. Tensioni normali di compressione ammissibili nel conglomerato

pII-sI-1.1.2. Tensioni tangenziali ammissibili nel conglomerato

pII-sI-1.1.3. Tensioni ammissibili negli acciai

pII-sI-1.1.4. Fenomeni di fatica

pII-sI-1.1.5. Deformazioni

pII-sI-1.1.6. Pilastrini

pII-sI-1.1.6.1. Pilastrini cerchiati

pII-sI-1.1.6.2. Instabilità flessionale dei pilastrini

pII-sI-1.1.6.2.1. Carico centrato

pII-sI-1.1.6.2.2. Carico eccentrico

##### pII-sI-1.2. Cemento armato precompresso

pII-sI-1.2.1. Generalità

pII-sI-1.2.2. Effetti dell'attrito

pII-sI-1.2.3. Interdipendenza fra ritiro, viscosità e rilassamento

pII-sI-1.2.4. Ritaratura

pII-sI-1.2.5. Tensioni normali ammissibili nel conglomerato

pII-sI-1.2.5.1. Tensioni di esercizio

pII-sI-1.2.5.2. Tensioni iniziali

pII-sI-1.2.6. Verifiche a taglio e tensioni ammissibili

pII-sI-1.2.6.1. Tensioni principali

pII-sI-1.2.6.2. Travi a conci

pII-sI-1.2.7. Deformazioni lente

pII-sI-1.2.7.1. Ritiro

pII-sI-1.2.7.2. Viscosità

pII-sI-1.2.8. Tensioni ammissibili per gli acciai da precompresso

pII-sI-1.2.8.1. Tensioni ammissibili

pII-sI-1.2.8.2. Tensioni nell'acciaio pre-teso dovute ai sovraccarichi

pII-sI-1.2.9. Calcolo delle armature a taglio

pII-sI-1.2.10. Verifica della fessurazione per flessione

pII-sI-1.2.11. Verifica a rottura delle sezioni per tensioni normali

pII-sI-1.2.11.1. Acciai

pII-sI-1.2.11.2. Calcestruzzo

##### pII-sI-1.3. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli

pII-sI-1.3.1. Prove su strutture o elementi campione

pII-sI-1.3.2. Prove su modelli

##### pII-sI-2. Regole pratiche di progettazione

pII-sI-2.1. Peso proprio del conglomerato

pII-sI-2.2. Regole specifiche per strutture in cemento armato normale

pII-sI-2.2.1. Armatura longitudinale





- pII-sI-2.2.2. Staffe
- pII-sI-2.2.3. Ancoraggio delle barre
- pII-sI-2.2.4. Pilastri
- pII-sI-2.2.5. Setti e pareti
- pII-sI-2.2.6. Armature di ripartizione delle solette
- pII-sI-2.3. Regole specifiche per strutture in cemento armato precompresso
  - pII-sI-2.3.1. Armatura longitudinale ordinaria
  - pII-sI-2.3.2. Staffe
- pII-sI-2.4. Nervature con soletta collaborante
- pII-sI-3. Regole pratiche di esecuzione
  - pII-sI-3.1. Regole specifiche per strutture in cemento armato normale
    - pII-sI-3.1.1. Impasti
    - pII-sI-3.1.2. Giunzioni
    - pII-sI-3.1.3. Barre piegate
    - pII-sI-3.1.4. Copriferro ed interferro
    - pII-sI-3.1.5. Disarmo
  - pII-sI-3.2. Regole specifiche per strutture in cemento armato precompresso
    - pII-sI-3.2.1. Spessore di ricoprimento delle armature di precompressione
    - pII-sI-3.2.2. Testate di ancoraggio dell'armatura di precompressione
    - pII-sI-3.2.3. Posa delle barre, dei cavi e loro messa in opera
      - pII-sI-3.2.3.1. Operazioni di tiro
      - pII-sI-3.2.3.2. Protezioni dei cavi ed iniezioni
        - pII-sI-3.2.3.2.1. Caratteristiche della malta
        - pII-sI-3.2.3.2.2. Operazioni di iniezione
        - pII-sI-3.2.3.2.3. Condotti
        - pII-sI-3.2.3.2.4. Iniezioni
- pII-sI-4. Norme complementari relative ai solai
  - pII-sI-4.1. Generalità e classificazione dei solai
  - pII-sI-4.2. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio
    - pII-sI-4.2.1. Classificazione
    - pII-sI-4.2.2. Prescrizioni generali
    - pII-sI-4.2.3. Requisiti di accettazione, prove e controlli
      - pII-sI-4.2.3.1. Spessore delle pareti e dei setti
      - pII-sI-4.2.3.2. Caratteristiche fisico-meccaniche
      - pII-sI-4.2.3.3. Integrità dei blocchi
      - pII-sI-4.2.3.4. Controlli di qualità dei blocchi in laterizio
    - pII-sI-4.2.4. Progettazione
      - pII-sI-4.2.4.1. Verifiche
      - pII-sI-4.2.4.2. Spessore minimo dei solai
      - pII-sI-4.2.4.3. Modulo elastico di calcolo
      - pII-sI-4.2.4.4. Spessore minimo della soletta
      - pII-sI-4.2.4.5. Larghezza ed interasse delle nervature
      - pII-sI-4.2.4.6. Armatura trasversale
      - pII-sI-4.2.4.7. Armatura longitudinale
      - pII-sI-4.2.4.8. Armatura per il taglio
    - pII-sI-4.2.5. Esecuzione
      - pII-sI-4.2.5.1. Protezione delle armature
      - pII-sI-4.2.5.2. Bagnatura degli elementi



- pII-sI-4.2.5.3. Caratteristiche degli impasti per elementi prefabbricati
- pII-sI-4.2.5.4. Blocchi
- pII-sI-4.2.5.5. Allineamenti e forzature
- pII-sI-4.2.5.6. Conglomerati per i getti in opera
- pII-sI-4.2.5.7. Modalità di getto
- pII-sI-4.2.5.8. Solidarizzazione tra intonaci e superfici di intradosso
- pII-sI-4.2.6. Disposizioni aggiuntive per i travetti di solaio precompressi prefabbricati per la realizzazione di solai con blocchi in laterizio
  - pII-sI-4.2.6.1. Elementi con armatura pre-tesa
  - pII-sI-4.2.6.2. Getti in opera
- pII-sI-4.3. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio.
  - pII-sI-4.3.1. Classificazione e prescrizioni generali
  - pII-sI-4.3.2. Blocchi collaboranti
  - pII-sI-4.3.3. Blocchi non collaboranti
  - pII-sI-4.3.4. Resistenza al punzonamento
  - pII-sI-4.3.5. Verifiche di rispondenza
  - pII-sI-4.3.6. Spessori minimi
- pII-sI-4.4. 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
  - pII-sI-4.4.1. Solidarizzazione tra gli elementi di solaio
  - pII-sI-4.4.2. Altezza minima del solaio
  - pII-sI-4.4.3. Solai alveolari
  - pII-sI-4.4.4. Solai con getti di completamento

## PARTE II - SEZIONE II - METODO AGLI STATI LIMITE IN VERSIONE NAZIONALE

- pII-sII-1. Norme di calcolo
  - pII-sII-1.1. Generalità
  - pII-sII-1.2. Resistenze di calcolo
  - pII-sII-1.3. Calcolo delle sollecitazioni
    - pII-sII-1.3.1. Calcolo non lineare
    - pII-sII-1.3.2. Calcolo elastico lineare senza ridistribuzioni
    - pII-sII-1.3.3. Calcolo elastico lineare con ridistribuzioni
    - pII-sII-1.3.4. Calcolo elasto-plastico o rigido plastico
  - pII-sII-1.4. Verifiche allo stato limite ultimo
    - pII-sII-1.4.1. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e composta)
      - pII-sII-1.4.1.1. In ipotesi di base
      - pII-sII-1.4.1.2. Sicurezza
      - pII-sII-1.4.1.3. Diagrammi di calcolo tensioni-deformazioni del calcestruzzo
      - pII-sII-1.4.1.4. Diagrammi di calcolo tensioni-deformazioni dell'acciaio
      - pII-sII-1.4.1.5. Cerchiature
      - pII-sII-1.4.1.6. Armature di precompressione non aderenti
    - pII-sII-1.4.2. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti
      - pII-sII-1.4.2.1. Premessa
      - pII-sII-1.4.2.2. Elementi senza armatura a taglio
        - pII-sII-1.4.2.2.1. Verifica del conglomerato
        - pII-sII-1.4.2.2.2. Verifica dell'armatura longitudinale



- pII-sII-1.4.2.3. Elementi con armature trasversali resistenti al taglio
  - pII-sII-1.4.2.3.1. Verifica del conglomerato
  - pII-sII-1.4.2.3.2. Verifica dell'armatura trasversale d'anima
  - pII-sII-1.4.2.3.3. Verifica dell'armatura longitudinale
- pII-sII-1.4.2.4. Casi particolari
  - pII-sII-1.4.2.4.1. Componenti trasversali
  - pII-sII-1.4.2.4.2. Carichi in prossimità degli appoggi
  - pII-sII-1.4.2.4.3. Carichi appesi o indiretti
- pII-sII-1.4.2.5. Verifica al punzonamento di lastre soggette ai carichi concentrati
- pII-sII-1.4.3. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti
  - pII-sII-1.4.3.1. Premessa
  - pII-sII-1.4.3.2. Verifica della resistenza
- pII-sII-1.4.4. Elementi snelli
  - pII-sII-1.4.4.1. Generalità
  - pII-sII-1.4.4.2. Limiti di snellezza
  - pII-sII-1.4.4.3. Azioni
  - pII-sII-1.4.4.4. Incertezze geometriche
  - pII-sII-1.4.4.5. Deformazioni viscosi
  - pII-sII-1.4.4.6. Verifica delle strutture complesse
  - pII-sII-1.4.4.7. Telai a nodi fissi
  - pII-sII-1.4.4.8. Colonne singole
    - pII-sII-1.4.4.8.1. Espressione approssimata della freccia
    - pII-sII-1.4.4.8.2. Procedimento della colonna modello
    - pII-sII-1.4.4.8.3. Metodo diretto dello stato di equilibrio
- pII-sII-1.5. Verifiche allo stato limite di esercizio
  - pII-sII-1.5.1. Stato limite di fessurazione
    - pII-sII-1.5.1.1. Finalità
    - pII-sII-1.5.1.2. Definizione degli stati limite di fessurazione
    - pII-sII-1.5.1.3. Combinazione di azioni
    - pII-sII-1.5.1.4. Condizioni ambientali
    - pII-sII-1.5.1.5. Sensibilità delle armature alla corrosione
    - pII-sII-1.5.1.6. Scelta degli stati limite di fessurazione
    - pII-sII-1.5.1.7. Verifica allo stato limite di fessurazione
      - pII-sII-1.5.1.7.1. Verifiche allo stato limite per sollecitazioni che provocano tensioni normali
        - pII-sII-1.5.1.7.1.1. Stato limite di decompressione
        - pII-sII-1.5.1.7.1.2. Stato limite di formazione delle fessure
  - pII-sII-1.5.2. Stato limite delle tensioni di esercizio
    - pII-sII-1.5.2.1. Metodi per il calcolo delle tensioni
    - pII-sII-1.5.2.2. Fenomeni di fatica: verifica delle armature
  - pII-sII-1.5.3. Stato limite di deformazione
    - pII-sII-1.5.3.1. Generalità
    - pII-sII-1.5.3.2. Calcolo delle deformazioni
    - pII-sII-1.5.3.3. Rapporti di snellezza limite
  - pII-sII-1.5.4. Norme specifiche di calcolo per il cemento armato precompresso
    - pII-sII-1.5.4.1. Generalità
    - pII-sII-1.5.4.2. Effetti dell'attrito
    - pII-sII-1.5.4.3. Interdipendenza fra ritiro, viscosità e rilassamento
    - pII-sII-1.5.4.4. Ritaratura



- pII-sII-1.5.4.5. Tensioni di esercizio nel conglomerato
- pII-sII-1.5.4.6. Tensioni di iniziali nel conglomerato
- pII-sII-1.5.4.7. Travi a conci
- pII-sII-1.5.4.8. Deformazioni lente
  - pII-sII-1.5.4.8.1. Ritiro
  - pII-sII-1.5.4.8.2. Viscosità
- pII-sII-1.5.4.9. Tensioni limite per gli acciai da precompresso
- pII-sII-1.5.4.10. Tensioni nell'acciaio pre-teso dovute ai sovraccarichi
- pII-sII-1.5.5. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli
- pII-sII-2. Regole pratiche di progettazione
  - pII-sII-2.1. Peso proprio del conglomerato
  - pII-sII-2.2. Regole specifiche per strutture in cemento armato normale
    - pII-sII-2.2.1. Armatura longitudinale
    - pII-sII-2.2.2. Staffe
    - pII-sII-2.2.3. Ancoraggio delle barre
    - pII-sII-2.2.4. Pilastri
    - pII-sII-2.2.5. Setti e pareti
    - pII-sII-2.2.6. Armature di ripartizione delle solette
  - pII-sII-2.3. Regole specifiche per strutture in cemento armato precompresso
  - pII-sII-2.4. Nervature con soletta collaborante
- pII-sII-3. Regole pratiche di esecuzione
- pII-sII-4. Norme complementari relative ai solai
  - pII-sII-4.1. Generalità e classificazione dei solai
  - pII-sII-4.2. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio
    - pII-sII-4.2.1. Verifiche
    - pII-sII-4.2.2. Criteri di calcolo
  - pII-sII-4.3. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio.
  - pII-sII-4.4. 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

## PARTE II - SEZIONE III - METODO AGLI STATI LIMITE IN VERSIONE EUROPEA

- pII-sIII-1. Prescrizioni specifiche su singoli punti della norma UNI ENV 1992-1-1



**PARTE III**  
**STRUTTURE IN ACCIAIO**  
**NORME DI CALCOLO E REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE**

**PARTE III - SEZIONE I - METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI**

**pIII-sI-1. Norme di calcolo**

**pIII-sI-1.1. Generalità**

pIII-sI-1.1.1. Azioni di calcolo

pIII-sI-1.1.2. Resistenza di calcolo

pIII-sI-1.1.3. Verifiche

**pIII-sI-1.2. Materiale base**

pIII-sI-1.2.1. Stati monoassiali

pIII-sI-1.2.1.1. Tensioni ammissibili a trazione o compressione per acciaio laminato

pIII-sI-1.2.1.2. Tensioni ammissibili a trazione o compressione per pezzi di acciaio fuso

pIII-sI-1.2.2. Stati pluriassiali

pIII-sI-1.2.3. Costanti elastiche

**pIII-sI-1.3. Unioni con bulloni**

pIII-sI-1.4. Unioni a taglio con chiodi

pIII-sI-1.5. Unioni ad attrito con bulloni

**pIII-sI-1.6. Unioni saldate**

pIII-sI-1.6.1. Giunti testa a testa od a T a completa penetrazione

pIII-sI-1.6.2. Giunti a cordone d'angolo

**pIII-sI-1.7. Unioni per contatto**

pIII-sI-1.8. Apparecchi di appoggio fissi o scorrevoli

**pIII-sI-1.9. Indebolimento delle sezioni**

pIII-sI-1.9.1. Unioni a taglio con chiodi o bulloni

pIII-sI-1.9.2. Unioni ad attrito

pIII-sI-1.9.3. Verifica dei profilati particolari

pIII-sI-1.10. Norme particolari per elementi inflessi

pIII-sI-1.11. Fenomeni di fatica

pIII-sI-1.12. Verifica di stabilità

pIII-sI-1.12.1. Generalità

pIII-sI-1.12.2. Aste compresse

pIII-sI-1.12.2.1. Coefficienti di vincolo

pIII-sI-1.12.2.2. Aste di strutture reticolari

pIII-sI-1.12.2.3. Colonne

pIII-sI-1.12.2.4. Snellezza

pIII-sI-1.12.2.5. Verifica

pIII-sI-1.12.2.6. Coefficiente di maggiorazione della forza assiale

pIII-sI-1.12.2.7. Rapporti di larghezza-spessore degli elementi in parete sottile delle aste compresse

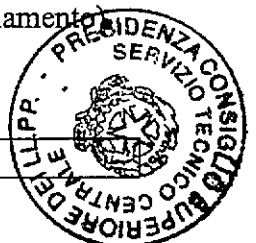
pIII-sI-1.12.3. Travi inflesse a parete piena

pIII-sI-1.12.3.1. Stabilità all'imbozzamento delle parti compresse di travi inflesse

pIII-sI-1.12.3.2. Stabilità laterale delle travi inflesse (sicurezza allo svergolamento)

pIII-sI-1.12.4. Aste pressoinflesse

pIII-sI-1.12.5. Archi



- pIII-sI-1.12.6. Telai
  - pIII-sI-1.12.6.1. Telai a nodi fissi
  - pIII-sI-1.12.6.2. Telai a nodi spostabili
- pIII-sI-1.12.7. Stabilità dell'anima di elementi strutturali a parete piena
  - pIII-sI-1.12.7.1. Verifica all'imbozzamento
  - pIII-sI-1.12.7.2. Controllo degli irrigidimenti
- pIII-sI-1.13. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli
  - pIII-sI-1.13.1. Prove su strutture o elementi campione
  - pIII-sI-1.13.2. Prove su modelli
- pIII-sI-2. Regole pratiche di progettazione ed esecuzione
  - pIII-sI-2.1. Composizione degli elementi strutturali
    - pIII-sI-2.1.1. Spessori limite
    - pIII-sI-2.1.2. Impiego dei ferri piatti
    - pIII-sI-2.1.3. Variazioni di sezione
    - pIII-sI-2.1.4. Giunti di tipo misto
  - pIII-sI-2.2. Unioni chiodate
    - pIII-sI-2.2.1. Chiodi e fori normali
    - pIII-sI-2.2.2. Diametri normali
    - pIII-sI-2.2.3. Scelta dei chiodi in relazione agli spessori da unire
    - pIII-sI-2.2.4. Interasse dei chiodi e distanza dai margini
  - pIII-sI-2.3. Unioni con bulloni normali
    - pIII-sI-2.3.1. Bulloni
    - pIII-sI-2.3.2. Diametri normali
    - pIII-sI-2.3.3. Interasse dei bulloni e distanza dai margini
  - pIII-sI-2.4. Unioni ad attrito
    - pIII-sI-2.4.1. Bulloni
    - pIII-sI-2.4.2. Diametri normali
    - pIII-sI-2.4.3. Interasse dei bulloni e distanza dai margini
  - pIII-sI-2.5. Unioni saldate
  - pIII-sI-2.6. Travia a parete piena e reticolari
    - pIII-sI-2.6.1. Travi chiodate
    - pIII-sI-2.6.2. Travi saldate
    - pIII-sI-2.6.3. Nervature dell'anima
    - pIII-sI-2.6.4. Travi reticolari
  - pIII-sI-2.7. Piastre o apparecchi di appoggio
    - pIII-sI-2.7.1. Basi di colonne
    - pIII-sI-2.7.2. Apparecchi di appoggio metallici (fissi o scorrevoli)
    - pIII-sI-2.7.3. Apparecchi di appoggio di gomma o PTF
  - pIII-sI-2.8. Lavorazioni
  - pIII-sI-2.9. Modalità esecutive per le unioni
    - pIII-sI-2.9.1. Unioni chiodate
    - pIII-sI-2.9.2. Unioni ad attrito
    - pIII-sI-2.9.3. Unioni saldate
    - pIII-sI-2.9.4. Unioni per contatto
    - pIII-sI-2.9.5. Prescrizioni particolari
  - pIII-sI-2.10. Verniciatura e zincatura
  - pIII-sI-2.11. Appoggio delle piastre di base



PARTE III - SEZIONE II - METODO AGLI STATI LIMITE IN VERSIONE NAZIONALE

III-II-1. Norme di calcolo

III-II-1.1. Generalità

III-II-1.1.1. Azioni di calcolo

III-II-1.1.2. Resistenza di calcolo

III-II-1.1.3. Stati limite ultimi

III-II-1.1.3.1. Stato limite elastico della sezione

III-II-1.1.3.2. Stato limite di collasso plastico della struttura

III-II-1.1.4. Stati limite di esercizio

pIII-sII-1.2. Materiale base

pIII-sII-1.2.1. Stati monoassiali

pIII-sII-1.2.1.1. Resistenza di calcolo a trazione o compressione per acciaio laminato

pIII-sII-1.2.1.2. Resistenza di calcolo a trazione o compressione per pezzi di acciaio fuso

pIII-sII-1.2.2. Stati pluriassiali

pIII-sII-1.2.3. Costanti elastiche

pIII-sII-1.3. Unioni con bulloni

pIII-sII-1.4. Unioni a taglio con chiodi

pIII-sII-1.5. Unioni ad attrito con bulloni

pIII-sII-1.6. Unioni saldate

pIII-sII-1.7. Unioni per contatto

pIII-sII-1.8. Apparecchi di appoggio fissi o scorrevoli

pIII-sII-1.9. Indebolimento delle sezioni

pIII-sII-1.10. Norme particolari per elementi inflessi

pIII-sII-1.11. Fenomeni di fatica

pIII-sII-1.12. Verifica di stabilità

pIII-sII-1.12.1. Generalità

pIII-sII-1.12.2. Aste compresse

pIII-sII-1.12.2.1. Coefficienti di vincolo

pIII-sII-1.12.2.2. Aste di strutture reticolari

pIII-sII-1.12.2.3. Colonne

pIII-sII-1.12.2.4. Snellezza

pIII-sII-1.12.2.5. Verifica

pIII-sII-1.12.2.6. Coefficiente di maggiorazione della forza assiale

pIII-sII-1.12.2.7. Rapporti di larghezza-spessore degli elementi in parete sottile delle aste compresse

pIII-sII-1.12.3. Travi inflesse a parete piena

pIII-sII-1.12.3.1. Stabilità all'imbozzamento delle parti compresse di travi inflesse

pIII-sII-1.12.3.2. Stabilità laterale delle travi inflesse (sicurezza allo svergolamento)

pIII-sII-1.12.4. Aste pressoinflesse

pIII-sII-1.12.5. Archi

pIII-sII-1.12.6. Telai

pIII-sII-1.12.6.1. Telai a nodi fissi

pIII-sII-1.12.6.2. Telai a nodi spostabili

pIII-sII-1.12.7. Stabilità dell'anima di elementi strutturali a parete piena

pIII-sII-1.12.7.1. Verifica all'imbozzamento

pIII-sII-1.12.7.2. Controllo degli irrigidimenti

pIII-sII-1.13. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli



pIII-sII-2. Regole pratiche di progettazione ed esecuzione

SEZIONE III - METODO AGLI STATI LIMITE IN VERSIONE EUROPEA

III-III-1. Prescrizioni specifiche su singoli punti della norma UNI ENV 1993-1-1

#### PARTE IV

#### STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CALCESTRUZZO

#### NORME DI CALCOLO E REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE

pIV-1. Introduzione

pIV-1.1. Oggetto

pIV-1.2. Definizioni

pIV-1.3. Scopo

pIV-2. Criteri generali

pIV-2.1. Generalità

pIV-2.2. Azioni di calcolo

pIV-2.3. Resistenze di calcolo

pIV-2.4. Tensioni ammissibili

pIV-2.5. Analisi globale

pIV-2.6. Criteri di verifica

pIV-3. Materiali

pIV-3.1. Acciaio

pIV-3.2. Conglomerato cementizio

pIV-3.3. Modulo di elasticità e legami costitutivi dei materiali

pIV-4. Sistemi di connessione

pIV-4.1. Generalità

pIV-4.2. Tipologie

pIV-4.3. Resistenza delle connessioni

pIV-4.3.1. Connettori a piolo in solette piene

pIV-4.3.2. Altri tipi di connettori

pIV-4.4. Valutazione delle sollecitazioni

pIV-4.4.1. Generalità

pIV-4.4.2. Travi nelle quali si utilizza la teoria plastica per valutare la resistenza delle sezioni trasversali

pIV-4.4.3. Travi nelle quali si utilizza la teoria elastica per valutare la resistenza di una o più sezioni trasversali

pIV-4.5. Stato limite di servizio

pIV-4.6. Distribuzione e capacità deformativa dei connettori

pIV-4.6.1. Distribuzione

pIV-4.6.2. Capacità deformativa

pIV-4.7. Dettagli costruttivi nelle connessioni

pIV-4.8. Armatura trasversale

pIV-5. Travi con soletta collaborante

pIV-5.1. Generalità

pIV-5.2. Definizione della sezione trasversale

pIV-5.2.1. Larghezza collaborante della soletta

pIV-5.2.2. Classificazione delle sezioni trasversali in acciaio

pIV-5.3. Calcolo delle sollecitazioni

pIV-5.3.1. Analisi elastica





- pIV-5.3.2. Analisi elastica con redistribuzione dei momenti flettenti
- pIV-5.3.3. Analisi plastica
- pIV-5.4. Resistenza a flessione della sezione
- pIV-5.5. Verifiche di stabilità per la sezione metallica
- pIV-5.6. Verifiche a fatica per la sezione metallica
- pIV-5.7. Verifiche agli stati limite di servizio
  - pIV-5.7.1. Calcolo delle sollecitazioni
  - pIV-5.7.2. Stato limite di fessurazione
  - pIV-5.7.3. Verifiche tensionali
  - pIV-5.7.4. Stato limite di deformazione
- pIV-5.8. Modalità esecutive e loro implicazioni progettuali
  - pIV-5.8.1. Travi composte con soletta in c.a. gettata su travi metalliche non puntellate
  - pIV-5.8.2. Travi composte con soletta in c.a. gettata su travi metalliche puntellate
  - pIV-5.8.3. Controllo delle distorsioni impresse
  - pIV-5.8.4. Presollecitazione di travi composte iperstatiche
- pIV-5.9. Regole pratiche di progettazione
  - pIV-5.9.1. Spessori minimi
  - pIV-5.9.2. Rapporti e limitazioni dimensionali
  - pIV-5.9.3. Giunzioni trasversali delle travi metalliche
  - pIV-5.9.4. Controfreccce di costruzione
  - pIV-5.9.5. Posizionamento degli apparecchi di appoggio
- pIV-6. Colonne composte
  - pIV-6.1. generalità e tipologie
  - pIV-6.2. Campo di applicazione
  - pIV-6.3. Verifiche dell'elemento
    - pIV-6.3.1. Instabilità locale
    - pIV-6.3.2. Resistenza allo scorrimento fra i componenti
    - pIV-6.3.3. Modalità di trasferimento degli sforzi tra componente di acciaio ed in calcestruzzo
    - pIV-6.3.4. Verifica degli elementi
      - pIV-6.3.4.1. Resistenza a compressione della sezione trasversale
      - pIV-6.3.4.2. Resistenza a compressione dell'elemento
    - pIV-6.3.5. Stati limite di servizio
    - pIV-6.3.6. Copriferrri e minimi di armatura
- pIV-7. Solette composte
  - pIV-7.1. Generalità
  - pIV-7.2. Tipologie
  - pIV-7.3. Analisi delle sollecitazioni
    - pIV-7.3.1. Metodi di analisi
    - pIV-7.3.2. Larghezza efficace per forze concentrate o lineari
  - pIV-7.4. Verifiche di resistenza
    - pIV-7.4.1. Meccanismi di collasso
    - pIV-7.4.2. Verifiche a flessione
    - pIV-7.4.3. verifiche a scorrimento
    - pIV-7.4.4. Verifiche a taglio e punzonamento
  - pIV-7.5. Verifiche in servizio
    - pIV-7.5.1. Verifiche a fessurazione
    - pIV-7.5.2. Verifiche di deformazione
  - pIV-7.6. Verifiche della lamiera grecata nella fase di getto



- pIV-7.6.1. Verifica di resistenza
- pIV-7.6.2. Verifiche in servizio
- pIV-7.7. Dettagli costruttivi
  - pIV-7.7.1. Spessore minimo delle lamiere grecate
  - pIV-7.7.2. Spessore della soletta
  - pIV-7.7.3. Inerti
  - pIV-7.7.4. Appoggi

## PARTE V

### INDICAZIONI RELATIVE ALL'IMPIEGO DI STRUTTURE IN MATERIALI METALLICI DIVERSI DALL'ACCIAIO

#### ALLEGATO 1

##### PROCEDURE DI CONTROLLO PER IL CALCESTRUZZO

- A1-1. Controlli di qualità del conglomerato
- A1-2. Prelievo dei campioni
- A1-3. Valutazione preliminare della resistenza
- A1-4. Controlli di accettazione
  - A1-4.1. Controllo di tipo A
  - A1-4.2. Controllo di tipo B
  - A1-4.3. Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo
- A1-5. Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera
- A1-6. Prove complementari

#### ALLEGATO 2

##### PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

#### ALLEGATO 3

##### PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE - BARRE E ROTOLI

- A3-1. Controlli in stabilimento
  - A3-1.1. Controlli sistematici
    - A3-1.1.1. Generalità
    - A3-1.1.2. Prove di qualificazione
    - A3-1.1.3. Prove di verifica della qualità
  - A3-1.2. Controlli su singole colate o lotti di produzione
- A3-2. Controlli in cantiere o nel luogo di lavorazione delle barre



#### ALLEGATO 4

##### PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE - RETI E TRALICCI ELETTRISALDATI

- A4-1. Controlli in stabilimento
  - A4-1.1. Controlli sistematici
    - A4.1.1.1. Prove di qualificazione
    - A4.1.1.2. Prove di verifica della qualità
  - A4-1.2. Controlli su singoli lotti di produzione
- A4-2. Controlli in cantiere o nel luogo di lavorazione delle reti e dei tralicci

#### ALLEGATO 5

### PROCEDURA PER LA MISURA DELL'ALLUNGAMENTO PERCENTUALE CORRISPONDENTE AL CARICO MASSIMO (Agt) PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE IN BARRE

- A5-1. Ambito di applicabilità
- A5-2. Caratteristiche del metodo
- A5-3. Definizioni
- A5-4. Geometria del campione di prova
- A5-5. Tracciatura dei provini
- A5-6. Procedura operativa

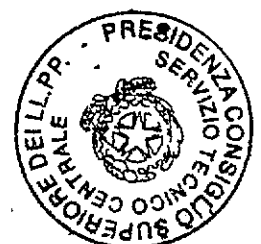
#### ALLEGATO 6

### PROCEDURE DI CONTROLLO DELL'ADERENZA PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE IN BARRE

#### ALLEGATO 7

### PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

- A7-1. Modalità di prelievo e metodi di prova
- A7-2. Controlli in stabilimento
  - A7-2.1. Controlli sistematici
    - A7.2.1.1. Prove di qualificazione
    - A7.2.1.2. Prove di verifica della qualità
  - A7-2.2. Controlli su singoli lotti di produzione
- A7-3. Determinazione delle proprietà e tolleranze
  - A7-3.1. Diametro e sezione
  - A7-3.2. Tensione di rottura
  - A7-3.3. Allungamento a rottura
  - A7-3.4. Limiti allo 0,2%
  - A7-3.5. Tensione di snervamento
  - A7-3.6. Modulo di elasticità
  - A7-3.7. Tensione all'1%
  - A7-3.8. Prova di piegamento alternato
  - A7-3.9. Prova di piegamento
  - A7-3.10. Resistenza a fatica
  - A7-3.11. Rilassamento a temperatura ordinaria
    - A7.3.11.1. Condizioni di prova
    - A7.3.11.2. Caratteristiche della provetta
    - A7.3.11.3. Carico iniziale



A7.3.11.4. Precisione della misura

A7-4. Controlli in cantiere o nel luogo di formazione dei cavi

### ALLEGATO 8

#### PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA

A8-1. Generalità

A8-1.1. Elementi di lamiera grecata e profilati formati a freddo

A8-2. Controlli in stabilimento

A8-2.1. Suddivisione dei prodotti

A8-2.2. Prove di qualificazione

A8-2.3. Controllo continuo della qualità della produzione

A8-2.4. Verifica periodica della qualità

A8-2.5. Controlli su singola colata

A8-2.6. Marcatura di identificazione

A8-3. Marcatura per identificazione

A8-4. Documentazione di accompagnamento delle forniture

A8-5. Controlli in officina o in cantiere

A8-6. Bulloni e chiodi

### ALLEGATO 9

#### PROCEDURE DI CONTROLLO PER SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE

A9-1. Prove di efficienza del bloccaggio

A9-1.1. Caratteristiche del campione

A9-1.2. Prove statiche

A9-1.3. Requisiti dei risultati delle prove statiche

A9-1.4. Prove sotto carichi ripetuti

A9-1.5. Requisiti dei risultati delle prove sotto carichi ripetuti

A9-2. Prove di efficienza del complesso di ancoraggio

A9-2.1. Caratteristiche del campione

A9-2.2. Modalità di prova

A9-2.3. Requisiti dei risultati

A9-2.4. Deroghe

A9-3. Prove di efficienza di apparecchi di giunzione

### ALLEGATO 10

#### PROCEDURE DI CONTROLLO SUI LATERIZI

A10-1. Valutazione dei dati di prova

A10-2. Metodi di prova



## PARTE GENERALE

### pG-1. PREMESSA

Le presenti norme sono organizzate come segue.

Nella **Parte I (materiali e prodotti)** sono riportate le indicazioni generali sui materiali e prodotti previsti dalle norme, con le relative prescrizioni e, ove previste, le procedure per la qualificazione con specifici rinvii agli Allegati.

Nella **Parte II (C.a./C.a.p.)** sono descritti i metodi e le norme di calcolo, nonché le prescrizioni e prestazioni minime per le strutture in cemento armato normale e precompresso. Sono, inoltre, riportate le norme complementari relative ai solai ed agli elementi costruttivi in c.a. e c.a.p. prodotti con processo industrializzato (manufatti prefabbricati prodotti in serie).

Nella **Parte III (Acciaio)** sono descritti i metodi e le norme di calcolo, nonché prescrizioni e prestazioni minime per le strutture in acciaio.

Nella **Parte IV (Acciaio-calcestruzzo)** sono descritti i metodi e le norme di calcolo relative alle strutture miste acciaio-calcestruzzo.

Nella **Parte V (Altri metalli)** sono fornite indicazioni relative alle strutture in materiali metallici diversi dall'acciaio

Completano le norme una serie di Allegati ove vengono specificate le procedure di qualificazione e controllo dei materiali e prodotti già descritti nella parte I.

Si riportano qui di seguito le considerazioni generali e comuni alle diverse parti della norma e, in particolare, alla Parte II, cemento armato normale e precompresso e alla Parte III, acciaio.

### pG-2. MODALITA' OPERATIVE

Nell'ambito delle presenti norme tecniche, possono essere seguite, in alternativa, tre diverse modalità operative di verifica delle costruzioni:

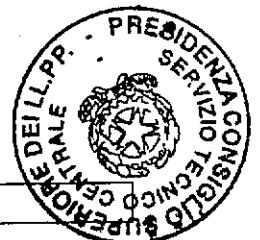
1. metodo di verifica alle tensioni ammissibili;
2. metodo di verifica agli stati limite nella versione nazionale;
3. metodo di verifica agli stati limite nella versione europea.

Per quest'ultimo metodo, già introdotto nella precedente versione delle norme, sono riportate 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 presente norma costituisce il DAN(Documento di applicazione nazionale), così richiamato nei documenti del CEN (Comitato europeo di normalizzazione).

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 garantita una sicurezza non inferiore a quella qui prescritta.

L'adozione di tali ulteriori metodi di verifica è autorizzata, caso per caso, dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio Superiore dei lavori pubblici.

Negli elaborati di progetto previsti all'art.4 punto b della legge 1086/1971 deve essere indicato chiaramente il metodo di verifica al quale si è fatto riferimento che va applicato in maniera unitaria ed integrale all'intero organismo strutturale.



### **pG-3. PRESCRIZIONI COMUNI A TUTTI I METODI DI VERIFICA**

Per tutte le costruzioni disciplinate dal presente decreto valgono le seguenti indicazioni comuni ai diversi metodi di verifica:

- a) per le azioni si fa 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 seguono le indicazioni contenute nella Parte I delle presenti norme e nei relativi Allegati che ne specificano le procedure di qualificazione e controllo, ove previste;
- c) per il collaudo statico valgono le prescrizioni riportate nel successivo punto pG-5.
- d) per la presentazione dei progetti redatti con calcolo automatico valgono le prescrizioni riportate nel successivo punto pG-6.

### **pG-4. NORME DI RIFERIMENTO**

Le norme europee di riferimento citate negli Eurocodici 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 nel presente decreto, per altre norme citate negli Eurocodici possono adottarsi le norme citate nel presente decreto, o, in mancanza, le norme nazionali pertinenti.

### **pG-5. COLLAUDO STATICO.**

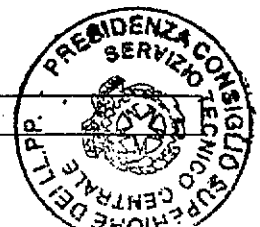
#### *pG-5.1. Prescrizioni generali.*

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 legge medesima, nonché dell'art. 5 ove il collaudo sia stato affidato in corso d'opera, comprende 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 e a quanto fissato dagli Allegati dello stesso;
  - nel controllo che i risultati elaborati delle prove siano compatibili con i criteri di accettazione fissati nei sopra citati Allegati;
- c) esame dei certificati relativi alle prove di verifica della qualità degli acciai;
- 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 può 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 pG-5.2;
  - saggi diretti sui conglomerati con prelievi di campioni e controllo delle armature e dei copriferri relativi;



- controlli non distruttivi sulle strutture, con particolare riguardo agli elementi compressi, non assoggettabili a prove di carico dirette.

B) documentazioni integrative di progetto.

#### *pG-5.2. Prove di carico.*

Le prove di carico, sia quelle di norma che quelle eventualmente ritenute necessarie dal collaudatore per identificare la corrispondenza fra il comportamento della struttura reale e quello prevedibile in base ai calcoli di progetto, devono rispettare le modalità sotto indicate.

Per le strutture in conglomerato cementizio armato, normale o precompresso, le prove di carico non possono 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 può 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, deformazioni o dissesti che compromettono la sicurezza o la conservazione dell'opera;
- la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata;
- 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.

Per le strutture in conglomerato cementizio armato, si tiene conto di quanto indicato al punto pI-1.2.3. sulla valutazione del modulo elastico, tenendo presente quanto in esso è specificato a proposito della interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture 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.

#### **pG-6. PRESENTAZIONE DI PROGETTI REDATTI CON CALCOLO AUTOMATICO**

I progetti predisposti in tutto o in parte con l'impiego di codici di calcolo automatico devono seguire le indicazioni sotto riportate:

- a) devono essere chiaramente riportati tutti gli elementi necessari atti a:
  - permettere una agevole comprensione degli elaborati numerici proposti;



- consentire una eventuale ripetizione indipendente dei calcoli da parte di terzi, sia con lo stesso codice sia con un codice diverso.
- b) deve essere predisposta una apposita relazione, indipendente dall'output del programma utilizzato, contenente:
- le informazioni necessarie per l'identificazione del codice di calcolo adottato e, se del caso, i dati sulla manutenzione del programma e sulle validazioni eseguite; l'impostazione progettuale con l'indicazione delle azioni, delle ipotesi di schematizzazione e di modellazione adottate (strutturali, geometriche e meccaniche), nonché l'individuazione della procedura di calcolo seguita;
  - una presentazione sintetica dei risultati ottenuti, corredata, se del caso, da chiare elaborazioni grafiche, che affianchi l'output del computer, evidenziandone i valori principali e rappresentativi.
- c) deve essere esplicitamente formulato e sottoscritto dal progettista un giudizio critico conclusivo del calcolo proposto, indipendente dall'output del programma utilizzato, con una dichiarazione su:
- la compatibilità del codice scelto con il modello adottato per la struttura e la correttezza del suo uso;
  - la coerenza dei risultati del calcolo automatico con previsioni e valutazioni progettuali sintetiche espressamente eseguite dal Progettista sull'ordine di grandezza delle sollecitazioni e degli spostamenti;
  - la natura e l'estensione dei controlli effettuati sui dati di input;
  - le modalità e le caratteristiche dei controlli eseguiti in modo indipendente sui dati di output, per quanto riguarda sia l'equilibrio sia gli spostamenti più significativi, adottando sviluppi di calcolo alternativi basati su procedure non automatiche o su elaborazioni mediante codici diversi.
- d) i disegni di progetto, qualunque sia la modalità di ottenimento degli stessi, devono rappresentare compiutamente e con precisione le strutture, mediante viste, piante, sezioni longitudinali, sezioni trasversali, particolari, sufficienti per evidenziare graficamente tutti i parametri dimensionali che consentano il controllo della correttezza della progettazione e la definizione univoca di ciò che deve essere eseguito.





## PARTE I

### MATERIALI E PRODOTTI; PRESCRIZIONI, PRESTAZIONI E PROCEDURE DI CONTROLLO E QUALIFICAZIONE

#### GENERALITÀ

I materiali ed i prodotti utilizzati nelle costruzioni devono rispondere ai requisiti indicati nelle presenti norme.

Possono essere impiegati materiali e prodotti conformi ad una norma armonizzata o ad un benestare tecnico europeo così come definiti nella Direttiva 89/106/CEE, ovvero conformi a specifiche nazionali dei Paesi dell'Unione europea o di Paesi aderenti allo Spazio Economico Europeo (SEE), qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente e tale da soddisfare i requisiti essenziali della Direttiva 89/106/CEE. L'equivalenza è accertata dal Servizio Tecnico Centrale - Presidenza del Consiglio superiore dei lavori pubblici, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici.

I prodotti provenienti da paesi che non fanno parte dell'Unione Europea ovvero non aderenti all'Accordo sullo spazio economico europeo (SEE), per essere immessi sul mercato nazionale, devono essere controllati e qualificati secondo le medesime procedure adottate per i prodotti nazionali.

Il produttore estero, in questo caso, nomina un mandatario residente nel territorio nazionale che cura i rapporti tra il produttore, l'organismo di controllo ed il Servizio Tecnico Centrale.



## SIMBOLOGIA PER CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO

### 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
$\theta$	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
$\emptyset$	Diametro di una barra o di un cavo
$\Sigma$	Sommatoria

### Indici

<i>a</i>	acciaio
<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;
<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>	sforzo normale
<i>p</i>	precompressione
<i>q</i>	carico variabile
<i>s</i>	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

### Simboli speciali

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

### 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 = $f_{ck} / \gamma_c$
$f_{ct}$	resistenza a trazione
$f_{ctk}$	resistenza caratteristica a trazione = $f_{ctk} / \gamma_c$
$f_{ctd}$	resistenza di calcolo a trazione



Acciaio per cemento armato

- $f_r$  tensione di snervamento  
 $f_t$  tensione di rottura  
 $f_{yk}$  tensione caratteristica di snervamento  
 $f_{tk}$  tensione caratteristica di rottura  
 $f_{yknom}$  tensione caratteristica di snervamento nominale (450 N/mm<sup>2</sup>)  
 $f_{tknom}$  tensione caratteristica di rottura nominale (540 N/mm<sup>2</sup>)  
 $f(0,2)$  tensione allo 0,2% di deformazione residua  
 $f(0,2)k$  tensione caratteristica allo 0,2% di deformazione residua  
 $A_5$  Allungamento percentuale su 5 diametri  
 $A_{gt}$  Allungamento uniforme a rottura  
 $I_R$  Indice di aderenza

Acciaio per precompressione

- $f_{py}$  tensione di snervamento (barre)  
 $f_{p(1)}$  tensione all' 1% di deformazione sotto carico  
 $f_{p(02)}$  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  
 $f_{p(02)k}$  tensione caratteristica allo 0,2% di deformazione residua  
 $f_{ptk}$  tensione caratteristica di rottura

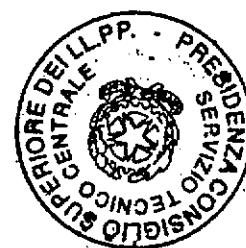


**Simbologia per acciaio da carpenteria metallica****Simboli**

$A$	area
$E$	modulo di elasticità longitudinale
$F$	azioni in generale
$G$	azioni permanenti; modulo di elasticità tangenziale
$I$	momento di inerzia
$M$	momento flettente
$N$	forza normale
$Q$	azioni variabili
$S$	effetto delle azioni (sollecitazione agente)
$T$	momento torcente; temperatura
$V$	forza di taglio
$W$	modulo di resistenza
$a$	distanza, dimensione geometrica, larghezza della sezione di gola dei cordoni di saldatura
$d$	diametro
$e$	eccentricità
$f$	resistenza di un materiale
$h$	altezza
$i$	raggio di inerzia
$l$	lunghezza di un elemento
$p$	passo; interasse dei chiodi e dei bulloni
$r$	raggio
$s$	scarto quadratico medio
$t$	spessore
$v$	spostamento verticale
$\alpha$	coefficiente di dilatazione lineare termica
$\beta$	coefficiente caratteristico di vincolo
$\gamma$	coefficiente di sicurezza nel metodo di verifica agli stati limite ( $\gamma_m$ per i materiali, $\gamma_f$ per le azioni); peso specifico
$\delta$	coefficiente di variazione
$\varepsilon$	dilatazione
$\mu$	coefficiente di attrito
$\nu$	coefficiente di Poisson
$\lambda$	snellezza
$\sigma$	tensione normale
$\tau$	tensione tangenziale
$\omega$	coefficiente di amplificazione dei carichi nel carico di punta
$\Sigma$	sommatoria

**Indici**

$b$	bullone; chiodo
$c$	compressione
$d$	valore di calcolo
$f$	attrito
$g$	carico permanente
$k$	valore caratteristico
$l$	longitudinale; lineare



<i>m</i>	valore medio; materiale; momento flettente
<i>n</i>	sforzo normale
<i>p</i>	puntuale
<i>q</i>	carico variabile
<i>t</i>	trazione; torsione; rottura
<i>u</i>	ultimo (stato limite)
<i>w</i>	anima
$\varepsilon$	deformazione
<i>y</i>	snervamento

### Indici speciali

<i>Id</i>	ideale
<i>red</i>	ridotto
<i>res</i>	resistente
<i>rif</i>	rifollamento
$\perp$	ortogonale
$\parallel$	parallelo

### Simboli ricorrenti

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	componenti di tensione nel riferimento principale
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}$	componenti di tensione nel riferimento generico
$\sigma_b, \tau_b$	tensione normale e tangenziale nei chiodi e nei bulloni
$\sigma_{id}$	tensione ideale
$\sigma_c$	tensione massima sopportabile da aste compresse in campo elasto-plastico
$\sigma_{rif}$	tensione di rifollamento
$\sigma_{\perp}, \sigma_{\parallel}, \tau_{\perp}, \tau_{\parallel}$	componenti di tensione nel riferimento convenzionale riferito al giunto saldato
$\varepsilon_t$	allungamento percentuale a rottura
<i>fd</i>	resistenza di calcolo
<i>fy</i>	tensione di snervamento
<i>ft</i>	tensione di rottura
<i>Ares</i>	area resistente
<i>Ff</i>	forza trasmissibile per attrito
<i>Ff,rid</i>	forza trasmissibile per attrito ridotta
<i>Nb</i>	forza normale di trazione nel gambo delle viti



## p1-1. CALCESTRUZZO

Le prescrizioni contenute nel presente capitolo si applicano al calcestruzzo per usi strutturali, armato e non, ordinario e precompresso, con esclusione dei calcestruzzi leggeri.

Le procedure di controllo sul calcestruzzo sono riportate nell'Allegato 1.

Le prescrizioni relative al calcestruzzo confezionato con processo industrializzato sono riportate nell'Allegato 2.

### *pI-1.1. Composizione del calcestruzzo*

Il calcestruzzo deve essere specificato in funzione della classe di resistenza, delle condizioni ambientali, della dimensione nominale massima dell'aggregato e del contenuto minimo di cemento.

Nella scelta del tipo e della classe di cemento si deve tenere conto delle condizioni di esposizione, della velocità di sviluppo della resistenza e del calore di idratazione.

#### *pI-1.1.1. Leganti.*

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia (legge 26-5-1965 n. 595 e relativi decreti attuativi) e dotati di attestato di conformità ai sensi del D.M. n.314/99, con esclusione del cemento alluminoso.

L'impiego dei cementi di tipo C è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

In caso di ambienti chimicamente aggressivi si deve far riferimento a quanto previsto nelle norme UNI 9156/97 e UNI 10517/95.

#### *pI-1.1.2. Inerti.*

Gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili. La quantità di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso deve essere tale da non precludere il corretto indurimento del conglomerato o la corretta conservazione delle armature.

La ghiaia o il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

#### *pI-1.1.3. Acqua.*

L'acqua per gli impasti deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non deve essere aggressiva. L'acqua d'impasto, deve avere caratteristiche costanti nel tempo

#### *pI-1.1.4. Aggiunte*

E' ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti e fumi di silice, purché non vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali del calcestruzzo.

Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma EN 450/95.

I fumi di silice devono essere costituiti da silice attiva amorfa presente in quantità maggiore uguale all'85% del peso totale.



*pI-1.1.5. Additivi*

Gli additivi devono essere conformi alla EN 934-2/99.

*pI-1.2. Caratteristiche del calcestruzzo**pI-1.2.1. Resistenza a compressione*

Agli effetti delle presenti norme il calcestruzzo è individuato attraverso la resistenza caratteristica a compressione, definita come quel valore al di sotto del quale viene a trovarsi dal punto di vista probabilistico il 5% dell'insieme di tutti i possibili valori di resistenza misurati sul calcestruzzo in esame.

La resistenza caratteristica può essere espressa in termini di:

- resistenza caratteristica cubica  $R_{ck}$ , determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cubi di 150 mm di lato;
- resistenza caratteristica cilindrica  $f_{ck}$ , determinata sulla base dei valori ottenuti da prove a compressione a 28 giorni su cilindri di 150 mm di diametro e 300 mm di altezza.

Nel prospetto pI-1.2.1. sono riportati i valori di  $R_{ck}$  ed  $f_{ck}$ , espressi in  $N/mm^2$ , in funzione delle categorie del calcestruzzo e delle classi di resistenza.

## Prospetto pI-1.2.1.

## Classi di resistenza per calcestruzzo normale.

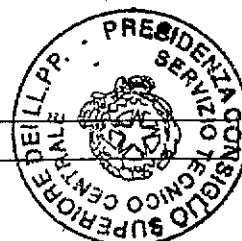
categoria del calcestruzzo	Classe di resistenza	$f_{ck}$ $N/mm^2$	$R_{ck}$ $N/mm^2$
ORDINARIO	C12/15	12	15
	C16/20	16	20
	C20/25	20	25
	C25/30	25	30
	C30/37	30	37
	C35/45	35	45
	C40/50	40	50
ALTE PRESTAZIONI	C45/55	45	55
	C50/60	50	60
	C55/67	55	67
ALTA RESISTENZA	C60/75	60	75
	C70/85	70	85
	C80/95	80	95
	C90/105	90	105
	C100/115	100	115

Per strutture in cemento armato normale non è ammesso l'impiego di calcestruzzi di classe inferiore alla C12/15 e, quindi, con:

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

Per strutture in cemento armato precompresso o parzialmente precompresso non possono essere utilizzati conglomerati di classe inferiore alla C25/30 e, quindi, con:

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





In entrambi i casi, nei calcoli statici non può essere presa in conto una resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$ .

L'impiego di calcestruzzi aventi resistenza caratteristica cubica  $R_{ck} \geq 55 \text{ N/mm}^2$  (alte prestazioni ed alta resistenza) è autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale, previo esame e valutazione del Consiglio superiore dei lavori pubblici al quale devono essere sottoposte, caso per caso, le documentazioni di progetto.

Per i calcestruzzi aventi resistenza caratteristica  $R_{ck} \geq 75 \text{ N/mm}^2$  (alta resistenza), la documentazione di progetto da presentare per l'esame e valutazione del Consiglio superiore deve comprendere la modellazione del materiale operata sulla base di specifica documentazione teorica e sperimentale, nonché una adeguata giustificazione delle regole di calcolo adottate.

#### *pI-1.2.2. Resistenza a trazione*

Il valore medio della resistenza a trazione semplice (assiale) per calcestruzzo ordinario, in mancanza di diretta sperimentazione, è assunto pari a:

$$f_{ctm} = 0,273 \sqrt{R_{ck}} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 5% e 95% sono assunti, rispettivamente, pari a  $0,7 f_{ctm}$  ed  $1,3 f_{ctm}$ .

Il valore medio della resistenza a trazione per flessione è assunto, in mancanza di sperimentazione diretta, pari a:

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

#### *pI-1.2.3. Modulo elastico.*

Per il 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:

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

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

#### *pI-1.2.4. Coefficiente di Poisson.*

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

#### *pI-1.2.5. Coefficiente di dilatazione termica.*

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

#### *pI-1.2.6. Ritiro.*

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



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

Prospetto pI-1.2.2.

$t_0$	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ 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%

Prospetto pI-1.2.3.

$t_0$	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ 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 =  $2A_c/u$ ; $A_c$  = area della sezione del conglomerato; $u$  = perimetro della sezione di conglomerato a contatto con l'atmosfera.

Per valori intermedi si interpola linearmente.

## pI-1.2.7. 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 ammettono i seguenti valori:

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

Prospetto pI-1.2.4.

$t_0$	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ 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%

Prospetto pI-1.2.5.

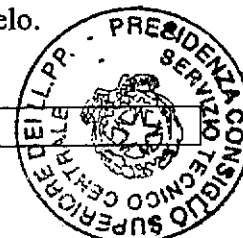
$t_0$	$\alpha \leq 20$ cm	$\alpha \geq 60$ cm
3 ÷ 7 giorni	3,8	2,9
8 ÷ 60 giorni	3,0	2,5
> 60 giorni	1,7	2,0

Ove i simboli sono i medesimi del precedente punto pI-1.2.6.

Per i valori intermedi si interpola linearmente.

## pI-1.3 Durabilità

Per garantire la durabilità delle strutture in cemento armato, normale o precompresso, esposte in ambiente naturale è necessario prendere provvedimenti per eliminare o ridurre i processi a rischio, quali l'attacco chimico, la corrosione dell'armatura ed i cicli di gelo e disgelo.



A tal fine il progettista, valutate opportunamente le condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione, fissa le caratteristiche del calcestruzzo da impiegare (composizione e resistenza meccanica), nonché i valori del copriferro da adottare per preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale.

Il copriferro di progetto, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, è pari a:

$$c_{\text{prog}} = c + \Delta h$$

dove  $\Delta h$  indica la tolleranza di posizionamento, da assumere almeno pari a 5 mm.

I valori minimi di copriferro da adottare in funzione delle condizioni ambientali del sito ove sorgerà la costruzione sono riportati al punto pII-sI-3.

Il copriferro deve essere specificato in tutte le tavole di progetto e nei documenti di calcolo.



## pI-2. ACCIAIO

### pI-2.1 Prescrizioni comuni a tutte le tipologie di acciaio

#### pI-2.1.1 Controlli di produzione in fabbrica e procedure di qualificazione

Tutti gli acciai oggetto delle presenti norme, siano essi destinati ad utilizzo come armature da cemento armato, normale o precompresso, o ad utilizzo diretto come carpenterie in strutture metalliche devono essere prodotti con un sistema di controllo permanente della produzione in stabilimento che deve assicurare il mantenimento dello stesso livello di affidabilità nella conformità del prodotto finito, indipendentemente dal processo di produzione.

La valutazione della conformità del controllo di produzione in stabilimento e del prodotto finito è effettuata attraverso la procedura di qualificazione di seguito indicata.

Il Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei lavori pubblici è organismo abilitato al rilascio dell'attestato di qualificazione per gli acciai di cui sopra.

L'inizio della procedura di qualificazione deve essere preventivamente comunicato al Servizio Tecnico Centrale allegando una relazione sintetica ove siano riportati:

- elenco e caratteristiche dei prodotti che si intende qualificare (tipo, dimensioni, composizione chimica);
- indicazione dello stabilimento e descrizione degli impianti di produzione;
- descrizione dell'organizzazione del controllo interno di qualità;
- indicazione dei responsabili aziendali incaricati della firma dei certificati;
- descrizione del laboratorio interno per il controllo continuo di qualità;
- dichiarazione con la quale si attesti che il servizio di controllo interno della qualità sovrintende ai controlli di produzione ed è indipendente dai servizi di produzione;
- indicazione del laboratorio, scelto tra i laboratori di cui all'art.20 della legge 1086/71, incaricato delle prove (qualificazione e verifica periodica della qualità);
- modalità di marcatura che si intende adottare per l'identificazione del prodotto finito.

Contestualmente il produttore può intraprendere la procedura di qualificazione sottoponendo per un periodo di sei mesi la produzione a:

- controllo continuo interno di qualità della produzione condotto su basi statistiche.
- prove di qualificazione da parte del laboratorio incaricato.

Al termine del periodo di sei mesi deve essere presentata al Servizio Tecnico Centrale la seguente documentazione:

- 1) dimostrazione dell'idoneità del processo produttivo:
  - manuale di qualità;
  - condizioni generali della produzione e dell'approvvigionamento dell'acciaio e del prodotto intermedio (billette, vergella);
  - organizzazione del controllo interno di qualità con indicazione dei responsabili aziendali,
- 2) i risultati dei controlli interni eseguiti nel semestre 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;
- 3) i risultati dei controlli eseguiti nel corso delle prove di qualificazione dal laboratorio incaricato (certificati e loro elaborazione) nello stesso periodo di cui al punto 2), per le caratteristiche meccaniche e chimiche;
- 4) il controllo della rispondenza degli indici di aderenza (per acciai da cemento armato) di cui ai punti 2) e 3) alle prescrizioni delle presenti norme;
- 5) il controllo della rispondenza delle verifiche di rilassamento e di fatica (per acciai da cemento armato precompresso).



6) la documentazione di conformità statistica, secondo una metodologia che deve essere dichiarata, delle tensioni di snervamento e di rottura di cui ai punti 2) e 3) tra loro e con le prescrizioni contenute nelle presenti norme tecniche.

I prodotti possono essere immessi sul mercato solo dopo il rilascio, da parte del Servizio Tecnico Centrale, dell'attestato di qualificazione.

Per il mantenimento della qualificazione i produttori sono tenuti, con cadenza annuale, ad inviare al Servizio Tecnico Centrale 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 nonché i risultati dei controlli interni di cui al precedente punto 2) e delle verifiche periodiche della qualità effettuate dal laboratorio incaricato, unitamente alla documentazione di conformità statistica di cui al precedente punto 6), il tutto relativo alla produzione effettuata nel periodo di riferimento.

La documentazione di cui sopra deve essere trasmessa al Servizio Tecnico Centrale entro 60 giorni dalla data di scadenza del periodo di riferimento della qualificazione.

Il Servizio Tecnico Centrale esamina la documentazione, ne accerta la conformità ai requisiti previsti nel presente decreto.

Ogni variazione al processo produttivo, ivi comprese quelle a carattere temporaneo che impongono una sospensione della produzione, deve essere tempestivamente comunicata al Servizio Tecnico Centrale.

Qualora la produzione venga sospesa per oltre 5 mesi, la procedura di qualificazione deve essere ripetuta.

Il Servizio Tecnico Centrale può effettuare, in qualsiasi momento, visite ispettive finalizzate all'accertamento della sussistenza dei requisiti previsti per la qualificazione.

Non sono ammessi alla qualificazione prodotti ottenuti da laminazione di rottame o di materiale deviato da altri impieghi.

Il mancato rispetto delle condizioni sopra indicate, comporta l'immediata decadenza della qualificazione, a far data dalla comunicazione del Servizio Tecnico Centrale di accertamento delle non conformità nella procedura di qualificazione.

#### *pl-2.1.2 Identificazione dei prodotti qualificati*

Ciascun prodotto qualificato deve costantemente essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione tramite marcatura indelebile.

Ogni prodotto deve essere, pertanto, marcato con identificativi diversi da quelli di prodotti aventi differenti caratteristiche, ma fabbricati nello stesso stabilimento e con identificativi differenti da quelli di prodotti con uguali caratteristiche ma fabbricati in altri stabilimenti, siano esse o meno dello stesso produttore.

Per stabilimento si intende una unità produttiva a se stante, con impianti propri e magazzini per il prodotto finito. Nel caso di unità produttive multiple appartenenti allo stesso produttore, la qualificazione deve essere ripetuta per ognuna di esse e per ogni tipo di prodotto in esse fabbricato.

Considerata la diversa natura, forma e dimensione dei prodotti, le caratteristiche degli impianti per la loro produzione, nonché la possibilità di fornitura sia in pezzi singoli sia in fasci, differenti possono essere i sistemi di marcatura adottati, quali ad esempio l'impressione sui cilindri di laminazione, la punzonatura a caldo e a freddo, la stampigliatura a vernice, la targhetatura, la sigillatura dei fasci e altri.

Comunque, per quanto possibile, anche in relazione all'uso del prodotto, il produttore è tenuto a marcare ogni singolo pezzo. Ove ciò non sia possibile, per la specifica tipologia del prodotto



marcatura deve essere tale che prima dell'apertura dell'eventuale ultima e più piccola confezione (fascio, bobina, rotolo, pacco, etc.) il prodotto sia riconducibile al produttore, al tipo di acciaio nonché al lotto di produzione e alla data di produzione.

Tenendo presente che l'elemento determinante della marcatura è costituito dalla sua inalterabilità nel tempo, dalla impossibilità di manomissione, il produttore deve rispettare le modalità di marcatura denunciate nella sua documentazione presentata al Servizio Tecnico Centrale e deve comunicare tempestivamente eventuali modifiche apportate

La mancata marcatura o la sua illeggibilità anche parziale rendono il prodotto non impiegabile.

Qualora, sia presso gli utilizzatori, sia presso i commercianti, l'unità marcata (pezzo singolo o fascio) venga scorporata, per cui una parte, o il tutto, viene a perdere l'originale marcatura del produttore è responsabilità sia degli utilizzatori sia dei commercianti documentare la provenienza del materiale e gli estremi del deposito del marchio presso il Servizio Tecnico Centrale.

I produttori, i successivi intermediari e gli utilizzatori finali devono assicurare una corretta archiviazione della documentazione di accompagnamento dei materiali garantendone la disponibilità per almeno 10 anni e devono mantenere evidenti le marcature o etichette di riconoscimento per la rintracciabilità del prodotto.

Eventuali disposizioni supplementari atte a facilitare l'identificazione del prodotto attraverso il marchio possono essere emesse dal Servizio Tecnico Centrale.

Tutti i certificati relativi alle prove meccaniche degli acciai, sia in stabilimento che in cantiere o nel luogo di lavorazione, devono riportare l'indicazione del marchio identificativo, 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 Servizio Tecnico Centrale le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

### *pl-2.1.3. Prove di qualificazione e verifiche periodiche della qualità*

Le prove di qualificazione e le verifiche periodiche della qualità sono eseguite a cura di laboratori di cui all'art. 20 della legge 1086/71.

I relativi certificati devono contenere almeno:

- il nome dell'azienda produttrice, lo stabilimento ed il luogo di produzione;
- il tipo di prodotto e la sua eventuale dichiarata saldabilità;
- il marchio di identificazione del prodotto depositato presso il Servizio Tecnico Centrale;
- gli estremi dell'ultima attestazione di deposito conseguito (in caso di verifiche periodiche della qualità);
- la data del prelievo, il luogo di effettuazione delle prove e la data di emissione del certificato;
- le dimensioni nominali ed effettive del prodotto, i risultati delle prove previste
- l'analisi chimica per tutti i prodotti dichiarati saldabili o comunque utilizzati per la fabbricazione di prodotti finiti elettrosaldati;
- le elaborazioni statistiche previste negli Allegati 3, 4, 6 e 7;

I prelievi in stabilimento sono effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione.

Le relative prove sui saggi prelevati possono essere effettuate dai tecnici del laboratorio incaricato, anche presso lo stabilimento, sempre che le attrezzature disponibili siano ritenute idonee ad esclusivo insindacabile giudizio del laboratorio medesimo, e possibilmente in presenza di un rappresentante del produttore. Di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione nel certificato nel quale deve essere presente la dichiarazione del rappresentante del laboratorio incaricato relativa all'idoneità delle attrezzature utilizzate.



Le specifiche per l'effettuazione delle prove di qualificazione e delle verifiche periodiche della qualità, ivi compresa la cadenza temporale dei controlli stessi, sono riportate rispettivamente negli Allegati:

- All.3 per acciai da cemento armato in barre o rotoli
- All.4 per reti e tralicci elettrosaldati
- All.7 per acciai da cemento armato precompresso
- All.8 per acciai per carpenterie metalliche.

*pI-2.1.4. Conformità statistica*

Per la conformità statistica tra i risultati dei controlli interni ed i risultati dei controlli del laboratorio incaricato devono essere utilizzati test statistici di confronto delle varianze e delle medie delle due serie di dati, secondo i classici procedimenti del controllo della qualità (UNI 6809-72 e 6806-72)

E' facoltà del produttore utilizzare metodologie differenti da quelle sopra indicate purché ne dia preventiva comunicazione al Servizio Tecnico Centrale che ne valuterà la validità e la conformità.



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

E' ammesso esclusivamente l'impiego di acciai qualificati secondo le procedure di cui al precedente punto pI-2.1 e controllati con le modalità riportate negli Allegati 3 e 4.

Gli acciai da cemento armato sono caratterizzati dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{yk \text{ nom}}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{tk \text{ nom}}$	540 N/mm <sup>2</sup>

e devono rispettare i requisiti indicati nel seguente prospetto:

Prospetto pI-2.2.1.

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	$\geq f_{yk \text{ nom}}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	$\geq f_{tk \text{ nom}}$ (N/mm <sup>2</sup> )
$(f_t/f_y)_k$		$\geq 1,15$ $\leq 1,35$
$f_y/f_{yk \text{ nom}}$		$\leq 1,15$
$f_t/f_{tk \text{ nom}}$		$\leq 1,15$
Modulo di elasticità longitudinale	$E$	206.000 N/mm <sup>2</sup>
Allungamento		
per $\phi < 12$ mm		$\geq 15\%$
A5:		-----
per $\phi \geq 12$ mm		$\geq 18\%$ $\geq 9\%$
A5:		
	oppure, Agt:	
Piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		su mandrino avente diametro D:
per $\phi \leq 12$ mm		4 $\phi$
per $12 < \phi \leq 16$ mm		6 $\phi$
per $16 < \phi \leq 25$ mm		8 $\phi$
per $25 < \phi \leq 40$ mm		10 $\phi$

**pI-2.2.1 Accertamento delle proprietà meccaniche**

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche vale quanto indicato nelle EN 10002/1° (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 sono determinate su provette mantenute per 60 minuti a 100 °C e successivamente raffreddate in aria.

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

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.

L'allungamento  $A_{gt}$  va determinato secondo la procedura di prova indicata nell'Allegato 5.

#### *pI-2.2.2 Fornitura e caratteristiche dimensionali.*

L'acciaio per cemento armato è, di norma, fornito sotto forma di:

- barre per utilizzo diretto o come elementi di base per la realizzazione di reti e tralicci elettrosaldati o elementi presagomati da assemblare in cantiere;
- rotoli per la formazione, previo raddrizzamento meccanico, delle barre di cui sopra;
- pannelli di reti elettrosaldate in stabilimento;
- tralicci elettrosaldati in stabilimento.

Tutti gli acciai da cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentarne l'aderenza al calcestruzzo.

Tutte le forniture di acciaio sono accompagnate da un certificato rilasciato, da non più di tre mesi, dal laboratorio incaricato delle verifiche periodiche della qualità in cui sono riportati gli estremi dell'ultimo attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

Il periodo di validità del certificato può essere prolungato fino a 6 mesi qualora il produttore abbia comunicato ufficialmente al laboratorio incaricato ed al Servizio Tecnico Centrale di avere sospeso la produzione, nel qual caso il certificato è accompagnato da copia di detta comunicazione.

Qualora la sospensione della produzione si prolunghi per oltre 5 mesi, la procedura di qualificazione deve 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.

Il Direttore dei lavori è tenuto, all'atto dell'accettazione, a verificare quanto sopra indicato.

#### pI-2.2.2.1 Barre e rotoli

Tutte le barre ed i rotoli devono essere dotati di marcatura di identificazione, depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, dalla quale risulti, in modo inequivocabile, il riferimento all'Azienda produttrice, allo Stabilimento, al tipo di acciaio ed alla sua eventuale saldabilità.

Le barre sono caratterizzate dal diametro  $\varnothing$  della barra tonda liscia equipeseante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm<sup>3</sup>.

Il diametro  $\varnothing$  delle barre deve essere compreso tra 5 e 30 mm.

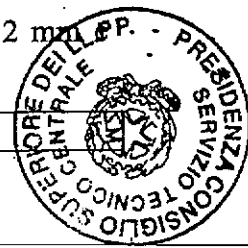
Tale limitazione non si applica alle armature destinate a strutture in calcestruzzo armato di particolari caratteristiche e dimostrate esigenze costruttive per le quali l'impiego di armature di maggior diametro è autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici.

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

Per diametri superiori, qualora si ravvisino condizioni di lavorazione tali da non alterare le caratteristiche originarie del materiale, l'impiego è autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici.

#### pI-2.2.2.2 Reti e tralicci elettrosaldati.

Le reti ed i tralicci devono avere barre elementari di diametro  $\varnothing$  compreso tra 5 e 12 mm e rapporto dei diametri delle barre dell'ordito  $\varnothing_{\min}/\varnothing_{\max} \geq 0,60$ .



La distanza assiale tra le barre elementari delle reti non deve superare 35 cm.

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.

Deve inoltre essere controllata la resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo, determinata forzando con idoneo dispositivo la barra trasversale nella direzione di quella maggiore posta in trazione; tale resistenza deve risultare maggiore di:

$$0,3 \times 400 \times A_0 \text{ (N)}$$

nella quale  $A_0$  è l'area della sezione della barra di diametro maggiore misurata in millimetri quadrati.

Gli stabilimenti di produzione delle reti e dei tralicci elettrosaldati devono essere dotati di sistemi di lavorazione e controllo tali da assicurare che gli acciai da essi lavorati mantengano inalterate le proprietà meccaniche rispetto ai prodotti di origine (barre o rotoli), e che tali proprietà siano conformi ai requisiti indicati nel presente decreto.

La produzione di reti e tralicci elettrosaldati può essere effettuata a partire da materiale di base prodotto nello stesso stabilimento di produzione del prodotto finito o da materiale di base proveniente da altro stabilimento.

Reti e tralicci formati con elementi base prodotti nello stesso stabilimento.

In tal caso non è necessario qualificare l'elemento base, la cui verifica delle caratteristiche meccaniche si intende inclusa nella verifica delle caratteristiche meccaniche del prodotto finito sul quale, in aggiunta alle prove di cui sopra (trazione e distacco al nodo) andranno effettuate le prove di piegamento e raddrizzamento.

La marcatura del prodotto finito coincide con la marcatura dell'elemento base.

Reti e tralicci formati con elementi base provenienti da altri stabilimenti.

In tal caso le reti ed i tralicci elettrosaldati devono essere formate partendo da barre o rotoli qualificati all'origine ed essere dotate di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile lo stabilimento di produzione, in aggiunta alla marcatura dell'elemento base (barra o rotolo).

La marcatura di identificazione può essere costituita da sigilli o etichettature indelebili ove siano indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto, ovvero da marcatura supplementare indelebile sugli elementi base.

Nel caso in cui vengano utilizzati elementi base, comunque qualificati, ma provenienti da produttori differenti il sistema di marcatura aggiuntivo deve prevedere la marcatura di ogni singolo pezzo (pannello di rete o traliccio) ed essere identificabile in modo permanente anche dopo annegamento nel calcestruzzo.

Le prove di qualificazione e di verifica periodica della qualità, essendo finalizzate, essenzialmente, all'accertamento della bontà del sistema di saldatura e delle caratteristiche meccaniche del prodotto finito a seguito della saldatura stessa, sono da intendersi indipendenti dal materiale base utilizzato, le cui caratteristiche sono state verificate in sede di qualificazione all'origine.

*pl-2.2.3 Centri di trasformazione*

Si definisce Centro di trasformazione un impianto che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre, rotoli o reti) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in opere in cemento armato quali, ad esempio, elementi presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura), pronti per la messa in opera.



Il Centro di trasformazione può ricevere e lavorare solo prodotti qualificati all'origine, accompagnati dal relativo attestato rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

Il trasformatore deve attuare un sistema di lavorazione e di controllo tale da assicurare che l'acciaio da esso lavorato mantenga inalterate le sue proprietà rispetto al prodotto ricevuto, e che tali proprietà siano conformi ai requisiti indicati nel presente decreto.

Tutti i prodotti forniti in cantiere dopo l'intervento di un trasformatore intermedio devono essere dotati di una specifica marcatura che identifichi in modo inequivocabile il centro di trasformazione stesso, in aggiunta alla marcatura del prodotto di origine.

I centri di trasformazione possono, ai sensi del presente decreto, essere identificati come "luogo di lavorazione delle barre" e, come tali, sono tenuti ad effettuare i medesimi controlli previsti in cantiere.

A tal fine è fatto obbligo a tali centri di nominare un Direttore dello stabilimento che assume le responsabilità affidate, per norma, al Direttore dei lavori.

L'esecuzione delle prove presso il centro di trasformazione non esime il Direttore dei lavori dell'opera, dall'obbligo di far eseguire gli usuali controlli in cantiere.

I centri di trasformazione sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, indicando la loro organizzazione, i procedimenti di sagomatura ed eventuale saldatura impiegati, le massime dimensioni delle barre o dei rotoli utilizzati, nonché le modalità di marcatura per l'identificazione del centro.

Nella dichiarazione deve, inoltre, essere indicato l'impegno ad utilizzare esclusivamente elementi di base qualificati all'origine in conformità alle disposizioni del presente decreto

Alla dichiarazione deve essere allegata la nota di incarico al Direttore dello stabilimento, controfirmata dallo stesso per accettazione ed assunzione delle responsabilità, ai sensi del presente decreto, sui controlli sui materiali.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta l'avvenuta dichiarazione di attività.

La dichiarazione sopra citata deve essere confermata annualmente al Servizio Tecnico Centrale, con allegata una dichiarazione attestante che nulla è variato rispetto al precedente deposito, ovvero siano descritte le avvenute variazioni.

Ogni fornitura in cantiere di elementi presagomati o preassemblati deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata.

Il Direttore dei lavori è tenuto, all'atto dell'accettazione, a verificare quanto sopra indicato.

#### *pl-2.2.4 Saldature.*

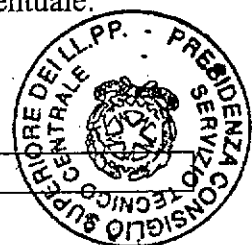
Gli acciai saldabili sono dotati di apposita marcatura depositata presso il Servizio Tecnico Centrale, che li differenzia dagli acciai non saldabili.

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 della qualificazione.

Per tali acciai l'analisi chimica effettuata su colata e l'eventuale analisi chimica di controllo effettuata sul prodotto finito devono inoltre soddisfare le limitazioni riportate nel prospetto pl-2.2.2. dove il calcolo del carbonio equivalente  $C_{eq}$  è 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.



## Prospetto pI-2.2.2.

Massimo contenuto di elementi chimici in %			
		Analisi di 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

*pI-2.2.5 Tolleranze dimensionali*

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.

Non è comunque ammesso superare le tolleranze indicate nel seguente prospetto pI-2.2.3.:

## Prospetto pI-2.2.3.

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 delle barre equipésanti.

*pI-2.2.6 Acciai speciali*pI-2.2.6.1 Acciai inossidabili

E' ammesso l'impiego di acciai inossidabili purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai normali. Tali acciai possono essere considerati saldabili, a prescindere dall'analisi chimica, purché il produttore fornisca, attraverso prove certificate da un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71, documentazione comprovante che l'acciaio è di tipo austenitico (ivi compresi gli acciai austenitici all'azoto) o austenitico-ferritico e precisi gli specifici procedimenti di saldatura da utilizzare in cantiere o in officina.

Per essi la qualificazione e' ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.



### pI-2.2.6.2 Acciai zincati

E' ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai normali.

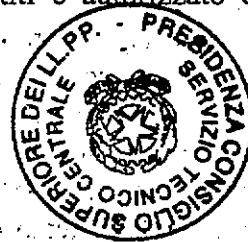
La qualificazione e, di conseguenza, la relativa verifica delle caratteristiche sopra indicate deve essere effettuata sul prodotto finito, cioè dopo il procedimento di zincatura.

La marcatura deve consentire l'identificazione sia del produttore dell'elemento base che dello stabilimento di zincatura; pertanto, nel caso in cui la zincatura venga effettuata su prodotti già qualificati all'origine e, quindi, dotati di marcatura indelebile, deve essere prevista una marcatura aggiuntiva che identifichi lo stabilimento di zincatura.

Per essi la qualificazione e' ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

### pI-2.2.6.3 Acciai rivestiti

L'impiego, come armature da cemento armato, di acciai rivestiti è autorizzato dal Servizio Tecnico Centrale, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici.



### *pI-2.3 Acciaio da cemento armato precompresso.*

E' ammesso esclusivamente l'impiego di acciai qualificati secondo le procedure di cui al precedente punto pI-2.1 e controllati con le modalità riportate nell'Allegato 7.

#### *pI-2.3.1 Fornitura e caratteristiche dimensionali*

L'acciaio per armature da precompressione è, di norma, fornito 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*: 2 o 3 fili avvolti ad elica intorno al loro comune asse longitudinale; passo e senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili della treccia;
- *Trefolo*: fili avvolti ad elica intorno ad un filo rettilineo completamente ricoperto dai fili elicoidali. Il passo ed il senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili di uno stesso strato.

I fili possono essere 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'impiego 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.

Tutte le forniture di acciaio sono accompagnate da un certificato rilasciato, da non più di tre mesi, dal laboratorio incaricato delle verifiche periodiche della qualità in cui sono riportati gli estremi dell'ultimo attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

Il periodo di validità del certificato può essere prolungato fino a 6 mesi qualora il produttore abbia comunicato ufficialmente al laboratorio incaricato ed al Servizio Tecnico Centrale di avere sospeso la produzione, nel qual caso il certificato è accompagnato da copia di detta comunicazione.

Qualora la sospensione della produzione si prolunghi per oltre 5 mesi, la procedura di qualificazione deve 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

Il Direttore dei lavori è tenuto, all'atto dell'accettazione, a verificare quanto sopra indicato.

Per quanto riguarda la marcatura dei prodotti, generalmente costituita da sigillo o etichettatura sulle legature, vale quanto indicato al punto pI-2.1.2.

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

I fili devono 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 deve essere esente da saldature.

Sono ammesse le saldature di fili destinati alla produzione 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.

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

È tollerata un'ossidazione che scompaia totalmente mediante sfregamento con un panno asciutto. Non è ammessa in cantiere alcuna operazione di raddrizzamento.



*pI-2.3.2 Caratteristiche chimiche, fisiche e geometriche.*

Gli acciai per armature da precompressione devono possedere proprietà meccaniche, garantite dal produttore, non inferiori a quelle indicate nel successivo prospetto pI-2.3.1.

Prospetto pI-2.3.1.

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli e Trecce
Tensione caratteristica di rottura ..... $f_{ptk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥1000	≥1600	≥1800
Tensione caratteristica allo 0,2 % di deformazione residua ..... $f_{p(0,2)k}$ N/mm <sup>2</sup>	---	≥1400	---
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale ..... $f_{p(1)k}$ N/mm <sup>2</sup>	---	---	≥1600
Tensione caratteristiche di snervamento $f_{pyk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥800	---	---
Modulo di elasticità longitudinale... (±5%)..... $E_p$ N/mm <sup>2</sup>	206.000	206.000	190.000

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

Il controllo delle grandezze di cui sopra è eseguito secondo le modalità e le prescrizioni indicate nei punti successivi e nell'Allegato 7.

Pertanto i valori delle grandezze:

- $\emptyset$ ,  $A$  sono confrontati con quelli che derivano dall'applicazione ai valori nominali, delle tolleranze prescritte al punto A7-3.1. dell'Allegato 7;
- $f_{pyk}$ ,  $f_{p(1)k}$ ,  $f_{p(0,2)k}$  ottenuti applicando ai valori singoli  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $f_{p(0,2)}$  le formule di cui al punto A7-2.1.1 dell'Allegato 7 sono confrontati con i corrispondenti valori garantiti che figurano nel catalogo del produttore e con quelli del prospetto pI-2.3.1.;
- $l$ ,  $N$ ,  $\alpha$  (180°) sono confrontati con quelli prescritti nell'Allegato 7;
- $L$  e  $r$  sono confrontati con i valori che figurano nel catalogo del produttore.

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

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

*pI-2.3.3 Controlli*

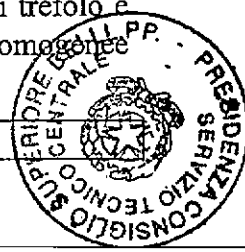
Le presenti norme prevedono due forme di controllo obbligatorie:

- controlli in stabilimento
- controlli in cantiere o nel luogo di formazione dei cavi.

I controlli eseguiti in stabilimento si riferiscono a lotti di produzione.

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

*Lotti di produzione:* 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 produzione deve avere grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) ed essere compreso tra 30 e 100 tonnellate.



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

#### *pI-2.3.4. Cadute di tensione per rilassamento*

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

Prospetto pI-2.3.2.

Tipo di armatura	$D\sigma_{r\infty}$
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

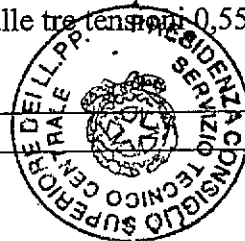
$$\Delta\sigma_{r\infty} = \Delta\sigma_{rt} + C(\Delta\sigma_{rt} - \Delta\sigma_{r1000})$$

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 dal seguente prospetto:

Prospetto pI-2.3.3.

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

Per tenere conto dell'influenza del valore della tensione iniziale si può 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.

#### *pI-2.4. Acciai per strutture metalliche*

##### *pI-2.4.1. Generalità.*

Le presenti norme prevedono l'impiego degli acciai denominati Fe 360, Fe 430, Fe 510 dei quali, ai punti successivi, vengono precisate le caratteristiche.

È consentito l'impiego di tipi di acciaio diversi da quelli sopra indicati purché venga garantita alla costruzione, con adeguata documentazione teorica e sperimentale, una sicurezza non minore di quella prevista dalle presenti norme.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova sono rispondenti alle prescrizioni delle norme UNI EN ISO 377, UNI 552 (ottobre 1986), UNI EN 10002/1° (gennaio 1992), UNI EN 10025 (gennaio 1995).

##### *pI-2.4.2. Acciaio laminato.*

Gli acciai di uso generale laminati a caldo, in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e profilati cavi (anche tubi saldati provenienti da nastro laminato a caldo), devono appartenere a uno dei seguenti tipi:

Fe 360

Fe 430

Fe 510

aventi le caratteristiche meccaniche indicate al punto pI-2.4.2.1.

Gli acciai destinati alle strutture saldate devono anche corrispondere alle prescrizioni del punto pI-2.4.3.

##### pI-2.4.2.1. Caratteristiche meccaniche.

I valori di  $f_t$  ed  $f_y$  indicati nei prospetti che seguono sono da intendersi come valori caratteristici, con frattile di ordine 0,05 (vedasi Allegato 8).



## pI-2.4.2.1.1. Profilati, barre, larghi piatti, lamiere.

## Prospetto pI-2.4.1.

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro		Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)
$f_t$	$R_m$	Tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]		(2) ≥ 340 ≤ 470	(3) ≥ 410 ≤ 560	(4) ≥ 490 ≤ 630
$f_y$	$R_e$	Tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]		(5) ≥ 235	(6) ≥ 275	(7) ≥ 355
KV	KV	Resilienza KV [J] (8)	B +20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			C 0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			D -20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			DD -20°C	--	--	≥ 40
$\epsilon_t$	A min	Allungamento % a rottura $L_0 = (5,65 \cdot \sqrt{A_0})$				
		- per lamiere		≥ 24 (9)	≥ 20 (9)	≥ 20 (9)
		- per barre, laminati mercantili, profilati, larghi piatti		≥ 26 (10)	≥ 22 (10)	≥ 22 (10)

(1) Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nelle qualità JR, J0, J2 e K2 della UNI EN 10025 (gennaio 1995), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

(2) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 150 mm;

per spessori maggiori di 150 mm fino a 250 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>.

(3) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm;

per spessori maggiori di 100 mm fino a 150 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 150 mm fino a 250 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm<sup>2</sup>.

(4) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 100 mm;

per spessori maggiori di 100 mm fino a 150 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 150 mm fino a 250 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm<sup>2</sup>.

(5) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 16 mm;

per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 40 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 100 mm fino a 150 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 150 mm fino a 200 mm è ammessa la riduzione di 50 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 200 mm fino a 250 mm è ammessa la riduzione di 60 N/mm<sup>2</sup>.

(6) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 16 mm;

per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 100 mm fino a 150 mm è ammessa la riduzione di 50 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 150 mm fino a 200 mm è ammessa la riduzione di 60 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 200 mm fino a 250 mm è ammessa la riduzione di 70 N/mm<sup>2</sup>.

(7) Per spessori maggiori di 3 mm fino a 16 mm;

per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 63 mm fino a 80 mm è ammessa la riduzione di 30 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 80 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 40 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 100 mm fino a 150 mm è ammessa la riduzione di 60 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 150 mm fino a 200 mm è ammessa la riduzione di 70 N/mm<sup>2</sup>;

per spessori maggiori di 200 mm fino a 250 mm è ammessa la riduzione di 80 N/mm<sup>2</sup>.

(8) Per spessori maggiori di 10 mm fino a 250 mm.

(9) Da provette trasversali per lamiere, nastri e larghi piatti con larghezza ≥ 600 mm;

per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm;

per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto;

per spessori maggiori di 63 mm fino a 150 mm è ammessa la riduzione di 2 punti;

per spessori maggiori di 150 mm fino a 250 mm è ammessa la riduzione di 3 punti.

(10) Da provette longitudinali per barre, laminati mercantili, profilati e larghi piatti con larghezza < 600 mm;

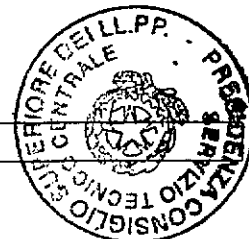
per spessori maggiori di 3 mm fino a 40 mm;

per spessori maggiori di 40 mm fino a 63 mm è ammessa la riduzione di 1 punto;

per spessori maggiori di 63 mm fino a 100 mm è ammessa la riduzione di 2 punti;

per spessori maggiori di 100 mm fino a 150 mm è ammessa la riduzione di 4 punti;

per spessori maggiori di 150 mm fino a 250 mm è ammessa la riduzione di 5 punti.



## pI-2.4.2.1.2. Profilati cavi.

## Prospetto pI-2.4.2.

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro	Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)	
$f_t$	$R_m$	Tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	≥ 360	≥ 430	≥ 510	
$f_y$	$R_e$	Tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	(2) ≥ 235	(2) ≥ 275	(2) ≥ 355	
KV	KV	Resilienza KV [J]	B +20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			C 0°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			D -20°C	≥ 27	≥ 27	≥ 27
			DD -20°C	--	≥ 40	≥ 40
$\epsilon_t$	A Min	Allungamento % a rottura $(L_0 = 5,65 \cdot \sqrt{A_0})$ (3) ■ Longitudinale ■ Trasversale	≥ 26	≥ 22	≥ 22	
			≥ 24	≥ 20	≥ 20	

(1)Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nelle qualità JR, J0, J2, N, NL, M ed ML della UNI EN 10210-1 (maggio 1996) ed UNI EN 10219-1 (settembre 1999), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

(2)Per spessori maggiori di 3 mm fino a 16 mm;  
per spessori maggiori di 16 mm fino a 40 mm è ammessa la riduzione di 10 N/mm<sup>2</sup>;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 65 mm è ammessa la riduzione di 20 N/mm<sup>2</sup>.

(3)Per spessori fino a 40 mm;  
per spessori maggiori di 40 mm fino a 65 mm è ammessa la riduzione di un punto.

## pI-2.4.2.1.3. Lamiere e nastri con spessori inferiori a 3 mm.

Le lamiere e/o i nastri di spessore inferiore a 3 mm, utilizzati per la formazione dei profilati formati a freddo, compresi i profilati cavi saldati non sottoposti a successive deformazioni o trattamenti termici, nonché delle lamiere grecate per le solette composte acciaio-calcestruzzo di cui alla successiva parte IV del presente decreto, devono possedere le caratteristiche indicate nel seguente prospetto pI-2.4.3.

## Prospetto pI-2.4.3.

Simbolo adottato	Simbolo UNI	Caratteristica o parametro	Fe 360 (1)	Fe 430 (1)	Fe 510 (1)
$f_t$	$R_m$	Tensione (carico unitario) di rottura a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]	≥ 360 ≤ 510	≥ 430 ≤ 580	≥ 510 ≤ 680
$f_y$	$R_e$	Tensione (carico unitario) di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	(2) ≥ 235	(2) ≥ 275	(2) ≥ 355
$\epsilon_t$	A Min	Allungamento % a rottura $L_0 = 80 \text{ mm}$ (3) • Longitudinale • Trasversale	≥ 21	≥ 18	≥ 18
			≥ 19	≥ 16	≥ 16

(1)Rientrano in questi tipi di acciai, oltre agli acciai S235, S275 ed S355 nelle qualità JR, J0, J2, N, NL, M ed ML della UNI EN 10025 (gennaio 1995), della UNI EN 10113-1-2-3 (marzo 1994), della UNI EN 10147 (marzo 1993 - A1 luglio 1997), anche altri tipi di acciai purché rispondenti alle caratteristiche indicate in questo prospetto.

(2)Per spessori fino a 3 mm.

(3)Per spessori maggiori di 2,5 mm fino a 3 mm;  
per spessori maggiori di 2 mm fino a 2,5 mm è ammessa la riduzione di un punto;  
per spessori maggiori di 1,5 mm fino a 2 mm è ammessa la riduzione di due punti;  
per spessori maggiori di 1 mm fino a 1,5 mm è ammessa la riduzione di tre punti;  
per spessori fino a 1 mm è ammessa la riduzione di quattro punti.



pI-2.4.2.2. Controlli sui prodotti laminati.

I controlli sui laminati verranno eseguiti secondo le prescrizioni di cui all'Allegato 8.

pI-2.4.3. Acciaio per getti.

Per l'esecuzione di parti in getti delle opere di cui alle presenti istruzioni si devono impiegare getti di acciaio Fe G 400, Fe G 450, Fe G 520 UNI 3158 (dicembre 1977) ed UNI 3158 FA 152-85 (ottobre 1985) o equivalenti.

Quando tali acciai debbano essere saldati, devono sottostare alle stesse limitazioni di composizione chimica previste per gli acciai laminati di resistenza similare (vedi punto pI-2.4.4.1.).

pI-2.4.4. Acciaio per strutture saldate.pI-2.4.4.1. Composizione chimica e grado di disossidazione degli acciai.Acciaio tipo Fe 360 ed Fe 430.

Gli acciai da saldare con elettrodi rivestiti, oltre a soddisfare le condizioni indicate al punto pI-2.3.1.1., devono avere composizione chimica contenuta entro i limiti raccomandati dalla UNI 5132 (ottobre 1974) per le varie classi di qualità degli elettrodi impiegati.

Nel caso di saldature di testa o d'angolo sul taglio di un laminato, gli acciai, oltre che a soddisfare i limiti di analisi sopraindicati, devono essere di tipo semi - calmato o calmato, salvo che vengano impiegati elettrodi rivestiti corrispondenti alla classe di qualità 4 della UNI 5132 (ottobre 1974).

Gli acciai destinati ad essere saldati con procedimenti che comportano una forte penetrazione della zona fusa nel metallo base devono essere di tipo semi - calmato o calmato e devono avere composizione chimica, riferita al prodotto finito (e non alla colata), rispondenti alle seguenti limitazioni:

grado B:	C ≤ 0,24%	P ≤ 0,055%	S ≤ 0,055%
grado C:	C ≤ 0,22%	P ≤ 0,050%	S ≤ 0,050%
gradi D e DD:	C ≤ 0,22%	P ≤ 0,045%	S ≤ 0,045%

Acciai tipo Fe 510.

Gli acciai devono essere di tipo calmato o semicalmato; è vietato l'impiego di acciaio effervescente. L'analisi effettuata sul prodotto finito deve risultare:

grado B:	C ≤ 0,26%	Mn ≤ 1,60%	Si ≤ 0,60%	P ≤ 0,050%	S ≤ 0,050%
grado C:	C ≤ 0,24%	Mn ≤ 1,60%	Si ≤ 0,60%	P ≤ 0,050%	S ≤ 0,050%
gradi D e DD:	C ≤ 0,22%	Mn ≤ 1,60%	Si ≤ 0,60%	P ≤ 0,045%	S ≤ 0,045%

Qualora il tenore di C risulti inferiore o uguale, per i gradi B, C, D (o DD), rispettivamente a 0,24%, 0,22% e 0,20% possono accettarsi tenori di Mn superiori a 1,6% ma comunque non superiori a 1,7%.

pI-2.4.4.2. Fragilità alle basse temperature.

La temperatura minima alla quale l'acciaio di una struttura saldata può essere utilizzato senza pericolo di rottura fragile, in assenza di dati più precisi, deve essere stimata sulla base della temperatura  $T$  alla quale per detto acciaio può essere garantita una resilienza  $KV$ , secondo EN 10045/1 (gennaio 1992), di 27 J.

La temperatura  $T$  deve risultare minore o uguale a quella minima di servizio per elementi importanti di strutture saldate soggetti a trazione con tensione prossima a quella limite aventi spessori maggiori di 25 mm e forme tali da produrre sensibili concentrazioni locali di sforzi, saldature di testa o d'angolo non soggette a controllo, od accentuate deformazioni plastiche di formatura. A parità di altre condizioni, via via che diminuisce lo spessore, la temperatura  $T$  può innalzarsi a giudizio del progettista fino ad una temperatura di circa 30 °C maggiore di quella minima di servizio per spessori dell'ordine di 10 millimetri.

Un aumento può aver luogo anche per spessori fino a 25 mm via via che l'importanza dell'elemento strutturale decresce o che le altre condizioni si attenuano.

Il progettista, stimata la temperatura  $T$  alla quale la resistenza di 27 J deve essere assicurata, sceglierà nella unificazione e nei cataloghi dei produttori l'acciaio soddisfacente questa condizione.

#### pI-2.4.5. Saldature.

##### pI-2.4.5.1. Procedimenti di saldatura.

Possono essere impiegati i seguenti procedimenti:

- saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti;
- saldatura automatica ad arco sommerso;
- saldatura automatica o semiautomatica sotto gas protettore ( $CO_2$  o sue miscele);
- altro procedimento di saldatura la cui attitudine a garantire una saldatura pienamente efficiente deve essere previamente verificata mediante le prove indicate al successivo punto pI-2.4.5.2.

Per la saldatura manuale ad arco devono essere impiegati elettrodi omologati secondo UNI 5132 (ottobre 1974) adatti al materiale base:

- per gli acciai Fe 360 ed Fe 430 devono essere impiegati elettrodi del tipo E 44 di classi di qualità 2, 3 o 4; per spessori maggiori di 30 mm o temperatura di esercizio minore di 0°C sono ammessi solo elettrodi di classe 4 B;
- per l'acciaio Fe 510 devono essere impiegati elettrodi del tipo E 52 di classi di qualità 3 B o 4 B; per spessori maggiori di 20 mm o temperature di esercizio minori di 0°C sono ammessi solo elettrodi di classe 4 B.

Per gli altri procedimenti di saldatura si devono impiegare i fili, i flussi (o i gas) e la tecnica esecutiva usati per le prove preliminari (di qualifica) di cui al punto seguente.

##### pI-2.4.5.2. Prove preliminari di qualifica dei procedimenti di saldatura.

L'impiego di elettrodi omologati secondo UNI 5132 (ottobre 1974) esime da ogni prova di qualifica del procedimento.

Per l'impiego degli altri procedimenti di saldatura occorre eseguire prove preliminari di qualifica intese ad accertare:

- l'attitudine ad eseguire i principali tipi di giunto previsti nella struttura ottenendo giunti corretti sia per aspetto esterno che per assenza di sensibili difetti interni, da accertata con prove non distruttive o con prove di rottura sul giunto;



- la resistenza a trazione su giunti testa a testa, mediante provette trasversali al giunto, resistenza che deve risultare non inferiore a quella del materiale base;
- la capacità di deformazione del giunto, mediante provette di piegamento che devono potersi piegare a 180° su mandrino con diametro pari a 3 volte lo spessore per l'acciaio Fe 360 ed Fe 430 e a 4 volte lo spessore per l'acciaio Fe 510;
- la resilienza su provette intagliate a V secondo UNI EN 10045/1 (gennaio 1992) ricavate trasversalmente al giunto saldato, resilienza che verrà verificata a +20°C se la struttura deve essere impiegata a temperatura maggiore o uguale a 0°C, o a 0°C nel caso di temperature minori; nel caso di saldatura ad elettrogas o elettroscoria tale verifica verrà eseguita anche nella zona del materiale base adiacente alla zona fusa dove maggiore è l'alterazione metallurgica per l'alto apporto termico.

I provini per le prove di trazione, di piegamento, di resilienza ed eventualmente per altre prove meccaniche, se ritenute necessarie, verranno ricavati da saggi testa a testa saldati; sono scelti allo scopo gli spessori più significativi della struttura.

#### pI-2.4.5.3. Classi delle saldature.

##### pI-2.4.5.3.1 Giunti testa a testa, od a croce od a T, a completa penetrazione.

Si distinguono due classi di giunti a completa penetrazione.

*Prima classe.* Comprende i giunti effettuati con elettrodi di qualità 3 o 4 secondo UNI 5132 (ottobre 1974) o con gli altri procedimenti qualificati di saldatura indicati al punto pI-2.4.5.1. e realizzati con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura. Tali giunti devono inoltre soddisfare ovunque l'esame radiografico con i risultati richiesti per il raggruppamento B della UNI 7278 (luglio 1974). L'aspetto della saldatura deve essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col metallo base specie nei casi di sollecitazione a fatica.

*Seconda classe.* Comprende i giunti effettuati con elettrodi di qualità 2, 3 o 4 secondo UNI 5132 (ottobre 1974) o con gli altri procedimenti qualificati di saldatura indicati al punto pI-2.4.5.1. e realizzati ugualmente con eliminazione dei difetti al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura. Tali giunti devono inoltre soddisfare l'esame radiografico con i risultati richiesti per il raggruppamento F della UNI 7278 (luglio 1974). L'aspetto della saldatura deve essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col materiale base.

#### *Controlli sui giunti a completa penetrazione.*

Per entrambe le classi l'estensione dei controlli radiografici o eventualmente ultrasonori deve essere stabilita dal Direttore dei lavori, sentito eventualmente il progettista, in relazione alla importanza delle giunzioni e alle precauzioni prese dalla ditta esecutrice, alla posizione di esecuzione delle saldature e secondo che siano state eseguite in officina o al montaggio.

Per i giunti a croce o a T a completa penetrazione nel caso di spessori  $t > 30$  mm, l'esame radiografico o con ultrasuoni atto ad accertare gli eventuali difetti interni verrà integrato con opportuno esame magnetoscopico sui lembi esterni delle saldature al fine di rilevare la presenza o meno di cricche da strappo.

Nel caso di giunto a croce sollecitato normalmente alla lamiera compresa fra le due saldature, deve essere previamente accertato, mediante ultrasuoni, che detta lamiera, nella zona interessata dal giunto, sia esente da sfogliature o segregazioni accentuate.



**pI-2.4.5.3.2 Giunti con cordoni d'angolo.**

I giunti con cordoni d'angolo, effettuati con elettrodi aventi caratteristiche di qualità 2, 3 o 4 - UNI 5132 (ottobre 1974) - o con gli altri procedimenti indicati al punto pI-2.4.5.1., devono essere considerati come appartenenti ad una unica classe caratterizzata da una ragionevole assenza di difetti interni e da assenza di incrinature interne o di cricche da strappo sui lembi dei cordoni.

**Controlli sui giunti con cordoni d'angolo.**

Il controllo sui giunti con cordoni d'angolo verrà di regola effettuato mediante metodi magnetici; la sua estensione verrà stabilita dal Direttore dei lavori, sentito eventualmente il progettista ed in base ai fattori esecutivi già precisati per gli altri giunti.

**pI-2.4.6. Bulloni e Chiodi**

I produttori di bulloni e chiodi per carpenteria metallica sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, con specifico riferimento al processo produttivo ed al controllo di produzione in fabbrica, secondo quanto indicato al punto A8-6 dell'Allegato 8.

**pI-2.4.6.1. Bulloni**

I bulloni normali [conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5592 (dicembre 1968)] e quelli ad alta resistenza (conformi alle caratteristiche di cui al prospetto pI-2.4.5) devono appartenere alle sottoindicate classi delle UNI EN 20898, associate nel modo indicato nel prospetto pI-2.4.4.

**Prospetto pI-2.4.4.**

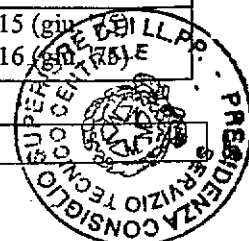
	Normali			Ad alta resistenza	
	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Vite	4	5	6	8	10
Dado					

**pI-2.4.6.2. Bulloni per giunzioni ad attrito.**

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni del prospetto pI-2.4.5. Viti e dadi devono essere associati come indicato nel prospetto pI-2.4.4.

**Prospetto pI-2.4.5.**

Elemento	Materiale	Riferimento
Viti	8.8 - 10.9 secondo UNI EN 898-1 (mag.2001)	UNI 5712 (giu. '75)
Dadi	8 - 10 secondo UNI EN 20898/2 (ott. 1994)	UNI 5713 (giu. '75)
Rosette	Acciaio C 50 UNI EN 10083/2 (sett. 1998) temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI 5714 (giu. '75)
Piastrine	Acciaio C 50 UNI EN 10083/2 (sett. 1993) temperato e rinvenuto HRC 32÷ 40	UNI 5715 (giu. '75) UNI 5716 (giu. '75)



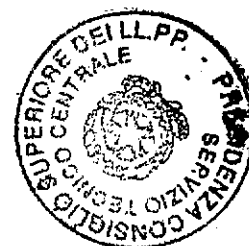
pI-2.4.6.3. Chiodi.

Per i chiodi da ribadire a caldo si devono impiegare gli acciai previsti dalla UNI 7356 (dicembre 1974).

*pI-2.4.7. Acciai inossidabili*

Nell'ambito delle indicazioni generali di cui al secondo comma del punto pI-2.4.1. (Generalità), è consentito l'impiego di acciaio inossidabile per la realizzazione di strutture metalliche.

In particolare per i prodotti laminati la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione (punto pI-2.1) e di controllo (Allegato 8).





***pI-3. Materiali diversi dall'acciaio utilizzati con funzione di armatura in strutture di cemento armato.***

L'impiego di materiali diversi dall'acciaio con funzione di armatura in strutture di cemento armato è autorizzato, caso per caso, dal Servizio Tecnico Centrale, previo esame e valutazione del Consiglio superiore dei lavori pubblici al quale devono essere sottoposte le documentazioni di progetto.



#### ***pl-4. Manufatti prefabbricati prodotti in serie***

La documentazione da depositarsi ai sensi dei punti a), b), c), d) dell'art. 9 della legge 5 novembre 1971, n. 1086 deve dimostrare la completa corrispondenza dei manufatti prefabbricati alle prescrizioni di cui alle presenti norme.

La relazione deve essere firmata da un tecnico abilitato, il quale assume con ciò le responsabilità stabilite dalla legge per il progettista.

Per la progettazione, esecuzione e collaudo dei manufatti prefabbricati prodotti in serie in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso devono essere rispettate anche le disposizioni contenute nello specifico decreto ministeriale recante "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate" emanato ai sensi dell'art.1 della legge n.64 del 2 febbraio 1974.

I manufatti prefabbricati devono essere costruiti sotto la direzione di un tecnico abilitato, responsabile della produzione, che per essi assume le responsabilità stabilite dalla legge per il Direttore dei lavori. A cura di detto tecnico devono essere eseguiti i prelievi di materiali, le prove ed i controlli di produzione sui manufatti finiti con le modalità e la periodicità previste dalle presenti Norme.

I certificati delle prove sono conservati dal produttore.

Ai sensi dell'art. 9 della legge 5 novembre 1971, n. 1086, ogni fornitura in cantiere di manufatti prefabbricati prodotti in serie deve essere accompagnata dalla seguente documentazione, da conservare a cura del Direttore dei lavori dell'opera in cui detti manufatti vengono inseriti:

- a) apposite istruzioni nelle quali vengono indicate le procedure relative alle operazioni di trasporto e montaggio degli elementi prefabbricati, ai sensi dell'art.9 della legge 5 novembre 1971, n. 1086.

Tali istruzioni devono almeno comprendere, di regola:

- i disegni d'assieme che indichino la posizione e le connessioni degli elementi nel complesso dell'opera;
  - apposita relazione sulle caratteristiche dei materiali richiesti per le unioni e le eventuali opere di completamento;
  - le istruzioni di montaggio con i necessari dati per la movimentazione, la posa e la regolazione dei manufatti;
- b) elaborati contenenti istruzioni per il corretto impiego dei manufatti;
- c) certificato di origine firmato dal produttore, il quale con ciò assume per i manufatti stessi le responsabilità che la legge attribuisce al costruttore, e dal tecnico responsabile della produzione.

Il certificato, che deve garantire la rispondenza del manufatto alle caratteristiche di cui alla documentazione depositata al Servizio Tecnico Centrale, deve riportare l'indicazione degli estremi dell'attestato di qualificazione, nonché il nominativo del progettista dei manufatti.

Copia del certificato d'origine deve essere allegato alla relazione a strutture ultimate del Direttore dei lavori, di cui all'art.6 della legge 5 novembre 1971, n.1086;

- d) documentazione attestante i risultati delle prove a compressione su cubi di calcestruzzo ottenute in stabilimento (ovvero estratto del Registro di produzione) e copia dei certificati relativi alle prove effettuate da un laboratorio di cui all'art.20 della legge 5 novembre 1971, n. 1086, relativi al periodo di produzione dei manufatti.

I manufatti prodotti in serie devono essere dotati di marcatura indelebile in modo da garantire la rintracciabilità del produttore e dello stabilimento di produzione ed individuarne la serie di origine.



Il Direttore dei lavori non può accettare in cantiere manufatti prefabbricati in serie che non siano accompagnati da tutti i documenti sopra indicati o che non siano dotati di marcatura indelebile, come sopra specificato.

In presenza delle condizioni di cui sopra, i manufatti prefabbricati prodotti in serie possono essere accettati senza ulteriori esami o controlli.

### *pI-5. Sistemi di precompressione a cavi post-tesi (ancoraggi per cavi da precompressione)*

Le presenti norme si applicano a qualsiasi sistema a cavi post-tesi, usato per la pretensione di strutture in conglomerato cementizio in condizioni di normale esercizio.

#### *pI-5.1. 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 un condotto ed ancorati mediante un unico dispositivo di bloccaggio

*Bloccaggio:* dispositivo adatto al trasferimento della forza da un tirante elementare all'ancoraggio.

*Ancoraggio:* dispositivo adatto al trasferimento della forza dal cavo al calcestruzzo; si distingue in provvisorio o definitivo, fisso o "a tendere".

*Tipologia di ancoraggio:* 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:* parte di una struttura precompressa armata in modo particolare per resistere agli sforzi indotti dalle forze di ancoraggio.

*Complesso di ancoraggio:* complesso costituito da ancoraggi, tiranti, armature accoppiate agli ancoraggi ed armature complementari 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. 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. Lo slittamento denuncia parziale inefficienza del bloccaggio e non deve essere confuso con l'assestamento

*Iniezione:* riempimento del condotto con materiale atto a proteggere il cavo (malta di cemento additivata o simili).

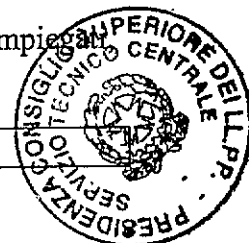
*Sigillatura dell'ancoraggio:* protezione della parte dell'ancoraggio esposta mediante opportuno getto di conglomerato cementizio ovvero mediante dispositivo di protezione (cappello) riempito di materiale opportuno (malta di cemento additivata o simili).

#### *pI-5.2. Procedura di qualificazione*

I produttori di sistemi di precompressione devono depositare presso il Servizio Tecnico Centrale un'adeguata documentazione dei loro sistemi.

La documentazione da depositare deve includere:

- 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 nell'Allegato 9.
- c) la resistenza caratteristica del calcestruzzo da utilizzare in corrispondenza degli ancoraggi;
- e) 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.
- f) le specifiche tecniche dei condotti da utilizzare ed i risultati delle relative prove sugli stessi indicate nell'Allegato 9, nonché le modalità di posizionamento e fissaggio.
- g) le specifiche tecniche delle attrezzature e dei prodotti da utilizzare nelle operazioni di tensione, iniezione e sigillatura, nonché le procedure di esecuzione delle suddette operazioni.

All'atto della posa in opera dei sistemi di precompressione il Direttore dei lavori deve verificare, nell'ambito delle proprie competenze, che il sistema adottato sia stato depositato presso il Servizio Tecnico Centrale e che le procedure di esecuzione siano conformi alle specifiche tecniche dichiarate e depositate dal produttore del sistema stesso.

Tutta la documentazione deve essere firmata da un tecnico abilitato.

Gli ancoraggi e tutte le loro parti devono essere dotati di 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 devono essere comunicate al Servizio Tecnico Centrale prima dell'impiego dei nuovi ancoraggi.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta il deposito della documentazione.

Tale deposito è rinnovabile, su richiesta del produttore, ogni tre anni. Alla richiesta di rinnovo il produttore deve allegare una dichiarazione attestante che nulla è variato, nel prodotto e nel processo produttivo, rispetto al precedente deposito, ovvero siano descritte le avvenute variazioni.

Le modalità di esecuzione delle prove di accettazione sono riportate nell'Allegato 9.



## PARTE II

### STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO NORMALE E PRECOMPRESSO NORME DI CALCOLO E REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE

#### Generalità

Nel seguito sono riportate norme di calcolo e regole pratiche di progettazione ed esecuzione applicabili alle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso, con esclusione di quelle per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Il capitolo è suddiviso in tre differenti sezioni relative ai tre metodi di verifica utilizzabili:

Sezione I – Metodo di verifica alle tensioni ammissibili

Sezione II – Metodo di verifica agli stati limite in versione nazionale

Sezione III – Metodo di verifica agli stati limite in versione europea.

Alcuni concetti fondamentali, seppur analoghi per i diversi metodi di calcolo, sono volutamente ripetuti nel testo onde evitare, per quanto possibile, il continuo rimando ad altre parti del testo stesso.

I materiali ed i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nella Parte I delle presenti norme.

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.



## PARTE II - SEZIONE I

## Metodo di verifica alle Tensioni Ammissibili

## pII-sI-1. NORME DI CALCOLO

Le azioni sulle costruzioni 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.

In presenza di più azioni variabili si può adottare una riduzione delle azioni, oltre la più gravosa, non superiore al 30%.

pII-sI-1.1. *Cemento Armato Normale*

Le tensioni del conglomerato compresso e dell'armatura sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato, assumendo come area della sezione resistente quella corrispondente al conglomerato compresso ed alle aree metalliche tese e compresse affette dal coefficiente convenzionale di omogeneizzazione  $n=15$ .

Il calcolo delle sezioni resistenti deve essere eseguito con i metodi della scienza delle costruzioni basati sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali.

pII-sI-1.1.1. *Tensioni normali di compressione ammissibili nel conglomerato*

Tenute presenti le prescrizioni contenute nel punto pI-1, le tensioni ammissibili  $\bar{\sigma}_c$ , vengono definite in base alla formula sotto indicata, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni  $R_{ck}$ .

$$\bar{\sigma}_c = 6 + \frac{R_{ck} - 15}{4} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

I valori di  $\bar{\sigma}_c$  sopraindicati valgono per travi, solette e pilastri soggetti a flessione o presso flessione.

Nelle solette di spessore minore di 5 cm le tensioni ammissibili sono ridotte del 30%.

Per pilastri calcolati a compressione semplice la tensione ammissibile assume il valore ridotto:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_c &= 0,7 \cdot [1 - 0,03 \cdot (25 - s)] \cdot \bar{\sigma}_c && \text{per } s < 25 \text{ cm;} \\ \bar{\sigma}_c &= 0,7 \cdot \bar{\sigma}_c && \text{per } s \geq 25 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Con  $s$  dimensione trasversale minima della sezione.

Nella sollecitazione di pressoflessione la tensione media dell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice

pII-sI-1.1.2. *Tensioni tangenziali ammissibili nel conglomerato*

Non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime del conglomerato, prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di  $\tau_{c0}$  ottenuti con l'espressione:



$$\bar{\tau}_{c0} = 0,4 + \frac{R_{ck} - 15}{75} (N/mm^2)$$

Nella zona ove le tensioni tangenziali superano  $\bar{\tau}_{c0}$  gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40% dello sforzo globale di scorrimento.

La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

$$\bar{\tau}_{c1} = 1,4 + \frac{R_{ck} - 15}{35} (N/mm^2)$$

Gli stessi valori sono ammessi nelle sezioni di attacco delle ali all'anima di travi a T o a cassone.

Nel caso di sollecitazione combinata di taglio e torsione  $\bar{\tau}_{c1}$  può essere aumentato del 10%.

Le tensioni tangenziali di aderenza delle barre, nell'ipotesi di ripartizione uniforme, non devono superare il valore:

$$\bar{\tau}_b = 3,0 \cdot \bar{\tau}_{c0}$$

### *pII-sI-1.1.3. Tensioni ammissibili negli acciai*

Per l'acciaio di cui al punto pI-2.2. delle presenti norme si deve adottare una tensione ammissibile

$$\bar{\sigma}_a = 260 \text{ N/mm}^2$$

Per calcestruzzi con resistenza caratteristica inferiore a 25 N/mm<sup>2</sup> la tensione ammissibile dell'armatura è ridotta a

$$\bar{\sigma}_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

Per strutture in ambiente aggressivo, si deve effettuare la verifica di fessurazione.

### *pII-sI-1.1.4. Fenomeni di fatica*

In presenza di sollecitazioni che possono indurre fenomeni di fatica, se

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

le tensioni ammissibili vengono ridotte secondo l'espressione:

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

### *pII-sI-1.1.5. Deformazioni*

Nel calcolo elastico delle incognite staticamente indeterminate gli elementi geometrici delle sezioni rette devono essere valutati considerando reagente l'intera sezione, di conglomerato con l'eventuale contributo dell'armatura omogeneizzata.

Occorre verificare che le deformazioni istantanee e differite delle membrature siano compatibili con il corretto esercizio.

### *pII-sI-1.1.6. Pilastri*

Se la posizione del centro di sollecitazione nei pilastri soggetti a compressione eccentrica è tale che, pur essendo esterno al nocciolo centrale di inerzia della sezione di conglomerato interamente reagente, la forza normale dia luogo a trazioni minori di 1/5 della tensione al lembo compresso.



la sezione può essere verificata come interamente reagente, ferme restando le limitazioni di cui al primo e secondo comma del punto pII-sI-2.2.4. e purché la sezione d'armatura in zona tesa sia idonea ad assorbire la risultante delle trazioni alla tensione convenzionale di 175 N/mm<sup>2</sup>.

Nell'altro caso le sezioni devono essere verificate nella ipotesi di parzializzazione ed armate di conseguenza, ferme restando, però, le limitazioni di cui sopra.

#### pII-sI-1.1.6.1. Pilastri cerchiati

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, si può assumere come area ideale resistente quella del nucleo, aumentata di 15 volte quella della sezione delle barre longitudinali e di 30 volte quella di una sezione di un'armatura fittizia longitudinale di peso uguale a quello della spirale.

L'area ideale così valutata non deve superare il doppio dell'area del nucleo.

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

#### pII-sI-1.1.6.2. Instabilità flessionale dei pilastri

I fenomeni di instabilità devono essere presi in considerazione per snellezze  $\lambda = \frac{l_0}{i}$  maggiori di 40, essendo  $l_0$  la lunghezza libera di inflessione ed  $i$  il corrispondente raggio d'inerzia.

I pilastri cerchiati devono essere considerati alla stregua di quelli ordinari, ossia prescindendo dalla presenza della spirale.

##### pII-sI-1.1.6.2.1. Carico centrato

Le verifiche dei pilastri compressi devono essere condotte secondo i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni mettendo in conto le eccentricità non volute ed i fenomeni viscosi.

In via cautelativa, per snellezze  $40 < \lambda \leq 80$ , si può effettuare la verifica utilizzando i coefficienti  $\omega$  indicati nel successivo prospetto pII-sI-1.1.1.:

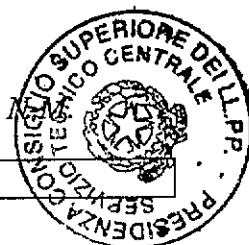
Prospetto pII-sI-1.1.1.

Snellezza $\lambda$	Coefficiente di amplificazione $\omega$
40	1,00
50	1,30
60	1,60
70	1,90
80	2,30

La verifica deve essere condotta nel piano di massima snellezza.

##### pII-sI-1.1.6.2.2. Carico eccentrico

Per snellezze  $\lambda > 40$  si deve tener conto dei fenomeni del 2° ordine e dell'interazione





Le verifiche devono essere condotte secondo i criteri della Scienza e della Tecnica delle costruzioni, mettendo in conto le eccentricità non volute e i fenomeni viscosi.

In via cautelativa, per  $\lambda \leq 80$  la verifica deve essere eseguita tenendo conto dello sforzo normale  $N \cdot \omega$ , con  $\omega$  valutato per la massima snellezza, e del momento flettente  $M^* = c \cdot M$ , con  $M$  momento effettivo massimo; allo sforzo normale  $N \cdot \omega$  si deve sostituire  $N$  se più sfavorevole.

La tensione massima a compressione, così determinata non deve superare quella ammissibile per la sollecitazione di pressoflessione.

Il coefficiente  $c$  è dato da

$$\frac{1}{1 - \frac{2 \cdot N}{N_E}}$$

dove  $N_E$  è il carico critico euleriano per la snellezza relativa al piano di flessione, valutato per il modulo di elasticità convenzionale  $E_c^* = 0,4 \cdot E_c$ .

In ogni caso deve essere eseguita la verifica per l'inflessione nel piano di massima snellezza.



## *pII-sI-1.2. Cemento Armato Precompresso*

### *pII-sI-1.2.1. 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.

Deve, inoltre, essere effettuata la verifica a rottura e, nei casi richiesti, quella a fessurazione.

Di norma sono ammesse limitate tensioni di trazione di origine flessionale per le combinazioni più sfavorevoli con le limitazioni di cui al punto pII-sI-1.2.5.1.

E' ammessa anche la precompressione parziale, con conseguente parzializzazione della sezione di conglomerato, con la esclusione dell'apporto delle tensioni di trazione nel conglomerato 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 deve 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 pII-sI-1.2.8.).

Si deve 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 può 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.

### pII-sI-1.2.2. 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 sono 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 può 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 pII-sI-1.2.1. si ha, nell'ambito dell'approssimazione predetta, supponendo di applicare in A la tensione  $\sigma_{pA}$

$$\sigma_{pB} = \sigma_{pA} [1 - f(\alpha_1 + \beta l_1)]$$

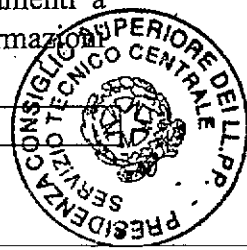
$$\sigma_{pC} = \sigma_{pB} (1 - f \beta l_2)$$

$$\sigma_{pD} = \sigma_{pC} (1 - f \beta l_3)$$

$$\sigma_{pE} = \sigma_{pD} [1 - f(\alpha_2 + \beta l_4)]$$

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.



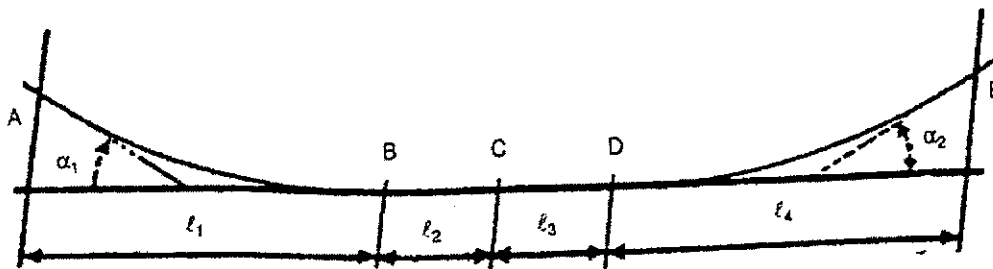


Fig. II-I-1.2.1.

*pII-sI-1.2.3. Interdipendenza fra ritiro, viscosità e rilassamento.*

Per tenere conto dell'influenza reciproca fra le cadute di tensione per ritiro e "fluage" del calcestruzzo, indicate globalmente con la notazione  $\Delta\sigma_{ssf}$ , e la caduta per rilassamento  $\Delta\sigma_{ro}$ , valutata secondo le prescrizioni di cui al punto pI-2.3.4., quest'ultima può essere ridotta al valore  $\Delta'\sigma_{ro}$  desunto dalla espressione:

$$\Delta'\sigma_{ro} = \Delta\sigma_{ro} \left( 1 - \frac{2,5\Delta\sigma_{ssf}}{\sigma_{spi}} \right)$$

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  $\Delta\sigma_{ro}$  corrispondente ad una tensione iniziale pari a  $0,75 f_{ptk}$  e ad una temperatura di  $20^\circ\text{C}$  può essere assunta inferiore a  $0,04 \sigma_{spi}$ . Per altri valori della tensione iniziale vale la legge di variazione parabolica indicata al punto pI-2.2.4.

*pII-sI-1.2.4. Ritaratura.*

Tenuto presente quanto stabilito al punto pII-sI-3.2.3.2. 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 pII-sI-1.2.3.

*pII-sI-1.2.5. Tensioni normali ammissibili nel conglomerato.*

Tenute presenti le prescrizioni contenute nel punto pI-1, le tensioni ammissibili devono rispettare le limitazioni contenute nei successivi punti.



pII-sI-1.2.5.1. Tensioni di esercizio

Le tensioni normali di esercizio non devono superare a compressione il valore  $\bar{\sigma}_c = 0,38R_{ck}$ .

Sono ammesse tensioni di trazioni al massimo uguali a  $\bar{\sigma}_c = 0,06R_{ck}$ , a condizione che nella zona tesa siano disposte armature sussidiarie di acciaio, opportunamente diffuse, in misura tale che il prodotto della loro sezione complessiva, per il tasso convenzionale di 175 N/mm<sup>2</sup> corrisponda all'intero sforzo di trazione calcolato a sezione interamente reagente.

Per le travi ad armatura pre-tesa sono ammesse tensioni di trazione fino a  $0,03 R_{ck}$  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:

- quando la fessurazione in esercizio compromette la funzionalità della struttura;
- in tutte le strutture sotto l'azione del solo carico permanente (peso proprio e sovraccarico permanente), ovè il sovraccarico variabile possa incrementare le trazioni;
- nelle strutture site in ambiente aggressivo;
- 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 presso-inflesse di conglomerato cementizio armato normale.

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

pII-sI-1.2.5.2. Tensioni iniziali

All'atto della precompressione le tensioni non devono superare a compressione il valore di  $\bar{\sigma}_c = 0,48R_{ckj}$  essendo  $R_{ckj}$  la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a  $j$  giorni di stagionatura, calcolata con le stesse modalità di  $R_{ck}$ .

Sono ammesse tensioni di trazione  $\bar{\sigma}_c = 0,08R_{ckj}$  fermo restando l'obbligo specificato al punto pII-sI-1.2.5.1. di disporre armature metalliche come ivi indicato, ma proporzionate al tasso convenzionale massimo di 215 N/mm<sup>2</sup>.

Nelle travi ad armature pretese sono ammesse tensioni di trazione iniziali pari a  $0,04 R_{ckj}$  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 deve considerare il rischio che le contro-freccie 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 deve considerarsi la parzializzazione della sezione durante la predetta fase transitoria e le armature, disposte come precisato al punto pII-sI-1.2.5.1., devono verificarsi



conformità alle norme e prescrizioni valide per le sezioni presso-inflesse di conglomerato cementizio armato normale.

La resistenza a trazione del conglomerato nelle zone virtualmente fessurate non può 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:

$$R_{ckj}/1,3$$

Quando la testata della trave sia prefabbricata in conglomerato,  $R_{ckj}$  rappresenta la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato della testata medesima. In tal caso si deve controllare 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 deve, 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 devono eseguirsi per gli ancoraggi fissi annegati.

#### *pII-sI-1.2.6. Verifiche a taglio e tensioni ammissibili*

La verifica della sollecitazione di taglio comporta:

- la determinazione delle massime tensioni principali;
- il calcolo eventuale delle armature (vedi p.to pII-sI-1.2.9.)

##### pII-sI-1.2.6.1. Tensioni principali

Di regola la determinazione delle massime tensioni principali si effettua convenzionalmente in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione trasversale.

Le tensioni principali di trazione e compressione non devono superare i limiti fissati al punto pII-sI-1.2.5. Quando la tensione principale di trazione supera i  $2/3$  dei limiti sopraindicati le tensioni principali di compressione non devono superare  $0,24 R_{ck}$ .

Per sezioni di forma particolare può essere necessario accertare che la verifica suddetta sia effettivamente significativa per tutte le fibre della sezione.

Per valori della tensione principale di trazione minori o uguali a  $0,02 R_{ck}$  non è richiesto il calcolo delle armature resistenti a taglio.

Nella valutazione delle tensioni tangenziali occorrerà considerare la sezione trasversale depurata dei fori di passaggio dei cavi.

Nel caso di sollecitazione combinata di taglio e torsione, il valore ammissibile della tensione principale di trazione può essere aumentato del 10%, fermi restando i limiti stabiliti per tale tensione nella verifica riferita al solo taglio. Se del caso, si deve verificare la fibra di attacco all'anima della suola delle travi a T o a cassone.

##### pII-sI-1.2.6.2. 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 corrispondenza dei giunti, il valore 0,35. Qualora tale



rapporto risulti maggiore di 0,35 le superfici dei conci contigui devono essere munite di apposite dentellature o rese solidali con l'impiego di adesivi adeguatamente sperimentati e controllati.

*pII-sI-1.2.7. Deformazioni lente.*

pII-sI-1.2.7.1. Ritiro.

Per il calcolo delle cadute di tensione, salvo più precise valutazioni (vedi punto pI-1.2.6.) 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 devono adottarsi valori superiori.

pII-sI-1.2.7.2. Viscosità.

La deformazione lenta sotto carico, depurata del ritiro, può, salvo più precise valutazioni (vedi punto pI-1.2.7.), essere assunta pari ad almeno 2 volte la deformazione elastica, 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 assume non inferiore a 2,3 volte la deformazione elastica.

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 deve 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, deve 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.

*pII-sI-1.2.8. Tensioni ammissibili per gli acciai da precompressi.*

pII-sI-1.2.8.1. Tensioni ammissibili

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 devono 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.

A causa dell'attrito, le tensioni possono tuttavia superare localmente tale limite; di ciò si deve 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  $\sigma_{spi}$ .

Ciò può valere, fra l'altro, per la verifica al taglio in assenza del sovraccarico e per il comportamento a fatica degli acciai in prossimità degli ancoraggi.

#### pII-sI-1.2.8.2. 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 pII-sI-1.2.8.1. 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.

#### pII-sI-1.2.9. Calcolo delle armature al taglio





Ferme restando le prescrizioni di cui al punto pII-sI-1.2.6.1., le armature al taglio devono essere proporzionate in ciascuna fase di costruzione e di esercizio al corrispondente valore del taglio, tenendo conto della componente di precompressione nel piano della sezione.

Lo sforzo di precompressione va assunto intero o ridotto a 2/3, in modo da individuare la condizione più gravosa.

Nella verifica a taglio delle travi la cui armatura sia ancorata per aderenza non si deve tener conto della precompressione nel tratto terminale compreso fra la testata ed una sezione posta a distanza della testata stessa pari a settanta volte il maggior diametro (effettivo od equivalente) sia per i fili ad aderenza migliorata sia per trecce o trefoli.

In questo tratto, nei riguardi delle sollecitazioni tangenziali e del calcolo delle staffe e delle eventuali armature longitudinali aggiunte, valgono i criteri adottati per le opere in conglomerato cementizio armato normale di cui al punto pII-sI-1.1.

Qualora in prossimità delle estremità delle travi si abbiano elevati momenti che possano dar luogo a lesioni del conglomerato nella zona di ancoraggio, le lunghezze indicate devono essere adeguatamente maggiorate

#### *pII-sI-1.2.10. Verifica della fessurazione per flessione*

Nel caso di precompressione totale o di precompressione limitata, per le strutture collocate in ambiente aggressivo, zone marine o in presenza di agenti chimici, deve essere effettuata la verifica della sicurezza alla fessurazione.

Il coefficiente convenzionale di sicurezza alla fessurazione è il più piccolo moltiplicatore dei carichi di esercizio che induce tensioni di rottura a flessione del conglomerato, e per le strutture inflesse è dato dalla formula:

$$\eta_f = \frac{M_f}{M_e}$$

dove:

$M_f$  è il momento che provoca la fessurazione, calcolato in base alla sezione omogeneizzata interamente reagente ed alla resistenza a trazione per flessione (vedi punto pI-1.2.2)

$M_e$  è il momento massimo di esercizio.

Il coefficiente convenzionale di sicurezza alla fessurazione non deve essere inferiore ad 1,2.

Nel caso di precompressione parziale si deve sempre effettuare la verifica delle aperture delle fessure.

#### *pII-sI-1.2.11. Verifica a rottura delle sezioni per tensioni normali*

Per il calcolo della resistenza delle sezioni si assumono le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane con assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;
- deformazione limite del calcestruzzo pari a -0,0035 nel caso di flessione semplice o composta con asse neutro reale, e variabile dal valore predetto a - 0,0020 quando l'asse neutro, esterno alla sezione, tende all'infinito;
- deformazione limite dell'acciaio da precompressione: + 0,010 al di là della decompressione della fibra di conglomerato posta allo stesso livello dell'armatura;
- deformazione limite dell'acciaio ordinario: + 0,010.

##### pII-sI-1.2.11.1. Acciai



Per gli acciai da precompressione e per gli acciai ordinari si assumono diagrammi convenzionali ottenuti da quelli caratteristici effettuando un'affinità, parallelamente alla tangente alla origine, nel rapporto  $1/\gamma_s$ , con  $\gamma_s$  pari a 1,15.

pII-sI-1.2.11.2. Calcestruzzo

Si prende in considerazione solo la porzione di calcestruzzo compresso. In tal caso la distribuzione delle tensioni è data, di norma, dal diagramma parabola rettangolo rappresentato in figura pII-sI-2.2, 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:

$$0,85 f_{cd} = 0,85 \frac{0,83 R_{ck}}{1,6} = 0,44 R_{ck}$$

In alternativa si può adottare il diagramma rettangolare di ordinata  $0,44 R_{ck}$  esteso alla profondità  $y$ , contata a partire dal lembo più compresso, così definita:

$y = 0,8x$  nel caso in cui sia  $x \leq h$

$y = \frac{x - 0,8h}{x - 0,75h} \cdot h$  nel caso in cui sia  $x > h$

essendo  $x$  la profondità dell'asse neutro.

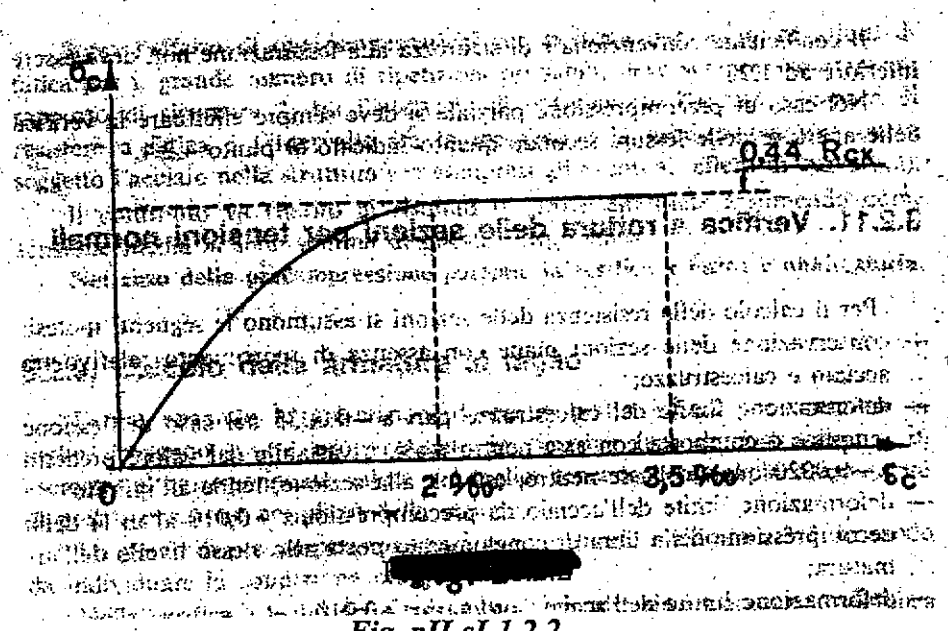


Fig. pII-sI-1.2.2.

Nel caso in cui sia  $x > h$ , la tensione normale di calcolo risulterà pari a  $0,35 R_{ck}$ .

Il coefficiente di sicurezza a rottura deve risultare non minore di 1,50.

Se le armature di precompressione non sono aderenti al calcestruzzo, si deve tener conto dello scorrimento relativo acciaio-conglomerato.



*pII-sI-1.3. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli.*

pII-sI-1.3.1. 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 incaricato, 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 PG-5.2., e che le deformazioni siano conformi a quanto indicato in pII-sII-1.5.3.; corrispondentemente l'apertura massima delle lesioni non deve superare l'80% delle ampiezze limite ammesse in pII-sII-1.5.1.

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

pII-sI-1.3.2. Prove su modelli.

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



## pII-sI-2. REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE.

### pII-sI-2.1. *Peso proprio del conglomerato*

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

### pII-sI-2.2. *Regole specifiche per strutture in cemento armato normale.*

#### pII-sI-2.2.1. *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.

Tale armatura deve essere convenientemente diffusa.

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

Alle estremità delle travi il cui comportamento è assimilabile ad uno schema di trave appoggiata, deve essere disposta una armatura inferiore, convenientemente ancorata, in grado di assorbire, con le tensioni ammissibili di cui al punto pII-sI-1.1, uno sforzo di trazione uguale al taglio.

Almeno due barre di diametro non inferiore a 12 mm, devono essere presenti superiormente ed inferiormente per tutta la lunghezza delle travi.

A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale di armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione.

#### pII-sI-2.2.2. *Staffe.*

Nelle travi si devono prevedere staffe aventi sezione complessiva non inferiore a  $A_{st} = 0,10\beta^*$   $\text{cm}^2/\text{m}$ , essendo  $\beta^*$  la larghezza corrispondente a  $\tau = \tau_{co}$ , 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 deve superare il valore  $12\phi_1$ , essendo  $\phi_1$  il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

In presenza di torsione devono disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a  $0,15 b \text{ cm}^2$  essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima misurata in centimetri. Inoltre il passo delle staffe non deve 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.

#### pII-sI-2.2.3. *Ancoraggio delle barre.*

Le barre, tese e compresse, 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 deve 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 di  $\tau_b$  indicati al punto pII-sI-1.1 si applicano 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). Altrimenti si devono considerare congrue riduzioni (fino al 50% dei valori indicati).

In ogni caso le barre devono avere un ancoraggio non minore di 20 diametri e, comunque, non inferiore a 20 cm. Particolari cautele devono essere adottate ove si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

#### *pII-sI-2.2.4. Pilastrì.*

Nei pilastrì soggetti a compressione centrata od eccentrica deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore dello 0,8% della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale 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 pilastrì 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 pilastrì prefabbricati in stabilimento i diametri minimi delle barre longitudinali e delle staffe sono rispettivamente ridotti a 10 ed a 5 mm.

#### *pII-sI-2.2.5 Setti e pareti*

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

$$\sigma_{media} = 0,42[1 - 0,03(25 - s)] \cdot \overline{\sigma}_c$$

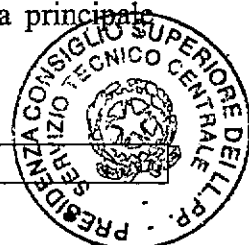
essendo  $\overline{\sigma}_c$  definito al punto pII-sI-1.1 ed  $s$  lo spessore della parete espresso in cm, si possono adottare per le armature, da disporre presso entrambe le facce, le seguenti limitazioni dimensionali in deroga alle precedenti:

- diametro minimo delle barre longitudinali = 8 mm  
interasse massimo < 30 cm;
- diametro minimo delle barre trasversali = 6 mm  
interasse massimo  $\leq 20 \Phi$  longitudinale e  $\leq 30$  cm
- elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: 6 per ogni m<sup>2</sup> di parete.

#### *pII-sI-2.2.6. 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.



***pII-sI-2.3. Regole specifiche per strutture in cemento armato precompresso.***

***pII-sI-2.3.1. Armatura longitudinale ordinaria.***

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

Nel caso della precompressione parziale, le barre longitudinali di armatura ordinaria 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.

***pII-sI-2.3.2. Staffe.***

Devono disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a  $0,15 b \text{ cm}^2$  per staffe, 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, per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione, da ciascuna parte del carico concentrato, il passo delle staffe non deve superare il valore  $12 \varnothing$ , essendo  $\varnothing$ , il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

Le staffe devono essere collegate da armature longitudinali.

***pII-sI-2.4. 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.



## pII-sI-3. REGOLE PRATICHE DI ESECUZIONE.

### *pII-sI-3.1. regole specifiche per strutture in cemento armato normale.*

#### *pII-sI-3.1.1. 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.

#### *pII-sI-3.1.2. Giunzioni.*

Negli elementi tesi o prevalentemente inflessi le giunzioni delle barre in zona tesa, quando non siano evitabili, si devono realizzare possibilmente nelle regioni di minor sollecitazione e 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 pI-2.2.4., 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 (interferro) 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 Servizio tecnico centrale della Presidenza del Consiglio superiore dei lavori pubblici.

#### *pII-sI-3.1.3. 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 pII-sI-2.2.3. Per barre di acciaio inossidabile a freddo le piegature non possono essere effettuate a caldo.

#### *pII-sI-3.1.4. Copriferro e interferro.*

Nella tabella che segue sono riportati i valori minimi di copriferro di progetto e nominale (come definiti al punto pI-1.3) in funzione delle condizioni ambientali del sito, per travi, pilastri, setti e pareti.



Condizioni ambientali	$c_{min}$ (mm)	$c_{prog}$ (mm)
Ambiente non aggressivo o debolmente aggressivo	20	25
Ambiente aggressivo	30	35
Ambiente fortemente aggressivo	40	45

Per le solette dei solai è consentito derogare dai valori sopra riportati, fermo restando un valore minimo di progetto di 15 mm.

Copriferri 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 20 mm. Si può derogare a quanto sopra raggruppando le barre a coppie ed aumentando la mutua distanza minima tra le coppie ad almeno 40 mm.

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

#### *pII-sI-3.1.5. 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.





**pII-sI-3.2. Regole specifiche per cemento armato precompresso.**

**pII-sI-3.2.1. Spessore di ricoprimento delle armature di precompressione.**

Nella tabella che segue sono riportati i valori minimi di copriferro di progetto e nominale (come definiti al punto pI-1.3 ) in funzione delle condizioni ambientali del sito, per strutture post-tese.

Condizioni ambientali	$c_{min}$ (mm)	$c_{prog}$ (mm)
Ambiente non aggressivo o debolmente aggressivo	25	30
Ambiente aggressivo	35	40
Ambiente fortemente aggressivo	45	50

Per strutture pre-tese si rimanda ai valori della tabella di cui al punto pII-sI-3.1.4. Copriferri maggiori possono essere utilizzati in casi specifici (ad es. opere idrauliche).

**pII-sI-3.2.2. Testate di ancoraggio dell'armatura di precompressione.**

Dietro gli apparecchi di ancoraggio deve disporsi una armatura 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.

**pII-sI-3.2.3. 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 devono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito; i due dati devono 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 deve essere accuratamente controllato prima del getto.

**pII-sI-3.2.3.1. 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, può 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 sono 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 devono 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'assettamento 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.

#### pII-sI-3.2.3.2. 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.

#### pII-sI-3.2.3.2.1. 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 devono contenere ioni aggressivi (cloruri, solfati, nitrati, ecc.) e comunque non produrre un aumento di ritiro.

Possono impiegarsi resine sintetiche 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 N/mm<sup>2</sup>.

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 essere superiore 2,8 mm/m.

#### pII-sI-3.2.3.2.2. Operazioni di iniezione.

- a) Dopo l'impasto la malta deve essere mantenuta in movimento continuo. È 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;
- j) 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.

pII-sI-3.2.3.2.3. Condotti.

- a) I punti di fissaggio dei condotti devono 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 devono avere forma regolare, preferibilmente circolare. La loro sezione deve risultare maggiore di:

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

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

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 deve risultare non minore di 4 cm<sup>2</sup>;

- d) si devono evitare per quanto possibile brusche deviazioni o cambiamenti di sezione.

pII-sI-3.2.3.2.4. Iniezioni.

- a) Fino al momento dell'iniezione dei cavi occorre proteggere l'armatura dall'ossidazione. Le iniezioni devono essere eseguite entro 15 giorni a partire dalla messa in tensione, salvo casi eccezionali di ritaratura nei quali devono 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. E' vietato il lavaggio a vapore.



## **pII-sI-4. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI.**

### **pII-sI-4.1 Generalità e classificazione dei 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 di 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 deve 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 pII-sI-4.2) od altro materiale (vedi pII-sI-4.3)
- III. Solai realizzati dall'associazione di elementi in c.a. e c.a.p. prefabbricati con unione 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 pII-sI-4.2 e pII-sI-4.3.

I solai del tipo III) sono soggetti anche alle norme complementari riportate in pII-sI-4.2 e pII-sI-4.3., in quanto applicabili, e in quelle riportate in pII-sI-4.4.

### **pII-sI-4.2. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio.**

#### *pII-sI-4.2.1. Classificazione.*

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

- a) solai con blocchi aventi funzione principale di alleggerimento
- b) solai con blocchi aventi funzione statica in collaborazione col conglomerato

#### *pII-sI-4.2.2. Prescrizioni generali.*

I blocchi di cui al punto pII-sI-4.2.1. 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 pII-sI-4.2.4.5.

### ***pII-sI-4.2.3. Requisiti di accettazione, prove e controlli***

#### ***pII-sI-4.2.3.1. 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 devono 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%.

#### ***pII-sI-4.2.3.2. Caratteristiche fisico - meccaniche.***

La resistenza caratteristica a compressione, determinata secondo le prescrizioni dell'Allegato 10, 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 punto pII-sI-4.2.1. 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 punto pII-sI-4.2.1. a).

La resistenza caratteristica a trazione per flessione determinata secondo l'Allegato 10, 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 x 5 cm<sup>2</sup>) non inferiore a 1,5 kN. La prova va effettuata secondo le modalità indicate nell'Allegato 10.

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 10 deve essere minore di  $4 \cdot 10^{-4}$ .

#### ***pII-sI-4.2.3.3. Integrità dei blocchi.***

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

#### ***pII-sI-4.2.3.4. Controlli di qualità dei blocchi in laterizio.***



La produzione degli elementi laterizi deve essere controllata mediante prove su blocchi di produzione corrente affettuate a cura di un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71, con frequenza almeno annuale.

Il Direttore dei lavori in cantiere o il Direttore dello stabilimento, per produzioni in serie, devono verificare che le forniture siano accompagnate dall'ultimo certificato relativo ai controlli di cui sopra.

#### *pII-sI-4.2.4. Progettazione.*

##### *pII-sI-4.2.4.1. Verifiche.*

Per i solai formati con elementi prefabbricati le verifiche devono essere effettuate tenendo conto di tutte le fasi intermedie e transitorie.

Le tensioni ammissibili nel conglomerato e nelle armature metalliche sono quelle prescritte al precedente punto pII-sI-1.1.

Per il laterizio, nei solai di cui al punto pII-sI-4.2.1.b), la compressione non deve superare  $6,5 \text{ N/mm}^2$  per gli sforzi agenti nella direzione dei fori, e  $4 \text{ N/mm}^2$  per sforzi in direzione normale ad essi, sempre che, in questo secondo caso, il tipo costruttivo lo giustifichi.

##### *pII-sI-4.2.4.2. 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.

##### *pII-sI-4.2.4.3. Modulo elastico di calcolo.*

Nel calcolo delle reazioni iperstatiche il modulo di elasticità del laterizio, in mancanza di determinazioni dirette, può assumersi pari a  $20 \text{ kN/mm}^2$ .

##### *pII-sI-4.2.4.4. Spessore minimo della soletta.*

Nei solai di cui al punto pII-sI-4.2.1. a) lo spessore minimo del calcestruzzo della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm.

Nei solai di cui al punto pII-sI-4.2.1. b), può essere omessa la soletta di calcestruzzo e la zona rinforzata di laterizio, per altro sempre rasata con calcestruzzo, può essere considerata collaborata 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.

##### *pII-sI-4.2.4.5. 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 pII-sI-4.2.3. il limite minimo predetto può 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 pII-sI-2.4.; per produzioni di serie in stabilimento di pannelli solaio completi, la larghezza collaborante può essere determinata attraverso prove su strutture campione o su modelli effettuate con carattere periodico.

#### *pII-sI-4.2.4.6. 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 può essere garantita anche a mezzo di altri dispositivi la cui efficacia è da dimostrarsi con idonee prove sperimentali.

#### *pII-sI-4.2.4.7. Armatura longitudinale.*

L'armatura longitudinale deve essere superiore a:

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

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

#### *pII-sI-4.2.4.8. Armatura per il taglio.*

Nei casi consentiti dalle presenti norme tecniche (elementi eventi sufficiente capacità di ripartire i carichi trasversalmente) può non disporsi armatura per il taglio.

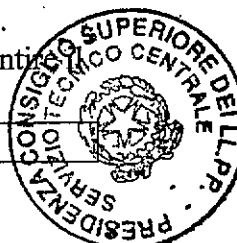
Quando, invece, occorre fra ricorso ad una armatura per il taglio, non è ammesso tener conto della collaborazione delle pareti laterali di laterizio ai fini della valutazione della sollecitazione tangenziale  $\tau_{cI}$ .

#### *pII-sI-4.2.5. Esecuzione.*

##### *pII-sI-4.2.5.1. 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.

#### *pII-sI-4.2.5.2. Bagnatura degli elementi.*

Prima di procedere ai getti i laterizi devono essere convenientemente bagnati.

#### *pII-sI-4.2.5.3. Caratteristiche degli impasti per elementi prefabbricati.*

Devono impiegarsi malte cementizie con dosature di legante non minori a  $450 \text{ kg/m}^3$  di cemento e conglomerati con  $R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$ .

#### *pII-sI-4.2.5.4. Blocchi.*

Gli elementi con rilevanti difetti di origine o danneggiati durante la movimentazione devono essere eliminati.

#### *pII-sI-4.2.5.5. Allineamenti e forzature.*

Si deve curare il corretto allineamento dei blocchi evitando la forzatura dei blocchi interposti tra i travetti prefabbricati.

#### *pII-sI-4.2.5.6. Conglomerati per i getti in opera.*

Si deve 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 deve 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.

#### *pII-sI-4.2.5.7. 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.

#### *pII-sI-4.2.5.8. Solidarizzazione tra intonaci e superfici di intradosso.*

Qualora si impieghino materiali d'intonaco cementizi aventi resistenza caratteristica a trazione superiore ad  $1 \text{ N/mm}^2$  devono adottarsi spessori inferiori ad 1 cm o predisporre armature di sostegno e diffusione opportunamente ancorate nelle nervature.

#### *pII-sI-4.2.6. Disposizioni aggiuntive per i travetti di solaio precompressi prefabbricati per la realizzazione di solai con blocchi in laterizio.*

##### *pII-sI-4.2.6.1. 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 pII-sI-2.2.2.





#### *pII-sI-4.2.6.2. Getti in opera.*

Per le strutture parzialmente gettate in opera può omettersi la staffatura di collegamento quando la tensione tangenziale media tra l'elemento prefabbricato e il conglomerato gettato in opera risulti inferiore a  $0,3 \text{ N/mm}^2$  per le superfici di contatto lisce e  $0,45 \text{ N/mm}^2$  per superfici scabre. In corrispondenza del lembo superiore dei travetti sono consentite in esercizio trazioni pari a  $f_{ctm}$  definite al punto pI-1.2.2.

I travetti privi di armature a taglio devono essere integrati sugli appoggi da getti in opera armati secondo quanto previsto al punto pII-sI-4.2.46., primo 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, devono essere verificati secondo le disposizioni relative al conglomerato cementizio armato normale, verificando altresì le condizioni di aderenza fra getti in opera e travetti secondo quanto sopra indicato

#### *pII-sI-4.3. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio.*

##### *pII-sI-4.3.1. 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 generale e le prescrizioni di progettazione e di esecuzione riportate in pII-sI-4.2.

##### *pII-sI-4.3.2. Blocchi collaboranti.*

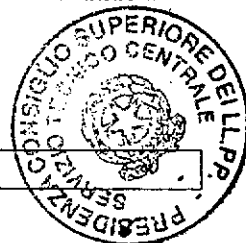
Devono avere modulo elastico superiore a  $8 \text{ kN/mm}^2$  ed inferiore a  $25 \text{ kN/mm}^2$ .

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 punto pII-sI-4.2. per i blocchi in laterizio di cui al punto pII-sI-4.2.1.b).

##### *pII-sI-4.3.3. Blocchi non collaboranti*

Devono avere modulo elastico inferiore ad  $8 \text{ kN/mm}^2$  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 punto pII-sI-4.2. per i blocchi in laterizio non collaboranti.

##### *pII-sI-4.3.4. 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  $5 \times 5 \text{ cm}^2$ ), non inferiore a  $1,5 \text{ kN}$ .

La prova va effettuata secondo le modalità indicate nell'Allegato 10.

#### *pII-sI-4.3.5. Verifiche di rispondenza.*

La produzione degli elementi laterizi deve essere controllata mediante prove effettuate a cura di un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71, secondo le prescrizioni dell'Allegato 10, con frequenza almeno annuale.

Il Direttore dei lavori in cantiere o il Direttore dello stabilimento, per produzioni in serie, devono verificare che le forniture siano accompagnate dall'ultimo certificato relativo ai controlli di cui sopra.

#### *pII-sI-4.3.6. Spessori minimi.*

Per tutti i solai, così come per i componenti collaboranti, lo spessore delle singole parti di calcestruzzo contenenti armature di acciaio non può essere inferiore a 4 cm.

#### **pII-sI-4.4. 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 pII-sI-4.1., pII-sI-4.2. e pII-sI-4.3. in quanto applicabili ed in particolare pII-sI-4.2.6. per elementi precompressi) devono essere tenute presenti le seguenti norme complementari.

##### *pII-sI-4.4.1. 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.

##### *pII-sI-4.4.2. 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.

#### *pII-sI-4.4.3. 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 pII-sI-4.2.6.

#### *pII-sI-4.4.4. 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.



## PARTE II - SEZIONE II

## Metodo di verifica agli Stati limite in versione nazionale

## pII-sII-1. NORME DI CALCOLO

## pII-sII-1.1. 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.

## pII-sII-1.2. 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 pII-sII-1.2.1.

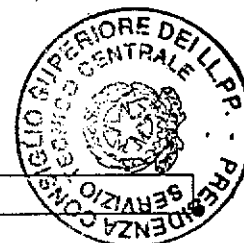
In particolare la resistenza di calcolo del calcestruzzo  $f_{cd}$  risulta pari a:

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

Prospetto pII-sII-1.2.1.

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%



### *pII-sII-1.3. Calcolo delle sollecitazioni.*

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;
- calcolo elasto-plastico o rigido-plastico

#### *pII-sII-1.3.1. Calcolo non lineare.*

Il calcolo allo stato limite ultimo deve essere effettuato per la combinazione di azioni più sfavorevole. Per le strutture soggette a carichi verticali (permanenti ed accidentali) può immaginarsi, tuttavia, di raggiungere convenzionalmente 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 può 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 le seguenti tre fasi:

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

#### *pII-sII-1.3.2. 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.

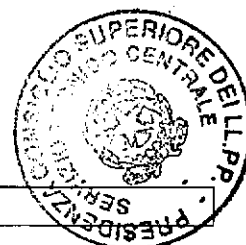
#### *pII-sII-1.3.3. Calcolo elastico lineare con ridistribuzioni.*

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.

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

#### *pII-sII-1.3.4. 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:

$$0,05 \leq x/d \leq 0,30$$

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 pII-sII-1.5.1. per la fessurazione, e al punto pII-sII-1.5.3. per le deformazioni; tali verifiche non possono in nessun caso essere omesse.

#### ***pII-sII-1.4. Verifiche allo stato limite ultimo.***

*pII-sII-1.4.1. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni che provocano tensioni normali (sforzo normale, flessione semplice e composta).*

##### pII-sII-1.4.1.1. 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)  $+0,01$ .

##### pII-sII-1.4.1.2. 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 pII-sII-1.4.4, si devono effettuare le conseguenti verifiche.

##### pII-sII-1.4.1.3. Diagrammi di calcolo tensioni - deformazioni del calcestruzzo.

Di norma si adotta il diagramma parabola rettangolo, rappresentato in figura pII-sII-1.4.1., 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  $0,85 f_{cd}$ .



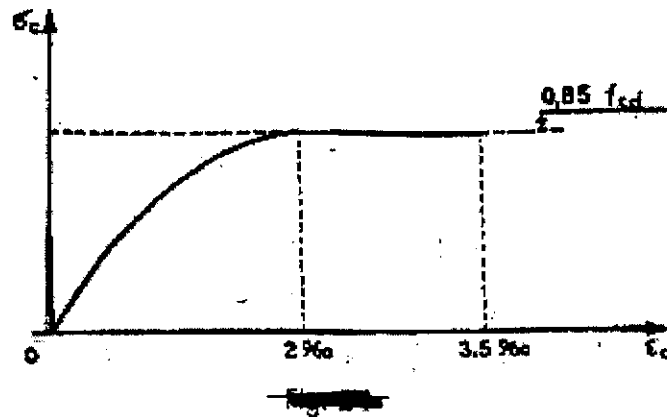


Fig. pII-sII-1.4.1.

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 possono 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.

#### pII-sII-1.4.1.4. Diagrammi di calcolo tensioni-deformazioni dell'acciaio.

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

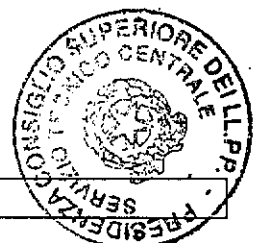
#### pII-sII-1.4.1.5. Cerchiature.

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 pII-sII-1.4.1.2.

La resistenza globale così valutata non deve essere superiore al doppio di quella del nucleo.

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

#### pII-sII-1.4.1.6. Armature di precompressione non aderenti.



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

*pII-sII-1.4.2. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti.*

pII-sII-1.4.2.1. Premessa.

Per le verifiche allo stato limite ultimo per le sollecitazioni taglianti gli elementi monodimensionali dotati di armature longitudinali determinate in base al punto pII-sII-1.4.1. devono rispettare le prescrizioni di cui ai punti successivi.

pII-sII-1.4.2.2. 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.

Le verifiche a taglio 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;

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  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;

$\delta = 1 + (M_v/M_{sdu})$  in presenza di sforzo di compressione (o di precompressione);  $M_0$  è il momento di decompressione riferito alla fibra estrema della sezione sui 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  $45^\circ$  che si inneschi nella sezione considerata (vedi figura pII-sII-1.4.2.).

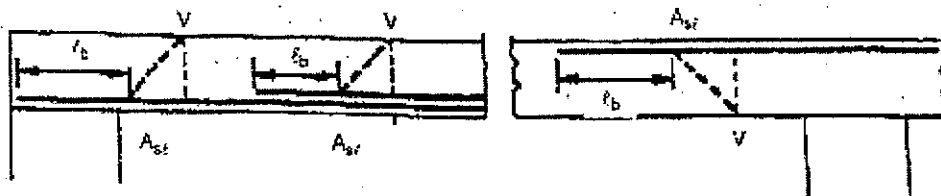


Fig. pII-sII-1.4.2.

per  $l_b$ , lunghezza di ancoraggio, ved. punto pII-sII-2.2.3.





## pII-sII-1.4.2.2.1. 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.

## pII-sII-1.4.2.2.2. 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

pII-sII-1.4.2.3. 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 - Morsch 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.

## pII-sII-1.4.2.3.1. 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 deve assumere nel calcolo la larghezza nominale dell'anima:

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

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

Per la verifica del conglomerato compresso in direzione obliqua si può 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 riportato 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:

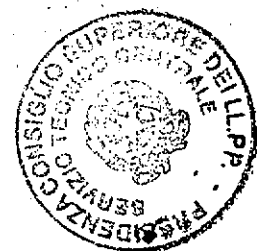
$$0,30 f_{cd} \cdot b_w \cdot d (1 + \cot \alpha)$$

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

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

## pII-sII-1.4.2.3.2. 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

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

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

In tali espressioni  $\alpha$  è l'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave,  $A_{sw}$  è 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;

$\delta = \left(1 + \frac{M_o}{M_{sdu}}\right)$  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  $0,8 f_{ywd}$ . 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.

#### pII-sII-1.4.2.3.3. 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:

$$a_1 = 0,9d(1 - \cot \alpha) \quad \text{e comunque:} \quad a \geq 0,2d$$

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

Le verifiche di cui al precedente capoverso ed ai punti pII-sII-1.4.2.3.1. e pII-sII-1.4.2.3.2. sono relative ad una inclinazione delle bielle d'anima pari a  $45^\circ$ .

#### pII-sII-1.4.2.4. Casi particolari.

##### pII-sII-1.4.2.4.1. 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  $V_{pd}$  devono 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.

#### pII-sII-1.4.2.4.2. Carichi in prossimità degli appoggi.

Il taglio all'appoggio determinato da carichi applicati alla distanza  $a_v \leq 2d$  dall'appoggio stesso si può 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.

#### pII-sII-1.4.2.4.3. Carichi appesi o indiretti.

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

#### pII-sII-1.4.2.5. Verifica al punzonamento di lastre soggette a carichi concentrati.

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

In mancanza di una apposita armatura, la forza resistente al punzonamento è 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  $45^\circ$  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 deve essere affidato all'armatura considerata lavorante alla sua resistenza di calcolo.

#### pII-sII-1.4.3. Verifiche allo stato limite ultimo per sollecitazioni torcenti.

##### pII-sII-1.4.3.1. Premessa.

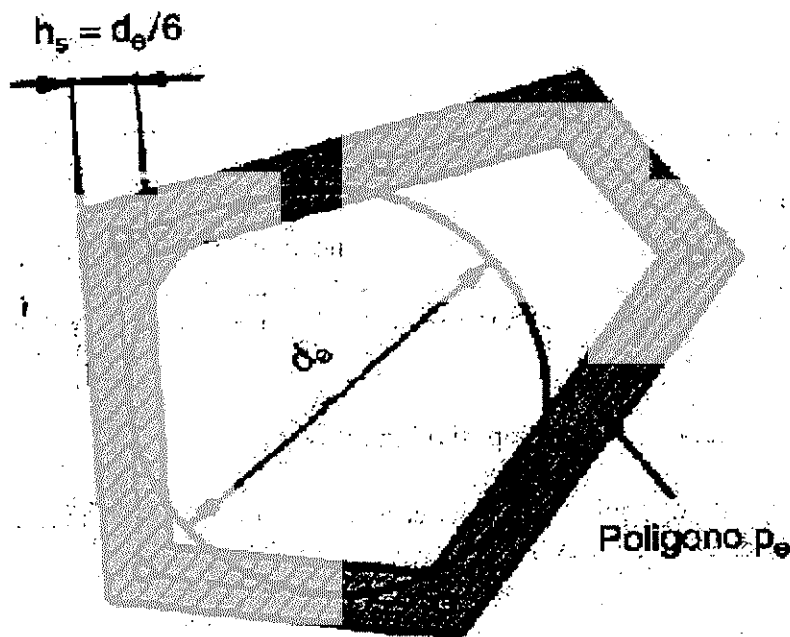


Le norme che seguono si applicano agli elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o composta ad armature aderenti che abbiano sezione piena o cava in cui si possa ipotizzare un flusso anulare di tensioni tangenziali.

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. 4-1~~

Fig. pII-sII-1.4.3.

Nel caso di sezione reale anulare, si adoterà 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, devono 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.

#### pII-sII-1.4.3.2. 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  $A_{pl}$  è presa in conto con una sezione equivalente:

$$A_{sl} = \frac{f_{plk}}{f_{ylk}} \cdot A_{pl}$$

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 è opportuno che risulti:

$$\frac{T_{sdu}}{T_{Rdu}} + \frac{V_{sdu}}{V_{Rsu}} \leq 1$$

nella quale relazione:

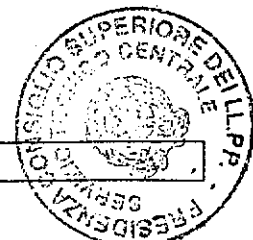
$$T_{Rdu} = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot B_e \cdot h_s$$

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

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.

*pII-sII-1.4.4. Elementi snelli.*



pII-sII-1.4.4.1. 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.

pII-sII-1.4.4.2. Limiti di snellezza.

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

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

con:

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

$l_o$  = 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 alle vigenti norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" (in N).

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

pII-sII-1.4.4.3. Azioni.

Devono essere prese in conto le azioni esterne di calcolo più sfavorevoli, come definite nelle vigenti norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Le combinazioni di carico sono distinte in azioni di breve e di lunga durata.

pII-sII-1.4.4.4. Incertezze geometriche.

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

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

$\text{tg } \alpha = 1/200$  (altre strutture).

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

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

e comunque non inferiore a 2 cm.

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



pII-sII-1.4.4.5. Deformazioni viscosse.

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  $\gamma_n = 1,15$ .

pII-sII-1.4.4.6. 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.

pII-sII-1.4.4.7. 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:

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

ovvero

$$H \cdot \sqrt{\frac{N}{E_c J}} \leq 0,2 + 0,1n \quad \text{per } n \leq 3$$

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.

pII-sII-1.4.4.8. Colonne singole.

Nel calcolo allo stato limite ultimo di colonne isostatiche a sezione e sforzo normali costanti possono adattarsi le ulteriori semplificazioni di cui ai punti pII-sII-1.4.4.8.1., pII-sII-1.4.4.8.2. e pII-sII-1.4.4.8.3.; 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:

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

con  $c' = 0,6c_2 + 0,4c_1$  ( $\geq |0,4c_2|$ )

essendo  $c_1$  e  $c_2$  eccentricità del primo ordine all'estremità dell'asta



e  $|c_2| \geq |c_1|$

al quale va sommato il momento del secondo ordine pari a  $M_2 = N_d \delta$  essendo  $\delta$  definito in pII-sII-1.4.4.8.1.

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

#### pII-sII-1.4.4.8.1. 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:

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

con  $(1/r)$  curvatura effettiva della sezione critica.

#### pII-sII-1.4.4.8.2. 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 pII-sII-1.4.4.8.1.

Detto  $M_{Rd}$  il momento resistente di calcolo della sezione critica si individua  $M_1 R_d$ , 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 detta retta rappresentativa dell'effetto del secondo ordine

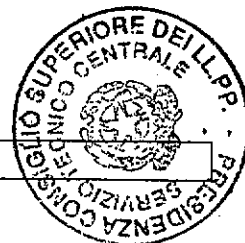
$$N_d \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{l_o^2}{10}$$

raggiunge il suo massimo valore.

#### pII-sII-1.4.4.8.3. 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  $M_i / N_d$  risulti:

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





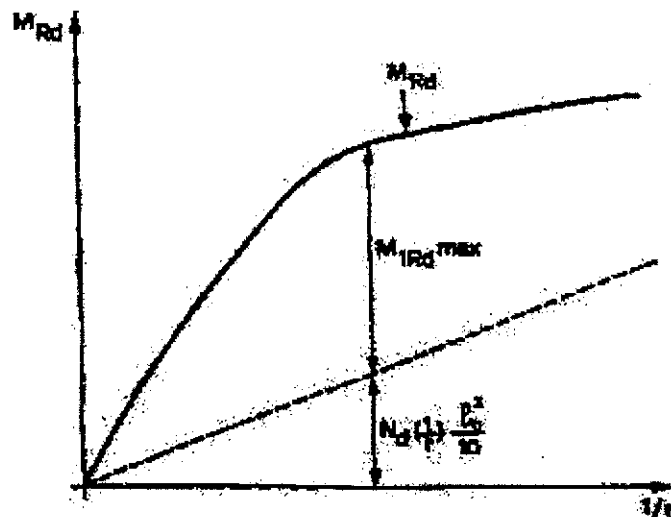


Fig. 5-1  
Fig. pII-sII-1.4.4

**pII-sII-1.5. Verifiche allo stato limite di esercizio.**

**pII-sII-1.5.1. Stato limite di fessurazione.**

**pII-sII-1.5.1.1. 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.

**pII-sII-1.5.1.2. 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

$$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$$

oppure:

$$f_{cfk} = 0,7 f_{cfm}$$

- 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 al valore nominale prefissato.

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

$$w_1 = 0,1 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$



#### pII-sII-1.5.1.3. Combinazioni di azioni.

Si prendono in considerazione le seguenti combinazioni:

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

#### pII-sII-1.5.1.4. Condizioni ambientali.

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

- non aggressivo o debolmente 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;
- fortemente aggressivo, caratterizzato da presenza di liquidi o di aeriformi particolarmente corrosivi.

#### pII-sII-1.5.1.5. 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  $390 \text{ N/mm}^2$ .

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).

#### pII-sII-1.5.1.6. Scelta degli stati limite di fessurazione.

Nel prospetto pII-sII-1.5.1. 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 pII-sII-1.5.1.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambiente	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
a	Non aggressivo o debolmente 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	Aggressivo	Frequente	Ap. fessure	$\leq w_1$	Ap. fessure	$\leq w_2$
		Quasi permanente	Decompres.	--	Ap. fessure	$\leq w_1$
c	Fortemente aggressivo	Rara	Ap. fessure e formaz. Fessure	$\leq w_1$	Ap. fessure	$\leq w_2$
		Frequente	Decomp.	--	Ap. fessure	$\leq w_1$

ove  $w_k$  è definito al punto pII-sII-1.5.1.7.1.2.;  $w_1, w_2, w_3$  sono definiti al punto pII-sII-1.5.1.2..

pII-sII-1.5.1.7. Verifiche allo stato limite di fessurazione.

pII-sII-1.5.1.7.1. Verifiche allo stato limite per sollecitazioni che provocano tensioni normali.

pII-sII-1.5.1.7.1.1. 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 pII-sII-1.5.2.1.).

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.

pII-sII-1.5.1.7.1.2. Stato limite di formazione delle fessure.

Valgono i criteri di calcolo di cui al punto pII-sII-1.5.1.7.1.1.

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 pII-sII-1.5.1.6.

Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

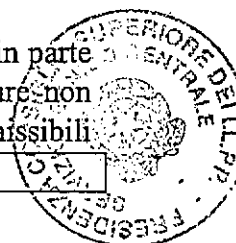
$$w_k = 1,7 w_m$$

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 pII-sII-1.5.1.

*pII-sII-1.5.2. 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 pII-sII-1.5.1., 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 stessa sezione, anche se le strutture sono riferite ai gruppi a o b del prospetto pII-sII-1.5.1.

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 pII-sII-1.5.1., 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 pII-sII-1.5.4.

pII-sII-1.5.2.1. 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 devono essere calcolate adottando le proprietà geometriche della sezione corrispondente alla condizione non fessurata oppure a quella completamente fessurate, 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  $n = 15$ .



*pII-sII-1.5.2.2. 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. pII-sII-1.5.2.).

*pII-sII-1.5.3. Stato limite di deformazione.*

pII-sII-1.5.3.1. Generalità.

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

- a) compatibile con la funzionalità dell'opera per tutte le condizioni d'impiego previste;
- b) 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 pII-sII-1.5.1.3 ed alle vigenti norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

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

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

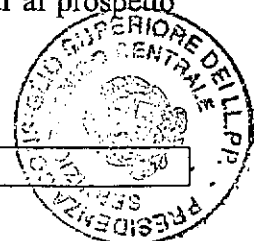
pII-sII-1.5.3.2. Calcolo delle deformazioni.

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 supera no 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.

pII-sII-1.5.3.3. 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 può 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 pII-sII-1.5.2.



## Prospetto pII-sII-1.5.2.

Condizioni di vincolo	$l/h$
Travi a sbalzo	7
Travi a 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 deve 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).

*pII-sII-1.5.4. Norme specifiche di calcolo per il cemento armato precompresso.*

pII-sII-1.5.4.1. 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.

E' 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 deve 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 pI-2.2.4). Si deve 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 può 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., deve essere depositata presso il Ministero dei lavori pubblici, Servizio Tecnico Centrale, a cura delle ditte produttrici e deve comprovare la efficienza degli ancoraggi stessi.

#### pII-sII-1.5.4.2. Effetti dell'attrito.

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-1.2.2. (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### pII-sII-1.5.4.3. Interdipendenza fra ritiro, viscosità e rilassamento.

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-1.2.3. (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### pII-sII-1.5.4.4. Ritaratura.

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-1.2.4. (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### pII-sII-1.5.4.5. Tensioni di esercizio nel conglomerato.

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

a) in ambienti non aggressivo, debolmente o moderatamente aggressivo (gruppi a, b del prospetto pII-sII-1.5.1.):

per combinazione di carico rara:  $0,60f_{ck}$



- combinazione di carico quasi permanente:  $0,45f_{ck}$ .
- h) in ambiente fortemente aggressivo (gruppo c del prospetto pII-sII-1.5.1.):
  - 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 pII-sII-1.5.1.) sono ammesse tensioni di trazione in combinazioni rare al massimo uguali a  $= 0,07f_{ck}$  a condizione che nella zona siano disposte armature sussidiarie di acciaio, 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 pII-sII-1.5.1.);
- 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.

#### pII-sII-1.5.4.6. Tensioni iniziali nel conglomerato.

All'atto della precompressione le tensioni non devono 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 pII-sII-1.5.4.5. 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 deve considerare il rischio che le contro - frecce 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 deve considerarsi la parzializzazione della sezione durante la predetta fase transitoria e le armature, disposte come precisato al punto pII-sII-1.5.4.5., devono 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 può 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:

$$f_{ckj}/1,1$$

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 deve, 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 devono eseguirsi per gli ancoraggi fissi annegati.

#### pII-sII-1.5.4.7. Travi a conci.

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-1.2.6.2. (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### pII-sII-1.5.4.8. Deformazioni lente.

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-1.2.7. (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### pII-sII-1.5.4.9. Tensioni limite per gli acciai da precompresso.

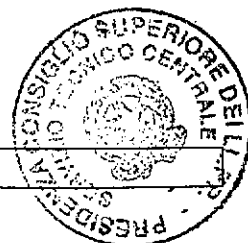
Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-1.2.8.1. (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### pII-sII-1.5.4.10. Tensioni nell'acciaio pre-teso dovute ai sovraccarichi.

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-1.2.8.2. (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### *pII-sII-1.5.5. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli.*

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-1.3. (Metodo alle tensioni ammissibili).



## pII-sII-2. REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE

### pII-sII-2.1. Peso proprio del conglomerato

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

### pII-sII-2.2. Regole specifiche per strutture in cemento armato normale.

#### pII-sII-2.2.1. Armatura longitudinale.

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-2.2.1. (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### pII-sII-2.2.2. 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 deve superare il valore  $12 \varnothing_1$ , essendo  $\varnothing_1$ , il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

Le staffe devono essere collegate da apposite armature longitudinali.

#### pII-sII-2.2.3. Ancoraggio delle barre.

Le barre, tese e compresse, 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 deve 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  $45^\circ$  sulle traiettorie di compressione), sono dati dalla seguente espressione:

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

In ogni caso le barre devono avere un ancoraggio non minore di 20 diametri e, comunque, non inferiore a 20 cm. Particolari cautele devono essere adottate ove si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

#### pII-sII-2.2.4. Pilastrini.

Nei pilastrini 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.

#### *pII-sII-2.2.5 Setti e pareti*

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:

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

essendo  $s$  lo spessore della parete espresso in cm, si possono 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 < 30 cm;
- b) diametro minimo delle barre trasversali = 5 mm  
interasse massimo  $\leq 20 \Phi$  longitudinale e  $\leq 30$  cm
- c) elementi di collegamento tra le due armature disposte su facce parallele: 6 per ogni  $m^2$  di parete.

#### *pII-sII-2.2.6. Armature di ripartizione delle solette*

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-2.2.6. (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### *pII-sII-2.3. Regole specifiche per strutture in cemento armato precompresso*

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-2.3 (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### *pII-sII-2.4. Nervature con soletta collaborante.*

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-2.4. (Metodo alle tensioni ammissibili).



### **pII-sII-3. REGOLE PRATICHE DI ESECUZIONE.**

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-3 (Metodo alle tensioni ammissibili).

### **pII-sII-4. NORME COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI.**

#### **pII-sII-4.1 Generalità e classificazione dei solai**

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-4.1 (Metodo alle tensioni ammissibili).

#### **pII-sII-4.2. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio.**

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-4.2. (Metodo alle tensioni ammissibili), ad eccezione dei punti pII-sII-4.2.4.1 (verifiche) e pII-sII-4.2.6. che si riportano nel seguito.

##### *pII-sII-4.2.4.1. Verifiche.*

Per i solai formati con elementi prefabbricati le verifiche devono essere effettuate tenendo conto di tutte le fasi intermedie e transitorie.

Le tensioni limite in esercizio per combinazioni rare nel conglomerato e nelle armature metalliche sono quelle prescritte al punto pII-sII-1.5.4.

Per il laterizio, nei solai di cui al punto pII-sI-4.2.1.b), la compressione in esercizio per combinazioni rare non deve superare  $6,5 \text{ N/mm}^2$  per gli sforzi agenti nella direzione dei fori, e  $4 \text{ N/mm}^2$  per sforzi in direzione normale ad essi, sempre che, in questo secondo caso, il tipo costruttivo lo giustifichi.

Sono anche ammesse verifiche fondate su prove di strutture o di elementi campioni di serie secondo quanto indicato al punto pII-sI-1.5.5.1.

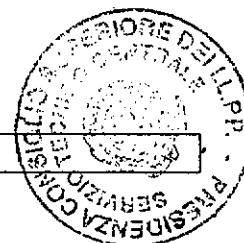
##### *pII-sII-4.2.6.2. Criteri di calcolo.*

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 pII-sI-1.5.5.1

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  $0,3 \text{ N/mm}^2$  per le superfici di contatto lisce e  $0,45 \text{ N/mm}^2$  per superfici scabre.

In corrispondenza al lembo superiore dei travetti sono consentite in esercizio trazioni pari a  $f_{ctm}$  definite al punto pI-1.2.2

#### **pII-sII-4.3. Norme complementari relative ai solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio.**



Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-4.3 (Metodo alle tensioni ammissibili).

**pII-sII-4.4. 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.**

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pII-sI-4.4. (Metodo alle tensioni ammissibili).



## PARTE II - SEZIONE III

## Metodo di verifica agli Stati limite in versione europea

Eurocodice 2 - UNI ENV 1992-1-1: criteri e prescrizioni

*pII-SIII-1 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 Parte I (materiali e prodotti) e nella Parte Generale (Prescrizioni comuni a tutti i metodi di verifica).

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 (indicata nel seguito con la sigla EC 2).

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.

*EC2 - 2.3.3.1. Fattori di sicurezza parziali per le azioni su strutture di edifici.*

Al punto (8) la formula [2.8(b)] è sostituita dalla seguente:

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + 1,4 \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

*EC2 - 2.3.3.2. Fattori di sicurezza parziali per i materiali.*

Il Prospetto 2.3 è sostituito dal seguente:

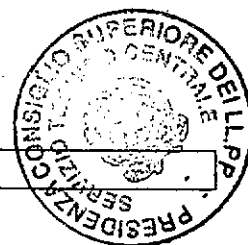
## Prospetto 2.3.

## Fattori di sicurezza parziali per le proprietà dei materiali

Combinazione	Calcestruzzo $\gamma_c$	Acciaio per c.a. o per precompressione $\gamma_s$
Fondamentale	1,5 per c.a.p. 1,6 per c.a. e per c.a. con precompressione parziale	1,15
Eccezionale (eccetto sisma)	1,3	1,0

*EC2 - 2.5.1.3. Imperfezioni.*

Al punto (4) il primo valore incasellato  $|1/400|$  è sostituito con il valore: 1/200.



*EC2 - 2.5.2.1. Modelli strutturali per l'analisi globale.*

Il punto (5) si riferisce ai solai a blocchi per i quali ammette una soletta di soli 40 mm come al punto II-4 ed all'Allegato 10 del presente decreto ai quali si rimanda.

*EC2 - 2.5.3.7.2. Mensole.*

Al punto (4) il valore incasellato  $[0,2 F_v]$  è sostituito con  $0,1 F_v$

*EC2 - 3.1. Calcestruzzo.*

L'intero punto è sostituito dal punto pI-1 con i relativi Allegati 1 e 2 del presente decreto.

*EC2 - 3.2. Acciai per armature.*

L'intero punto 3.2. è sostituito dal punto pI-2.2. con i relativi Allegati 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.

*EC2 - 3.3. Acciai per precompressione.*

L'intero punto è sostituito dal punto pI-2.3. con il relativo Allegato 7 del presente decreto.

*EC2 - 3.4. Dispositivi di precompressione.*

Il contenuto di questo punto è indicativo. Operativamente si rinvia al punto pII-sII-1.5.4.1.

*EC2 - 4.1.3.3. Copriferro.*

Al punto (9) il primo valore incasellato 75 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	5a	5b (3)	5b (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 (2), (3), (4) riportate nel Prospetto 4.2. e richiamate nel Prospetto sopra riportato.

Le indicazioni del punto 4.1.3.3.P.(4) relative alla tolleranza  $\Delta h$  sono sostituite dal penultimo ed ultimo comma del punto pI-1.3. (Durabilità) del presente decreto.



*EC2 - 4.2.3.5.6. Zone di ancoraggio di elementi pre-tesi.*

Il Prospetto 4.7. è sostituito dal seguente:

## Prospetto 4.7.

Fattore  $\beta$ , 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
$\beta$	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.

*EC2 - 4.3.2.3. Elementi che non richiedono armature a taglio ( $V_{sd} \leq V_{rd1}$ )*

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

*EC2 - 4.3.2.4.4. Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.*

Al punto (l) la prima limitazione per  $\theta$  è sostituita dalla seguente:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0$$

e la seconda, dalla seguente:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0$$

*EC2 - 4.3.3.1. Torsione pura*

Al punto (6) la limitazione [4.42] per  $\theta$  è sostituita dalla seguente:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0$$

*EC2 - 4.3.4.2.1. Area caricata*

Al punto (l), capoverso a), terzo rigo, il valore incasellato 11d è sostituito con il valore: 10 d.

*EC2 - 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.





EC2 - 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, devono 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. devono 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:

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



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 pII-sI-1.2.8.1. del presente decreto;
- a perdite avvenute, per combinazioni rare,  $0,60 f_{pk}$  (tenendo conto anche dell'incremento di tensione dovuto ai carichi).

#### *EC2 - 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 devono 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  $n = 15$ .

#### *EC2 - 4.4.2.2. Aree minime di armatura.*

Al punto (3), nella definizione di  $\sigma_s$ , di cui alla formula [4.78], il valore incasellato 100% è sostituito con il valore 90%.

#### *EC2 - 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<sup>2</sup>) 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 ad. migl. con $\varnothing \leq 32$ mm reti elettrosaldate	1,5	1,8	2,1	2,5	2,8	3,1	3,5	3,8	4,0

*EC2 - 5.4.2.1.1. Massima e minima percentuale di armatura*

Al punto (2) il valore incasellato 0,04  $A_c$  è sostituito con il valore: 0,03  $A_c$ .

*EC2 - 5.4.3.2.1. Generalità.*

Al punto (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.

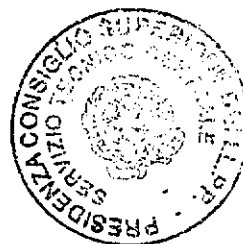
*EC2 - 6.2.2. Tolleranze riguardanti la sicurezza strutturale.*

La formula [6.2] è sostituita dalla seguente:

$$\text{per } l = 600 \text{ mm; } \Delta l = \pm 15 \text{ mm}$$

*EC2 - 7.6.6. Controlli di conformità.*

Per quanto concerne i requisiti dei materiali costituenti il calcestruzzo e i controlli sul conglomerato vale quanto indicato nella parte I e negli Allegati 1 e 2 del presente decreto.



## PARTE III

### STRUTTURE IN ACCIAIO

#### NORME DI CALCOLO E REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE

##### Generalità

Nel seguito sono riportate norme di calcolo e regole pratiche di progettazione ed esecuzione applicabili alle strutture in acciaio realizzate con i prodotti di cui al punto pi-2.4. e dell'Allegato 8, con esclusione di quelle per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

Il capitolo è suddiviso in tre differenti sezioni relative ai tre metodi di verifica utilizzabili:

Sezione I – Metodo di verifica alle tensioni ammissibili

Sezione II – Metodo di verifica agli stati limite in versione nazionale

Sezione III – Metodo di verifica agli stati limite in versione europea.

Alcuni concetti fondamentali, seppur analoghi per i diversi metodi di calcolo, sono volutamente ripetuti nel testo onde evitare, per quanto possibile, il continuo rimando ad altre parti del testo stesso.

I materiali ed i prodotti devono rispondere ai requisiti indicati nella Parte I delle presenti norme.



## PARTE III - SEZIONE I

### Metodo di verifica alle Tensioni Ammissibili

#### pIII-sI-1. NORME DI CALCOLO

##### *pIII-sI-1.1. Generalità*

##### *pIII-sI-1.1.1. Azioni di calcolo*

Le azioni agenti sulla costruzione sono raggruppate in due sole condizioni di carico.

La **condizione di carico I** cumula nel modo più sfavorevole le azioni permanenti e variabili (compresi eventuali effetti dinamici) ad eccezione degli effetti del vento, del sisma e degli stati coattivi sfavorevoli (temperatura, cedimenti dei vincoli ecc.).

Si devono includere nella condizione di carico I gli effetti statici e dinamici del vento (o del sisma) qualora le tensioni da essi provocate siano maggiori di quelle generate dagli altri carichi permanenti o variabili.

La **condizione di carico II** cumula nel modo più sfavorevole le azioni permanenti e variabili (vento o sisma inclusi).

##### *pIII-sI-1.1.2. Resistenza di calcolo*

Si fa riferimento ai valori ammissibili  $\sigma_{adm}$  e  $\tau_{adm}$  della resistenza.

Tali valori sono specificati nei punti successivi relativamente alla condizione di carico I.

Le tensioni ammissibili per la condizione di carico II sono da assumersi pari a:

$$1,125 \sigma_{adm} \text{ e } 1,125 \tau_{adm}$$

##### *pIII-sI-1.1.3. Verifiche*

Sono obbligatorie le verifiche per ambedue le condizioni di carico I e II.

Per ciascun elemento resistente si devono valutare le azioni corrispondenti alle singole cause di sollecitazione, tenendo conto della maggiorazione per eventuali effetti dinamici. Gli sforzi secondari devono essere presi in considerazione quando particolari esigenze di progetto o di esecuzione richiedano disposizioni costruttive inconsuete.

I criteri di verifica nei confronti della resistenza e della stabilità sono indicati ai punti successivi.

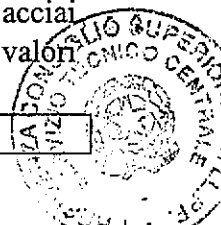
Nel caso in cui eventuali deformazioni impresse diano effetti favorevoli questi andranno ridotti all' 80 %.

##### *pIII-sI-1.2. Materiale base.*

##### *pIII-sI-1.2.1. Stati monoassiali.*

##### pIII-sI-1.2.1.1. Tensioni ammissibili a trazione o compressione per acciaio laminato.

Per le verifiche alle tensioni ammissibili di cui al punto pIII-sI-1.1.3. si assumono, per gli acciai laminati aventi le caratteristiche meccaniche indicate ai punti pI-2.4.2.1.1 e pI-2.4.2.1.2, i valori delle tensioni ammissibili riportati nel prospetto pIII-sI-1.



## Prospetto pIII-sI-1.

Materiale	$\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] $t \leq 40$	$\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] $40 < t \leq 100$	$\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] $100 < t \leq 250$
Fe 360	160	140	115
Fe 430	190	170	135
Fe 510	240	210	180

$t$  = spessore (mm)

Per le lamiere ed i nastri di spessore inferiore a 3 mm, di cui al punto pI-2.4.2.1.3, si assumono invece i valori di cui al prospetto pIII-sI-2.

## Prospetto pIII-sI-2.

Materiale	$\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Fe 360	160
Fe 430	190
Fe 510	240

pIII-sI-1.2.1.2. Tensioni ammissibili a trazione o compressione per pezzi di acciaio fuso UNI 3158 (dicembre 1977).

Per le verifiche alle tensioni ammissibili di cui al punto pIII-sI-1.1.3. si assumono, per i pezzi di acciaio fuso, secondo UNI3158, i valori delle tensioni ammissibili riportati nel prospetto pIII-sI-3.

## Prospetto III-I-3

Materiale	$\sigma_{adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Fe G 400	120
Fe G 450	150
Fe G 520	170

*pIII-sI-1.2.2. Stati pluriassiali*

Per gli stati piani, i soli per i quali si possono dare valide indicazioni, si deve verificare che risulti

$$\sigma_{id} \leq \sigma_{adm}$$

essendo nel riferimento generico:

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$



e nel riferimento principale:

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2}$$

in particolare per  $\sigma_y = 0$  (per esempio nella sollecitazione di flessione accompagnata da taglio):

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

e nel caso di tensione tangenziale pura:

$$\sigma_{id} = \pm \tau \sqrt{3}$$

### pIII-sI-1.2.3. Costanti elastiche

Per tutti gli acciai considerati si assumono i seguenti valori delle costanti elastiche:

- modulo di elasticità normale  $E = 206000 \text{ N/mm}^2$ .
- modulo di elasticità tangenziale  $G = 78400 \text{ N/mm}^2$ .

### pIII-sI-1.3. Unioni con bulloni.

Le resistenze di calcolo dei bulloni sono riportate nel prospetto pIII-sI-4 ove  $\sigma_b$  e  $\tau_b$  rappresentano i valori medi delle tensioni nella sezione.

La tensione di trazione per i bulloni deve essere valutata mettendo in conto anche gli effetti leva e le eventuali flessioni parassite. Ove non si proceda alle valutazioni dell'effetto leva e di eventuali flessioni parassite, le tensioni di trazione  $\sigma_b$  devono essere incrementate del 25%.

Prospetto pIII-sI-4.

Classe vite	$f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{kN}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{b,adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{b,adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
4,6	400	240	240	160	113
5,6	500	300	300	200	141
6,8	600	480	360	240	170
8,8	800	640	560	373	264
10,9	1000	900	700	467	330

$f_{kN}$  = è assunto pari al minore dei due valori  $f_{kN} = 0,7 f_t$  ( $f_{kN} = 0,6 f_t$  per viti di classe 6,8)  $f_{kN} = f_y$  essendo  $f_t$  ed  $f_y$  le tensioni di rottura e di snervamento secondo UNI EN 20898

$\sigma_{b,adm} = f_{kN} / 1,5$  = tensione ammissibile a trazione

$\tau_{b,adm} = f_{kN} / 1,5 \sqrt{2}$  = tensione ammissibile a taglio

Ai fini del calcolo della  $\sigma_b$  la sezione resistente è quella della vite; ai fini del calcolo della  $\tau_b$  la sezione resistente è quella della vite o quella totale del gambo a seconda che il piano di taglio interessi o non interessi la parte filettata.

Nel caso di presenza contemporanea di sforzi normali e di taglio deve risultare:

$$\left( \frac{\sigma_b}{\sigma_{b,adm}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_b}{\tau_{b,adm}} \right)^2 \leq 1$$

La pressione convenzionale sul contorno del foro  $\sigma_{rif}$ , riferita alla proiezione diametrale della superficie cilindrica del bullone, deve risultare:



$$\sigma_{rif} < \alpha \sigma_{adm}$$

essendo:

$\alpha = a/d$  e comunque da assumersi non superiore a 2,5;

$\sigma_{adm}$  la tensione ammissibile del materiale costituente gli elementi del giunto (vedi pIII-sI-1.2.1.1.);

$a$  e  $d$  definiti al successivo punto pIII-sI-2.2.4.

I bulloni di ogni classe devono essere convenientemente serrati.

#### **pIII-sI-1.4. Unioni a taglio con chiodi.**

Per i chiodi di cui al punto pI-2.3.5.3 si possono assumere i valori delle tensioni ammissibili riportati nel prospetto III-I-5.

Prospetto pIII-sI-5

$\sigma_{c,adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{c,adm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
50	120

Di regola i chiodi non devono essere sollecitati a sforzi di trazione. Nel caso di combinazione di taglio e trazione, si deve verificare che risulti:

$$\left( \frac{\sigma_c}{\sigma_{c,adm}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_c}{\tau_{c,adm}} \right)^2 \leq 1$$

Per la pressione convenzionale sui bordi dei fori (rifollamento) vale quanto indicato per i bulloni.

#### **pIII-sI-1.5. Unioni ad attrito con bulloni.**

La forza  $F_f$  trasmissibile per attrito da ciascun bullone per ogni piano di contatto tra elementi da collegare, è espressa dalla relazione:

$$F_f = \frac{1}{V_f} \mu N_b$$

in cui è da porre:

$V_f$  coefficiente di sicurezza contro lo slittamento, da assumersi pari a:

- 1,25 per la condizione di carico I;
- 1,10 per la condizione di carico II.

$\mu$  coefficiente di attrito da assumersi pari a:

- 0,45 per superfici trattate come indicato al successivo punto pIII-sI-2.9.2.;
- 0,30 per superfici non particolarmente trattate, e comunque nelle giunzioni effettuate in opera;

$N_b$  forza di trazione nel gambo della vite.

La pressione convenzionale sulle pareti dei fori non deve superare il valore di 2,5  $\sigma_{adm}$ .

In un giunto per attrito i bulloni ad alta resistenza possono trasmettere anche una forza assiale di trazione  $N$ . In questo caso, semprechè non concorrano flessioni parassite apprezzabili nel bullone, il valore della forza ancora trasmissibile dal bullone per attrito si riduce a:





$$F_{f,red} = F_f \left( 1 - \frac{N}{N_b} \right)$$

La forza  $N$  nel bullone non può in nessun caso superare il valore  $0,8 N_b$ . I bulloni di ciascuna classe debbono in ogni caso essere serrati con coppia tale da provocare una forza di trazione  $N_b$  nel gambo della vite pari a:

$$N_b = 0,8 A_{res} f_{k,N}$$

essendo  $A_{res}$  l'area della sezione resistente della vite ed  $f_{k,N}$  la resistenza di calcolo della vite (prospetto pIII-sI-4).

### pIII-sI-1.6. Unioni saldate.

#### pIII-sI-1.6.1. Giunti testa a testa od a T a completa penetrazione.

Per il calcolo delle tensioni derivanti da trazioni o compressioni normali all'asse della saldatura o da azioni di taglio, deve essere considerata come sezione resistente la sezione longitudinale della saldatura stessa; agli effetti del calcolo essa ha lunghezza pari a quella intera della saldatura e larghezza pari al minore dei due spessori collegati, misurato in vicinanza della saldatura per i giunti di testa e allo spessore dell'elemento completamente penetrato nel caso di giunti a T (vedere figura pIII-sI-1).

Per il calcolo delle tensioni derivanti da trazioni o compressioni parallele all'asse della saldatura, deve essere considerata come sezione resistente quella del pezzo saldato ricavata normalmente all'asse predetto (cioè quella del materiale base più il materiale d'apporto).

Per trazioni o compressioni normali all'asse del cordone la tensione nella saldatura non deve superare  $0,85 \sigma_{adm}$  per giunti testa a testa di II classe e  $\sigma_{adm}$  per giunti testa a testa di I classe.

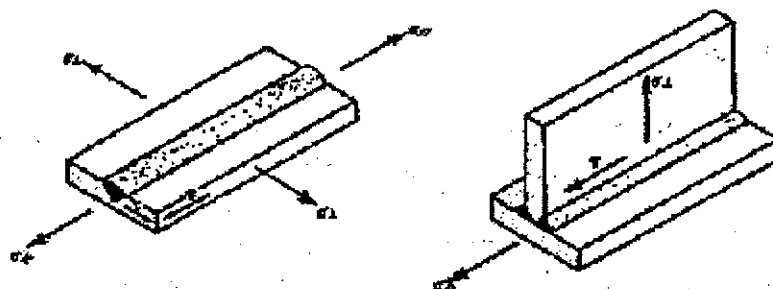


Fig. pIII-sI-1.

Per sollecitazioni composte deve risultare:

$$\sigma_{sd} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2 + 3\tau^2} \leq \begin{cases} \sigma_{adm} & (I \text{ classe}) \\ 0,85\sigma_{adm} & (II \text{ classe}) \end{cases}$$

dove:

$\sigma_{\perp}$  è la tensione di trazione o compressione normale alla sezione longitudinale della saldatura;

$\sigma_{\parallel}$  è la tensione di trazione o compressione parallela all'asse della saldatura;

$\tau$  è la tensione tangenziale nella sezione longitudinale della saldatura.



*pIII-sI-1.6.2. Giunti a cordoni d'angolo.*

Si assume come sezione resistente la sezione di gola del cordone, cui si attribuisce larghezza pari all'altezza "a" del triangolo isoscele iscritto nella sezione trasversale del cordone e l'intera lunghezza "l" del cordone stesso, a meno che questo non abbia estremità difettose (fig. pIII-sI-2). Della tensione totale agente sulla sezione di gola, ribaltata su uno dei piani d'attacco, si considerano le componenti: normale  $\sigma \perp$  (trasversale) o tangenziale  $\tau \perp$  (trasversale) e  $\tau \parallel$  (parallela).

Per la verifica, i valori assoluti delle predette componenti devono soddisfare le limitazioni:

$$\sigma_{td} = \sqrt{\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 + \sigma_{\perp}^2} \leq \begin{cases} 0,85\sigma_{adm} & (\text{per acciaio Fe360}) \\ 0,70\sigma_{adm} & (\text{per acciaio Fe430 ed Fe510}) \end{cases}$$

con ovvie semplificazioni quando solo due o una delle componenti siano diverse da zero.

Si ritengono non influenti sul dimensionamento eventuali tensioni normali  $\sigma \parallel$  sulla sezione trasversale del cordone (fig. pIII-sI-2).

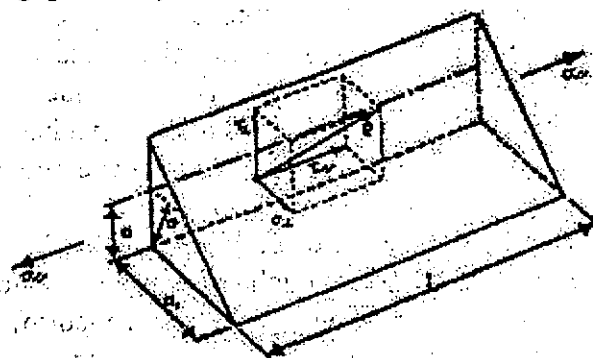


Fig.pIII-sI-2

*pIII-sI-1.7. Unioni per contatto.*

È ammesso l'impiego di unioni per contatto nel caso di membrature semplicemente compresse, purché, con adeguata lavorazione meccanica, venga assicurato il combaciamento delle superfici del giunto.

La tensione di compressione deve risultare minore o uguale a  $\sigma_{adm}$ .

In corrispondenza dei giunti ai piani intermedi o delle piastre di base, le colonne degli edifici possono essere collegate per contatto. In ogni caso debbono essere sempre previsti collegamenti chiodati, bullonati o saldati in grado di assicurare una corretta posizione mutua tra le parti da collegare. Le unioni per contatto non debbono distare dagli orizzontamenti di piano più di 1/5 dell'interpiano.

Per le altre membrature compresse, i collegamenti debbono non solo assicurare una corretta posizione delle parti da collegare, ma essere anche dimensionati in modo da poter sopportare il 50% delle azioni di calcolo.

In ogni caso i collegamenti di cui sopra devono essere proporzionati in modo da sopportare ogni eventuale azione di trazione che si determini sovrapponendo agli effetti delle azioni laterali sulla struttura il 75% degli sforzi di compressione dovuti ai soli carichi permanenti.

*pIII-sI-1.8. Apparecchi di appoggio fissi o scorrevoli.*

Tutti gli elementi degli apparecchi di appoggio, in particolare le piastre, devono essere proporzionati per gli sforzi, normali, di flessione e taglio, cui sono sottoposti.

Se l'apparecchio di appoggio deve consentire le dilatazioni termiche, nel relativo calcolo si assume il coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}.$$

Le parti degli apparecchi di appoggio che trasmettono pressioni localizzate per contatto sono eseguite con acciaio fuso tipo Fe G 520 UNI 3158 (dicembre 1977) o fucinato, oppure mediante saldatura di elementi laminati di acciaio.

Le pressioni di contatto, calcolate a mezzo delle formule di Hertz, devono risultare:

- per contatto lineare:  $\sigma_l \leq 4 \sigma_{adm}$ ,
- per contatto puntuale:  $\sigma_p \leq 5,5 \sigma_{adm}$ .

Nel caso in cui la localizzazione della reazione d'appoggio venga ottenuta mediante piastre piane la pressione media di contatto superficiale  $\sigma_s$  deve risultare:  $\sigma_s \leq 1,35 \sigma_{adm}$ .

### ***pIII-sI-1.9. Indebolimento delle sezioni.***

#### ***pIII-sI-1.9.1. Unioni a taglio con chiodi o con bulloni.***

Per le verifiche di resistenza il calcolo delle tensioni di trazione si effettua con riferimento all'area netta, detratta cioè l'area dei fori. L'area netta è quella minima corrispondente o alla sezione retta o al profilo spezzato.

La verifica a flessione delle travi è effettuata in generale tenendo conto del momento d'inerzia della sezione con la detrazione degli eventuali fori. Il calcolo di norma è eseguito deducendo dal momento d'inerzia della sezione lorda il momento d'inerzia delle aree dei fori rispetto all'asse baricentrico della stessa sezione lorda.

Per le verifiche di stabilità di cui al successivo punto pIII-sI-1.12. e per la determinazione di qualunque parametro dipendente dalla deformabilità, si devono considerare, invece, le sezioni lorde, senza alcuna detrazione dei fori per i collegamenti.

#### ***pIII-sI-1.9.2. Unioni ad attrito.***

La detrazione dei fori dalla sezione deve essere effettuata solo se il giunto è sollecitato a trazione. La verifica della sezione indebolita si effettua per un carico pari al 60% di quello trasmesso per attrito dai bulloni che hanno l'asse nella sezione stessa, oltre al carico totale trasmesso dai bulloni che precedono.

#### ***pIII-sI-1.9.3. Verifica dei profilati particolari.***

I profilati ad L o a T collegati su una sola ala o a U collegati sulla sola anima, possono essere verificati tenendo conto dell'effetto di redistribuzione plastica delle tensioni dovute alla eventuale eccentricità del collegamento. Ciò può essere fatto assumendo come sezione resistente a trazione una adeguata aliquota della sezione trasversale netta.

#### ***pIII-sI-1.10. Norme particolari per elementi inflessi.***



Le frecce degli elementi delle strutture edilizie devono essere contenute quanto è necessario perché non derivino danni alle opere complementari in genere ed in particolare alle murature di tamponamento e ai relativi intonaci.

Nelle combinazioni di carico per il calcolo delle frecce i valori delle azioni della neve e delle pressioni del vento possono essere ridotti al 70%. Indicativamente la freccia  $y$ , in rapporto alla luce  $l$ , deve rispettare almeno i limiti seguenti:

- per le travi di solai, per il solo carico variabile (accidentale),  $y/l < 1/400$ ;
- per le travi caricate direttamente da muri o da pilastri o anche, in assenza di provvedimenti cautelativi particolari, da tramezzi, per il carico permanente ed il carico variabile (accidentale),  $y/l \leq 1/500$ ;
- per gli arcarecci o gli elementi inflessi dell'orditura minuta delle coperture, per il carico permanente ed il carico variabile (accidentale),  $y/l \leq 1/200$ .

Per gli sbalzi i limiti precedenti possono essere riferiti a una lunghezza  $l$  pari a due volte la lunghezza dello sbalzo stesso.

Ove l'entità delle deformazioni lo richieda, devono essere previste contro - frecce adeguate.

Le frecce teoriche orizzontali degli edifici multipiani alti, dovute all'azione statica del vento, non devono essere maggiori di  $1/500$  dell'altezza totale dell'edificio.

Le travi a sostegno di murature di tamponamento in strutture intelaiate possono calcolarsi ammettendo che il muro, comportandosi ad arco, si scarichi in parte direttamente sugli appoggi.

Le travi suddette sono così soggette a flessione, per effetto del carico della parte di muro sottostante all'intradosso dell'arco, ed a trazione, per effetto della spinta dell'arco stesso. In via di approssimazione si può ritenere che l'arco abbia freccia pari a  $1/2$  della luce.

### *pIII-sI-1.11. Fenomeni di fatica.*

Si deve tener conto dei fenomeni di fatica per le strutture o gli elementi che si prevedono soggetti nel corso della loro vita ad un numero di cicli di sollecitazione maggiore di  $10^4$ .

In tale caso la verifica di resistenza deve essere effettuata nelle situazioni di esercizio, adottando  $\Delta\sigma$  ammissibile adeguato; a tale riguardo si possono adottare le indicazioni dalle CNR 10011/97 "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione", oppure altri criteri fondati su risultati sperimentali di sicura validità.

### *pIII-sI-1.12. Verifica di stabilità.*

#### *pIII-sI-1.12.1. Generalità.*

Oltre alle verifiche di resistenza previste nei paragrafi precedenti, che in nessun caso possono essere omesse, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accertare la sicurezza della costruzione, o delle singole membrature, nei confronti di possibili fenomeni di instabilità.

Le verifiche verranno condotte tenendo conto degli eventuali effetti dinamici, ma senza considerare le riduzioni delle tensioni ammissibili dovute ai fenomeni di fatica.

La determinazione delle tensioni in corrispondenza delle quali possono insorgere eventuali fenomeni di instabilità è condotta o adottando i metodi di calcolo indicati dalle CNR 10011/97 "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione", oppure altri metodi fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

#### *pIII-sI-1.12.2. Aste compresse.*



Si definisce lunghezza d'inflessione la lunghezza  $l_0 = \beta \cdot l$  da sostituire nel calcolo alla lunghezza  $l$  dell'asta quale risulta nello schema strutturale. Il coefficiente  $\beta$  deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di flessione considerato.

#### pIII-sI-1.12.2.1. Coefficiente di vincolo.

Nelle condizioni di vincolo elementari, per la flessione nel piano considerato, si assumono i valori seguenti:

$\beta = 1,0$  se i vincoli dell'asta possono assimilarsi a cerniere;

$\beta = 0,7$  se i vincoli possono assimilarsi ad incastri;

$\beta = 0,8$  se un vincolo è assimilabile all'incastro ed uno alla cerniera;

$\beta = 2,0$  se l'asta è vincolata ad un solo estremo con incastro perfetto; in tal caso  $l$  è la distanza tra

la sezione incastrata e quella di applicazione del carico.

#### pIII-sI-1.12.2.2. Aste di strutture reticolari.

Per le aste facenti parti di strutture reticolari si adottano i seguenti criteri:

- aste di corrente di travi reticolari piane. Per valutare la lunghezza d'inflessione nel piano della travatura si pone,  $\beta = 1$ , per la lunghezza d'inflessione nel piano normale a quello della travatura, si assume ancora  $\beta = 1$  se esistono alle estremità dell'asta ritegni trasversali adeguatamente rigidi; per ritegni elasticamente cedevoli, si deve effettuare una verifica apposita;
- aste di parete. Per la lunghezza d'inflessione nel piano della parete, si assume:

$$\beta = \frac{l_{red}}{l}$$

comunque non minore di 0,8, essendo  $l_{red}$  la distanza tra i baricentri delle bullonature, delle chiodature o delle saldature di attacco alle estremità.

Se, all'incrocio tra un'asta compressa e una tesa, l'attacco tra le due aste ha una resistenza non minore di 1/5 di quella dell'attacco di estremità dell'asta compressa, il punto di incrocio può considerarsi impedito di spostarsi nel piano della parete; in ogni caso però la lunghezza da considerare non deve essere minore di  $l_0 = 0,5 l$ . Per l'inflessione nel piano normale a quello della parete i coefficienti,  $\beta$  vanno determinati mediante metodi di calcolo che tengono conto delle azioni presenti nella coppia di aste. In favore di sicurezza si possono assumere quelli indicati al punto pIII-sI-1.12.2.1.

#### pIII-sI-1.12.2.3. Colonne.

Per le colonne dei fabbricati, provviste di ritegni trasversali rigidi in corrispondenza dei piani, tali cioè da impedire gli spostamenti orizzontali dei nodi, si assume  $\beta = 1$ .

Per il tronco più basso la lunghezza  $l$  deve essere valutata a partire dalla piastra di appoggio.

L'eventuale presenza di pannelli a tutta altezza sufficientemente rigidi e robusti può essere considerata nella determinazione della lunghezza d'inflessione delle colonne di fabbricati civili ed industriali, qualora si provveda a rendere solidali tra loro i pannelli e le colonne.

#### pIII-sI-1.12.2.4. Snellezza.



Si definisce snellezza di un'asta prismatica in un suo piano principale di inerzia, il rapporto  $\lambda = l_0/i$

dove:

$l_0$  è la lunghezza di inflessione nel piano principale considerato, dipendente, come specificato nel precedente punto pIII-sI-1.12.2., dalle modalità di vincolo alle estremità dell'asta;

$i$  è il raggio d'inerzia della sezione trasversale, giacente nello stesso piano principale in cui si valuta  $l_0$ .

La snellezza non deve superare il valore 200 per le membrature principali e 250 per quelle secondarie; in presenza di azioni dinamiche rilevanti i suddetti valori vengono limitati rispettivamente a 150 e a 200.

#### pIII-sI-1.12.2.5. Verifica.

La verifica di sicurezza di un'asta si effettuerà nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} (\sigma_c / f_y)$$

dove:

$\sigma_c = N_c/A$  è la tensione critica corrispondente alla forza  $N_c$  che provoca il collasso elastoplastico per inflessione dell'asta nel piano che si considera;

$\sigma = N/A$  è la tensione assiale di compressione nella sezione della membratura corrispondente al carico assiale  $N$  di calcolo.

#### pIII-sI-1.12.2.6. Coefficiente di maggiorazione della forza assiale.

In conformità a quanto disposto al punto pIII-sI-1.12.2.5., la verifica di sicurezza di un'asta compressa può effettuarsi nella ipotesi che la sezione trasversale sia compressa da una forza  $N$  maggiorata del coefficiente  $\omega = f_y/\sigma_c$ .

Deve cioè essere:

$$\omega N / A \leq \sigma_{adm}$$

I coefficienti  $\omega$ , dipendenti dal tipo di sezione oltreché dal tipo di acciaio dell'asta, si desumono da appositi diagrammi o tabellazioni; si possono adottare a tale riguardo le indicazioni della CNR 10011/97 "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione", oppure altre prescrizioni, fondate su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

#### pIII-sI-1.12.2.7. Rapporti di larghezza - spessore degli elementi in parete sottile delle aste compresse.

Per evitare fenomeni locali d'imbozzamento, devono essere opportunamente limitati i rapporti larghezza - spessore degli elementi in parete sottile di aste compresse, in funzione della forma chiusa o aperta della sezione trasversale, della presenza o meno di irrigidimenti lungo i bordi delle pareti e del tipo di acciaio impiegato.

Per le sezioni aperte dotate di pareti sottili con bordi egualmente o diversamente irrigiditi, deve essere inoltre controllata l'efficacia degli irrigidimenti in relazione ai rapporti larghezza - spessore adottati.



*pIII-sI-1.12.3. Travi inflesse a parete piena.*

pIII-sI-1.12.3.1. Stabilità all'imbozzamento delle parti compresse di travi inflesse.

Quando non si proceda ad un preciso calcolo specifico, le dimensioni delle parti sottili uniformemente compresse devono soddisfare le limitazioni valide per analoghe parti di aste compresse, come indicato al punto pIII-sI-1.12.2.7

pIII-sI-1.12.3.2. Stabilità laterale delle travi inflesse (sicurezza allo svergolamento).

Per la verifica di una trave inflessa deve risultare:

$$\sigma \leq \sigma_{adm} (\sigma_c / f_y)$$

essendo:

$\sigma$  la massima tensione al lembo compresso;

$$\sigma_c = \frac{M_c}{W},$$

con  $M_c$  momento massimo calcolato per la condizione critica di carico, tenuto conto del comportamento elastoplastico della sezione e  $W$  modulo di resistenza relativo al lembo compresso.

*pIII-sI-1.12.4. Aste pressoinflesse.*

Nel caso di aste soggette ad azioni assiali di compressione  $N$  e a momento flettente  $M$ , bisognerà tener conto della riduzione della capacità portante dell'asta a compressione a causa degli effetti flettenti. Tale valutazione è fatta mediante formule di interazione basate su metodi di calcolo o sperimentali comprovati.

Se il momento flettente varia lungo l'asta, la verifica può effettuarsi introducendo nella formula il momento flettente, costante lungo l'asta, equivalente ai fini della verifica di stabilità.

*pIII-sI-1.12.5. Archi.*

Le strutture ad arco devono essere progettate con appropriati metodi analitici; la stabilità globale deve essere garantita con un rapporto tra i carichi corrispondenti alle predette instabilità ed i carichi corrispondenti alla condizione di carico I (di cui al precedente punto pIII-sI-1.1.1) non minore di 2,5.

*pIII-sI-1.12.6. Telai.*

Nelle strutture intelaiate la stabilità delle singole membrature deve essere verificata in conformità a quanto indicato nei punti pIII-sI-1.12.2., pIII-sI-1.12.3. e pIII-sI-1.12.4., tenendo presenti le condizioni di vincolo e di sollecitazione.

pIII-sI-1.12.6.1. Telai a nodi fissi.



Nei telai in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, è assunta pari alla loro altezza.

#### pIII-sI-1.12.6.2. Telai a nodi spostabili.

##### *a) Telai monopiano.*

Se la stabilità laterale è affidata unicamente alla rigidità flessionale dei piedritti e dei traversi, rigidamente connessi fra loro, la lunghezza di inflessione delle membrature va determinata mediante apposito esame. La lunghezza di inflessione dei ritti è assunta comunque non minore della loro altezza qualora siano incastrati al piede, e al doppio della loro altezza se incernierati alla base.

##### *b) Telai multipiano.*

La stabilità globale deve essere garantita con un rapporto, tra i carichi corrispondenti alla predetta instabilità ed i carichi corrispondenti alla condizione di carico I (di cui al punto pIII-sI-1.1.1.), non minore di 2,5.

La stabilità globale può essere saggiata indirettamente, controllando che la struttura sia capace di supportare l'azione di forze orizzontali pari a 1/80 dei carichi permanenti e variabili, supposte agenti contemporaneamente ai massimi carichi di progetto relativi alla condizione di carico I, vento escluso. Per tale verifica si adottano le tensioni ammissibili relative alla condizione di carico II (di cui al punto pIII-sI-1.1.1.). La frèccia orizzontale corrispondente deve essere minore di 1/500 della altezza totale del telaio.

#### pIII-sI-1.12.7. Stabilità dell'anima di elementi strutturali a parete piena.

##### pIII-sI-1.12.7.1. Verifica all'imbozzamento.

I pannelli d'anima di elementi strutturali a parete piena devono essere verificati all'imbozzamento e, localmente, in corrispondenza di eventuali carichi concentrati applicati fra gli irrigidimenti. In particolare, nelle verifiche all'imbozzamento, deve essere:

$$\sigma_{id} \leq \sigma_{adm} (\sigma_c / f_y)$$

dove:

$\sigma_c$  è la tensione normale critica di confronto corrispondente alla condizione di carico assegnata;  
 $\sigma_{id}$  è la tensione normale ideale equivalente valutata con riferimento alla massima tensione normale di compressione e ad una tensione tangenziale media.

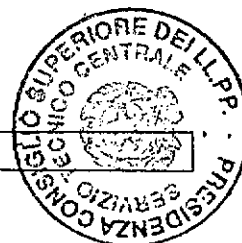
Laddove esistano adeguate riserve di resistenza in fase post - critica, si può tenerne conto aumentando giustificatamente il valore della tensione normale di confronto  $\sigma_c$ .

##### pIII-sI-1.12.7.2. Controllo degli irrigidimenti.

La verifica di cui al punto precedente deve essere integrata da un controllo degli irrigidimenti trasversali e longitudinali dell'anima al fine di garantire l'efficienza statica dell'insieme.

Gli irrigidimenti verticali in corrispondenza degli appoggi e dei carichi concentrati in genere devono essere verificati al carico di punta per l'intera azione localizzata.

#### pIII-sI-1.13. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli.





*pIII-sI-1.13.1. 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 di cui all'art.20 della legge 1086/71, 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 delle azioni di progetto in condizione di carico I rispetto alla resistenza sperimentale a rottura non deve essere inferiore a 2, mentre il valore medio del coefficiente di sicurezza non deve essere inferiore a 2,3. Detti coefficienti devono essere opportunamente incrementati nel caso di strutture soggette ad azioni ripetute, 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.

*pIII-sI-1.13.2. Prove su modelli.*

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

**pIII-sI-2. REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE.**

*pIII-sI-2.1. Composizione degli elementi strutturali.*

*pIII-sI-2.1.1. Spessori limite.*

È vietato l'uso di profilati con spessore  $t < 4$  mm. Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore  $t = 3$  mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profilati zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici.

Le limitazioni di cui sopra non riguardano elementi di lamiera grecata o profili sagomati a freddo in genere per i quali occorre fare riferimento ad altre prescrizioni costruttive e di calcolo (Vedi Allegato 8).

*pIII-sI-2.1.2. Impiego dei ferri piatti.*

L'impiego di piatti o larghi piatti, in luogo di lamiere, per anime e relativi coprighiunti delle travi a parete piena, e in genere per gli elementi in lastra soggetti a stati di tensione biassiali appartenenti a membrature aventi funzione statica non secondaria, è ammesso solo se i requisiti di accettazione prescritti per il materiale (in particolare quelli relativi alle prove di piegamento a freddo e resilienza) siano verificati anche nella direzione normale a quella di laminazione.

*pIII-sI-2.1.3. Variazioni di sezione.*

Le eventuali variazioni di sezione di una stessa membratura devono essere il più possibile graduali, soprattutto in presenza di fenomeni di fatica. Di regola sono da evitarsi le pieghe brusche. In ogni caso si deve tener conto degli effetti dell'eccentricità.

Nelle lamiere o piatti appartenenti a membrature principali e nelle piastre di attacco le concentrazioni di sforzo in corrispondenza di angoli vivi rientranti debbono essere evitate mediante raccordi i cui raggi sono indicati nei disegni di progetto.



*pIII-sI-2.1.4. Giunti tipo misto.*

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura o chiodatura), a meno che uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo.

*pIII-sI-2.2. Unioni chiodate.*

*pIII-sI-2.2.1. Chiodi e fori normali.*

I chiodi da impiegarsi si suddividono nelle categorie appresso elencate, ciascuna con l'indicazione della UNI cui devono corrispondere:

- chiodi a testa tonda stretta, secondo UNI 136 (marzo 1931);
- chiodi a testa svasata piana, secondo UNI 139 (marzo 1931);
- chiodi a testa svasata con calotta, secondo UNI 140 (marzo 1931).

I fori devono corrispondere alla UNI 141 (marzo 1931).

*pIII-sI-2.2.2. Diametri normali.*

Di regola si devono impiegare chiodi dei seguenti diametri nominali:

$d = 10, 13, 16, 19, 22, 25$  mm;

e, ordinatamente, fori dei diametri:

$d_t = 10,5, 14, 17, 20, 23, 26$  mm.

Nei disegni si devono contraddistinguere con opportune convenzioni i chiodi dei vari diametri. Nei calcoli si assume il diametro  $d_t$  tanto per verifica di resistenza della chiodatura, quanto per valutare l'indebolimento degli elementi chiodati.

*pIII-sI-2.2.3. Scelta dei chiodi in relazione agli spessori da unire.*

In relazione allo spessore complessivo  $t$  da chiodare si impiegano:

- chiodi a testa tonda ed a testa svasata piana, per  $t/d \leq 4,5$ ;
- chiodi a testa svasata con calotta, per  $4,5 < t/d \leq 6,5$ .

*pIII-sI-2.2.4. Interasse dei chiodi e distanza dai margini.*

In rapporto al diametro  $d$  dei chiodi, ovvero al più piccolo  $t_1$  tra gli spessori collegati dai chiodi, devono essere soddisfatte le limitazioni seguenti:

- per le file prossime ai bordi:

$$10 \geq p/d \geq 3$$

$$3 \geq a/d \geq 1,5$$

$$3 \geq a_1/d \geq 1,5$$

$$p/t_1 \begin{cases} 15 & \text{per gli elementi compressi} \\ 25 & \text{per gli elementi tesi} \end{cases}$$

$$\left. \begin{matrix} a/t_1 \\ a_1/t_1 \end{matrix} \right\} \leq 6 (\leq 9 \text{ se il margine è irrigidito})$$

dove:

$p$  è la distanza tra centro e centro di chiodi contigui;



$a$  è la distanza dal centro di un chiodo al margine degli elementi da collegare ad esso più vicino nella direzione dello sforzo;

$a_1$ , è la distanza come la precedente  $a$ , ma ortogonale alla direzione dello sforzo;

$t_1$  è il minore degli spessori degli elementi collegati.

Quando si tratti di opere non esposte alle intemperie, le ultime due limitazioni possono essere sostituite dalle seguenti:

$$\left. \begin{array}{l} a/t_1 \\ a_1/t_1 \end{array} \right\} \leq 12$$

Deroghe eventuali alle prescrizioni di cui al presente punto pIII-sI-2.2.4. debbono essere comprovate da adeguate giustificazioni teoriche e sperimentali.

### **pIII-sI-2.3. Unioni con bulloni normali.**

#### **pIII-sI-2.3.1. Bulloni.**

La lunghezza del tratto non filettato del gambo del bullone deve essere in generale maggiore di quella della parti da serrare e si deve sempre far uso di rosette. È tollerato tuttavia che non più di mezza spira del filetto rimanga compresa nel foro. Qualora resti compreso nel foro un tratto filettato se ne deve tenere adeguato conto nelle verifiche di resistenza.

In presenza di vibrazioni o inversioni di sforzo, si devono impiegare controdadi oppure rosette elastiche, tali da impedire l'allentamento del dado. Per bulloni con viti 8.8 e 10.9 è sufficiente l'adeguato serraggio.

#### **pIII-sI-2.3.2. Diametri normali.**

Di regola si devono impiegare bulloni dei seguenti diametri:

$d = 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27\text{mm}$ .

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato di 1 mm fino al diametro 20 mm e di 1,5 mm oltre il diametro 20 mm, quando è ammissibile un assestamento sotto carico del giunto.

Quando tale assestamento non è ammesso, il giuoco complessivo tra diametro del bullone e diametro del foro non deve superare 0,3 mm, ivi comprese le tolleranze.

Nei disegni si devono contraddistinguere con opportune convenzioni i bulloni dei vari diametri e devono essere precisati i giuochi foro - bullone.

#### **pIII-sI-2.3.3. Interasse dei bulloni e distanza dai margini.**

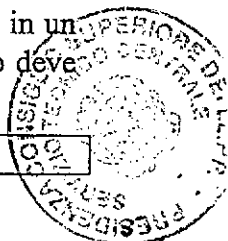
Vale quanto specificato al punto pIII-sI-2.2.4.

### **pIII-sI-2.4. Unioni ad attrito.**

#### **pIII-sI-2.4.1. Bulloni.**

Nelle unioni ad attrito si impiegano bulloni ad alta resistenza di cui al punto I.2.4.6. del presente decreto. Il gambo può essere filettato per tutta la lunghezza.

Le rosette, disposte una sotto il dado e una sotto la testa, devono avere uno smusso a  $45^\circ$  in un orlo interno ed identico smusso sul corrispondente orlo esterno. Nel montaggio lo smusso deve



essere rivolto verso la testa della vite o verso il dado. I bulloni, i dadi e le rosette devono portare, in rilievo impresso, il marchio di fabbrica e la classificazione secondo la UNI EN 20898.

#### *pIII-sI-2.4.2. Diametri normali.*

Di regola si devono impiegare bulloni dei seguenti diametri:

$d = 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27\text{mm}$

e fori di diametro pari a quello del bullone maggiorato di 1,5 mm fino al diametro 24 mm e di 2 mm per il diametro 27 mm. Nei disegni devono essere distinti con opportune convenzioni i bulloni dei vari diametri.

#### *pIII-sI-2.4.3. Interasse dei bulloni e distanza dai margini.*

Vale quanto specificato al punto pIII-sI-2.2.4.

#### *pIII-sI-2.5. Unioni saldate.*

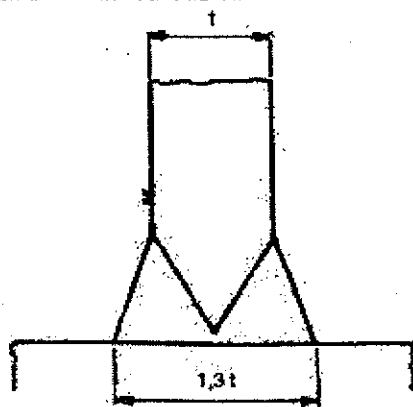
A tutti gli elementi strutturali saldati devono essere applicate le prescrizioni di cui al punto pI-2.4.5. del presente decreto.

Per gli attacchi d'estremità di aste sollecitate da forza normale, realizzati soltanto con cordoni d'angolo paralleli all'asse di sollecitazione, la lunghezza minima dei cordoni stessi deve essere pari a 15 volte lo spessore.

L'impiego di saldature entro fori o intagli deve essere considerato eccezionale: qualora detti fori o intagli debbano essere usati, il loro contorno non deve presentare punti angolosi, né raggi di curvatura minori di metà della dimensione minima dell'intaglio.

I giunti testa a testa di maggior importanza appartenenti a membrature tese esposte a temperature minori di  $0^{\circ}\text{C}$  devono essere previsti con saldatura di I classe (punto pI-2.4.5.3 delle presenti norme). La saldatura a tratti non è ammessa che per cordoni d'angolo.

Nei giunti a croce o a T a completa penetrazione deve essere previsto un graduale allargamento della saldatura (vedere figura pIII-sI-3), la cui larghezza deve essere almeno pari a 1,3 volte lo spessore  $t$  in corrispondenza della lamiera su cui viene a intestarsi.

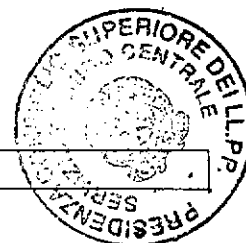


~~Fig. 3-II~~

Fig. pIII-sI-3

#### *pIII-sI-2.6. Travi a parete piena e reticolari.*

##### *pIII-sI-2.6.1. Travi chiodate.*



Nel proporzionamento delle chiodature che uniscono all'anima i cantonali del corrente caricato, si deve tener conto del contributo di sollecitazione di eventuali carichi direttamente applicati al corrente stesso. Se tali carichi sono concentrati ed il corrente è sprovvisto di piattabande, si provvederà a diffonderli con piastra di ripartizione.

Le interruzioni degli elementi costituenti le travi devono essere convenientemente distanziate e singolarmente provviste di coprigiunto. La coincidenza trasversale di più interruzioni non è ammessa neanche per coprigiunto adeguato alla sezione interrotta, eccettuato il caso di giunti di montaggio. I coprigiunti destinati a ricostituire l'intera sezione dell'anima devono estendersi all'intera altezza di essa.

Nelle travi con pacchetti di piattabande distribuite con il criterio di ottenere l'uniforme resistenza a flessione, ciascuna piattabanda deve essere attaccata al pacchetto esternamente alla zona dove ne è necessario il contributo; il prolungamento di ogni piattabanda oltre la sezione in cui il momento flettente massimo eguaglia quello resistente, deve essere sufficiente per consentire la disposizione di almeno due file di chiodi, la prima delle quali può essere disposta in corrispondenza della sezione suddetta.

#### *pIII-sI-2.6.2. Travi saldate.*

Quando le piattabande sono più di una per ciascun corrente si possono unire tra loro con cordoni d'angolo laterali lungo i bordi, purché abbiano larghezza non maggiore di 30 volte lo spessore. L'interruzione di ciascuna piattabanda deve avvenire esternamente alla zona dove è necessario il contributo, prolungandosi per un tratto pari almeno alla metà della propria larghezza. In corrispondenza della sezione terminale di ogni singolo tronco di piattabanda si deve eseguire un cordone d'angolo di chiusura che abbia altezza di gola pari almeno alla metà dello spessore della piattabanda stessa e sezione dissimmetrica col lato più lungo nella direzione della piattabanda. Inoltre, in presenza di fenomeni di fatica, la piattabanda deve essere raccordata al cordone con opportuna rastremazione.

#### *pIII-sI-2.6.3. Nervature dell'anima.*

Le nervature di irrigidimento dell'anima in corrispondenza degli appoggi della trave o delle sezioni in cui sono applicati carichi concentrati devono essere, di regola, disposte simmetricamente rispetto all'anima e verificate a carico di punta per l'intera azione localizzata. Potrà a tali effetti considerarsi collaborante con l'irrigidimento una porzione d'anima di larghezza non superiore a 12 volte lo spessore dell'anima, da entrambe le parti adiacenti alle nervature stesse.

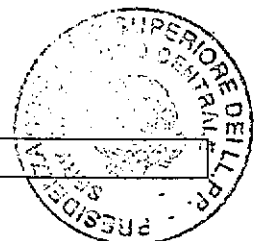
Per la lunghezza d'inflessione deve assumersi un valore commisurato alle effettive condizioni di vincolo dell'irrigidimento ed in ogni caso non inferiore ai  $3/4$  dell'altezza dell'anima.

I rapporti larghezza - spessore delle nervature di irrigidimento dell'anima devono soddisfare le limitazioni previste al precedente puntopIII-sI-1.12.2.7.

Le nervature di irrigidimento di travi composte saldate devono essere collegate all'anima mediante cordoni di saldatura sottili e, di regola, continui.

Nel caso si adottino cordoni discontinui, la lunghezza dei tratti non saldati deve essere inferiore a 12 volte lo spessore dell'anima, e, in ogni caso, a 25 cm; inoltre nelle travi soggette a fatica si verifica che la tensione longitudinale nell'anima non superi quella ammissibile a fatica per le disposizioni corrispondenti.

#### *pIII-sI-2.6.4. Travi reticolari.*



Gli assi baricentrici delle aste devono di regola coincidere con gli assi dello schema reticolare; tale avvertenza è particolarmente importante per le strutture sollecitate a fatica. La coincidenza predetta per le aste di strutture chiodate o bullonate costituite da cantonali può essere osservata per gli assi di chiodatura e bullonatura anziché per gli assi baricentrici.

Il baricentro della sezione resistente del collegamento ai nodi deve cadere, di regola, sull'asse geometrico dell'asta. Ove tale condizione non sia conseguibile, deve essere considerato, nel calcolo del collegamento, il momento dovuto all'eccentricità tra baricentro del collegamento e asse baricentrico dell'asta.

Nei correnti a sezione variabile gli elementi, che via via si richiedono in aumento della sezione resistente, devono avere lunghezza tale da essere pienamente efficienti là ove ne è necessario il contributo.

### ***pIII-sI-2.7. Piastre od apparecchi di appoggio.***

#### ***pIII-sI-2.7.1. Basi di colonne.***

Le piastre di appoggio e le relative eventuali costolature devono essere proporzionate in modo da assicurare una ripartizione approssimativamente lineare della pressione sul cuscinetto sottostante. I bulloni di ancoraggio devono essere collocati a conveniente distanza dalle superfici che limitano lateralmente la fondazione. La lunghezza degli ancoraggi è quella prescritta nella Parte II del presente decreto per le armature da cemento armato, quando non si faccia ricorso a traverse d'ancoraggio o dispositivi analoghi.

#### ***pIII-sI-2.7.2. Apparecchi di appoggio metallici (fissi e scorrevoli).***

Di regola, per gli appoggi scorrevoli, non sono da impiegare più di due rulli o segmenti di rullo; se i rulli sono due occorrerà sovrapporre ad essi un bilanciante che assicuri l'equipartizione del carico. Il movimento di traslazione dei rulli deve essere guidato in modo opportuno, dispositivi di arresto devono essere previsti dove il caso lo richieda. Le parti degli apparecchi che trasmettono pressioni per contatto possono essere di acciaio fuso, oppure ottenute per saldatura di laminati di acciaio. Le superfici di contatto devono essere lavorate con macchina utensile.

#### ***pIII-sI-2.7.3. Apparecchi di appoggio di gomma o PTF.***

Per questo tipo di appoggi valgono le istruzioni di cui alla norma CNR 10018/99 (Bollettino Ufficiale C.N.R. - XXXIII - n. 190 - 1999).

### ***pIII-sI-2.8. Lavorazioni.***

Nelle lavorazioni debbono essere osservate tutte le prescrizioni indicate nel progetto.

#### ***pIII-sI-2.9. Modalità esecutive per le unioni.***

##### ***pIII-sI-2.9.1. Unioni chiodate.***



Le teste ottenute con la ribaditura devono risultare ben centrate sul fusto, ben nutrite alle loro basi, prive di screpolature e ben combacianti con la superficie dei pezzi. Devono poi essere liberate dalle sbavature mediante scalpello curvo, senza intaccare i ferri chiodati.

Le teste di materiale diverso dall'acciaio Fe 360 ed Fe 430 UNI 7356 (dicembre 1974) porteranno in rilievo in sommità, sopra una zona piana, un marchio caratterizzante la qualità del materiale.

Il contro - stampo deve essere piazzato in modo da lasciare sussistere detto marchio dopo la ribaditura.

#### *pIII-sI-2.9.2. Unioni ad attrito.*

Le superfici di contatto al montaggio si devono presentare pulite, prive cioè di olio, vernice, scaglie di laminazione, macchie di grasso.

La pulitura deve, di norma, essere eseguita con sabbatura al metallo bianco; e ammessa la semplice pulizia meccanica delle superfici a contatto per giunzioni montate in opera, purché vengano completamente eliminati tutti i prodotti della corrosione e tutte le impurità della superficie metallica. Le giunzioni calcolate con  $\mu = 0,45$  debbono comunque essere sabbiate al metallo bianco.

I bulloni, i dadi e le rosette devono corrispondere a quanto prescritto al precedente punto pIII-sI-2.4.1.

Nei giunti flangiati devono essere particolarmente curati la planarità ed il parallelismo delle superfici di contatto.

Per il serraggio dei bulloni si devono usare chiavi dinamometriche a mano, con o senza meccanismo limitatore della coppia applicata, o chiavi pneumatiche con limitatore della coppia applicata; tutte peraltro devono essere tali da garantire una precisione non minore di  $\pm 5\%$ .

Il valore della coppia di serraggio, da applicare sul dado o sulla testa del bullone deve essere quella indicata al precedente punto pIII-sI-1.5.

Per verificare l'efficienza dei giunti serrati, il controllo della coppia torcente applicata può essere effettuato in uno dei seguenti modi:

- si misura con chiave dinamometrica la coppia richiesta per far ruotare ulteriormente di  $10^\circ$  il dado;
- dopo aver marcato dado e bullone per identificare la loro posizione relativa, il dado deve essere prima allentato con una rotazione almeno pari a  $60^\circ$  e poi riserrato, controllando se l'applicazione della coppia prescritta riporta il dado nella posizione originale.

Se in un giunto anche un solo bullone non risponde alle prescrizioni circa il serraggio, tutti i bulloni del giunto devono essere controllati.

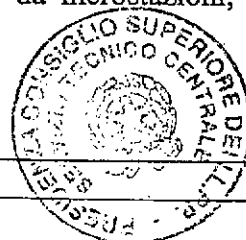
#### *pIII-sI-2.9.3. Unioni saldate.*

Sia in officina sia in cantiere, le saldature da effettuare con elettrodi rivestiti devono essere eseguite da saldatori che abbiano superato, per la relativa qualifica, le prove richieste dalla UNI 4634 (dicembre 1960).

Per le costruzioni tubolari si farà riferimento alla UNI 4633 (dicembre 1960) per i giunti di testa.

Le saldature da effettuare con altri procedimenti devono essere eseguite da operai sufficientemente addestrati all'uso delle apparecchiature relative ed al rispetto delle condizioni operative stabilite in sede di qualifica del procedimento.

I lembi, al momento della saldatura, devono essere regolari, lisci ed esenti da incrostazioni, ruggine, scaglie, grassi, vernici, irregolarità locali ed umidità.



Il disallineamento dei lembi deve essere non maggiore di  $1/8$  dello spessore con un massimo di 1,5 mm; nel caso di saldatura manuale ripresa al vertice, si può tollerare un disallineamento di entità doppia.

Nei giunti di testa ed in quelli a T a completa penetrazione effettuati con saldatura manuale, il vertice della saldatura deve essere sempre asportato, per la profondità richiesta per raggiungere il metallo perfettamente sano, a mezzo di scalpellatura, smerigliatura, od altro adeguato sistema, prima di effettuare la seconda saldatura (nel caso di saldature effettuate dai due lati) o la ripresa. Qualora ciò non sia assolutamente possibile, si deve fare ricorso alla preparazione a V con piatto di sostegno che è, peraltro, sconsigliata nel caso di strutture sollecitate a fatica od alla saldatura effettuata da saldatori speciali secondo la citata UNI 4634 o, nel caso di strutture tubolari, di classe TT secondo la citata UNI 4633.

#### *pIII-sI-2.9.4. Unioni per contatto.*

Le superfici di contatto devono essere convenientemente piane ed ortogonali all'asse delle membrature collegate.

Le membrature senza flange di estremità devono avere le superfici di contatto segate o, se occorre, lavorate con la piallatrice, la fresatrice o la molatrice.

Per le membrature munite di flange di estremità si devono distinguere i seguenti casi:

- per flange di spessore inferiore o uguale a 50 mm è sufficiente la spianatura alla pressa o con sistema equivalente;
- per flange di spessore compreso tra i 50 ed i 100 mm, quando non sia possibile una accurata spianatura alla pressa, è necessario procedere alla piallatura o alla fresatura delle superfici di appoggio;
- per flange di spessore maggiore di 100 mm le superfici di contatto devono sempre essere lavorate alla pialla o alla fresa.

Nel caso particolare delle piastre di base delle colonne si distingueranno i due casi seguenti:

- per basi senza livellamento con malta occorre, sia per la piastra della colonna che per l'eventuale contropiastra di fondazione, un accurato spianamento alla pressa e preferibilmente la piallatura o la fresatura;
- per basi livellate con malta non occorre lavorazione particolare delle piastre di base.

#### *pIII-sI-2.9.5. Prescrizioni particolari.*

Quando le superfici comprendenti lo spessore da bullonare per una giunzione di forza non abbiano giacitura ortogonale agli assi dei fori, i bulloni devono essere piazzati con interposte rosette cuneiformi, tali da garantire un assetto corretto della testa e del dado e da consentire un serraggio normale.

#### *pIII-sI-2.10. Verniciatura e zincatura.*

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, devono essere idoneamente protetti tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato. Devono essere particolarmente protetti gli elementi dei giunti ad attrito, in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del giunto. Il progettista prescriverà il tipo e le modalità di applicazione della protezione, che può essere di pitturazione e di zincatura a caldo.

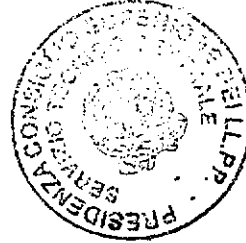
Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di conglomerato cementizio non devono essere pitturati: possono essere invece zincati a caldo.





*pIII-sI-2.11. Appoggio delle piastre di base.*

È necessario curare che la piastra di base degli apparecchi di appoggio delle colonne poggi per tutta la sua superficie sulla sottostruttura attraverso un letto di malta.



## PARTE III - SEZIONE II

## Metodo agli stati limite.

## pIII-sII-1. NORME DI CALCOLO

*pIII-sII-1.1. Generalità.*

Il metodo degli stati limite viene applicato - considerando le azioni di calcolo previste al punto pIII-sII-1.1.1. e le resistenze di calcolo previste al punto pIII-sII-1.1.2. - con riferimento o "allo stato limite elastico della sezione" (punto pIII-sII-1.1.3.1.), oppure, in alternativa, allo "stato limite di collasso plastico della struttura" (punto pIII-sII-1.1.3.2.); sono inoltre obbligatorie le verifiche agli stati limite di esercizio (punto pIII-sII-1.1.4.).

*pIII-sII-1.1.1. Azioni di calcolo.*

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 vigenti norme tecniche relative ai "Criteri di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

*pIII-sII-1.1.2. Resistenza di calcolo.*

La resistenza di calcolo  $f_d$  è definita mediante l'espressione:

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

dove:

$f_y$  è il valore dello snervamento quale risulta dai prospetti pI-2.4.1., pI-2.4.2., pI-2.4.3 del presente decreto, tenendo conto dello spessore del laminato;

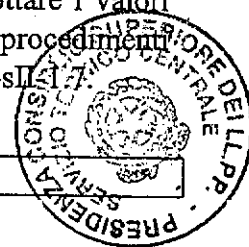
$\gamma_m$  è specificato ai successivi punti pIII-sII-1.1.3.1. e pIII-sII-1.1.3.2.

*pIII-sII-1.1.3. Stati limite ultimi.*pIII-sII-1.1.3.1. Stato limite elastico della sezione.

Si assume che gli effetti delle azioni di calcolo definite in pIII-sII-1.1.1., prescindendo dai fenomeni di instabilità (ma comprese le maggiorazioni per effetti dinamici), non comportino in alcun punto di ogni sezione il superamento della deformazione unitaria corrispondente al limite elastico del materiale. Si assume  $\gamma_m = 1,0$ .

In tal caso è ammesso il calcolo elastico degli effetti delle azioni di calcolo. Qualora si tenga conto di effetti dovuti a stati di presollecitazione è obbligatoria anche la verifica di cui al punto pIII-sII-1.1.3.2. con coefficiente  $\gamma_q = 0,90$  per effetti favorevoli e  $\gamma_q = 1,2$  per quelli sfavorevoli.

Salvo più accurate valutazioni la verifica delle unioni può essere condotta convenzionalmente nel modo seguente: per la resistenza di calcolo delle unioni bullonate si possono adottare i valori indicati nel prospetto pIII-sII-4; per altre unioni possono applicarsi le formule ed i procedimenti indicati rispettivamente in pIII-sII-1.3., pIII-sII-1.4., pIII-sII-1.5., pIII-sII-1.6. e pIII-sII-1.7.



Si deve anche verificare che siano soddisfatte le verifiche nei confronti dei fenomeni di instabilità della struttura, degli elementi strutturali che la compongono e di parti di essi. La resistenza caratteristica di membrature soggette a fenomeni di instabilità può essere determinata con i metodi indicati al punto pIII-sII-1.12.

#### pIII-sII-1.1.3.2. Stato limite di collasso plastico della struttura.

Si assume come stato limite ultimo il collasso per trasformazione della struttura o di una sua parte in un meccanismo ammettendo la completa plasticizzazione delle sezioni coinvolte nella formazione del meccanismo. Si assume nei calcoli  $\gamma_m = 1,12$  e si verifica che in corrispondenza delle azioni di calcolo definite in pIII-sII-1.1.1. non si raggiunga lo stato limite in esame.

Si deve garantire che il meccanismo risultante dai calcoli possa venire raggiunto sia verificando che nelle zone plasticizzate le giunzioni abbiano una duttilità sufficiente, sia premunendosi contro i fenomeni di instabilità della struttura, degli elementi strutturali che la compongono e di parti di essi.

Il procedimento qui indicato non è consentito qualora i fenomeni di fatica divengano determinanti ai fini del calcolo della struttura.

#### *pIII-sII-1.1.4. Stati limite di esercizio.*

Per gli stati limite di esercizio si prendono in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con  $\gamma_g = \gamma_q = 1,0$ , e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti riduttivi  $\psi_1, \psi_2, \psi_3$ , indicati al punto pIII-sII-1.1.1.

#### *pIII-sII-1.2. Materiale base.*

##### *pIII-sII-1.2.1. Stati monoassiali.*

##### pIII-sII-1.2.1.1. Resistenza di calcolo $f_d$ a trazione o compressione per acciaio laminato.

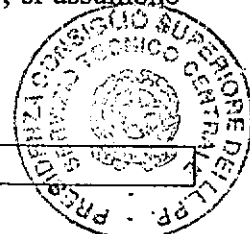
Per le verifiche agli stati limite ultimi di cui al punto pIII-sII-1.1.3. si assumono, per gli acciai laminati aventi le caratteristiche meccaniche indicate ai punti pI-2.4.2.1.1. ed pI-2.4.2.1.2 del presente decreto, i valori della resistenza di calcolo  $f_d$  riportati nel prospetto pIII-sII-1.

Prospetto pIII-sII-1.

Materiale	$f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ] $t \leq 40$	$f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ] $40 < t \leq 100$	$f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ] $100 < t \leq 250$
Fe 360	235	210	170
Fe 430	275	250	200
Fe 510	355	315	270

$t$  = spessore (mm)

Per le lamiere ed i nastri di spessore inferiore a 3 mm, di cui al punto pI-2.4.2.1.3, si assumono invece i valori di cui al prospetto pIII-sII-2.



## Prospetto pIII-sII-2.

Materiale	$f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Fe 360	235
Fe 430	275
Fe 510	355

pIII-sII-1.2.1.2. Resistenza di calcolo  $f_d$  a trazione o compressione per pezzi di acciaio fuso UNI 3158 (dicembre 1977).

Per le verifiche agli stati limite ultimi di cui al punto pIII-sII-1.1.3. si assumono, per i pezzi di acciaio fuso, secondo UNI3158, i valori della resistenza di calcolo  $f_d$  riportati nel prospetto pIII-sII-3.

## Prospetto pIII-sII-3.

Materiale	$f_d$ [N/mm <sup>2</sup> ]
Fe G 400	180
Fe G 450	225
Fe G 520	255

*pIII-sII-1.2.2. Stati pluriassiali.*

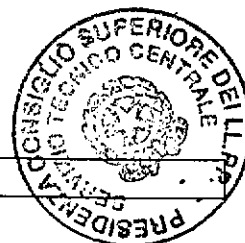
Per gli stati piani, i soli per i quali si possono dare valide indicazioni, si deve verificare che risulti con  $\sigma_{id}$  definito nell'analogo punto pIII-sI-1.2.2. (metodo alle tensioni ammissibili)

$$\sigma_{id} \leq f_d$$
*pIII-sII-1.2.3. Costanti elastiche.*

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.2.3. (Metodo alle tensioni ammissibili).

*pIII-sII-1.3. Unioni con bulloni.*

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.3. (Metodo alle tensioni ammissibili) con l'avvertenza di sostituire  $\sigma_{b,adm}$  e  $\tau_{b,adm}$  rispettivamente con  $f_{d,N}$  ed  $f_{d,V}$ , i cui valori sono ricavabili dal prospetto pIII-sII-4.



## Prospetto pIII-sII-4

Classe vite	$f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{k,N}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{d,N}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{d,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
4,6	400	240	240	240	170
5,6	500	300	300	300	212
6,8	600	480	360	360	255
8,8	800	640	560	560	396
10,9	1000	900	700	700	495

$f_{k,N}$  = è assunto pari al minore dei due valori  $f_{k,N} = 0,7 f_t$  ( $f_{k,N} = 0,6 f_t$  per viti di classe 6,8)  $f_{k,N} = f_y$  essendo  $f_t$  ed  $f_y$  le tensioni di rottura e di snervamento secondo UNI EN 20898  
 $f_{d,N} = f_{k,N}$  = resistenza di calcolo a trazione  
 $f_{d,v} = f_{k,N} / \sqrt{2}$  = resistenza di calcolo a taglio

**pIII-sII-1.4. Unioni a taglio con chiodi.**

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.3. (Metodo alle tensioni ammissibili) con l'avvertenza di sostituire  $\sigma_{c,adm}$  e  $\tau_{c,adm}$  rispettivamente con  $f_{d,N}$  ed  $f_{d,v}$ , i cui valori sono ricavabili dal prospetto pIII-sII-5.

## Prospetto pIII-sII-5.

$f_{d,v}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{d,N}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
180	75

**pIII-sII-1.5. Unioni ad attrito con bulloni.**

La forza  $F_f$  trasmissibile per attrito da ciascun bullone per ogni piano di contatto tra elementi da collegare, è espressa dalla relazione:

$$F_f = \frac{1}{V_f} \mu N_b$$

in cui è da porre:

$V_f$  coefficiente di sicurezza contro lo slittamento, da assumersi pari a:

1,25 per le verifiche in corrispondenza degli stati limite di esercizio (sempre obbligatorie);

1,00 per le verifiche in corrispondenza degli stati limite ultimi (quando questo tipo di verifica è esplicitamente richiesto nelle prescrizioni di progetto);

$\mu$  coefficiente di attrito da assumersi pari a:

0,45 per superfici trattate come indicato al precedente punto pIII-sI-2.9.2.;

0,30 per superfici non particolarmente trattate, e comunque nelle giunzioni effettuate in opera;

$N_b$  forza di trazione nel gambo della vite.

La pressione convenzionale sulle pareti dei fori non deve superare il valore di  $2,5 f_d$ .

In un giunto per attrito i bulloni ad alta resistenza possono trasmettere anche una forza assiale di trazione  $N$ . In questo caso, semprechè non concorrano flessioni parassite apprezzabili nel bullone, il valore della forza ancora trasmissibile dal bullone per attrito si riduce a:



$$F_{f,red} = F_f \left( 1 - \frac{N}{N_b} \right)$$

La forza  $N$  nel bullone non può in nessun caso superare il valore  $0,8 N_b$ . I bulloni di ciascuna classe debbono in ogni caso essere serrati con coppia tale da provocare una forza di trazione  $N_b$  nel gambo della vite pari a:

$$N_b = 0,8 f_{kN} A_{res}$$

essendo  $A_{res}$  l'area della sezione resistente della vite ed  $f_{kN}$  la resistenza di calcolo della vite (prospetto pIII-sII-4).

***pIII-sII-1.6. Unioni saldate.***

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.6. (Metodo alle tensioni ammissibili) con la sola avvertenza di sostituire  $\sigma_{adm}$  con  $f_d$ .

***pIII-sII-1.7. Unioni per contatto.***

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.7. (Metodo alle tensioni ammissibili) con la sola avvertenza di sostituire  $\sigma_{adm}$  con  $f_d$ .

***pIII-sII-1.8. Apparecchi di appoggio fissi o scorrevoli.***

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.8. (Metodo alle tensioni ammissibili) con la sola avvertenza di sostituire  $\sigma_{adm}$  con  $f_d$ .

***pIII-sII-1.9. Indebolimento delle sezioni.***

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.9. (Metodo alle tensioni ammissibili).

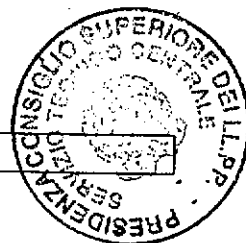
***pIII-sII-1.10. Norme particolari per elementi inflessi.***

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.10. (Metodo alle tensioni ammissibili).

***pIII-sII-1.11. Fenomeni di fatica.***

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.11. (Metodo alle tensioni ammissibili).

***pIII-sII-1.12. Verifica di stabilità.***



Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.12 (Metodo alle tensioni ammissibili).

***pIII-sII-1.13. Verifiche mediante prove su strutture campione e su modelli.***

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-1.13. (Metodo alle tensioni ammissibili).

**pIII-sII-2. REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE.**

Si applicano integralmente le disposizioni di cui all'analogo punto pIII-sI-2. (Metodo alle tensioni ammissibili).



## PARTE III – SEZIONE III

### Metodo di verifica agli Stati limite in versione europea

#### *Eurocodice 3 - UNI ENV 1993- 1- 1: criteri e prescrizioni*

#### ***pIII-SIII-1 Prescrizioni specifiche su singoli punti della Norma UNI ENV 1993-1-1.***

L'uso della Norma UNI ENV 1993-1-1: "Eurocodice 3 Progettazione delle strutture di acciaio Parte 1-1 Regole generali e regole per gli edifici" è ammesso purché vengano seguite le prescrizioni sostitutive, integrative o soppressive riportate in questo paragrafo.

Per facilità di riferimento è stata adottata qui di seguito la stessa numerazione della norma ENV 1993-1-1. Sono riportati quei punti nei quali sono state introdotte prescrizioni sostitutive, integrative o soppressive.

Le appendici della norma UNI EN 1993-1 - 1 non hanno valore prescrittivo.

I valori dei coefficienti incasellati da adottare per le applicazioni di UNI ENV 1993-1-1 sono indicati nel Prospetto pIII-SIII-1

Per le applicazioni della norma UNI ENV 1993-1-1 (indicata nel seguito con la sigla EC 3) i valori delle azioni da considerare nel calcolo e le loro combinazioni devono essere conformi alle prescrizioni del precedente punto pIII-sII-1.1.1.

Nel seguito si forniscono le integrazioni e le sostituzioni ai punti di EC 3, che vengono riportate con la medesima numerazione adottata in EC 3.

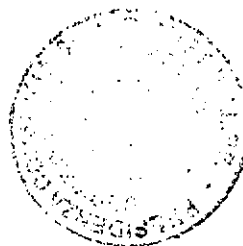
#### **EC 3 -2. PRINCIPI DI PROGETTAZIONE.**

##### **EC 3 - 2.4. Durabilità.**

Dopo il comma (2) di EC 3 si inserisce il seguente comma (3).

(3) Devono essere prese accurate precauzioni per evitare gli effetti della corrosione. In assenza di specifiche misure si applicano le cautele di cui al punto pIII-sI-2.1.1. (Spessori limite).

Si richiama l'attenzione degli utilizzatori di EC 3 sugli spessori minimi (4 mm) per le strutture saldate [punto 6.6.1. comma (2) capoverso 3 di EC 3].





## Prospetto pIII-SIII-1

			Valori Incasellati
2.3.3.1.	Fattore riduttivo	$\Psi$	0,70
2.1.1.	Coefficiente parziale di sicurezza per il materiale	$\gamma_{M0}$	Sezioni di classe 1-2-3 1,05
		$\gamma_{M1}$	Sezioni di classe 4 1,05
		$\gamma_{M1}$	Fenomeni di instabilità 1,05
6.1.1.	Coefficiente parziale di sicurezza per I collegamenti	$\gamma_{M2}$	Resistenza sezioni nette 1,20
		$\gamma_{Mb}$	Bulloni 1,35
		$\gamma_{Mr}$	Chiodi 1,35
		$\gamma_{Mp}$	Perni 1,35
		$\gamma_{Mw}$	Saldature d'angolo 1,35
			Saldature di I° classe 1,05
6.5.8.1.	Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento unioni ad attrito		Saldature di II° classe 1,20
		$\gamma_{Ms,ult}$	Stato limite ultimo 1,25
		$\gamma_{Ms,ser}$	Stato limite di servizio 1,25
		$\gamma_{Ms,ult}$	Stato limite ultimo con fori maggiorati o asolati 1,50
9.3.2.	Coefficiente parziale di sicurezza per I carichi di fatica	$\gamma_{Mf}$	Carico a fatica 1,00
9.3.4.	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza a fatica	$\gamma_{Ff}$	Resistenza a fatica 1,00
C2.5	Coefficiente parziale per la fragilità	$\gamma_{C1}$	Non saldate 1,00
		$\gamma_{C2}$	Come saldate 1,50
K1	Coefficiente parziale di sicurezza per resistenza dei collegamenti	$\gamma_{Mj}$	1,10

## EC 3 - 3. MATERIALI.

## EC 3 - 3.2. Acciaio strutturale.

EC 3 - 3.2.1. *Scopo.*EC 3 - 3.2.2. *Proprietà dei materiali per acciai laminati a caldo.*

Al punto 3.2.1. comma (1) ed al punto 3.2.2.1. di EC 3 si sostituisce tutto quanto contenuto nei paragrafi del presente decreto (parte I):

- pI-2.4.1. Generalità;
- pI-2.4.2. Acciaio laminato;
- pI-2.4.3. Acciaio per getti;
- pI-2.4.4. Acciaio per strutture saldate.

#### **EC 3 - 3.2.2.3. Tenacità.**

La tabella 3.2. di EC 3 si riferisce agli spessori massimi impiegabili quando il controllo della tenacità è effettuato mediante le prove di resilienza Charpy V specificate nelle note a margine della tabella stessa. Si possono impiegare spessori maggiori soltanto ricorrendo alle verifiche di tenacità prescritte al punti 3.2.2.3.

La tabella 3.2. di EC 3 è ricavata per particolari strutturali mediamente impegnati ed importanti (condizioni S1, S2, R1 e C2). Per particolari strutturali impegnati severamente (per stati di sforzo pluriassiali o deformazioni plastiche importanti) si deve fare riferimento alle condizioni di servizio S3.

Comunque, in relazione al disposto del punto pI-2.4.4.2. del presente decreto, l'impiego degli acciai di grado B in condizioni di servizio S2 (tabella 3.2. di EC 3) è escluso per temperature di servizio inferiori a  $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

In relazione al disposto del punto pI-2.4.4.2. del presente decreto, per tutti i gradi di acciaio, nelle condizioni di servizio S2, con temperatura di servizio inferiore di oltre  $30\text{ }^{\circ}\text{C}$  rispetto a quella per cui è garantita la resilienza di 27J [ $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$  per grado B,  $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$  per grado C e  $-50\text{ }^{\circ}\text{C}$  per grado D], non è consentito l'impiego di spessori superiori a 10 mm.

### **EC 3 - 4. STATI LIMITE DI SERVIZIO.**

#### **EC 3 - 4.2. Controllo degli spostamenti.**

##### **EC 3 - 4.2.1. Requisiti.**

Dopo il comma (5) di EC 3 si inserisce il seguente comma (6).

(6) Qualora non vengono assunte particolari precauzioni progettuali e costruttive, la snellezza non deve superare i valori di cui al punto pIII-sII-1.12.2.4. del presente decreto.

### **EC 3 - 5. STATO LIMITE ULTIMO.**

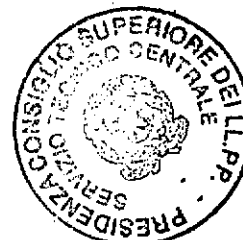
#### **EC 3 - 5.2. Calcolo delle azioni interne e dei momenti.**

##### **EC 3 - 5.2.4. Considerazioni delle imperfezioni.**

##### **EC 3 - 5.2.4.2. Metodo di applicazione.**

Si sostituisce il comma (4) del punto 5.2.4.2. di EC 3 con il testo seguente.

(4) Gli effetti delle imperfezioni delle membrature (vedere punto 2.2.4.5.) possono essere trascurati durante lo svolgimento della analisi globale qualora si utilizzino le imperfezioni geometriche equivalenti del telaio definite al successivo punto 5.2.4.3.; nei casi in cui si adottano nell'analisi le imperfezioni geometriche massime ammesse per il telaio (di cui al punto 7.7. di EC



3) devono essere messe in conto anche le imperfezioni equivalenti delle membrature (definite nella fig. 5.5.1. di EC 3).

#### **EC 3 - 5.2.6. Stabilità dei telai.**

##### **EC 3 - 5.2.6.2. Analisi elastica dei telai a nodi spostabili.**

Si sostituisce il comma (14) del punto 5.2.6.2. di EC 3 con il testo seguente.

(4) Nei casi in cui il rapporto  $V_{sd}/V_{cr}$  risulta maggiore di 0.25 gli effetti del secondo ordine devono essere inclusi direttamente nell'analisi globale e non è consentito l'uso dei metodi indiretti di cui al precedente comma (1).

Si sostituisce il comma (8) dello stesso punto 5.2.6.2. di EC 3 con il testo seguente.

(8) Qualora per il calcolo delle colonne si usi l'analisi elastica del primo ordine con lunghezze di libera inflessione nel piano calcolate tenendo conto degli spostamenti laterali, i momenti prodotti dagli spostamenti laterali nelle travi, nelle colonne e nei collegamenti trave - colonna devono essere amplificati almeno di 1,2 salvo che sia dimostrata l'idoneità di un valore inferiore attraverso una adeguata analisi.

### **EC 3 - 6. COLLEGAMENTI SOGGETTI A CARICHI STATICI.**

#### **EC 3 - 6.6. Collegamenti saldati.**

##### **EC 3 - 6.6.1. Generalità.**

Al punto 6.6.1. comma (1) di EC 3 si deve intendere aggiunto tutto quanto contenuto nel punto pI-2.4.5. (Saldature) del presente decreto.

Ulteriori indicazioni per quanto riguarda la scelta dei materiali di apporto e le precauzioni per evitare l'insorgere di cricche a freddo in zona termicamente alterata o in saldatura si possono reperire ai punti 2.5.1. e 9.9.4. della CNR 10011/97 "Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione" (Bollettino Ufficiale C.N.R. - XXXI - n. 182 - 1997). Ulteriori indicazioni per quanto riguarda le prove di qualifica dei procedimenti di saldatura si possono reperire al punto 2.5.2. della CNR 10011/97.

Ulteriori indicazioni per la definizione delle classi delle saldature, per quanto riguarda l'estensione dei controlli non distruttivi ed i criteri di accettabilità dei difetti si possono reperire al punto 2.5.3. della CNR 10011/97.

Si modifica nel modo seguente il punto 6.6.1. di EC 3 comma (2), titolo secondo, procedimento 136:

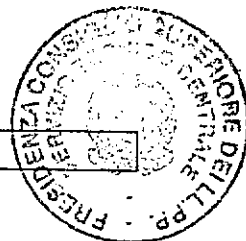
136 saldatura ad arco con filo animato (con gas di protezione inerte o attivo).

##### **EC 3 - 6.6.2. Geometria e dimensioni.**

##### **EC 3 - 6.6.2.2. Saldature o cordoni d'angolo.**

Il comma (4) del punto 6.6.2.2. di EC 3 deve intendersi prescrittivo per saldature fortemente tese e/o soggette a sensibili fenomeni di fatica o a corrosione atmosferica o di altro tipo (non "regola applicativa" dunque, ma "principio").

##### **EC 3 - 6.6.2.5. Saldature entro fori od intagli.**



Questo tipo di saldatura non è ammesso per giunti fortemente sollecitati a trazione e/o soggetti a fenomeni di fatica.

**EC 3 - 6.6.2.6. Saldature entro scanalature.**

Questo tipo di saldatura non è ammesso per giunti fortemente sollecitati a trazione e/o soggetti a fenomeni di fatica.

**EC 3 - 6.6.5. Resistenza di progetto di saldature a cordoni d'angolo.**

**EC 3 - 6.6.5.1. Lunghezza efficace.**

Il comma (1) del punto 6.6.5.1. di EC 3 deve essere integrato nel modo seguente.

La lunghezza efficace è assunta pari a quella reale del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Il comma (5) del punto 6.6.5.1. di EC 3 si applica ai giunti lunghi a sovrapposizione.

**EC 3 - 6.6.5.2. Altezza di gola.**

Si sostituisce il comma (4) del punto 6.6.5.2. di EC 3 con il testo seguente.

(4) La altezza effettiva di gola è quella teorica incrementata del 50% della penetrazione minima rilevata su non meno di tre macrografie, ricavate da saggi di certificazione del procedimento o da specifici giunti di prova (almeno un giunto avente lunghezza >500 mm; tre macrografie ricavate una in mezzeria, due a 50 mm dalle estremità).

**EC 3 - 6.6.6. Resistenza di progetto di saldature di testa.**

**EC 3 - 6.6.6.1. Saldature di testa a piena penetrazione.**

Si introducono i seguenti commi (2) e (3) del punto 6.6.6.1. di EC 3.

(2) Si deve adottare  $\gamma_{mw} = 1,05$  per i giunti di I classe e  $\gamma_{mw} = 1,20$  per i giunti di II classe.

(3) Tra le eventuali azioni correttive, che devono essere concordate con il progettista e con il Direttore dei lavori, a seguito di mancanza di penetrazione rilevata con i controlli, è ammesso anche il declassamento a parziale penetrazione di giunti indicati dal progettista a piena penetrazione.

In ogni caso i controlli devono escludere la presenza di difetti, eccedenti i limiti di difettosità relativi alla II classe, diversi dalla mancanza di penetrazione.

La valutazione dell'altezza di gola dei cordoni conseguente al declassamento può effettuarsi sulla base sia di controlli non distruttivi (ultrasuoni), sia di controlli semi - distruttivi (macrografie di estremità o sondaggi di mola), sia della preparazione dei lembi.

**EC 3 - 6.6.6.2. Saldature di testa a parziale penetrazione.**

La fig. 6.6.8. di EC 3 (relativa alle altezze di gola da considerare) è soppressa.

Si sostituisce il comma (4) del punto 6.6.6.2. di EC 3 con il testo seguente.

(4) Adottando le preparazioni dei lembi per parziale penetrazione indicate nella UNI 11001 (gennaio 1962) l'altezza di gola può essere considerata pari alla profondità della preparazione. In



caso di preparazioni diverse, e comunque quando si voglia tener conto della penetrazione, verrà adottato il criterio di cui al comma (4) del punto 6.6.5.2.

### EC 3 - 6.6.6.3. Giunti di testa a T.

Al comma (1) del punto 6.6.6.3. di EC 3 si aggiungono le seguenti prescrizioni.

L'entità della mancanza di penetrazione viene così stabilita:

- pari alla spalla usando le preparazioni per parziale penetrazione di cui alla UNI 11001 (punto 9.2.5.);
- pari alla spalla diminuita del 50% della penetrazione, quando si ritenga tener conto di quest'ultima e comunque nei caso di uso di preparazioni diverse da quelle della UNI 11001 [i criteri per la valutazione della penetrazione sono quelli di cui al comma (4) del punto 6.6.5.2. di EC 3 modificato in questo decreto].

I giunti sono sottoposti a controllo ultrasonoro con i criteri per i giunti di II classe; è ammessa una mancanza di penetrazione continua dell'ordine di 3 mm; non sono ammesse mancanze di fusione al vertice.

Per le verifiche di resistenza si adotta  $\gamma_{mw} = 1,20$  come per i giunti testa - testa a piena penetrazione di II classe.

Si sostituisce il comma (2) del punto 6.6.6.3. di EC 3 con il testo seguente.

(2) La resistenza di un giunto di testa a T che non soddisfa i requisiti di cui al precedente comma (1) deve essere determinata come per una saldatura a cordoni d'angolo.

L'altezza di gola dei cordoni verrà considerata pari a:

- quella teorica, usando le preparazioni per parziale penetrazione di cui alla UNI 11001 CND 1 (punto 9.2.5.);
- quella rilevata nelle sezioni macrografiche, con i criteri di cui al comma 4 del punto 6.6.5.2. (nel caso di preparazioni diverse da quelle previste dalla UNI 11001 e comunque quando si voglia tener conto della penetrazione).

Anche i giunti a T a parziale penetrazione con preparazione da un solo lato si verificano come i cordoni d'angolo, indipendentemente dalla entità della mancanza di penetrazione.

La figura 6.6.9. di EC 3 viene modificata come in Allegato.

$$a_{nom.1} + a_{nom.2} \geq t$$

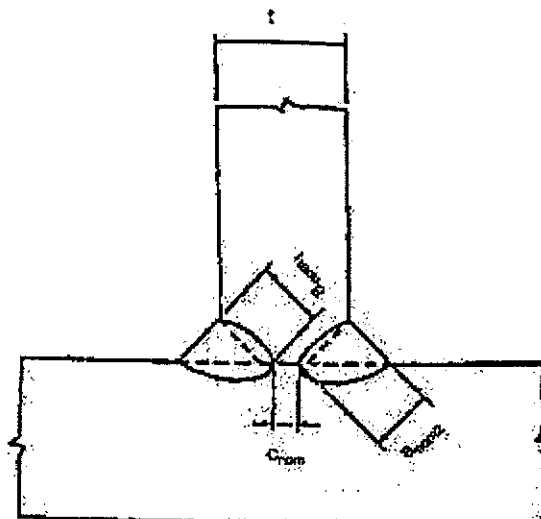
$$c_{nom} \leq t/5 \text{ oppure } c_{nom} \leq 3 \text{ mm}$$

Giunto a T di testa a parziale penetrazione calcolabile come un giunto testa - testa a piena penetrazione [la mancanza di penetrazione nominale  $C_{nom}$  è indicata a titolo di esempio, dovendosi applicare per la sua determinazione quanto specificato al comma (II) del punto 6.6.6.3.]

Si sostituisce il comma (3) del punto 6.6.6.3. di EC 3 con il testo seguente.

(3) I giunti a T a piena penetrazione si verificano con criteri identici a quelli indicati per i giunti testa - testa a piena penetrazione (punto 6.6.6.1.).





EC 3 - Fig.6.6.9.

### EC 3 - 7. FABBRICAZIONE E MONTAGGIO.

È da intendersi che il disposto del punto PG-5 "Collaudo Statico" del presente decreto non è sostitutiva del punto 7.8. Controlli e Prove.

#### EC 3 - 7.5. Collegamenti bullonati.

##### EC 3 - 7.5.1. Fori

Al comma (1) del punto 7.5.1. di EC 3 si deve aggiungere la seguente prescrizione.  
È sempre escluso l'impiego della fiamma nella lavorazione dei fori.

##### EC 3 - 7.5.6. Serraggio dei bulloni.

Si introduce il seguente comma (4) del punto 7.5.6. di EC 3.

(4) Per il controllo del serraggio dei bulloni precaricati si applica il punto pIII-sI-2.9.2. del presente decreto.

##### EC 3 - 7.5.7. Superfici di contatto resistente allo scorrimento.

Si applicano, ad integrazione del comma (1), le indicazioni del punto pIII-sI-2.9.2. del presente decreto circa le modalità di preparazione delle superfici di contatto.

#### EC 3 - 7.6. Collegamenti saldati.

Questo punto deve essere integrato con le indicazioni di cui ai punti pI-2.4.5. del presente decreto.

Ulteriori precisazioni sono riportate al punto 9.2. della CNR 10011/97 (che riguarda le regole pratiche di progettazione ed esecuzione delle unioni saldate) ed al punto 9.3.2. della CNR 10011/97.



## PARTE IV

### STRUTTURE COMPOSTE ACCIAIO - CALCESTRUZZO

#### pIV-1. INTRODUZIONE

##### *pIV-1.1. Oggetto*

Le presenti norme riguardano le costruzioni con struttura composta di acciaio e calcestruzzo, definite al punto pIV-1.2, la cui sicurezza possa comunque interessare l'incolumità delle persone; esse valgono pure per le costruzioni disciplinate da norme speciali, per quanto non sia diversamente disposto.

##### *pIV-1.2. Definizioni*

Gli elementi strutturali composti di acciaio e calcestruzzo sono costituiti da una parte di acciaio ed una di calcestruzzo, normale o precompresso, rese collaboranti.

Le strutture composte sono costituite, completamente o in parte, dall'assemblaggio di elementi strutturali collaboranti.

##### *pIV-1.3. Scopo*

Le presenti norme hanno lo scopo di precisare e raccogliere classificazioni, procedimenti esecutivi, metodi di calcolo e metodi di prova, per la progettazione di strutture composte e per la loro esecuzione e manutenzione.

I metodi di calcolo considerati sono quello alle tensioni ammissibili e quello agli stati limite.

Nelle presenti norme sono indicate regole generali per le strutture composte; sono inoltre fornite regole applicative relative a travi, colonne e solette composte.

Nella concezione e nel calcolo delle costruzioni composte acciaio-calcestruzzo possono essere seguiti procedimenti basati su metodi diversi da quelli indicati nel seguito; deve essere dimostrato che questi altri metodi conducano a fattori di sicurezza non minori di quelli corrispondenti ai metodi qui indicati.

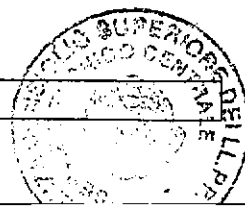
#### pIV-2. CRITERI GENERALI

##### *pIV-2.1 Generalità*

Scopo delle verifiche è di garantire che gli elementi strutturali, i collegamenti fra gli elementi e la struttura nel suo complesso siano in grado di resistere con adeguata sicurezza alle azioni cui possono essere sottoposti, rispettando le condizioni richieste per la costruzione, l'esercizio e la conservazione nel tempo.

Nelle verifiche si deve tenere conto delle variazioni che lo schema statico subisce nelle varie fasi della costruzione per la realizzazione della connessione tra i componenti in acciaio e quelli in calcestruzzo, per il collegamento fra gli elementi strutturali e per eventuali variazioni apportate alle condizioni di vincolo e/o per distorsioni imposte.

Si deve altresì considerare l'influenza del ritiro e della viscosità quando la parte di calcestruzzo è gettata in opera o quando all'atto del collegamento con le membrature di acciaio il calcestruzzo non è sufficientemente stagionato.



Quando per la realizzazione della struttura si impieghino elementi di calcestruzzo prefabbricati, per la produzione, lo stoccaggio, il trasporto e il montaggio di questi ultimi si devono rispettare le regole specificate nel presente decreto.

#### *pIV-2.2 Azioni di calcolo*

Di norma per le strutture composte acciaio-calcestruzzo si devono considerare le seguenti azioni:

- azioni permanenti: peso proprio, carichi permanenti portati, ritiro e viscosità del calcestruzzo, nonché, se presenti, deformazioni imposte di progetto, precompressione, cedimenti di fondazione;
- azioni variabili: sovraccarichi variabili negli edifici, vento, neve, azioni sismiche, variazioni termiche.

I valori delle azioni, dei coefficienti parziali delle azioni, dei coefficienti di combinazione dei carichi, le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite ultimi e le combinazioni di carico per le verifiche agli stati limite di esercizio ovvero le combinazioni di carico per le verifiche alle tensioni ammissibili devono essere assunti in coerenza con i procedimenti specificati nelle Norme Tecniche "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" emanate in applicazione dell'art.1, Legge 2/2/74 n.64.

#### *pIV-2.3 Resistenze di calcolo*

La resistenza di calcolo  $f_d$  è definita mediante l'espressione:

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

essendo  $f_k$  la resistenza caratteristica del materiale e  $\gamma_m$  il coefficiente parziale del materiale.

In particolare, nelle verifiche agli stati limite ultimi si assume:

$$\gamma_c (\text{calcestruzzo}) = 1,6$$

$$\gamma_a (\text{acciaio da carpenteria - collasso plastico}) = 1,1$$

$$\gamma_a (\text{acciaio da carpenteria - limite elastico}) = 1,0$$

$$\gamma_s (\text{acciaio da armatura}) = 1,15$$

$$\gamma_v (\text{connessioni}) = 1,25$$

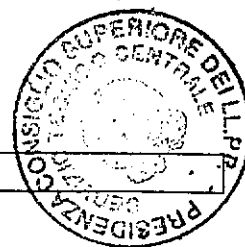
Nelle verifiche agli stati limite di servizio si assume  $\gamma_m = 1$ .

Si assumono per i differenti materiali presenti (acciaio da carpenteria, lamiera grecate, acciaio da armatura, conglomerato ecc.) le resistenze di calcolo definite nelle parti II (cemento armato) e III (acciaio) del presente decreto.

#### *pIV-2.4 Tensioni ammissibili*

Si assumono per i differenti materiali presenti (acciaio da carpenteria, lamiera grecate, acciaio da armatura, conglomerato ecc.) le tensioni ammissibili definite nelle parti II (cemento armato) e III (acciaio) del presente decreto.

#### *pIV-2.5 Analisi Globale*





L'analisi globale della struttura può essere effettuata in campo elastico lineare sia per le azioni corrispondenti alle situazioni ammissibili, sia per le azioni corrispondenti allo stato limite di esercizio sia per le azioni corrispondenti allo stato limite ultimo.

Di regola vanno considerati gli effetti di fessurazione, ritiro, viscosità, variazioni termiche e presollecitazioni impresse, a meno che sia possibile valutare a priori che il loro effetto sia poco rilevante in termini globali.

Per le travi continue è consentita l'analisi elastica con redistribuzione (verificando le ipotesi di cui al punto pIV-5.3.2); è inoltre consentita l'analisi plastica (verificando le ipotesi di cui al punto pIV-5.3.3).

Nel caso che l'analisi globale venga svolta in campo non lineare, vanno considerati tutti gli effetti di rilievo, di tipo locale e globale, di non linearità geometrica e meccanica.

#### *pIV-2.6. Criteri di verifica*

Le verifiche agli stati limite ovvero alle tensioni ammissibili devono essere sviluppate in accordo con i procedimenti specificati nelle vigenti norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

### **pIV-3. MATERIALI**

#### *pIV-3.1 Acciaio*

Per le caratteristiche degli acciai strutturali, acciai da lamiera grecata ed acciai da armatura utilizzati nelle strutture composte di acciaio e calcestruzzo si deve fare riferimento alla parte I del presente decreto.

Per le procedure di saldatura e controllo dei connettori si può fare riferimento alle istruzioni CNR 10016-2000.

Le istruzioni generali relative alle saldature, di cui alla parte III del presente decreto, si applicano integralmente; si evidenzia la necessità di particolari cautele per la messa a punto dei procedimenti di saldatura degli acciai con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica (di cui alla UNI EN 10155 - gennaio 1995).

Nel caso si utilizzino connettori a piolo, l'acciaio deve essere idoneo al processo di formazione dello stesso e compatibile per saldatura con il materiale costituente l'elemento strutturale interessato dai pioli stessi. Esso deve avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- allungamento valutato su di una base pari  $5,65\sqrt{A_0}$ , dove  $A_0$  è l'area della sezione trasversale, non inferiore al 12%;
- rapporto fra la tensione ultima  $f_u$  e la tensione di snervamento  $f_y$  non inferiore a 1,2.

Quando i connettori vengono uniti alle strutture con procedimenti di saldatura speciali, senza metallo d'apporto, essi devono essere fabbricati con acciai la cui composizione chimica soddisfi alle limitazioni seguenti:

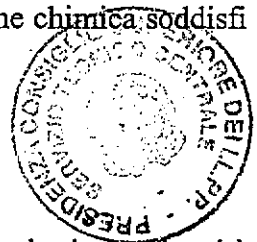
$C \leq 0.18\%$ ,  $Mn \leq 0.9\%$ ,  $S \leq 0.04\%$ ,  $P \leq 0.05\%$ .

#### *pIV-3.2 Conglomerato cementizio*

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo devono risultare da prove eseguite in conformità alle indicazioni del presente decreto sulle strutture in cemento armato e precompresso.

Nei calcoli statici non può essere considerata una resistenza  $R_{ck} > 55 \text{ N/mm}^2$ .

Per  $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$  si richiedono comunque controlli statistici sia preliminari sia in corso d'impiego e calcolazioni accurate delle strutture.



Qualora si preveda l'utilizzo di calcestruzzi alleggeriti, si deve considerare che sia i valori del modulo di elasticità che dei coefficienti di viscosità, ritiro e dilatazione termica, dipendono dalle proprietà degli aggregati utilizzati; pertanto i valori da utilizzare sono scelti in base alle proprietà del materiale specifico.

Nel caso si utilizzino elementi prefabbricati, si rinvia alle indicazioni del presente decreto.

Per quanto concerne la valutazione di ritiro, viscosità e coefficiente di dilatazione termica si rimanda alla Parte II del presente decreto.

### **pIV-3.3 Modulo di elasticità e legami costitutivi dei materiali**

Il valore del modulo di elasticità  $E_a$  dell'acciaio dell'elemento strutturale in carpenteria e dell'armatura viene assunto pari a  $206.000 \text{ N/mm}^2$ .

Il valore del modulo di elasticità secante del calcestruzzo, in mancanza di diretta sperimentazione, si assume in sede di progetto pari a (cfr. punto pI-1.2.3.-Modulo elastico):

$$E_c = 5700 \sqrt{R_{ct}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (\text{pIV-3.1})$$

Per quanto concerne i legami costitutivi di acciaio strutturale, pioli, acciaio di lamiera grecata, acciaio d'armatura e conglomerato cementizio si rimanda alle indicazioni delle Parti II e III del presente decreto.

## **pIV-4. SISTEMI DI CONNESSIONE**

### **pIV-4.1 Generalità**

Nelle strutture composte si definiscono sistemi di connessione i dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento.

Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e trave di acciaio trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

Qualora tutte le sezioni siano compatte, secondo quanto definito al punto pIV-5, si può utilizzare una connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza se il carico ultimo di progetto è minore di quello che potrebbe essere sopportato dallo stesso elemento progettato con connessioni a completo ripristino di resistenza. In questo caso il numero di connettori deve essere determinato mediante una teoria che tenga conto sia del parziale ripristino sia della capacità deformativa dei connettori.

La connessione a taglio a parziale ripristino di resistenza non si applica alle travate da ponte.

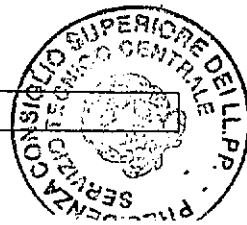
Per prevenire il distacco della soletta di calcestruzzo i connettori devono essere progettati per una forza nominale di trazione, normale al piano della piattabanda di acciaio, pari almeno a 0,1 volte la resistenza a taglio di progetto degli stessi.

Deve essere evitata la rottura per scorrimento longitudinale e la fessurazione longitudinale della soletta di calcestruzzo dovuta alle forze concentrate applicate mediante i connettori.

### **pIV-4.2 Tipologie**

Le diverse tipologie dei connettori possono essere classificate secondo le seguenti categorie:

- connessioni a taglio;
- connessioni a staffa;
- connessioni composte da connettori a taglio e a staffa;



- connessioni ad attrito.

### *pIV-4.3 Resistenza delle connessioni*

#### *pIV-4.3.1 Connettori a piolo in solette piene*

La resistenza di progetto  $P_{Rd}$  di connettori a piolo immersi in calcestruzzo di densità normale o con inerti leggeri (densità maggiore di 1750 Kg/m<sup>3</sup>), muniti di testa e saldati in modo automatico, con collare di saldatura normale, può essere determinata in base al minore dei seguenti valori:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u (\pi d^2/4)/\gamma_v \quad (pIV-4.1)$$

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_c}/\gamma_v \quad (pIV-4.2)$$

dove:

$$\alpha = 0,2 [(h/d) + 1] \quad \text{per } 3 \leq h/d \leq 4;$$

$$\alpha = 1 \quad \text{per } h/d > 4;$$

$\gamma_v$  è il coefficiente parziale di sicurezza pari a 2,00 per le verifiche alle tensioni ammissibili e pari a 1,25 per le verifiche allo stato limite ultimo;

$f_u$  è la resistenza ultima a trazione del materiale del piolo, comunque non maggiore di 500 N/mm<sup>2</sup>;

$f_{ck}$  è la resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo in N/mm<sup>2</sup> (che può assumersi pari a 0,83  $R_{ck}$ );

$d$  ed  $h$  sono rispettivamente il diametro e l'altezza del piolo;

$E_c$  è il modulo di elasticità del calcestruzzo in N/mm<sup>2</sup>.

Tali formule sono applicabili per pioli con diametro  $d$  non superiore a 25,4 mm.

Un collare di saldatura normale è caratterizzato da una saldatura con una forma regolare e dalla fusione con il gambo del piolo; il diametro del collare non deve essere minore di 1,25 $d$ ; l'altezza media non deve essere minore di 0,2 $d$  mentre l'altezza minima non deve essere minore di 0,15 $d$ .

Per la valutazione della resistenza a taglio possono utilizzarsi le eq. (pIV-4.1) e (pIV-4.2) anche per pioli senza testa purchè si garantisca che sia impedito il distacco della soletta.

La resistenza a fatica dei connettori a taglio saldati si esegue, ove ritenuto necessario, secondo metodologie di riconosciuta validità.

#### *pIV-4.3.2 Altri tipi di connettori*

Per altri tipi di connettori quali: pioli muniti di testa in solette con lamiera grecata, connettori a pressione nelle solette piene, uncini e cappi in solette piene, connettori a pressione con uncini e cappi in solette piene, connettori ad angolare nelle solette piene, la resistenza a taglio si può valutare secondo metodologie di riconosciuta validità.

### *pIV-4.4 Valutazione delle sollecitazioni*

#### *pIV-4.4.1 Generalità*



Ai fini della progettazione della connessione, la forza di scorrimento per unità di lunghezza può essere calcolata impiegando la teoria elastica o, nel caso di connettori duttili, la teoria plastica. Nel caso di analisi elastica, le verifiche devono essere condotte su ogni singolo connettore.

#### *pIV-4.4.2 Travi per le quali si utilizza la teoria plastica per valutare la resistenza delle sezioni trasversali*

Per connessioni a completo ripristino, la forza totale di scorrimento di progetto  $V_{ld}$  che deve essere contrastata da connettori, distribuiti in accordo con il punto pIV-4.6. (tra la sezione di massimo momento flettente positivo e un appoggio d'estremità, tra la sezione di massimo momento flettente positivo e un appoggio intermedio o un appoggio d'estremità con momento negativo ed armatura tesa) si determina con equazioni di equilibrio plastico.

Nel caso di connessione a parziale ripristino di resistenza con connettori duttili, si può assumere che allo stato limite ultimo si sviluppino scorrimenti sufficienti per ottenere i momenti resistenti nelle sezioni critiche calcolati sulla base della teoria plastica. In tal caso la forza di scorrimento si determina con equazioni di equilibrio globali.

Si definisce grado di connessione il rapporto  $N/N_f$ , dove  $N$  rappresenta il numero dei connettori presenti ed  $N_f$  il numero dei connettori per il completo ripristino.

#### *pIV-4.4.3 Travi per le quali si utilizza la teoria elastica per valutare la resistenza delle sezioni trasversali*

Se si utilizza per le sezioni trasversali la teoria elastica, anche la forza di scorrimento per unità di lunghezza deve essere calcolata utilizzando la teoria elastica, considerando l'aliquota di taglio che agisce dopo che la connessione si è attivata. Le proprietà elastiche della sezione trasversale devono essere uguali a quelle utilizzate nel calcolo delle tensioni normali.

#### *pIV-4.5 Stato limite di servizio*

Nel caso delle travate da ponte il taglio longitudinale per ciascun connettore non deve eccedere il 60 % della resistenza di progetto ( $0,6 P_{Rd}$ ).

#### *pIV-4.6. Distribuzione e capacità deformativa dei connettori*

##### *pIV-4.6.1 Distribuzione*

I connettori devono essere distribuiti lungo la trave in modo da trasmettere la forza di scorrimento e da prevenire la separazione tra la soletta di calcestruzzo e la trave di acciaio, considerando un adeguato andamento della forza di scorrimento.

I connettori a piolo progettati in accordo con il punto pIV-4.3.1 possono essere distribuiti uniformemente sulla lunghezza  $L_{cr}$  tra le sezioni trasversali critiche adiacenti garantendo che: tutte le sezioni critiche nella campata considerata siano compatte; il grado di connessione  $N/N_f$  soddisfi le limitazioni riportate al punto pIV-4.6.2 quando  $L$  sia sostituita da  $L_{cr}$ ; il momento resistente plastico della sezione composta non superi 2,5 volte il momento resistente plastico del solo elemento di acciaio.

Se il momento resistente plastico della sezione composta supera 2,5 volte il momento resistente plastico del solo elemento di acciaio, devono essere effettuate verifiche supplementari.

*pIV-4.6.2 Capacità deformativa*

I connettori duttili devono possedere una capacità deformativa sufficiente al fine di giustificare l'ipotesi di comportamento plastico ideale della connessione a taglio nella struttura.

I pioli, muniti di testa caratterizzati da una lunghezza complessiva al di sopra della saldatura non minore di 4 volte il diametro e da un diametro del gambo non minore di 16 mm e non maggiore di 25.4 mm sono considerati duttili se il grado di connessione  $N/N_f$  rispetta le seguenti limitazioni.

Per sezioni di acciaio con aventi piattabanda superiore ed inferiore uguali:

$$L \leq 5 \quad \frac{N}{N_f} \geq 0,4 \quad (\text{pIV-4.3})$$

$$5 \leq L \leq 25 \quad \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03L \quad (\text{pIV-4.4})$$

$$L \geq 25 \quad \frac{N}{N_f} \geq 1,0 \quad (\text{pIV-4.5})$$

Per sezioni di acciaio aventi piattabanda inferiore di area non maggiore di 3 volte l'area della piattabanda superiore:

$$L \leq 20 \quad \frac{N}{N_f} \geq 0,4 + 0,03L \quad (\text{pIV-4.6})$$

$$L \geq 20 \quad \frac{N}{N_f} \geq 1,0 \quad (\text{pIV-4.7})$$

dove L definisce la lunghezza della campata in metri.

Si può ritenere che posseggano la stessa capacità deformativa dei connettori a piolo muniti di testa aventi le dimensioni sopra riportate anche altri connettori purchè aventi uno scorrimento caratteristico non inferiore a 6 mm in corrispondenza della resistenza caratteristica, determinata mediante prove di scorrimento. (per la procedura esecutiva delle prove di scorrimento, o push-off tests, si può fare riferimento alle Istruzioni CNR 10016/2000).

Questa estensione non è applicabile al caso delle travate da ponte.

*pIV-4.7 Dettagli costruttivi nelle connessioni*

La superficie di un connettore che resiste alle forze di distacco (per esempio la parte interna del cappio o la superficie inferiore della testa di un piolo) deve estendersi per non meno di 30 mm netti al di sopra dell'armatura inferiore della soletta. I dettagli costruttivi dei connettori devono essere tali che il calcestruzzo possa essere adeguatamente compattato intorno alla base del connettore stesso.

Se è richiesto copriferro al di sopra del connettore, il suo spessore deve essere pari al più grande dei seguenti valori:

(a) 20 mm;

(b) valore specificato per le armature meno 5 mm.

Qualora si utilizzi una mensola di raccordo di calcestruzzo fra la trave di acciaio e l'intradosso della soletta di calcestruzzo, i lati della mensola di raccordo devono trovarsi al di fuori



linea a 45° tracciata a partire dal bordo esterno del connettore come indicato nella Fig. pIV-4.1.

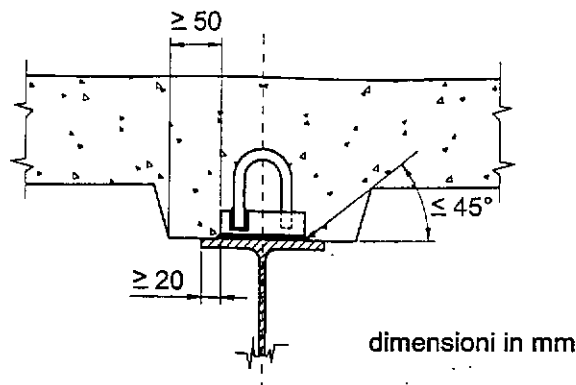


Fig. pIV-4.1. Dimensioni della mensola di raccordo

Il ricoprimento di calcestruzzo fra la mensola di raccordo ed il connettore non deve essere minore di 50 mm. Nelle mensole di raccordo si deve disporre un'armatura trasversale posizionata al di sotto della superficie del connettore di almeno 40 mm netti, che resiste al distacco.

Qualora si assuma che una piattabanda compressa di acciaio appartenga ad una sezione compatta, la distanza fra i centri dei connettori nella direzione della compressione non deve superare i seguenti limiti:

- se la soletta è in contatto con la piattabanda sull'intera lunghezza (cioè per solette piene):

$$22 t \sqrt{235/f_y}$$

- se la soletta non è in contatto con la piattabanda sull'intera lunghezza (cioè per solette con nervature trasversali alla trave):

$$15 t \sqrt{235/f_y}$$

La distanza netta dal bordo della piattabanda compressa alla più vicina fila di connettori non deve essere maggiore di:

$$9 t \sqrt{235/f_y}$$

dove:

$t$  è lo spessore della piattabanda;

$f_y$  è la tensione nominale di snervamento della piattabanda in  $N/mm^2$ .

La massima distanza longitudinale misurata in asse tra i connettori non deve essere maggiore di 6 volte lo spessore totale della soletta in calcestruzzo, nè di 800 mm. La distanza tra il bordo del connettore e il bordo della piattabanda della trave al quale è saldato non deve essere minore di 20 mm (si veda la Fig. pIV-4.1.).

Nel caso di connettori a piolo l'altezza complessiva non deve essere minore di 3  $d$ , dove  $d$  è il diametro del gambo. La testa dei connettori a piolo deve avere un diametro non minore di 1,5  $d$  e uno spessore non minore di 0,4  $d$ , oppure il connettore deve essere provvisto di staffe per resistere agli sforzi di separazione.

La distanza tra i pioli nella direzione dello sforzo di scorrimento non deve essere minore di 5  $d$ . La distanza nella direzione trasversale allo sforzo di scorrimento non deve essere minore di 2,5  $d$  nelle solette piene e di 4  $d$  negli altri casi.

Eccetto quando i pioli siano posizionati direttamente sopra l'anima, il diametro di un piolo saldato non deve essere maggiore di 2,5 volte lo spessore dell'elemento al quale è saldato.

Nel caso di pioli muniti di testa utilizzati con lamiera grecata i pioli devono estendersi per non meno di  $2d$  al di sopra dell'estradosso della lamiera grecata. La larghezza minima delle nervature che devono essere riempite di calcestruzzo non deve essere inferiore a 50 mm.

#### *pIV-4.8 Armatura trasversale*

L'armatura trasversale della soletta deve essere progettata in modo da prevenire la rottura prematura per scorrimento o fessurazione longitudinale.

La forza di scorrimento per unità di lunghezza di trave agente su una superficie di scorrimento, determinata in accordo con il punto pIV-4.4, deve essere coerente con il progetto dei connettori a taglio.

L'area di armatura in una soletta piena non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo e deve essere distribuita.

In una soletta nervata con nervature parallele all'asse della trave, l'area dell'armatura trasversale non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo della soletta in direzione longitudinale posta al di sopra dell'estradosso della lamiera e deve essere uniformemente distribuita. Qualora le nervature siano trasversali all'asse della trave, l'area dell'armatura trasversale non deve essere minore di 0,002 volte l'area del calcestruzzo nella direzione longitudinale e deve essere uniformemente distribuita.

#### **pIV-5. TRAVI CON SOLETTA COLLABORANTE**

##### *pIV-5.1 Generalità*

Si assume come riferimento una sezione composta tipo (Fig. pIV-5.1.) in cui la trave di acciaio a parete piena è costituita da un'anima verticale e da una coppia di piattabande.

Le Istruzioni si applicano altresì alle travi nelle quali la soletta è ottenuta mediante getto di calcestruzzo su lamiera grecata di acciaio a nervature parallele o normali all'asse della trave, purché siano soddisfatti i requisiti di cui al successivo punto pIV-7.

Qualora la resistenza delle sezioni sia valutata con riferimento allo stato limite ultimo plastico della sezione, occorre distinguere il collegamento tra trave e soletta di tipo completo da quello di tipo parziale.

Il calcolo delle sollecitazioni della trave composta deve essere effettuato con riferimento alle fasi di costruzione della struttura composta previste in progetto.

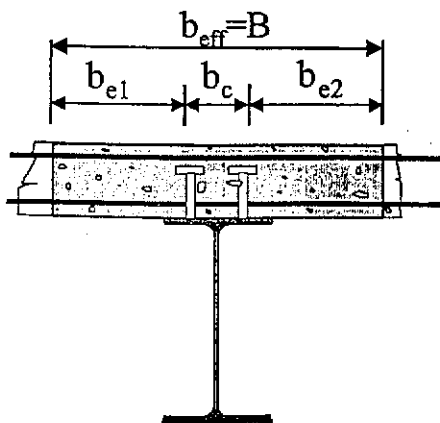


Fig.pIV-5.1. Sezione trasversale.

**pIV-5.2 Definizione della sezione trasversale**

La determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta si effettua considerando un'appropriata larghezza collaborante della soletta e delle relative armature longitudinali. La larghezza collaborante può essere determinata, in assenza di valutazioni più rigorose, secondo quanto esposto nel seguito.

Allorché si effettui un'analisi elastica, la sezione può essere considerata idealmente omogenea con riferimento al rapporto tra i moduli elastici dell'acciaio e del calcestruzzo. In tale caso la posizione dell'asse neutro va determinata trascurando il contributo del calcestruzzo situato nella zona tesa della sezione.

**pIV-5.2.1 Larghezza collaborante della soletta**

Nell'analisi globale della struttura, ossia per il calcolo delle sollecitazioni e delle deformazioni, si può assumere un valore costante della larghezza collaborante  $b_{eff}$  sull'intera lunghezza di ciascuna campata della trave, valutato nella mezzeria della campata per le travi appoggiate o continue ed all'incastro per le travi a mensola. La larghezza collaborante  $b_{eff}$  si ottiene come somma delle due aliquote  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  ai due lati dell'asse della trave (Fig.pIV-5.1.) e della larghezza  $b_c$  impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c \quad (\text{pIV-5.1})$$

Ciascuna aliquota  $b_{e1}$ ,  $b_{e2}$  si assume pari a  $\ell_0/8$  ma comunque non superiore a metà dell'interasse tra le travi o all'intera distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

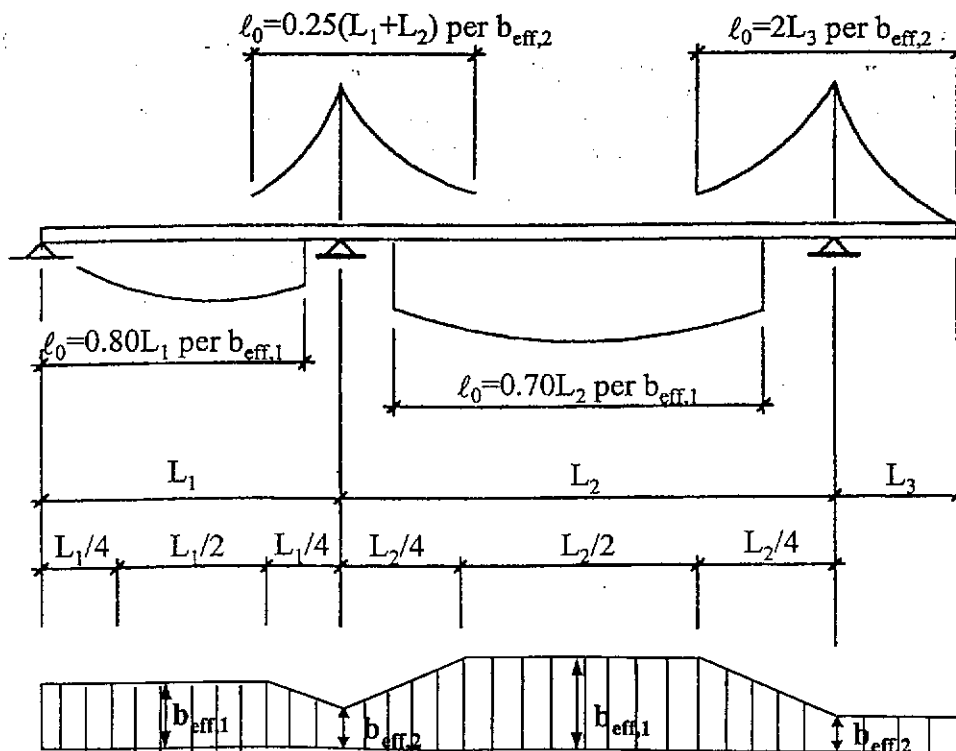


Fig.pIV-5.2. Indicazioni per la valutazione della larghezza collaborante.





La lunghezza  $\ell_0$  rappresenta la distanza tra due punti di nullo del diagramma flessionale; pertanto coincide con la lunghezza della campata per le travi semplicemente appoggiate, mentre si può valutare approssimativamente in base alle indicazioni di Fig.pIV-5.2 per le travi continue.

Nell'analisi globale della struttura si può assumere l'ipotesi che la soletta sia interamente reagente, anche nelle zone in cui il calcestruzzo è soggetto a trazione, qualora siano soddisfatte le condizioni più oltre richiamate. Nel caso contrario si considererà comunque reagente l'armatura longitudinale di soletta compresa nella larghezza collaborante.

Nelle verifiche delle sezioni trasversali si dovrebbero utilizzare valori delle larghezze collaboranti differenziati per le zone soggette a momento positivo o negativo, assumendo le lunghezze  $\ell_0$  secondo le indicazioni di Fig.pIV-5.2.

Nell'analisi dello stato tensionale della sezione composta si trascura la resistenza a trazione del calcestruzzo, sia nelle verifiche allo stato limite ultimo sia in quelle allo stato limite di servizio con l'eccezione, per queste ultime, di quelle previste al punto pIV-5.7.2. Si può tenere conto, in entrambi i tipi di verifica, delle sezioni delle armature e dei cavi di precompressione longitudinali efficacemente solidarizzati alla soletta e situati all'interno della larghezza collaborante.

#### **pIV-5.2.2 Classificazione delle sezioni trasversali in acciaio**

Le sezioni di acciaio si classificano secondo due categorie:

- sezioni compatte, che sono in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale adeguata alla richiesta per l'analisi plastica della struttura prima che intervengano fenomeni di instabilità locale;
- sezioni non compatte, che possono raggiungere la tensione di calcolo nelle fibre più sollecitate ma non possono attingere il momento plastico.
- Possono considerarsi compatte le sezioni che soddisfano le seguenti condizioni:
- sezioni soggette a momenti positivi, tali cioè da comprimere la soletta di calcestruzzo, per le quali nello stato di collasso plastico l'asse neutro non cada nell'anima della sezione metallica;
- sezioni per le quali valgono le limitazioni dimensionali indicate nel seguito:

$$h_{wc} / t_w \leq 33\epsilon$$

$$b_1 / t_s \leq 9\epsilon$$

$$b_2 / t_s \leq 24\epsilon$$

dove:

- $h_{wc}$  è l'altezza della parte compressa dell'anima nello stato limite di collasso plastico;
- $b_1$  è la semilarghezza della piattabanda compressa;
- $b_2$  è la larghezza di una parte di piattabanda compressa situata tra gli assi longitudinali dei bulloni o dei cordoni di saldatura, che la collegano ad una coppia di anime;
- $t_w$  è lo spessore dell'anima della trave;
- $t_s$  è lo spessore della piattabanda compressa;
- $\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$

Inoltre qualora non sia soddisfatta la limitazione:

$$h_w / t_w \leq 30\epsilon \sqrt{k_t},$$

dove:

- $h_w$  è l'altezza dell'anima;
- $t_w$  è lo spessore dell'anima;



- $k_x$  è il coefficiente di imbozzamento di cui al prospetto 7-VIII delle istruzioni CNR 10011,

deve essere verificata la stabilità dell'anima allo stato limite ultimo considerato.

Oltre alle limitazioni suddette, si deve controllare che adeguate condizioni di vincolo e di controventamento assicurino la stabilità flessotorsionale della trave nelle zone di momento negativo e che in corrispondenza degli appoggi l'anima sia provvista di irrigidimenti verticali.

### *pIV-5.3 Calcolo delle sollecitazioni*

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti, il calcolo delle sollecitazioni nelle travi continue degli edifici può essere effettuato mediante i seguenti metodi di analisi, a seconda che siano soddisfatti i requisiti per renderne possibile l'applicabilità:

- analisi elastica
- analisi elastica con redistribuzione
- analisi plastica

Nel'ambito del metodo di verifica alle tensioni ammissibili non è consentita l'analisi plastica.

Nel caso dei ponti è consentita la sola analisi elastica, sia nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti sia nell'ambito del metodo di verifica alle tensioni ammissibili.

#### *pIV-5.3.1 Analisi elastica*

I diagrammi involuppo dei momenti flettenti, delle azioni taglianti e di quelle normali, relativi alla totalità delle combinazioni dei carichi di progetto, possono essere ricavati mediante analisi elastica-lineare e facendo riferimento in generale alla rigidità globale della sezione calcolata come indicato al punto pIV-5.2.

Nel calcolo si terrà conto anche:

- della sequenza e delle modalità di costruzione e di applicazione dei carichi;
- degli effetti primari e secondari dovuti alla precompressione ed alle distorsioni imposte;
- degli effetti primari e secondari dovuti alla viscosità ed al ritiro del calcestruzzo, ed alle variazioni termiche;
- della fessurazione del calcestruzzo.

Nel caso in cui non vi siano effetti della precompressione e delle distorsioni imposte ed i carichi permanenti siano rilevanti, il rapporto tra i moduli elastici dell'acciaio e del calcestruzzo  $n = E_s/E_c$  si può calcolare assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore  $E_c$  per i carichi di breve durata ed  $E_c/3$  per quelli di lunga durata; nel caso di carichi permanenti non rilevanti, può effettuarsi un'unica valutazione di  $n$  assumendo per il calcestruzzo un modulo elastico pari ad  $E_c/2$ .

L'analisi della struttura si effettuerà considerando le combinazioni di carico più sfavorevoli.

Si deve tenere conto dell'influenza di fessurazioni trasversali significative del calcestruzzo nelle zone di momento negativo, a tal fine si possono applicare metodi di analisi non lineare o semplificati.

Non è comunque consentito, nella zona fessurata, fare riferimento a valori di momento flettente inferiori all'80% di quelli corrispondenti allo stato non fessurato.

Per le travi a sezione costante, l'analisi delle sollecitazioni può essere condotta senza tenere in conto la fessurazione del calcestruzzo nelle zone di momento negativo ed assumendo una distribuzione finale dei momenti flettenti con riduzione del 10% del momento minimo in zona fessurata.

#### *pIV-5.3.2 Analisi elastica con redistribuzione dei momenti flettenti*



Il diagramma del momento flettente di una trave continua ottenuto con analisi elastica-lineare può essere parzialmente ridistribuito per plasticizzazione della sezione qualora siano soddisfatte le seguenti condizioni:

- i carichi sono di natura prevalentemente statica;
- le sezioni sono di tipo compatto, così come definite al punto pIV-5.2.2.

In questo caso i massimi momenti negativi sugli appoggi possono essere ridotti a condizione che vengano considerate tutte le corrispondenti variazioni delle sollecitazioni necessarie per soddisfare l'equilibrio.

Per travi continue di tipo corrente e di altezza costante la riduzione può ottenersi moltiplicando i momenti negativi, calcolati dall'analisi elastica, come descritta al punto pIV-5.3.1, per un coefficiente non inferiore a 0,75.

#### *pIV-5.3.3 Analisi plastica*

Il raggiungimento di uno stato limite ultimo per formazione di meccanismo è possibile quando:

- le sezioni delle travi situate nelle zone di formazione delle cerniere plastiche siano compatte secondo la definizione indicata in pIV-5.2.2;
- il collegamento trave-soletta sia di tipo completo;
- le parti compresse della trave metallica siano sufficientemente vincolate o controventate, così come richiesto in pIV-5.2.2;
- sia data dimostrazione della capacità della struttura di giungere alla formazione del meccanismo senza rottura preventiva;

Nel caso di travi continue, quest'ultimo requisito può considerarsi soddisfatto se:

- due campate interne adiacenti non differiscono in lunghezza di più del 45% della più corta di esse;
- la campata di estremità non sia inferiore al 70% nè superiore al 115% di quella adiacente;
- non più della metà del carico ultimo calcolato per ogni campata sia concentrato su una lunghezza pari a 1/5 della luce di calcolo.

#### *pIV-5.4 Resistenza a flessione della sezione*

La resistenza può individuarsi nella condizione di completa plasticizzazione della sezione solo nel caso di trave con anima priva di irrigidimenti longitudinali, simmetrica rispetto al piano dell'anima ed inflessa in questo piano, provvista di collegamento completo trave-soletta, come definito al capitolo 4, e di sezioni compatte come definite al punto pIV-5.2.2.

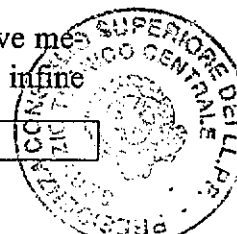
Per gli altri casi si deve considerare la resistenza in campo elastico (p.to pIV-5.4.5).

#### *pIV-5.5. Verifiche di stabilità per la sezione metallica*

Se la resistenza delle sezioni è verificata con riferimento allo stato limite plastico, le verifiche di stabilità sono implicite nel rispetto delle limitazioni dimensionali e delle prescrizioni indicate in pIV-5.2.2.

Se la resistenza delle sezioni è verificata con riferimento allo stato limite elastico, le verifiche di stabilità devono essere effettuate in conformità del punto 7 delle Istruzioni CNR 10011 per le condizioni di carico corrispondenti alle varie fasi di costruzione e di esercizio.

Occorre comunque verificare che l'instabilità laterale della piattabanda superiore della trave metallica sia efficacemente impedita dal collegamento con la soletta in calcestruzzo; occorre infine



verificare la stabilità della piattabanda compressa nelle zone di momento negativo e in quelle di momento positivo nelle fasi costruttive precedenti la presa del calcestruzzo.

La verifica all'imbozzamento dei pannelli d'anima, in tutte le fasi di carico successive alla maturazione del conglomerato della soletta, può essere condotta considerando incastrato il bordo superiore dei pannelli d'anima.

#### ***pIV-5.6 Verifiche a fatica per la sezione metallica***

Le relative verifiche devono essere effettuate in conformità del punto 8 delle Istruzioni CNR 10011.

#### ***pIV-5.7 Verifiche agli stati limite di servizio***

##### ***pIV-5.7.1 Calcolo delle sollecitazioni***

I diagrammi involuppo dei momenti flettenti, delle azioni taglianti e di quelle normali, relativi alle condizioni di carico considerate possono essere ottenuti mediante analisi elastica-lineare e facendo riferimento in generale alla rigidezza globale della sezione composta calcolata come indicato al punto pIV-5.2.

Nel calcolo si terrà conto anche:

- della sequenza, delle modalità di costruzione e dell'applicazione dei carichi;
- degli effetti primari e secondari dovuti alla precompressione alle distorsioni imposte;
- degli effetti primari e secondari dovuti al ritiro ed alla viscosità del calcestruzzo, ed alle variazioni termiche.

##### ***pIV-5.7.2 Stato limite di fessurazione***

Nelle solette, per assicurare la funzionalità e la durabilità 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 buona qualità e compattezza; la fessurazione della soletta è peraltro dannosa nei riguardi del suo aspetto estetico.

In ordine di severità *crescente* 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 5% della resistenza a trazione oppure è, più semplicemente, uguale a  $f_{ctk} = 0,7 f_{ctm}$ ;
- 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 ad un valore prefissato.

##### ***pIV-5.7.3. Verifiche tensionali (nell'ambito degli stati limiti)***

Il calcolo delle tensioni si conduce con riferimento alle sezioni come definite al punto pIV-5.2 e pIV-5.2.1.



Qualora l'ambiente sia di tipo aggressivo si deve controllare l'eccessiva microfessurazione del calcestruzzo compresso mediante una limitazione delle tensioni di compressione nella soletta (secondo le indicazioni di cui al punto pII-sII-1.5.2 del presente decreto).

Le tensioni nella sezione metallica e nell'armatura della soletta non devono comunque superare il 90% della tensione di snervamento caratteristica del materiale.

#### ***pIV-5.7.4. Stato limite di deformazione (limiti di deformabilità)***

La deformabilità della struttura deve essere contenuta entro i limiti ammessi dalla destinazione della stessa.

Le frecce dovute ai carichi permanenti, che di regola non devono superare 1/150 della luce, devono essere compensate da opportune contofrecce di costruzione, valutate come indicato al punto pIV-5.9.4.

Nel caso di collegamento parziale trave-soletta si deve tenere conto dell'effetto che la deformabilità del collegamento ha sulla inflessione elastica.

Tale effetto può essere trascurato nelle costruzioni che non sono puntellate in fase di costruzione se si verificano le seguenti condizioni:

- il progetto dei connettori sia in accordo con quanto illustrato al capitolo pIV-4.
- non si utilizzano meno della metà del numero di connettori necessari per il completo ripristino, oppure gli sforzi nei connettori a taglio non siano maggiori di  $0,7P_{Rk}$ , dove quest'ultimo valore è definito al punto pIV-4.3.

Nel caso di travi continue il calcolo delle frecce si effettua tenendo conto della fessurazione nelle zone di momento negativo.

#### ***pIV-5.8 Modalità esecutive***

##### ***pIV-5.8.1 Travi composte con soletta in c.a. gettata su travi metalliche non puntellate***

E' necessario che la soletta, gettata in opera o parzialmente prefabbricata, abbia le armature e i casseri di sostegno del getto vincolati esclusivamente alle travi metalliche e non al suolo, o sul solaio sottostante.

Nel calcolo delle tensioni dovute ai carichi portati dalla sola trave metallica (peso proprio trave in acciaio più peso proprio soletta in c.a.), è necessario considerare anche l'influenza del peso delle armature e dei casseri di cui sopra. Si terrà altresì conto della fase di disarmo di tali attrezzature nel computo delle tensioni sul sistema composto, considerando, al disarmo, un carico diretto verso l'alto pari al peso di dette attrezzature eliminate. Le tensioni corrispondenti sono valutate al tempo  $t = 0$  (data del disarmo) ed al tempo  $t = \infty$  (a fenomeni lenti esauriti).

##### ***pIV-5.8.2 Travi composte con soletta in c.a. gettata su travi metalliche puntellate***

Nella redazione del progetto occorrerà stabilire con precisione l'ubicazione ed il numero dei puntelli provvisori delle travi metalliche per valutare esattamente le reazioni iperstatiche offerte dai puntelli. Occorrerà comunque prevedere un controllo dei cedimenti dei puntelli.

Qualora si prevedano cedimenti significativi (come nel caso dei fabbricati ove i puntelli poggiano su solai sottostanti), nel calcolo delle sollecitazioni nella trave metallica puntellata occorrerà tenere conto con attendibile approssimazione dei suddetti cedimenti.

Nelle verifiche di stabilità (locali e globali) delle travi metalliche, si devono includere anche quelle corrispondenti alle fasi di getto su puntelli, fasi che potrebbero implicare sforzi di compressione nell'ala inferiore delle travi metalliche nelle zone a cavallo dei puntelli. Così come



deve essere verificata la stabilità dell'anima delle travi metalliche in corrispondenza dei puntelli in fase di getto della soletta, prevedendo eventualmente specifiche nervature di diffusione delle reazioni.

Le medesime considerazioni valgono in ordine all'eventuale necessità di controventi provvisori orizzontali o verticali, per assicurare la stabilità della struttura metallica puntellata in fase di getto della soletta in c.a.

Per l'eliminazione dei puntelli il progettista deve indicare con precisione le modalità del disarmo, prescrivendo in particolare la sequenza di scarico delle reazioni iperstatiche offerte dai puntelli.

#### *pIV-5.8.3 Controllo delle distorsioni impresse*

Nelle travi composte soggette a distorsioni impresse mediante cedimenti differenziali fra gli appoggi, durante le fasi di costruzione occorrerà comunque controllare, con idonee attrezzature di misura, i valori delle azioni distorcenti impresse al sistema.

#### *pIV-5.8.4 Presollecitazione di travi composte iperstatiche*

Nelle travi composte iperstatiche, e tipicamente nelle travi continue presollecitate mediante cavi o barre di precompressione della soletta, la presollecitazione è di preferenza effettuata in una fase costruttiva temporanea durante la quale la trave composta sia isostatica.

#### *pIV-5.9 Regole pratiche di progettazione*

##### *pIV-5.9.1 Spessori minimi*

Per gli elementi di acciaio della struttura composta valgono le regole stabilite nella Parte III del presente decreto, relativa alle strutture di acciaio.

Nelle travi composte da profilati metallici e soletta in c.a. lo spessore della soletta collaborante non deve essere inferiore a 5 cm e lo spessore della piattabanda della trave di acciaio cui è collegata la soletta non deve essere inferiore a 5 mm.

##### *pIV-5.9.2 Rapporti e limitazioni dimensionali*

Per un corretto proporzionamento dei vari elementi strutturali che concorrono alla formazione di travi composte acciaio-calcestruzzo, è opportuno che vengano rispettati i rapporti e le limitazioni dimensionali di seguito illustrati.

Nelle zone di ancoraggio fra trave metallica e soletta in c.a. è necessario che ogni connettore sia contornato da almeno 50 mm di getto di calcestruzzo (si veda la fig. pIV-4.1) e che il calcestruzzo possa essere agevolmente compattato intorno alla base del connettore; è inoltre opportuno rispettare le seguenti limitazioni (Fig.pIV-5.3):

$$h_p \geq d + 0,6 t_c ; (b_s - b_c) / 2 \geq 2,5 t_s \text{ ovvero } 20 \text{ mm} ;$$

$$t_s \geq h_c / 25 ;$$

$$0 \leq d \leq 2 t_c ; a / d \geq 1 .$$

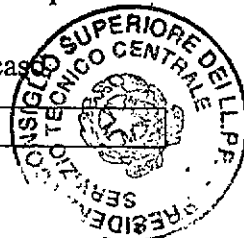
Nel caso di travi composte saldate, è inoltre opportuno rispettare le seguenti limitazioni:

$$t_w \geq t_f / 7$$

$$t_s / 6 \leq t_w \leq t_s$$

che, eventualmente, è possibile soddisfare prevedendo l'ala superiore e/o inferiore, scomposta in due piattabande longitudinalmente saldate fra loro.

Nel caso di solette prefabbricate e lastre si deve fare riferimento alle prescrizioni del caso.



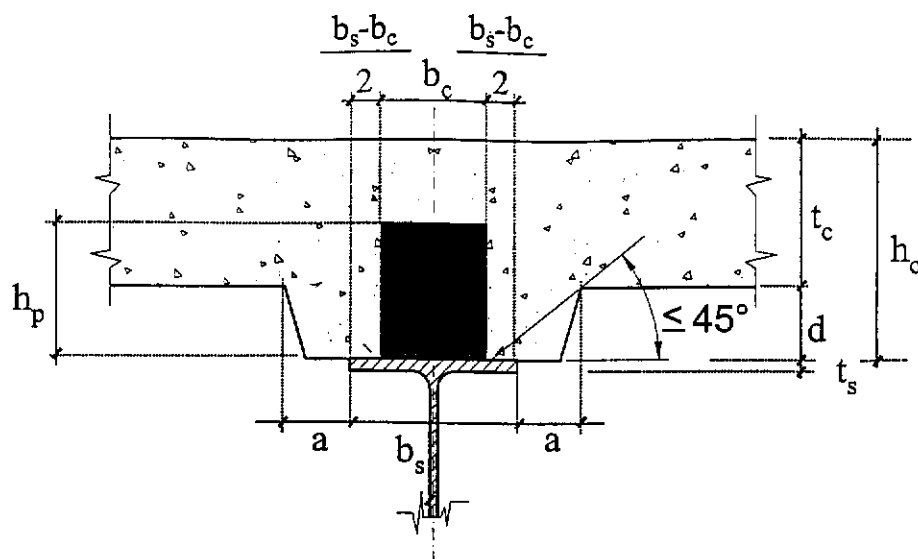


Fig.pIV-5.3 Limitazioni dimensionali

#### pIV-5.9.3 Giunzioni trasversali delle travi metalliche

Le giunzioni trasversali bullonate delle travi costruite a conci devono essere concepite in guisa tale che non si manifestino assestamenti anelastici delle giunzioni ovvero che tali assestamenti, se prevedibili, non alterino il regime statico della trave né risultino dannosi agli stati tensionali delle sezioni.

#### pIV-5.9.4 Controfreccce di costruzione

Le controfreccce di costruzione, da assegnare di norma alla trave in acciaio per compensare le deformazioni dovute ai carichi permanenti, è opportuno vengano realizzate in conformità a quanto di seguito riportato.

Nella valutazione delle controfreccce di costruzione delle travi metalliche occorrerà tenere conto, oltreché delle deformazioni flessionali della trave, anche degli incrementi di freccia dovuti ai fenomeni viscosi dalla data del disarmo di eventuali puntelli, ed eventualmente delle deformazioni flessionali dovute allo sforzo di taglio.

Per le travi in vista di maggiore luce e minore altezza sotto catena può prevedersi una controfrecccia permanente di intradosso di uno o due millesimi della luce, per compensare l'illusione ottica sfavorevole dell'intradosso rettilineo.

Per travi laminare la controfrecccia di costruzione si realizza mediante presse, e mai con calde.

Per travi in acciaio in composizione saldate le controfreccce possono essere realizzate con taglio curvo delle anime. Le controfreccce possono essere anche realizzate con spezzate, localizzandone le cuspidi nei giunti di forza fra i vari tronchi (rettilinei) della trave metallica. Questo procedimento può essere adottato anche con giunti di forza bullonati qualora i coprigiunti abbiano spessore non eccessivo in rapporto agli angoli di piega necessari in corrispondenza delle cuspidi.

La più soddisfacente realizzazione della controfrecccia nelle travi composte a conci si ottiene trasformando il profilo teorico in tronchi di arco di cerchio di lunghezza pari a quella dei conci che compongono la trave.

#### pIV-5.9.5 Posizionamento degli apparecchi di appoggio



Nel posizionamento degli apparecchi di appoggio di travi composte acciaio-calcestruzzo di grandi dimensioni ( $L > 15$  m) occorre tenere conto degli spostamenti orizzontali dei punti della trave metallica a contatto con gli apparecchi di appoggio, derivanti dalla deformazione della trave dovuta al getto della soletta o al disarmo della trave composta, nonché della temperatura alla quale si effettua il posizionamento degli apparecchi d'appoggio.

## pIV-6. COLONNE COMPOSTE

### pIV-6.1 Generalità e tipologie

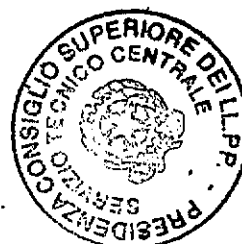
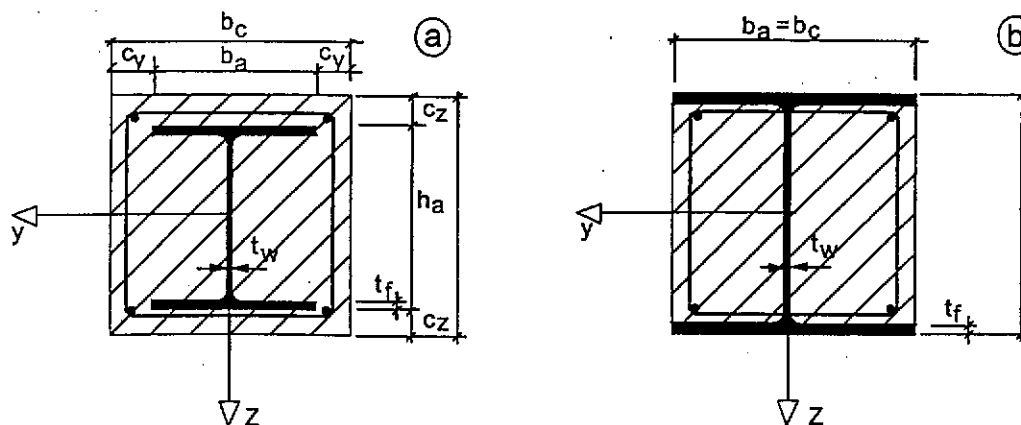
In generale è possibile progettare e verificare qualsiasi tipo di sezione trasversale, in cui i suddetti componenti sono assemblati in modo da pervenire ad una qualsiasi forma di sezione trasversale; a tal scopo è necessario introdurre i legami costitutivi dei materiali, garantire il corretto collegamento fra i componenti e la trasmissione degli sforzi fra gli elementi colonna e trave, in modo da garantire il comportamento con completa interazione fra le parti. Il calcolo va effettuato mediante procedure numeriche di cui sia garantita l'affidabilità e che tengano conto della non linearità geometrica e meccanica e delle relative interazioni, tanto a livello locale quanto globale; degli effetti del ritiro e della viscosità; delle imperfezioni locali, quali ad esempio le tensioni residue nei profili in acciaio, e delle imperfezioni globali di montaggio.

Si considerano colonne composte soggette a compressione centrata, costituite dall'unione di profili metallici, armature metalliche e calcestruzzo, con sezione costante.

Si sviluppano regole di calcolo riferite ai casi più comuni, di doppia simmetria, con le combinazioni riportate in figura pIV-6.1.

In particolare si hanno:

- sezioni completamente rivestite di calcestruzzo Fig.pIV-6.1.a;
- sezioni parzialmente rivestite di calcestruzzo Fig.pIV-6.1.b;
- sezioni scatolari rettangolari riempite di calcestruzzo, Fig.pIV-6.1.c;
- sezioni scatolari circolari riempite di calcestruzzo, Fig. pIV-6.1d.





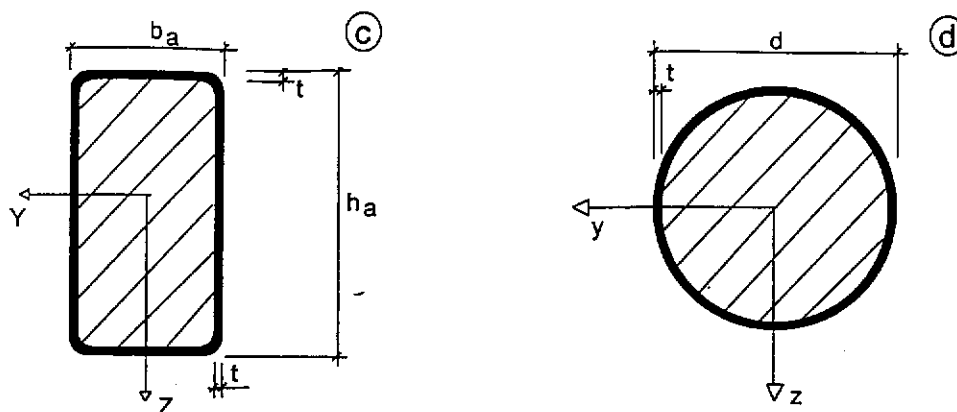


Fig.pIV-6.1 Tipologie di colonne composte

### pIV-6.2. Campo di applicazione

Le regole di calcolo che seguono sono applicabili nei casi in cui siano rispettati i seguenti requisiti:

- la sezione è doppiamente simmetrica e costante lungo la colonna; il baricentro della sezione in acciaio e di quella in cemento armato (non fessurata) coincidono;
- definendo il contributo meccanico dell'acciaio  $\delta$  nel seguente modo:

$$\delta = (A_a f_y / \gamma_a) / N_{pl,Rd}$$

con  $N_{pl,Rd}$  definito al punto pIV-6.3.4.1; tale rapporto deve essere compreso tra 0,2 e 0,9;

- la snellezza  $\bar{\lambda}$  definita al punto pIV-6.3.4.2. deve essere inferiore a 2,0;
- per le sezioni di tipo completamente rivestite il copriferro di calcestruzzo deve essere:
  - in direzione y  $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4b_a$ ,
  - in direzione z  $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3h_a$ ,
 dove la simbologia è quella di figura pIV-6.1. Un copriferro maggiore può essere utilizzato ma va trascurato nei calcoli;
- l'area di armatura longitudinale che può essere inserita nei calcoli deve essere inferiore al 4% dell'area di calcestruzzo;
- nel caso di sezione completamente rivestita di calcestruzzo, se l'armatura viene trascurata nei calcoli e la colonna appartiene ad una costruzione inserita in ambiente non aggressivo, si deve disporre almeno la seguente armatura minima:
  - barre longitudinali di diametro minimo 8 mm e massimo interasse 250 mm;
  - staffe con diametro minimo 6 mm e massimo interasse 200 mm;
  - per reti elettrosaldate il diametro minimo può essere ridotto a 4 mm.

I criteri di verifica di cui ai paragrafi seguenti fanno riferimento al caso in cui le sollecitazioni siano affidate interamente alla struttura composta; tali procedure sono quindi applicabili nel caso in cui durante le fasi costruttive i carichi che gravano sulla sola parte di acciaio siano nulli o trascurabili (realizzazione delle colonne composte prima degli altri elementi strutturali).

Qualora la costruzione venga realizzata con modalità diverse, ad esempio costruendo prima la parte in acciaio e poi completando con il calcestruzzo, è necessario effettuare opportune verifiche, specie nelle condizioni di servizio. Le condizioni ultime possono risentire della procedura di costruzione soprattutto nei casi di comportamenti non duttili.

### pIV-6.3. Verifiche dell'elemento



Nel seguito si espongono le regole di calcolo relative alle verifiche delle colonne composte nell'ambito delle tipologie che ricadono nel campo di applicazione precisato al punto pIV-6.2.

### pIV-6.3.1 Instabilità locale

I fenomeni di instabilità locale possono essere ignorati nel calcolo se vengono rispettate le seguenti limitazioni sulle snellezze locali:

- per le sezioni di acciaio circolari cave  $d/t \leq 90\varepsilon^2$
- per le sezioni di acciaio rettangolari cave  $h_x/t \leq 52\varepsilon$
- per le sezioni a doppio T parzialmente rivestite  $b_x/t_f \leq 44\varepsilon$

essendo  $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$  con  $f_y$  in N/mm<sup>2</sup>.

Nel caso in cui tali limitazioni non siano soddisfatte, devono essere utilizzati modelli di calcolo in grado di considerare gli effetti dell'instabilità locale sul comportamento globale dell'elemento.

### pIV-6.3.2 Resistenza allo scorrimento fra i componenti

La resistenza allo scorrimento fra profili in acciaio e calcestruzzo è dovuta alle tensioni di aderenza ed all'attrito all'interfaccia acciaio-calcestruzzo nonché al collegamento meccanico; la resistenza deve essere tale da evitare scorrimenti rilevanti che possano inficiare i modelli di calcolo considerati.

Nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti si può assumere una tensione tangenziale di progetto dovuta all'aderenza ed all'attrito fino ai seguenti limiti:

- |  |                       |
|--|-----------------------|
| - per sezioni completamente rivestite              | 0,6 N/mm <sup>2</sup> |
| - per sezioni riempite di calcestruzzo             | 0,4 N/mm <sup>2</sup> |
| - per le ali delle sezioni parzialmente rivestite  | 0,2 N/mm <sup>2</sup> |
| - per l'anima delle sezioni parzialmente rivestite | zero.                 |

Nell'ambito del metodo di verifica alle tensioni ammissibili si può assumere una tensione tangenziale ammissibile dovuta all'aderenza ed all'attrito fino ai seguenti limiti:

- |  |                        |
|--|------------------------|
| - per sezioni completamente rivestite              | 0,4 N/mm <sup>2</sup>  |
| - per sezioni riempite di calcestruzzo             | 0,27 N/mm <sup>2</sup> |
| - per le ali delle sezioni parzialmente rivestite  | 0,13 N/mm <sup>2</sup> |
| - per l'anima delle sezioni parzialmente rivestite | zero.                  |

Se tali limiti vengono superati, l'intero sforzo va trasmesso mediante collegamenti meccanici.

### pIV-6.3.3 Modalità di trasferimento degli sforzi tra componente in acciaio ed in calcestruzzo

Il trasferimento di sforzi fra acciaio e calcestruzzo può avvenire a causa delle modalità di collegamento fra la colonna e gli altri elementi strutturali. La lunghezza di trasferimento degli sforzi non deve essere elevata, e comunque non deve superare il doppio della dimensione maggiore della sezione trasversale.

Qualora, nel trasferimento degli sforzi, si faccia affidamento sulla resistenza dovuta all'aderenza ed all'attrito, il valore puntuale della tensione tangenziale può calcolarsi mediante un'analisi elastica non fessurata. Il valore puntuale massimo non deve superare le tensioni tangenziali fornite nel punto precedente.

Se invece si realizza un collegamento meccanico, utilizzando connettori duttili così come definiti nel capitolo 4, si può effettuare una valutazione in campo plastico degli sforzi trasferiti ripartendoli in modo uniforme fra i connettori.



Nelle sezioni parzialmente rivestite con profili a doppio T, il calcestruzzo tra le ali deve essere collegato all'anima mediante staffe individuando un chiaro meccanismo di trasferimento tra il calcestruzzo e l'anima; in particolare le staffe devono essere passanti o saldate, oppure si devono inserire connettori.

Qualora vi siano connettori a piolo sull'anima nelle sezioni rivestite con sezioni in acciaio a doppio T (Fig. pIV-6.2) o una sezione simile, le ali limitano l'espansione laterale del calcestruzzo incrementando la resistenza a taglio dei pioli. Questa resistenza aggiuntiva si può assumere pari a  $c_1 P_{Rd} / 2$  su ogni ala per ogni fila di pioli, come mostrato in Fig. pIV-6.2, essendo  $P_{Rd}$  la resistenza di progetto di un piolo e  $c_1$  il coefficiente di attrito. Il coefficiente di attrito può essere assunto pari a 0,50 per piattabande di spessore non minore di 10 mm e 0,55 per piattabande con spessore non minore di 15 mm, sabbiato meccanicamente o a graniglia, esenti da incrostazioni di ruggine e vaiolature.

Tali valori della resistenze, in assenza di dati sperimentali, sono ammissibili se le distanze tra le piattabande non superano le seguenti limitazioni:

- 300 mm usando un connettore per fila
- 400 mm usando due connettori per fila
- 600 mm usando tre o più connettori per fila.

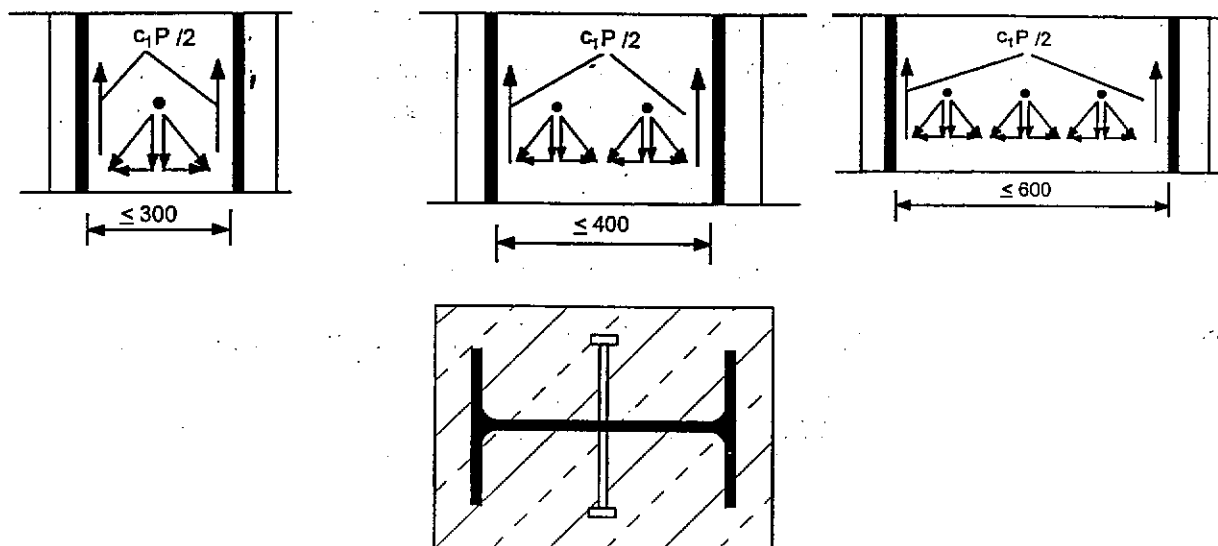


Fig. pIV-6.2 Connettori a piolo

#### pIV-6.3.4 Verifica degli elementi

##### pIV-6.3.4.1 Resistenza a compressione della sezione trasversale

Nell'ambito di applicazione del metodo di verifica agli stati limiti, la resistenza a compressione  $N_{pl,Rd}$  della sezione composta si può calcolare sommando le resistenze plastiche dei componenti (profilo di acciaio, calcestruzzo, armatura):

$$N_{pl,Rd} = A_a f_y / \gamma_a + A_c (0,85 f_{ck} / \gamma_c) + A_s f_{sk} / \gamma_s \quad (\text{pIV-6.1})$$

Nell'ambito di applicazione del metodo di verifica alle tensioni ammissibili, la resistenza ammissibile a compressione  $N_{am}$  della sezione composta si può calcolare sommando le resistenze ammissibili dei componenti (profilo di acciaio, calcestruzzo, armatura):

$$N_{am} = A_a \sigma_{am} + A_c 0,85 \sigma_{c,am} + A_s \sigma_{s,am} \quad (\text{pIV-6.2})$$

Per le colonne di tipo riempito si può considerare un incremento di resistenza dovuto all'effetto di confinamento esercitato dal profilato sul calcestruzzo:

- nel caso delle colonne rettangolari non si introduce il coefficiente riduttivo 0,85 nel contributo del calcestruzzo;
- nel caso delle colonne circolari si può amplificare ulteriormente il contributo del calcestruzzo, riducendo contemporaneamente quello dell'acciaio, mediante adeguati modelli di calcolo.

#### pIV-6.3.4.2 Rigidezza a compressione dell'elemento

La rigidezza effettiva a breve termine  $(EI)_e$  della sezione composta si può calcolare sommando i contributi dei componenti:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (\text{pIV-6.3})$$

Il contributo del calcestruzzo viene ridotto per tenere conto della non linearità meccanica del materiale; il modulo elastico  $E_{cd}$  è pari ad  $E_c/1.35$ , essendo  $E_c$  valutato secondo l'espressione (3.1).

E' necessario introdurre l'effetto della viscosità nelle verifiche a lungo termine se l'elemento è particolarmente snello; si può considerare che tale effetto non sia trascurabile se la snellezza relativa  $\bar{\lambda}$ , calcolata senza considerare l'effetto della viscosità, supera il limite fornito in Prospetto pIV-6.

In tal caso nei calcoli il modulo di elasticità del calcestruzzo si può ridurre come segue:

$$E_{c,rid} = E_{cd} (1 - 0,5 N_{G,Sd} / N_{Sd}) \quad (\text{pIV-6.4})$$

essendo  $N_{Sd}$  lo sforzo normale di progetto della colonna ed  $N_{G,Sd}$  la parte permanente di questo carico.

#### Prospetto pIV-6.1 Limitazioni di $\bar{\lambda}$ per l'introduzione della viscosità

	Telai controventati a nodi fissi	Telai a nodi spostabili e/o telai non controventati
Sezioni rivestite di calcestruzzo	0,8	0,5
Tubi riempiti di calcestruzzo	0,8/(1 - $\delta$ )	0,5/(1 - $\delta$ )

Si deve poi valutare la lunghezza libera di inflessione  $\ell_0$ ; nel caso di una colonna isolata di una struttura a nodi fissi, essa si può assumere pari alla lunghezza effettiva dell'elemento  $\ell$ .

In alternativa la lunghezza libera d'inflessione va valutata in base ai vincoli effettivi; in particolare i vincoli esercitati dagli elementi collegati alla colonna devono essere valutati sulla base della loro effettiva rigidezza flessionale.

La snellezza relativa dell'elemento si valuta nel seguente modo:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl,R} / N_{cr}} \quad (\text{pIV-6.5})$$



essendo  $N_{cr}$  il carico critico elastico della colonna:

$$N_{cr} = \pi^2(EI) / \ell_0^2 \quad (\text{pIV-6.6})$$

e  $N_{pl,R}$  la resistenza della sezione, valutata assumendo unitari i coefficienti parziali di sicurezza:

$$N_{pl,R} = A_a f_y + A_c 0,85 f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (\text{sezioni parzialmente o completamente rivestite})$$

$$N_{pl,R} = A_a f_y + A_c f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (\text{sezioni riempite})$$

Si procede quindi alla valutazione del coefficiente  $\omega$  che deve essere calcolato in base al valore della snellezza relativa  $\bar{\lambda}$  ed alla curva di stabilità del profilo in acciaio.

Per la scelta e la definizione delle curve di stabilità si può fare riferimento alle Istruzioni CNR 10011.

In definitiva la verifica a sforzo normale dell'elemento si effettua come segue:

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,Rd} = N_{pl,Rd} / \omega \quad (\text{nell'ambito del metodo di verifica agli stati limiti}),$$

$$N \leq \chi N_{am} = N_{am} / \omega \quad (\text{nell'ambito del metodo di verifica alle tensioni ammissibili}).$$

#### pIV-6.3.5 Stati limite di servizio

Qualora significativo si deve procedere alle verifiche in condizioni di servizio effettuando:

- valutazione delle tensioni nei materiali e/o apertura delle fessure nei casi in cui possono esservi problemi di durabilità;
- valutazione delle deformazioni nei casi in cui possano ridurre la funzionalità.

I calcoli possono essere sviluppati assumendo le ipotesi di conservazione delle sezioni piane, linearità dei legami costitutivi dei materiali, perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo; l'effetto degli scorrimenti fra acciaio di carpenteria e calcestruzzo va tenuto in conto, se di rilievo.

#### pIV-6.4. Copriferro e minimi di armatura

Per le sezioni completamente rivestite deve essere realizzato un copriferro minimo che garantisca:

- una adeguata trasmissione degli sforzi di aderenza;
- la protezione delle armature dalla corrosione;
- una adeguata protezione nei riguardi dell'espulsione del copriferro stesso;
- una adeguata resistenza al fuoco;

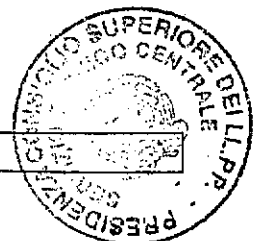
Si devono comunque rispettare le seguenti limitazioni:

- il copriferro dell'ala deve essere minimo 40 mm e non inferiore ad 1/6 della larghezza dell'ala;
- il copriferro delle armature deve essere in accordo con le disposizioni relative alle strutture in cemento armato.

Le armature devono essere realizzate rispettando le seguenti indicazioni:

- l'armatura longitudinale, nel caso che venga considerata nel calcolo, non deve essere inferiore allo 0.3% della sezione in calcestruzzo;
- l'armatura trasversale deve essere progettata seguendo le regole delle strutture in cemento armato;
- la distanza tra le barre ed il profilo può essere inferiore a quella tra le barre ed anche nulla; in questo caso il perimetro  $c$  efficace per l'aderenza acciaio-calcestruzzo deve essere considerato pari alla metà o un quarto di quello totale come illustrato in Fig.pIV-6.3.;
- le reti elettrosaldate possono essere utilizzate come staffe nelle colonne rivestite ma non possono sostituire l'armatura longitudinale.

Nelle sezioni riempite di calcestruzzo generalmente l'armatura non è necessaria.



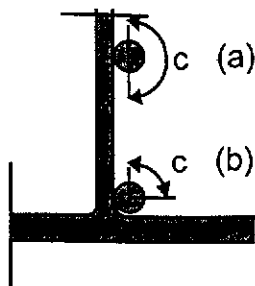


Fig. pIV-6.3. Perimetro efficace dell'armatura

## pIV-7. SOLETTE COMPOSTE

### pIV-7.1 Generalità

Si definisce come composta una soletta gettata in calcestruzzo su una lamiera grecata, in cui quest'ultima, ad avvenuto indurimento del calcestruzzo, partecipa alla resistenza dell'insieme costituendo interamente o in parte l'armatura tesa.

Le regole che seguono sono riferite a solette soggette prevalentemente ad azioni statiche, includendo edifici industriali soggetti a carichi mobili. In caso di azioni fortemente ripetitive, devono essere attentamente curati i dettagli costruttivi per assicurare che l'azione composta non si deteriori durante l'utilizzo.

### pIV-7.2 Tipologie

La trasmissione degli sforzi di scorrimento tra calcestruzzo e lamiera deve essere assicurata da specifici provvedimenti; non può essere considerata efficace la semplice aderenza tra i due materiali.

### pIV-7.3 Analisi delle sollecitazioni

#### pIV-7.3.1 Metodi di analisi

Nel caso in cui le solette siano calcolate come travi continue si possono utilizzare i seguenti metodi di analisi:

- (a) analisi lineare con o senza redistribuzione;
- (b) analisi globale rigido-plastica basata sul metodo cinematico (limite superiore) o sul metodo statico (limite inferiore), a condizione che, dove vi sono richieste di rotazione plastica, le sezioni abbiano sufficiente capacità rotazionale;
- (c) analisi elasto-plastica che tenga conto del comportamento non lineare dei materiali.

L'applicazione dei metodi lineari di analisi è idonea sia per le tensioni ammissibili, sia per gli stati limite di servizio, sia per gli stati limite ultimi.

I metodi plastici devono essere utilizzati solo nello stato limite ultimo.

Si può utilizzare, per lo stato limite ultimo, l'analisi plastica senza alcuna verifica diretta della capacità rotazionale se si utilizza acciaio da armatura di elevata duttilità (con  $A_{gt} \geq 10$ ) se la campata ha luce minore di 3 m.



Se nell'analisi si trascurano gli effetti della fessurazione del calcestruzzo, i momenti flettenti negli appoggi interni possono essere ridotti fino al 30%, considerando i corrispondenti aumenti dei momenti flettenti positivi nelle campate adiacenti.

Una soletta continua può essere progettata come una serie di campate semplicemente appoggiate. In corrispondenza degli appoggi intermedi si raccomanda di disporre armature (nominali) in accordo con il punto pIV-7.5.1.

#### pIV-7.3.2 Larghezza efficace per forze concentrate o lineari

Forze concentrate o applicate lungo una linea parallela alle nervature della lamiera possono essere considerate ripartite su una larghezza  $b_m$  operando una diffusione a  $45^\circ$  sino al lembo superiore della lamiera (fig.pIV-7.1):

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (\text{pIV-7.1})$$

dove

- $b_p$  è la larghezza su cui agisce il carico, valutata ortogonalmente alla direzione principale della soletta;
- $h_c$  è lo spessore della soletta al di sopra delle nervature della lamiera grecata;
- $h_f$  è lo spessore dell'eventuale finitura.

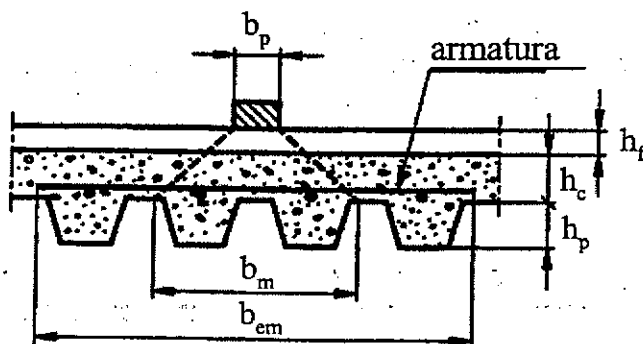


Fig. pIV-7.1 Diffusione del carico concentrato

Per stese lineari di carico perpendicolari alla direzione principale della soletta, per valutare  $b_m$  si può utilizzare la stessa formula, assumendo  $b_p$  come lunghezza della linea di carico.

In presenza di armatura trasversale disposta sopra la lamiera, adeguatamente dimensionata per i momenti trasversali ed efficacemente ancorata, si possono assumere per l'analisi e le verifiche di resistenza le larghezze efficaci  $b_{em}$  e  $b_{ev}$  sotto riportate:

(a) per flessione e forza di scorrimento:

- per campate semplici e campate esterne di solette continue:

$$b_{em} = b_m + 2L_p(1 - (L_p/L)) \leq \text{larghezza della soletta} \quad (\text{pIV-7.2})$$

- per campate interne di solette continue:

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p(1 - (L_p/L)) \leq \text{larghezza della soletta} \quad (\text{pIV-7.3})$$

(b) per taglio verticale:

$$b_{ev} = b_m + L_p(1 - (L_p/L)) \leq \text{larghezza della soletta} \quad (\text{pIV-7.4})$$

dove:

- $L_p$  è la distanza dal centro del carico al più vicino appoggio;
- $L$  è la lunghezza della campata.



In caso di carichi concentrati o carichi distribuiti non superiori rispettivamente a 7,5kN e 5,0kN/m<sup>2</sup> il calcolo dell'armatura trasversale può essere omesso disponendo una area di acciaio non minore dello 0,2% di quella di calcestruzzo strutturale posta sopra le nervature.

L'armatura eventualmente presente per altri scopi può essere conteggiata ai fini della ripartizione trasversale.

#### pIV-7.4 Verifiche di resistenza

##### pIV-7.4.1 Meccanismi di collasso

Si considereranno di regola le seguenti sezioni critiche (Fig.pIV-7.2.):

- Sezione critica I.

Flessione: resistenza flessionale  $M_{pl,Rd}$

Questa sezione può essere critica se vi è collegamento a taglio a completo ripristino all'interfaccia fra la lamiera ed il calcestruzzo (vedere punto pIV-7.4.2).

- Sezione critica II

Forza di scorrimento: resistenza allo scorrimento  $V_{\ell,Rd}$

Il massimo carico sulla soletta è determinato mediante la resistenza dei collegamenti a taglio. Non può raggiungersi nella sezione I il momento resistente ultimo  $M_{pl,Rd}$ . Tale situazione è definita come collegamento a taglio a parziale ripristino di resistenza (vedere punto pIV-7.4.3).

Sezione critica III'

Taglio e punzonamento: taglio resistente  $V_{v,Rd}$

Questa sezione è critica solo in casi particolari, per esempio in solette alte di campate corte con carichi di una certa entità (vedere punto pIV-7.4.4).

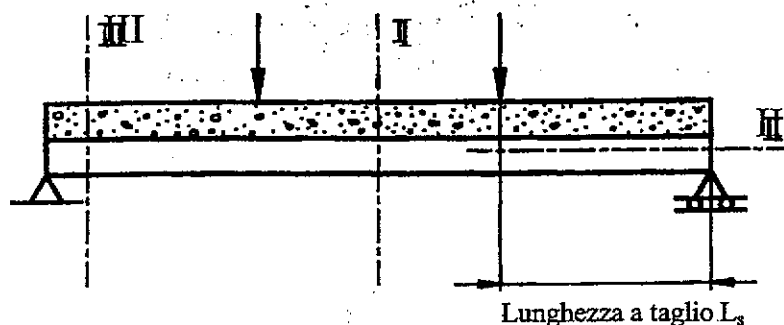


Fig. pIV-7.2 Sezioni critiche

##### pIV-7.4.2 Verifiche a flessione

La resistenza a flessione delle sezioni trasversali può essere determinata con la teoria plastica con le seguenti ipotesi:

- piena interazione tra lamiera grecata, armatura aggiuntiva e calcestruzzo;
- l'area efficace della lamiera grecata valutata al netto delle eventuali bugnature o dentelli;
- la stabilità delle parti compresse di lamiera assicurata con l'utilizzo di larghezze efficaci non superiori al doppio di quelle previste per anime di acciaio di sezioni compatte, come definite nel punto pIV-5.2.2;
- nella zona a momento negativo, la lamiera grecata è conteggiata solo se continua;

nell'ambito degli stati limite





- e) la resistenza di progetto della lamiera è pari a  $f_{yp}/\gamma_{ap}$ , quella dell'eventuale armatura aggiuntiva è pari a  $f_{sk}/\gamma_s$ ;
- f) il diagramma delle tensioni nel calcestruzzo è assunto costante e pari a  $0,85 \cdot f_{ck}/\gamma_c$  lungo l'intera profondità tra l'asse neutro plastico e la fibra di calcestruzzo maggiormente compressa;

nell'ambito delle tensioni ammissibili

- g) la tensione ammissibile della lamiera è  $\sigma_{am}$ , quella della eventuale armatura aggiuntiva è  $\sigma_{a,am}$ ;
- h) la tensione ammissibile del calcestruzzo compresso è  $\sigma_{b,am}$  ed il diagramma delle tensioni è assunto lineare tra l'asse neutro e la fibra maggiormente compressa.

#### pIV-7.4.3 Verifiche a scorrimento

La resistenza a flessione di cui al punto precedente può essere mobilitata in solette prive di ancoraggi di estremità ad una distanza dall'asse dell'appoggio superiore alla lunghezza di completo ripristino  $L_{sf}$ :

$$L_{sf} = \frac{N_{cf}}{b\tau_{u,Rd}} \quad (\text{pIV-7.6})$$

dove:

- $N_{cf}$  è la risultante di compressione nel calcestruzzo posto sopra l'asse neutro plastico;
- $\tau_{u,Rd}$  è la resistenza a taglio longitudinale di progetto da determinarsi sperimentalmente. (per la procedura esecutiva delle prove di resistenza allo scorrimento si può fare riferimento alle Istruzioni CNR 10016/2000).

Nelle sezioni caratterizzate da distanza dall'appoggio minore di  $L_{sf}$  il collegamento a taglio è a parziale ripristino, e di conseguenza è determinante la resistenza allo scorrimento.

#### pIV-7.4.4 Verifiche a taglio e punzonamento

La resistenza di una soletta composta alle sollecitazioni di taglio o punzonamento è di regola valutata sulla base di una adeguata sperimentazione, condotta in modo da riprodurre le effettive condizioni della superficie di contatto tra lamiere e getto in calcestruzzo riscontrabili in cantiere. Qualora si consideri efficace la sola lamiera grecata, attribuendo al calcestruzzo esclusivamente la funzione di contrasto all'imbozzamento locale, la resistenza può essere verificata in accordo a quanto previsto dalle Istruzioni CNR 10011 e CNR 10022.

#### pIV-7.5 Verifiche in servizio

##### pIV-7.5.1 Verifiche a fessurazione

L'ampiezza delle fessure nelle regioni di momento negativo di solette continue deve essere calcolata con le formulazioni delle strutture in calcestruzzo armato riportate in pIV-5.7.2.

Qualora le solette continue siano progettate come semplicemente appoggiate in accordo con pIV-7.3.1, la sezione trasversale dell'armatura di controllo della fessurazione non deve essere minore di 0,2% dell'area della sezione trasversale del calcestruzzo al di sopra della lamiera grecata nelle costruzioni non puntellate, e di 0,4% dell'area della sezione trasversale al di sopra delle nervature per le costruzioni puntellate.

##### pIV-7.5.2 Verifiche di deformazione



Per le verifiche allo stato limite di deformazione si applicano in generale le regole del punto pIV-5.7.4.

L'effetto di scorrimento di estremità può essere trascurato se nei risultati sperimentali (vedi pIV-7.4.3) il carico che causa lo scorrimento di 0,5 mm è maggiore di 1,2 volte il carico di servizio considerato. Si può ritenere che lo scorrimento sia trascurabile se la tensione tangenziale massima sulla superficie di contatto tra il calcestruzzo e la lamiera in condizioni di servizio è inferiore al 30% della  $\tau_{u,Rd}$  (vedi pIV-7.4.3).

Il calcolo delle frecce può essere omissso se il rapporto tra luce ed altezza non supera i limiti indicati nelle norme per il c.a. e risulta trascurabile l'effetto dello scorrimento di estremità.

Qualora il comportamento sperimentale mostri, per la soletta non ancorata, la presenza di scorrimento iniziale in corrispondenza di un carico minore di 1,2 volte il carico di esercizio, si raccomanda di utilizzare ancoraggi di estremità nelle campate esterne.

### *pIV-7.6 Verifica della lamiera grecata nella fase di getto*

#### *pIV-7.6.1 Verifica di resistenza*

La verifica della lamiera grecata deve essere svolta in accordo con le norme per le strutture in acciaio. Gli effetti di dentellature o bugnature sulle resistenze di progetto devono essere opportunamente considerati.

#### *pIV-7.6.2 Verifiche in servizio*

Le proprietà delle sezioni devono essere determinate in accordo con le indicazioni CNR 10011.

Si raccomanda che l'inflessione della lamiera sotto il peso proprio ed il peso del calcestruzzo fresco, escludendo i carichi di costruzione, non sia maggiore di  $L/180$  o 20 mm, essendo  $L$  la lunghezza effettiva della campata fra due appoggi (in questo contesto i puntelli devono essere considerati appoggi).

Tali limiti possono essere aumentati qualora inflessioni maggiori non inficino la resistenza o l'efficienza del solaio e sia considerato nella progettazione del solaio e della struttura di supporto il peso addizionale dovuto all'accumulo del calcestruzzo.

Qualora l'inflessione dell'intradosso sia considerata importante (per esempio per requisiti di servizio o per motivi estetici) può essere necessario ridurre tali limiti.

### *pIV-7.7 Dettagli costruttivi*

#### *pIV-7.7.1 Spessore minimo delle lamiere grecate*

Lo spessore delle lamiere grecate impiegate nelle solette composte non deve essere inferiore a 0,8 mm.

#### *pIV-7.7.2 Spessore della soletta*

L'altezza complessiva del solaio composto  $h$ , non deve essere minore di 80 mm. Lo spessore del calcestruzzo  $h_c$  al di sopra dell'estradosso delle nervature della lamiera non deve essere minore di 40 mm.



Se la soletta realizza con la trave una membratura composta, oppure è utilizzata come diaframma, l'altezza complessiva non deve essere minore di 90 mm ed  $h_c$  non deve essere minore di 50 mm.

#### pIV-7.7.3 Inerti

La dimensione nominale dell'inerte dipende dalla più piccola dimensione dell'elemento strutturale nel quale il calcestruzzo è gettato, e non deve superare il più piccolo dei seguenti valori (Fig.pIV-7.3):

- $0,40 h_c$ ;
- $b_0/3$ , dove  $b_0$  è la larghezza media delle nervature (minima larghezza nel caso di forme con profili rientranti);
- 31,5 mm (staccio C 31.5).

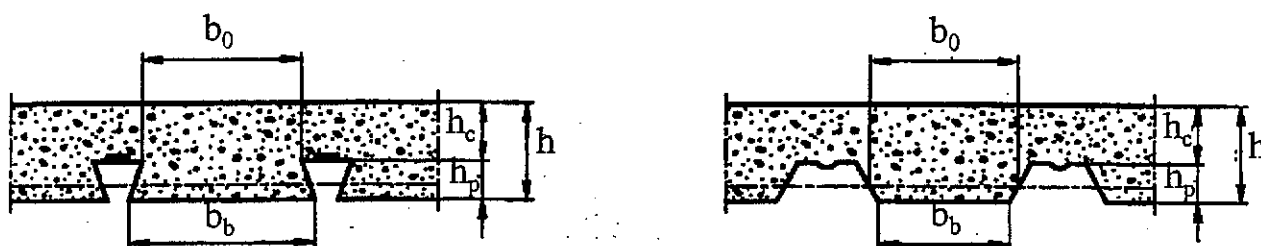


Fig. pIV-7.3 Dimensioni di lamiera e soletta

#### pIV-7.7.4 Appoggi

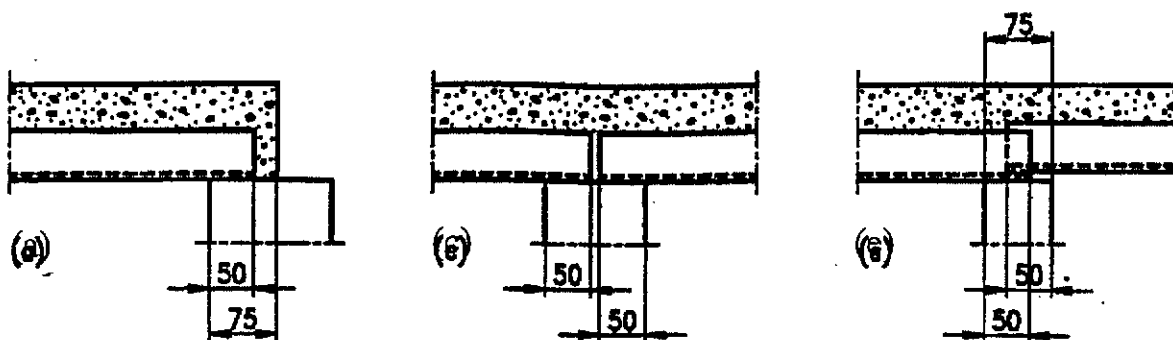
Si raccomanda che le solette composte sostenute da elementi di acciaio o calcestruzzo abbiano una larghezza di appoggio minimo di 75 mm, con una dimensione di appoggio del bordo della lamiera grecata di almeno 50 mm [Fig.pIV-7.4 (a) e (c)]

Nel caso di solette composte sostenute da elementi in diverso materiale, si raccomanda che questi valori siano portati rispettivamente a 100 mm e 70 mm [Fig. pIV-7.4 (b) e (d)]

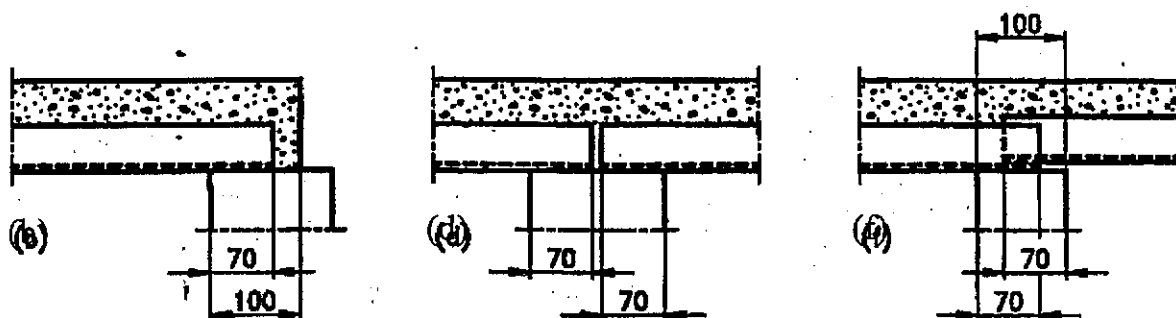
Nel caso di lamiere sovrapposte o continue che poggiano su elementi di acciaio o calcestruzzo, si raccomanda che l'appoggio minimo sia 75 mm e per elementi in altro materiale 100 mm [Fig.pIV-7.4 (e) e (f)]

I valori minimi delle larghezze di appoggio riportati in precedenza possono essere ridotti, se ciò è precisato nelle specifiche di progetto e se il progetto considera fattori di rilievo come tolleranze, carichi, campate, altezza dell'appoggio e requisiti di continuità per le armature.





a) appoggi su acciaio e calcestruzzo



b) appoggi su altri materiali come muratura o blocchi

Fig. pIV-7.4 Minime larghezze di appoggio



## PARTE V

### COSTRUZIONI COMPOSTE DA ELEMENTI IN METALLI DIVERSI DALL'ACCIAIO

Le costruzioni composte da elementi strutturali in metalli diversi dall'acciaio ricadenti nell'ambito di applicazione della legge 5 novembre 1971, n.1086 devono essere progettate, eseguite e montate seguendo tutte le indicazioni di ordine generale indicate nelle norme per le costruzioni in acciaio.

Deve essere peraltro provato dal progettista, caso per caso, che le strutture posseggano un grado di sicurezza adeguato all'affidabilità dei materiali e delle tecnologie e, comunque, non inferiore e quello richiesto dalle norme per le costruzioni in acciaio di cui al presente decreto.



## ALLEGATO 1

### (PROCEDURE DI CONTROLLO PER IL CALCESTRUZZO)

#### *A1-1. Controlli di qualità del conglomerato*

Il controllo di qualità del conglomerato ha lo scopo di accertare che il conglomerato realizzato abbia una resistenza caratteristica non inferiore a quella richiesta dal progetto.

Il controllo si articola nelle seguenti fasi:

##### *Valutazione preliminare della resistenza*

Serve per determinare, prima dell'inizio della costruzione delle opere, la resistenza del conglomerato.

Deve essere verificato che il conglomerato abbia resistenza caratteristica non inferiore a quella richiesta dal progetto.

##### *Controllo di accettazione.*

Riguarda il controllo del conglomerato durante l'esecuzione delle opere. Le prove devono essere effettuate da uno dei laboratori di cui all'art.20 della Legge 1086/1971.

##### *Prove complementari.*

Sono prove da eseguire, ove necessario, a completamento delle precedenti prove.

#### *A1-2. Prelievo dei campioni.*

Un prelievo consiste nel prelevare dagli impasti, al momento della posa in opera nei casseri ed alla presenza del Direttore dei lavori o di persona di sua fiducia, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini.

La media delle resistenze a compressione dei due provini di un prelievo rappresenta la "Resistenza di prelievo" che costituisce il valore mediante il quale vengono eseguiti i controlli del conglomerato. È obbligo del Direttore dei lavori prescrivere ulteriori prelievi rispetto al numero minimo, di cui ai successivi paragrafi, tutte le volte che variazioni di qualità dei costituenti dell'impasto possano far presumere una variazione di qualità del calcestruzzo stesso.

Per la preparazione e la stagionatura dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nella UNI 6127/80.

Per la forma e le dimensioni dei provini di calcestruzzo e le relative casseforme, vale quanto indicato nelle norme UNI 6130/80/I e UNI 6130/80/II limitatamente ai provini per le prove di resistenza a compressione.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nella UNI 6132/72.

#### *A1-3. Valutazione preliminare della resistenza.*

Prima dell'inizio di una produzione di serie o della costruzione di un'opera, il costruttore deve valutare la resistenza caratteristica per ciascuna miscela omogenea di conglomerato.

Tale valutazione può essere effettuata sulla base delle esperienze acquisite o di valutazioni statistiche, o dell'uno e dell'altro criterio.

Il costruttore resta comunque responsabile della valutazione effettuata, che è controllata come al punto seguente.



**A1-4. Controllo di accettazione**

Il Direttore dei lavori ha l'obbligo di eseguire controlli periodici in corso d'opera per verificare la conformità tra le caratteristiche dei materiali e degli impasti impiegati e quelle definite in sede di valutazione preliminare.

Il controllo di accettazione viene eseguito di regola secondo le indicazioni di cui al punto A1-4.1 e A1-4.2.

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di conglomerato accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla tabella seguente:

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_1 \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_m \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi 3)	$R_m \geq R_{ck} + 1,4s$ (N° prelievi $\geq 15$ )

Ove:

$R_m$  = resistenza media dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>);

$R_1$  = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm<sup>2</sup>);

$s$  = scarto quadratico medio.

**A1-4.1. Controllo tipo A.**

Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m<sup>3</sup> massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.

Siano  $R_1, R_2, R_3$  le tre resistenze di prelievo, con:

$$R_1 \leq R_2 \leq R_3$$

Nelle costruzioni con meno di 100 m<sup>3</sup> di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

**A1-4.2. Controllo tipo B.**

Nelle costruzioni con più di 1500 m<sup>3</sup> di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B).

Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m<sup>3</sup> di conglomerato.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m<sup>3</sup>.

**A1-4.3. Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo.**

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei lavori o di un tecnico di sua fiducia che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare espresso riferimento a tale verbale.

Il Direttore dei lavori deve inoltre curare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i provini inviati per le prove ai laboratori prove materiali siano effettivamente quelli prelevati alla presenza sua o del tecnico di sua fiducia.

La domanda di prove al laboratorio di cui all'art.20 della L.1086/71 deve essere sottoscritta dal Direttore dei lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo.

In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore dei lavori, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

I certificati emessi dai laboratori devono obbligatoriamente contenere almeno:

- l'identificazione del laboratorio che rilascia il certificato;
- una identificazione univoca del certificato (numero di serie e data di emissione) e di ciascuna sua pagina, oltre al numero totale di pagine;
- l'identificazione del committente i lavori in esecuzione e del cantiere di riferimento;
- il nominativo del Direttore dei lavori che richiede la prova;
- la descrizione, l'identificazione e la data di prelievo dei campioni da provare;
- la data di ricevimento dei campioni e la data di esecuzione delle prove;
- l'identificazione delle specifiche di prova o la descrizione del metodo o procedura adottata, con l'indicazione delle norme di riferimento per l'esecuzione della stessa;
- le dimensioni effettivamente misurate dei campioni provati, dopo rettifica;
- le modalità di rottura dei campioni;
- i valori di resistenza misurati.

L'opera o la parte di opera non conforme ad una delle suddette prescrizioni non può essere accettata finché la non conformità non è stata definitivamente rimossa e accettata dal Direttore dei lavori, il quale deve procedere ad un controllo teorico e/o sperimentale della sicurezza della struttura interessata dal quantitativo di conglomerato non conforme, sulla base della resistenza ridotta del conglomerato, ovvero ad una verifica delle caratteristiche del conglomerato messo in opera mediante prelievo di provini del calcestruzzo indurito messo in opera (es. carotaggi) o con l'impiego di altri mezzi d'indagine, secondo quanto indicato nel successivo punto A1-5.

Ove ciò non fosse possibile, ovvero i risultati di tale indagine non risultassero soddisfacenti si può dequalificare l'opera, eseguire lavori di consolidamento ovvero demolire l'opera stessa.

I "controlli di accettazione" sono obbligatori ed il Collaudatore è tenuto a controllarne la validità, qualitativa e quantitativa; ove ciò non fosse, il Collaudatore è tenuto a far eseguire delle prove che attestino le caratteristiche del conglomerato, seguendo la medesima procedura che si applica quando non risultino rispettati i limiti fissati dai "controlli di accettazione".

La procedura prevista è integralmente estesa alla produzione di serie in stabilimento.

Essa deve essere documentata dal Direttore dello stabilimento che assume le responsabilità assegnate, per norma, al Direttore dei lavori.

#### *A1-5. Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera*

Nel caso in cui le resistenze a compressione dei provini prelevati durante il getto non soddisfino i criteri di accettazione della classe di resistenza caratteristica prevista nel progetto, oppure





sorgano dubbi sulla qualità e rispondenza del calcestruzzo ai valori di resistenza determinati nel corso della qualificazione della miscela, si può procedere ad una valutazione delle caratteristiche di resistenza attraverso il prelievo del calcestruzzo indurito direttamente dalla struttura in opera ed, eventualmente, l'effettuazione di prove non distruttive. Tali prove non devono, in ogni caso, intendersi sostitutive dei controlli di accettazione.

Il diametro delle carote, perchè il risultato sia significativo, deve essere compreso tra 100 e 150 mm. Le carote una volta estratte devono essere protette fino alla prova di compressione, e nelle lavorazioni di taglio e spianatura delle stesse per la realizzazione dei provini per la prova a compressione si deve evitare ogni essiccazione della loro superficie.

I provini ricavati dai prelievi non devono contenere al loro interno più di un elemento di armatura normale alla direzione di azione del carico.

#### ***A1-6. Prove complementari.***

Sono prove che si eseguono al fine di stimare la resistenza del conglomerato ad una età corrispondente a particolari fasi di costruzione (precompressione, messa in opera) o condizioni particolari di utilizzo (temperature eccezionali, ecc.).

Il procedimento di controllo è uguale a quello dei controlli di accettazione.

Tali prove non possono però essere sostitutive dei "controlli di accettazione" che vanno riferiti a provini confezionati e maturati secondo le prescrizioni precedenti.

Potranno servire al Direttore dei lavori od al Collaudatore per dare un giudizio del conglomerato ove questo non rispetti il "controllo di accettazione".



## ALLEGATO 2

### PRESCRIZIONI RELATIVE AL CALCESTRUZZO CONFEZIONATO CON PROCESSO INDUSTRIALIZZATO

Per calcestruzzo confezionato con processo industrializzato si intende quello prodotto mediante impianti, strutture e tecniche organizzate sia in cantiere che in uno stabilimento esterno al cantiere stesso.

Gli impianti per la produzione con processo industrializzato del calcestruzzo disciplinato dalle presenti norme devono essere idonei ad una produzione continua, disporre di apparecchiature adeguate per il confezionamento nonché di personale esperto e di attrezzature idonee a provare, valutare e correggere la qualità del prodotto.

Gli impianti devono dotarsi di un sistema di controllo della produzione in fabbrica allo scopo di assicurare che il prodotto abbia i requisiti previsti dalle presenti norme e che tali requisiti siano costantemente mantenuti fino alla posa in opera.

I produttori di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, facendo esplicito riferimento al processo produttivo ed al sistema di controllo di produzione adottato in fabbrica.

Nella dichiarazione deve essere contenuto l'impegno alla produzione del calcestruzzo secondo le specifiche del presente decreto e, in particolare, l'utilizzo esclusivo di cementi dotati di attestato di conformità ai sensi delle specifiche disposizioni vigenti.

Devono, inoltre, essere indicate le località di approvvigionamento degli inerti e le lavorazioni che vengono ivi eseguite sugli stessi.

La dichiarazione deve essere confermata annualmente al Servizio Tecnico Centrale. La conferma della produzione deve contenere una apposita dichiarazione attestante che nulla è variato, nel prodotto e nel processo produttivo, rispetto alla precedente dichiarazione, ovvero devono essere descritte le avvenute variazioni.

Ogni fornitura in cantiere di calcestruzzo prodotto con processo industrializzato deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata.

Il Direttore dei lavori è tenuto, all'atto dell'accettazione, a verificare quanto sopra indicato.



## ALLEGATO 3

### PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE BARRE E ROTOLI

#### *A3-1. Controlli in stabilimento*

##### *A3-1.1. Controlli sistematici*

###### A3-1.1.1. Generalità

Le prove di qualificazione e di verifica periodica, di cui ai successivi punti, devono essere ripetute per ogni prodotto avente caratteristiche differenti o realizzato con processi produttivi differenti, anche se provenienti dallo stesso stabilimento e per i diversi gruppi di diametri di seguito indicati:

- a) diametro compreso tra 5 e 10 mm;
- b) diametro compreso tra 12 e 20 mm;
- c) diametro compreso tra 22 e 30 mm;
- d) diametro superiore a 30 mm;
- e) diametro superiore a 14 mm (rotoli).

I rotoli devono essere soggetti a qualificazione separata dalla produzione in barre e dotati di marcatura differenziata.

Il produttore, qualora lo richieda, ha la facoltà di non avvalersi della suddivisione in gruppi di diametri, fermo restando che i prodotti il cui impiego è condizionato dall'autorizzazione del Servizio Tecnico Centrale (barre di diametro superiore a 30 mm e rotoli di diametro superiore a 14 mm) costituiscono gruppi a se stanti.

###### A3-1.1.2. Prove di qualificazione

La documentazione riguardante le prove di qualificazione deve essere riferita ad una produzione consecutiva relativa ad un periodo di tempo di almeno sei mesi.

Il laboratorio incaricato deve effettuare, senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 25 saggi, ricavati da cinque diverse colate o lotti di produzione, cinque per ogni colata o lotto di produzione.

L'operazione viene ripetuta, per ognuno dei gruppi di cui al precedente punto A3-1.1.1., su tre diametri diversi.

Sui campioni vengono determinati, a cura del laboratorio incaricato, i valori delle tensioni di snervamento e rottura  $f_y$  e  $f_t$  l'allungamento  $A_5$  ed effettuate le prove di piegamento.

Indicando con:



$$f_{ymn} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} f_{yi}}{n}$$

e (A)

$$f_{tmn} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} f_{ti}}{n}$$

le medie dei valori delle tensioni di snervamento e rottura e con:

$$s_{yn} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (f_{yi} - f_{ymn})^2}{n-1}}$$

e (B)

$$s_{tn} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (f_{ti} - f_{tmn})^2}{n-1}}$$

gli scarti quadratici medi corrispondenti, si procede al calcolo delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura definite dalle espressioni:

$$f_{yk} = f_{ymn} - k \cdot s_{yn}$$

(C)

$$f_{tk} = f_{tmn} - k \cdot s_{tn}$$

dove  $n$ , numero dei saggi considerati, è nel presente caso pari a 25.

Per gli stessi campioni vengono altresì annotati i valori dei rapporti  $\frac{f_{yi}}{f_{yk}}$  e calcolata la media:

$$\frac{\sum_{i=1}^{i=n} f_{ti}}{\sum_{i=1}^{i=n} f_{yi}}$$

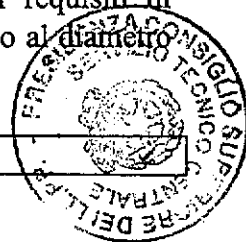
$n$

Qualora il produttore opti per la non suddivisione in gruppi di diametri le prove di qualificazione vertono su 75 saggi, prelevati da 15 diverse colate o lotti di produzione, cinque per ogni colata o lotto di produzione, indipendentemente dal diametro, e nelle suddette formule (A), (B), (C) si pone  $n = 75$ .

In ogni caso il coefficiente  $k$  assume, in funzione di  $n$ , i valori riportati nel Prospetto A8-1 dell'Allegato 8.

Su almeno un saggio per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'indice di aderenza di cui all'Allegato 6.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di qualificazione non soddisfi i requisiti di resistenza o duttilità di cui al punto pl-2.2. delle norme tecniche, il prelievo relativo al diametro



di cui trattasi va ripetuto ed il nuovo prelievo sostituisce a tutti gli effetti quello precedente. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della prova di qualificazione.

### A3-1.1.3. Prove di verifica della qualità.

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari, ad intervalli non superiori ad un mese, prelevando tre serie di 5 campioni, costituite ognuna da cinque barre di uno stesso diametro scelto entro ciascuno dei gruppi di diametri di cui al punto A3-1.1.1. e provenienti da una stessa colata. Su tali serie il laboratorio effettua le prove di resistenza e di duttilità. I corrispondenti risultati delle prove di snervamento e rottura vengono introdotti nelle quattro precedenti espressioni (A) e (B), le quali vengono sempre riferite a cinque serie di cinque saggi, facenti parte dello stesso gruppo di diametri, da aggiornarsi ad ogni prelievo, aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici così ottenuti vengono quindi introdotti nelle espressioni (C) per la determinazione delle nuove tensioni, caratteristiche, sostitutive delle precedenti (ponendo  $n = 25$ ).

Per gli stessi campioni vengono altresì annotati i valori dei rapporti  $\frac{f_{yt}}{f_{yk}}$  e calcolata la media:

$$\frac{\sum_{i=1}^m f_{it}}{n}$$

Qualora il produttore non si avvalga della suddivisione in gruppi di diametri, i controlli saltuari vertono, per ogni gamma merceologica, su 15 saggi, prelevati da tre diverse colate, 5 per ogni colata o lotto di produzione, indipendentemente dal diametro. I corrispondenti risultati delle prove di snervamento e rottura vengono introdotti nelle espressioni (A) e (B), le quali vengono sempre riferite a quindici serie di cinque saggi, da aggiornarsi ad ogni prelievo, aggiungendo le tre nuove colate o lotti di produzione ed eliminando le prime tre in ordine del tempo. I nuovi valori delle medie e degli scarti quadratici così ottenuti vengono quindi introdotti nelle espressioni (C) per la determinazione delle nuove tensioni caratteristiche sostitutive delle precedenti (ponendo  $n = 75$ ).

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui al punto pI-2.2. delle norme tecniche, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio tecnico centrale e ripete le prove di qualificazione solo dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prova di verifica della qualità non soddisfi i requisiti di duttilità di cui al punto pI-2.2. delle norme tecniche il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione della qualificazione.

Le tolleranze dimensionali di cui al punto pI-2.2.5. delle norme tecniche vanno riferite alla media delle misure effettuate su tutti i saggi di ciascuna colata o lotto di produzione. Qualora la tolleranza sulla sezione superi  $\pm 2\%$ , il certificato di verifica deve riportare i diametri medi effettivi.

Su almeno un saggio per colata o lotto di produzione è calcolato il valore dell'indice di aderenza di cui all'Allegato 6.

### *A3-1.2. Controlli su singole colate o lotti di produzione*



I produttori possono richiedere, di loro iniziativa, di sottoporsi a controlli su singole colate o lotti di produzione, eseguiti a cura di un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71. Le colate o lotti di produzione sottoposti a controllo devono essere cronologicamente ordinati nel quadro della produzione globale. I controlli consistono nel prelievo, per ogni colata e lotto di produzione e per ciascun gruppo di diametri da essi ricavato, di un numero  $n$  di saggi, non inferiore a dieci, sui quali si effettuano le prove previste dal quarto comma del punto A3-1.1.2. Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura vengono calcolate a mezzo delle espressioni (A), (B), e (C) nelle quali  $n$  è il numero dei saggi prelevati dalla colata.

### **A3-2. 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 A3-1, in ragione di 3 spezzoni, marcati, di uno stesso diametro, scelto entro ciascun gruppo di diametri per ciascuna partita prescelta, sempre che 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 di cui all'art.20 della legge 1086/71 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  $10 \text{ N/mm}^2$  per  $f_y$  o  $f_{(0,2)}$  e  $20 \text{ N/mm}^2$  per  $f_t$ .

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

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al produttore, che è tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione. Inoltre il Direttore dei lavori deve comunicare il risultato anomalo sia al laboratorio incaricato del controllo in stabilimento che al Servizio tecnico centrale.

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.

I certificati relativi alle prove meccaniche devono riportare l'indicazione del marchio identificativo 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 Servizio tecnico centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.



## ALLEGATO 4

### PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO NORMALE: RETI E TRALICCI ELETTROSALDATI

#### *A4-1. Controlli in stabilimento*

##### *A4-1.1. Controlli sistematici*

##### A4-1.1.1 Prove di qualificazione

La documentazione riguardante le prove di qualificazione deve essere riferita ad una produzione consecutiva relativa ad un periodo di tempo di almeno sei mesi.

Il laboratorio incaricato effettua, presso lo stabilimento di produzione, in almeno quattro sopralluoghi senza preavviso il prelievo di una serie di 80 saggi, ricavati da 40 diversi pannelli, 2 per ogni elemento.

Ogni saggio deve consentire due prove:

- prova di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato, per la determinazione della tensione di rottura, della tensione di snervamento e dell'allungamento;
- prova di resistenza al distacco offerta dalla saldatura del nodo, determinata forzando con idoneo dispositivo il filo trasversale nella direzione di quello maggiore posto in trazione.

Per la determinazione delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura valgono le medesime formule (A), (B) e (C) di cui all'Allegato 3 dove  $n$ , numero dei saggi considerati, va assunto nel presente caso pari a 80, ed il coefficiente  $k$  assume, in funzione di  $n$ , i valori riportati nel Prospetto A8-1 dell'Allegato 8.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione non soddisfi i requisiti previsti nelle norme tecniche relativamente ai valori di allungamento o resistenza al distacco, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

##### *A4-1.1.2. Prove di verifica della qualità.*

Il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari ad intervalli non superiori ad un mese, su serie di 20 saggi, ricavati da 10 diversi elementi, 2 per ogni elemento.

Sulla serie il laboratorio effettua la prova di trazione e di distacco. I corrispondenti risultati vengono aggiunti a quelli dei precedenti prelievi dopo aver eliminato la prima serie in ordine di tempo.

Si determinano così le nuove tensioni caratteristiche sostitutive delle precedenti sempre ponendo  $n = 80$ .

Ove i valori caratteristici riscontrati risultino inferiori ai minimi di cui al punto pI-2.2. delle norme tecniche il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio tecnico centrale e ripete la qualificazione solo dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di verifica non soddisfi i valori di allungamento o resistenza al distacco, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. In caso di ulteriore risultato negativo, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità.



dandone comunicazione al Servizio tecnico centrale e ripete la qualificazione dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

#### **A4-1.2. Controlli su singoli lotti di produzione.**

Si definiscono lotti di produzione partite ottenute con produzione continua comprese fra 30 e 100 tonnellate.

Negli stabilimenti soggetti ai controlli sistematici, i produttori possono sottoporre a controlli singoli lotti di produzione a cura di un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71.

I controlli consistono nel prelievo per ogni lotto di un numero  $n$  di saggi, non inferiore a venti e ricavati da almeno dieci diversi elementi, sui quali si effettuano le prove previste dal secondo comma del punto A4-1.1.1.

Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura vengono calcolate a mezzo delle espressioni (A), (B) e (C) nelle quali  $n$  è il numero dei saggi prelevati.

#### **A4-2. Controlli in cantiere o nel luogo di lavorazione delle reti e dei tralicci**

I controlli sono obbligatori e devono essere effettuati con le medesime procedure di cui al punto A3-2 (Allegato 3).





**ALLEGATO 5**

**PROCEDURA PER LA MISURA DELL'ALLUNGAMENTO PERCENTUALE  
CORRISPONDENTE AL CARICO MASSIMO ( $A_{gt}$ )  
PER ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO NORMALE IN BARRE**

**A5-1. Ambito di applicabilità**

La seguente procedura è utilizzabile per la determinazione dell'allungamento percentuale totale corrispondente al carico massimo  $A_{gt}$  ed è applicabile alle barre in acciaio.

**A5-2. Caratteristiche del metodo**

Il metodo proposto si basa sulla misura di  $A_g$  (allungamento permanente corrispondente al carico massimo) residuo su un tratto di un provino dopo prova di trazione. Partendo da questo valore si determina  $A_{gt}$ , allungamento totale percentuale corrispondente al carico massimo.

**A5-3. Definizioni**

Con riferimento alla Fig. A5-1, si ha :

$A_{gt}$  : allungamento totale percentuale

$A_g$  : allungamento percentuale permanente (residuo)

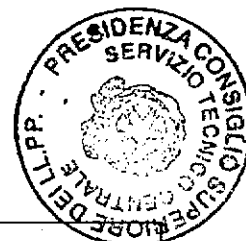
Le due grandezze sono legate dalla relazione :

$$A_{gt} = A_g + 100 \cdot \frac{f_t}{E}$$

La lunghezza  $L_0$  della base di misura (lunghezza iniziale tra i riferimenti) è pari a 100 mm.

Prospetto A5-1. Simboli e grandezze utilizzate (Rif. Figg. A5-1, A5-2, A5-3)

Simbolo	Unità	Descrizione
D	mm	Diametro del filo o della barra
$L_m$	mm	Lunghezza libera tra gli afferraggi
$L_0$	mm	Lunghezza iniziale tra i riferimenti
$L_u$	mm	Lunghezza finale tra i riferimenti
$A_{gt}$	%	Allungamento totale % corrispondente al carico max
$A_g$	%	Allungamento permanente. % corrispondente al carico max
$F_m$	N	Carico massimo
$f_t$	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza a trazione
E	N/mm <sup>2</sup>	Modulo elastico dell'acciaio

**A5-4. Geometria del campione di prova**

Il campione è costituito da uno spezzone di barra del prodotto oggetto di prova. La minima lunghezza libera  $L_m$  del provino tra gli afferraggi della macchina di prova deve essere maggiore (o almeno uguale) a  $15d + 2L_0$  (fig. A5-2).

#### A5-5. Tracciatura dei provini

I provini devono essere tracciati con segni equidistanti trasversali all'asse della barra (o filo), ad intervalli regolari pari a 10 mm, per una distanza almeno pari ad  $L_0$ . La precisione della tracciatura deve essere almeno pari a 0.1 mm.

#### A5-6. Procedura operativa

La prova di trazione deve essere eseguita secondo le prescrizioni della norma UNI/EN 10002.

La misura della lunghezza ultima  $L_u$  dopo rottura è eseguita sullo spezzone più lungo del provino e deve avere una precisione di almeno 0.1 mm.

La zona di misura deve essere compresa in un tratto dello spezzone che abbia gli estremi ad una distanza di almeno  $5d$ , rispetto alla sezione in cui è avvenuta la rottura, e  $2.5d$  rispetto al punto di afferraggio nella macchina di prova (fig. A5-3).

L'allungamento permanente proporzionale percentuale corrispondente al carico massimo è determinato mediante l'espressione

$$A_g = \frac{L_u - L_0}{L_0} 100$$

L'allungamento totale percentuale corrispondente al carico massimo è determinato in base all'espressione :

$$A_{gt} = A_g + \frac{f_t}{E} 100.$$

Si assume il valore convenzionale del modulo elastico  $E = 200000 \text{ Nmm}^{-2}$  e pertanto si ottiene:

$$A_{gt} = A_g + \frac{f_t}{2000}$$



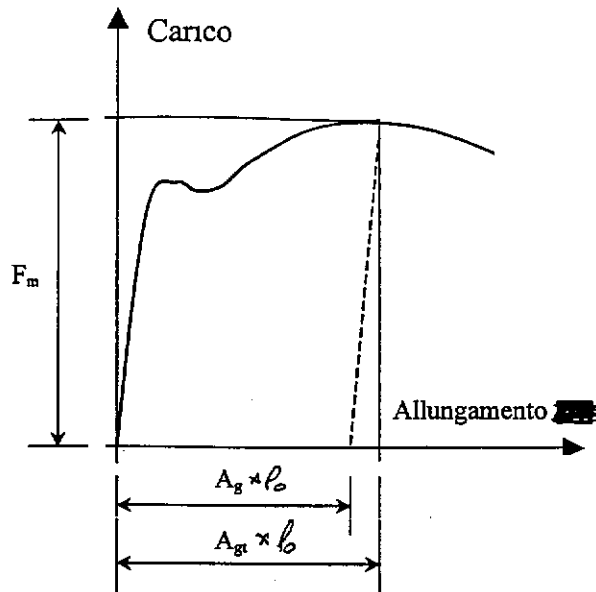


Figura A5-1 - Diagramma Forza - Allungamento

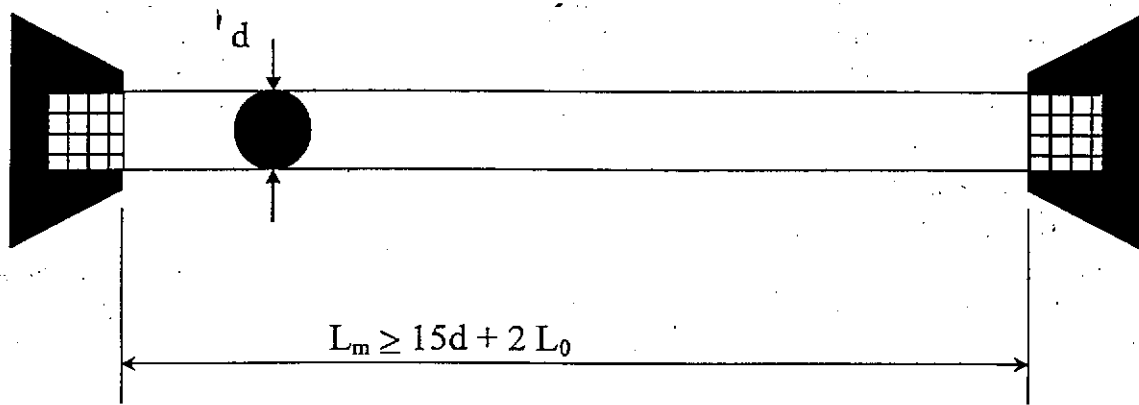


Figura A5-2

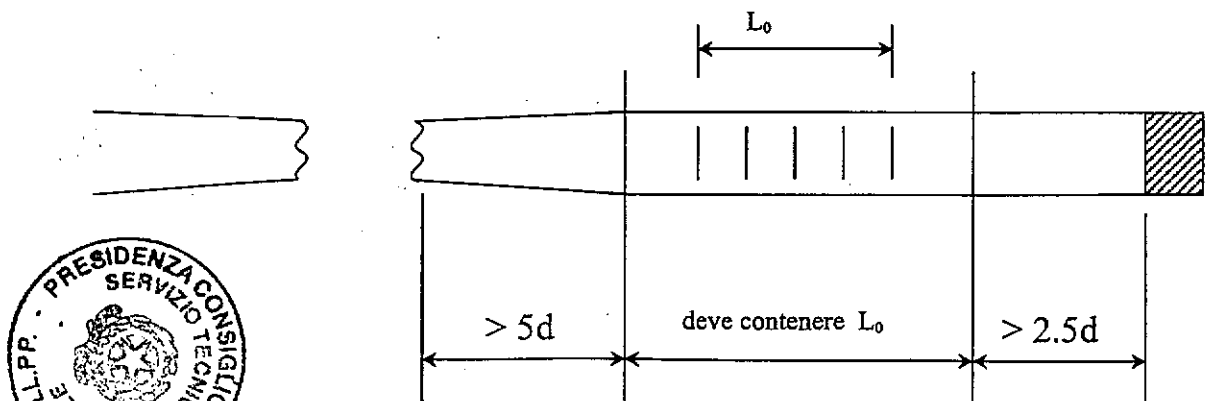


Figura A5-3

## ALLEGATO 6

PROCEDURE PER IL CONTROLLO DELL'ADERENZA PER ACCIAI DA  
CEMENTO ARMATO NORMALE IN BARRE

Ai fini della qualificazione, le barre devono superare con esito positivo prove di aderenza secondo il metodo Beam - test da eseguirsi presso uno dei laboratori di cui all'art.20 della legge 1086/71, con le modalità specificate nella CNR-UNI 10020 (gennaio 1971). La tensione di aderenza  $\tau_d$  valutata secondo la CNR-UNI 10020 (gennaio 1971) verrà riferita ad una resistenza nominale del conglomerato di  $27 \text{ N/mm}^2$ , mediante l'applicazione della seguente formula di correzione:

$$\tau_c = \tau_d - (R_c - 27) \cdot 0,2 (\text{N/mm}^2)$$

valida nell'intervallo:

$$22 \leq R_c \leq 32 (\text{N/mm}^2)$$

essendo:

$\tau_c$  la tensione di aderenza corretta;

$\tau_d$  la tensione di aderenza rilevata sperimentalmente;

$R_c$  la resistenza del conglomerato all'atto della prova.

Le prove devono essere estese ad almeno tre diametri scelti, indipendentemente dalla suddivisione in gruppi, come segue:

- uno nell'intervallo  $5 \leq \varnothing \leq 10 \text{ mm}$ ;
- uno nell'intervallo  $12 \leq \varnothing \leq 18 \text{ mm}$ ;
- uno pari al diametro massimo.

Per le verifiche periodiche della qualità e per le verifiche delle singole partite, non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza quando se ne possa determinare la rispondenza nei riguardi delle caratteristiche e delle misure geometriche, con riferimento alla serie di barre che hanno superato le prove stesse con esito positivo.

Le tensioni tangenziali di aderenza  $\tau_m$  e  $\tau_r$  desunte dalla prova, come media dei risultati ottenuti sperimentando almeno quattro travi per ogni diametro, devono soddisfare le condizioni seguenti:

$$\tau_m \geq \tau_m^* = 8 - 0,12\varnothing$$

$$\tau_r \geq \tau_r^* = 13 - 0,19\varnothing$$

ove  $\tau_m$ ,  $\tau_m^*$ ,  $\tau_r$  e  $\tau_r^*$  sono espressi in  $\text{N/mm}^2$  e  $\varnothing$  è espresso in mm.

Per accertare la rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, si calcolerà per un numero significativo di barre il valore dell'indice di aderenza  $I_R$  definito dall'espressione:

$$I_R = \frac{2a_m l_R \cos(90^\circ - \beta)}{\pi \varnothing_n c}$$

confrontando quindi il valore medio di  $I_R$  con il corrispondente  $I_R(L)$  valutato sulle barre provate in laboratorio.



La partita è ritenuta idonea se è verificata al meno una delle due seguenti ineguaglianze (A) e (B):

$$\frac{I_R}{I_R(L)} \geq \frac{\tau_m^*}{\tau_m} \quad (A)$$

$$\begin{aligned} I_R &\geq 0,048 \text{ per } \varnothing \leq 6 \text{ mm} \\ I_R &\geq 0,055 \text{ per } 6 \text{ mm} < \varnothing \leq 8 \text{ mm} \\ I_R &\geq 0,060 \text{ per } 8 \text{ mm} < \varnothing \leq 12 \text{ mm} \\ I_R &\geq 0,065 \text{ per } \varnothing > 12 \text{ mm} \end{aligned} \quad (B)$$

essendo:

$\tau_m^*$  = valore limite di  $\tau_m$  quale sopra definito per il diametro considerato;

$\tau_m, \tau_r$  = valori desunti dalle prove di laboratorio;

$\varnothing_n$  = diametro nominale della barra;

$c$  = interasse delle nervature;

$a_m$  = altezza media delle nervature;

$\beta$  = inclinazione delle nervature sull'asse della barra espressa in gradi;

$l_R$  = lunghezza delle nervature;

$I_R$  = valore di  $I_R$  determinato sulle barre della fornitura considerata;

$I_R(L)$  = valore di  $I_R$  determinato sulle barre provate in laboratorio.

Qualora il profilo comporti particolarità di forma non contemplate nella definizione di  $I_R$  (ad esempio nocciolo non circolare), l'ineguaglianza (A) deve essere verificata per i soli risalti o nervature.

Nel certificato di prova devono essere descritte le caratteristiche geometriche della sezione e delle nervature e deve, inoltre, essere indicata quale delle due disuguaglianze (A) o (B) viene rispettata.



## ALLEGATO 7

## PROCEDURE DI CONTROLLO PER ACCIAI DA CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO

**A7-1. Modalità di prelievo e metodi di prova**

I saggi destinati ai controlli:

- non devono essere avvolti con diametro inferiore a quello della bobina o rotolo di provenienza;
- devono essere prelevati con le lunghezze richieste dal laboratorio incaricato delle prove ed in numero sufficiente per eseguire eventuali prove di controllo successive;
- devono essere adeguatamente protetti nel trasporto.

**A7-2. Controlli in stabilimento****A7-2.1. Controlli sistematici****A7-2.1.1 Prove di qualificazione**

La documentazione riguardante le prove di qualificazione deve essere riferita ad una produzione consecutiva relativa ad un periodo di tempo di almeno sei mesi.

Il laboratorio incaricato deve effettuare, senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, il prelievo di una serie di 50 saggi, 5 per lotto, da 10 lotti di produzione diversi. I 10 lotti di produzione presi in esame per le prove di qualificazione devono essere costituiti da prodotti della stessa forma ed avere la stessa resistenza nominale, ma non necessariamente lo stesso diametro e la stessa caratteristica di formazione. Gli acciai devono essere raggruppati in categorie nel catalogo del produttore ai fini della relativa qualificazione.

I 5 saggi di ogni singolo lotto vengono prelevati da differenti fasci, rotoli o bobine. Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, la bobina o il fascio di provenienza.

Sulla serie di 50 saggi vengono determinate le grandezze  $\emptyset$ ,  $f_{pt}$ ,  $l$ ,  $f_{py}$ ,  $f_p(0,2)$ ,  $f_p(1)$ ,  $E_p$ ,  $N$  ovvero  $\alpha$  ( $180^\circ$ ) (cfr. Prospetto A7-1) sotto il controllo di un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71. Le relative prove possono venire eseguite dai tecnici del laboratorio incaricato presso il laboratorio dello stabilimento di produzione purché venga rispettato quanto prescritto al punto pI-2.1.3. delle norme in merito alla verifica della taratura delle attrezzature.

Le grandezze  $L$  e  $r$  sono determinate su saggi provenienti da 5 e 4 lotti rispettivamente, in numero di 3 saggi per ogni lotto, come indicato nel prospetto 1.

I valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f_p(0,2)k$ ,  $f_p(1)k$  vengono determinati come segue: indicando con  $n$  il numero dei saggi prelevati, i corrispondenti valori caratteristici  $g_{kn}$  sono dati da:

$$g_{kn} = g_{mn} - k \cdot s_n \quad (A)$$

ove:

$$g_{mn} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} g_i}{n} \quad (B)$$

è la media degli  $n$  valori di  $g_i$  trovati, e



$$s_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (g_i - g_{mn})^2}{n-1}} \quad (C)$$

è lo scarto quadratico medio, ed il coefficiente  $k$  assume, in funzione di  $n$ , i valori riportati nel Prospetto A8-1 dell'Allegato 8.

#### A7-2.1.2. Prove di verifica della qualità.

Ai fini della verifica della qualità il laboratorio incaricato deve effettuare controlli saltuari su un campione costituito da 5 saggi provenienti da un lotto per ogni categoria di armatura. Il controllo verte su un minimo di sei lotti ogni trimestre da sottoporre a prelievo in non meno di tre sopralluoghi. Su tali saggi il laboratorio incaricato determina le grandezze  $\emptyset$ ,  $f_{pt}$ ,  $l$ ,  $f_{py}$ ,  $f(0,2)$ ,  $f_p(1)$ ,  $E_p$ ,  $N$  ovvero  $\alpha$  ( $180^\circ$ ).

Per la grandezza  $r$  i controlli si effettuano una volta al trimestre e per la grandezza  $L$  i controlli si effettuano una volta al semestre, per entrambe su 3 saggi provenienti dallo stesso lotto per ogni categoria di armatura.

Per la determinazione dei valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f(0,2)k$ ,  $f_p(1)k$  i corrispondenti risultati vanno introdotti nelle precedenti espressioni (A), (B) e (C) le quali vanno sempre riferite a 10 serie di 5 saggi corrispondenti alla stessa categoria di armatura, da aggiornarsi ad ogni prelievo aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo.

Se i valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f(0,2)k$ ,  $f_p(1)k$  non rispettano la garanzia di cui al catalogo del produttore, la produzione viene declassata attribuendole i valori caratteristici trovati.

Se gli scarti quadratici medi risultano superiori al 3% del valore medio per  $f_{pt}$ , e al 4% per  $f_{py}$ ,  $f(0,2)$ ,  $f_p(1)$ , il controllo si intende sospeso e la procedura di qualificazione deve essere ripresa ab initio.

Se in un rotolo, bobina o fascio le grandezze  $\emptyset$ ,  $A$ ,  $E_p$ ,  $l$ ,  $N$  o  $\alpha$  ( $180^\circ$ ) ed i rapporti  $f_{py}/f_{pt}$ ,  $f_p(0,2)/f_{pt}$ ,  $f_p(1)/f_{pt}$  non rispettano quanto prescritto al punto 2.2. delle norme tecniche o a quanto indicato al successivo punto 3 e nel catalogo del produttore, si ripetono le prove su un nuovo prelievo che sostituisce il precedente a tutti gli effetti.

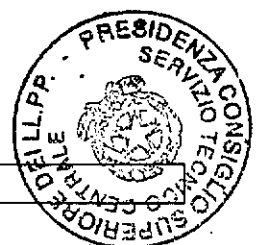
Ove i valori caratteristici  $f_{ptk}$ ,  $f_{pyk}$ ,  $f(0,2)k$ ,  $f_p(1)k$  riscontrati risultino inferiori a quanto prescritto al punto 2.2. delle norme tecniche o a quanto indicato al successivo punto 3 e nel catalogo del produttore il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio tecnico centrale e ripeterà la qualificazione solo dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente

#### **A7-2.2. Controlli su singoli lotti di produzione.**

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al presente punto 2.1., i produttori possono richiedere di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura di un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71, su singoli lotti di produzione (massima massa del lotto = 100 t) di quei prodotti che, per ragioni di produzione, non possono ancora rispettare le condizioni minime quantitative per qualificarsi. Le prove da effettuare sono quelle di cui al successivo punto A7-3 del presente Allegato.

#### **A7-3. Determinazione delle proprietà e tolleranze**

##### **A7-3.1. Diametro e sezione**



L'area della sezione di fili con impronte, trecce e trefoli si valuta come somma delle aree dei singoli fili oppure per pesata nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a  $7,85 \text{ kg/dm}^3$ .

La misura delle dimensioni trasversali nei fili con impronta non deve essere effettuata in corrispondenza delle impronte stesse.

Sui valori nominali sono ammesse le seguenti tolleranze:

	Diametri apparenti		Sezioni	
Fili	-1%	+2%	-2%	+2%
Barre	-1%	+2%	-2%	+4%
Trecce e trefoli	--	--	-2%	+3%

Nei calcoli statici si adottano, di norma, le sezioni nominali se le sezioni effettive non risultano inferiori al 98% di quelle nominali.

Le tolleranze dimensionali vanno controllate confrontando il valore nominale con la media delle misure effettuate su tutti i saggi di ciascun prelievo. Qualora la tolleranza sulla sezione superi  $\pm 2\%$ , il certificato di verifica deve riportare il diametro effettivo al quale si riferisce la elaborazione.

I valori delle grandezze  $\emptyset$  e A devono figurare nei certificati di qualificazione e di verifica.

#### A7-3.2 Tensione di rottura $f_{pr}$

La determinazione si effettua per mezzo della prova a trazione su barre secondo EN 10002/1<sup>a</sup> (marzo 1990), su fili secondo UNI 5292 (giugno 1979) e su trecce o trefoli secondo UNI 3171 (aprile 1985).

#### A7-3.3 Allungamento a rottura.

Per barre e fili la determinazione viene eseguita per accostamento dopo rottura rispettivamente secondo EN 10002/1<sup>a</sup> (marzo 1990) e UNI 5292 (giugno 1979).

La base di misura, delimitata in modo da non indebolire la provetta, è:

50 mm per  $\emptyset < 5 \text{ mm}$

$\left. \begin{array}{l} 10 \emptyset \\ 11,3 \sqrt{A} \end{array} \right\}$  per  $\emptyset \geq 5 \text{ mm}$

L'allungamento percentuale corrispondente deve risultare non inferiore a  $(3 + 0,4\emptyset)$  (con  $\emptyset$  in mm) per i fili con  $\emptyset < 5 \text{ mm}$ , non inferiore al 5% per i fili con  $\emptyset \geq 5 \text{ mm}$ , al 7% per le barre.

Per le trecce e i trefoli la determinazione si effettua all'istante della rottura con una prova a trazione, condotta secondo la UNI 3171 (aprile 1985) su base rispettivamente di 200 mm per le trecce e di 600 mm per i trefoli. L'allungamento così misurato deve risultare non inferiore al 3,5%. La prova deve essere ripetuta se la rottura si produce esternamente al tratto di misura qualora l'allungamento risulti inferiore al limite sopraindicato.





#### **A7-3.4. Limite allo 0,2%.**

Il valore del limite convenzionale  $f_p(0,2)$  si ricava dal corrispondente diagramma sforzi - deformazioni, ottenuto con prove a trazione eseguite secondo UNI 5292 (giugno 1979) per i fili e secondo UNI 3171 (aprile 1985) per le trecce o con procedimenti equivalenti.

I singoli valori unitari devono essere riferiti alle corrispondenti sezioni iniziali.

Il valore del limite 0,2% deve risultare compreso tra l'80% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura  $f_{pt}$ .

#### **A7-3.5 Tensione di snervamento.**

Il valore della tensione di snervamento  $f_{py}$  si ricava dal corrispondente diagramma sforzi - deformazioni ottenuto con la prova a trazione eseguita secondo EN 10002/1<sup>a</sup> (marzo 1990). Esso deve risultare compreso tra il 75% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura  $f_{pt}$ .

#### **A7-3.6. Modulo di elasticità**

Il modulo apparente di elasticità è inteso come rapporto fra la tensione media e l'allungamento corrispondente, valutato per l'intervallo di tensione (0,1 , 0,4)  $f_{pt}$ .

Sono tollerati scarti del  $\pm 4\%$  rispetto al valore garantito.

#### **A7-3.7. Tensione all' 1 %.**

La tensione corrispondente all'1 % di deformazione totale deve risultare compresa tra l'80% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura  $f_{pt}$ .

#### **A7-3.8. Prova di piegamento alternato**

La prova di piegamento alternato si esegue su fili aventi  $\varnothing \leq 8$  mm secondo la UNI 5294 (ottobre 1978) con rulli di diametro pari a  $4 \varnothing$ .

Il numero dei piegamenti alterni a rottura non deve risultare inferiore a 4 per i fili lisci e a 3 per i fili ondulati o con impronte.

#### **A7-3.9. Prova di piegamento.**

La prova di piegamento si esegue su fili aventi  $\varnothing \leq 8$  mm e su barre secondo la UNI 564 (febbraio 1960).

L'angolo di piegamento deve essere di  $180^\circ$  e il diametro del mandrino deve essere pari a:

5  $\varnothing$  per i fili;

6  $\varnothing$  per le barre con  $\varnothing \leq 26$  mm

8  $\varnothing$  per le barre con  $\varnothing > 26$  mm.

#### **A7-3.10. Resistenza a fatica.**

La prova viene condotta secondo la UNI 3964 (maggio 1985) con sollecitazione assiale a ciclo pulsante, facendo oscillare la tensione fra una tensione superiore  $\sigma_1$ , e una tensione inferiore  $\sigma_2$ .

Il risultato della prova è ritenuto soddisfacente se la provetta sopporta, senza rompersi, almeno due milioni di cicli. La frequenza di prova deve essere non superiore a 1000 cicli/min.



Come alternativa a tale procedimento è possibile determinare sperimentalmente l'ampiezza limite di fatica  $L$  a  $2 \cdot 10^6$  cicli, in funzione della tensione media  $\sigma_m$ .

#### **A7-3.11. Rilassamento a temperatura ordinaria.**

##### **A7-3.11.1 Condizioni di prova.**

Si determina il diagramma della caduta di tensione a lunghezza costante ed a temperatura  $T=20 \pm 1$  °C a partire dalla tensione iniziale e per la durata stabilita.

##### **A7-3.11.2. Caratteristiche della provetta.**

La provetta deve essere sollecitata per un tratto non inferiore a 100 cm; in conseguenza la lunghezza del saggio deve essere almeno 125 cm per tener conto degli organi di afferraggio. Nella zona sollecitata la provetta non deve subire alcuna lavorazione né pulitura.

##### **A7-3.11.3. Carico iniziale.**

La tensione iniziale deve essere applicata con velocità pari a  $200 \pm 50$  N/mm<sup>2</sup> al minuto e mantenuta per 2 minuti  $\pm 2$  secondi prima dell'inizio della misura.

Quando le necessità operative lo richiedano, è ammessa una pre - tensione inferiore al 40% della tensione iniziale ed al 30% di quella di rottura (determinata su una provetta contigua).

Il carico iniziale deve avere precisione  $\pm 1\%$  quando inferiore a 100 tonnellate;  $\pm 2\%$  quando superiore.

##### **A7-3.11.4. Precisione della misura.**

La caduta di sforzo (rilassamento) va misurata con precisione  $\pm 5\%$ ; pertanto il principio di funzionamento dell'apparato, la sensibilità dei singoli strumenti rilevatori, la posizione di questi, ecc. devono essere tali da garantire detta precisione.

#### **A7-4. Controlli in cantiere o nel luogo di formazione dei cavi**

I controlli in cantiere sono obbligatori e per essi valgono le seguenti prescrizioni:

Il Direttore dei lavori in cantiere o il Direttore dell'officina di formazione dei cavi, nel caso di manufatti prefabbricati in stabilimento, 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. È inoltre responsabilità del tecnico suddetto di documentare al Direttore dei lavori la provenienza, le caratteristiche ed il marchio del materiale stesso.

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 di cui all'art.20 della legge 1086/71, i corrispondenti valori medi

$g_{mn}$  di  $f_{pt}$ ,  $f_p(0,2)$ ,  $f_{py}$ ,  $f_p(1)$ .

I risultati delle prove vengono considerati compatibili con quelli ottenuti in stabilimento 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  $f_{py}$ ,  $f_{p(1)}$ ,  $f_{p(0,2)}$ :

$$\begin{aligned} g_{mn} &\geq 1,04 (f_{pyk}, f_{p(1)k}, f_{p(0,2)k}) \\ s_n &\leq 0,07 (f_{pyk}, f_{p(1)k}, f_{p(0,2)k}) \end{aligned}$$

- il valore del modulo di elasticità longitudinale  $E_p$  è conforme ai valori del prospetto pI-2.3.1. delle norme tecniche, con una tolleranza del  $\pm 5\%$

Se tali disuguaglianze non sono verificate, o se non sono rispettate le prescrizioni di cui al punto A7-3 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 è tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici della sua produzione.

Inoltre il Direttore dei lavori deve comunicare il risultato anomalo sia al laboratorio incaricato del controllo in stabilimento che al Servizio tecnico centrale.

I certificati relativi alle prove (meccaniche) degli acciai devono riportare l'indicazione del marchio identificativo di cui al punto pI-2.1. delle norme tecniche, 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 Servizio tecnico centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.



## Prospetto A7-1.

Simbolo	Caratteristiche	Unità di misura	Numero di prove oggetto del certificato del produttore	Controllo in cantiere N. prove per lotto di spedizione	Controllo in stabilimento			
					Qualificazione		Verifica	
					N. lotti di produzione	N. prove per lotto di produzione	N. lotti di produzione	N. prove per lotto di produzione
∅	Diametro	mm	10	10	10	5	6/trimestre in almeno 3 visite	5
A	Area selezione	mm <sup>2</sup>	10	10	10	5	""	5
f <sub>ptk</sub>	Tensione di rottura	N/mm <sup>2</sup>	10	10	10	5	""	5
f <sub>pyk</sub>	Carico di snervamento	N/mm <sup>2</sup>	10	10	10	5	""	5
f <sub>p(0,1)k</sub>	Carico limite allo 0,1%	N/mm <sup>2</sup>	2	2	10	5	""	5
f <sub>p(0,2)k</sub>	Carico limite allo 0,2%	N/mm <sup>2</sup>	10	10	10	5	""	5
f <sub>p(1)k</sub>	Tensione sotto carico 1%	N/mm <sup>2</sup>	10	10	10	5	""	5
l	Allungamento a rottura	%	10	10	10	5	""	5
E <sub>p</sub>	Modulo elastico appar.	N/mm <sup>2</sup>	2	2	10	5	""	5
N	Numero di pieg. alterni	--	10	10	10	5	""	5
a (180°)	Prova di piegamento	--	10	10	10	5	""	5
L	Limite di fatica	N/mm <sup>2</sup>	1 <sup>(1)</sup>	(*)	5	3 <sup>(3)</sup>	1 semestre al	3 <sup>(4)</sup>
r	rilassamento	%	3 <sup>(2)</sup>	(*)	4	3 <sup>(5)</sup>	1 trimestre al	3 <sup>(6)</sup>
--	Diagramma sforzi deformazioni	--	2	2	10	5	6/trimestre in almeno 3 visite	5

(\*) Secondo prescrizione del Direttore dei lavori.

(1) Dato di catalogo riferito alle tensioni estreme 0,57 f<sub>ptk</sub> (f<sub>ptk</sub> valore caratteristico della tensione di rottura) o, preferibilmente, al limite di tensione media 0,63 f<sub>ptk</sub>.

(2) Dati di catalogo riferiti preferibilmente alle tensioni iniziali 0,55 f<sub>ptk</sub>; 0,65 f<sub>ptk</sub>; 0,75 f<sub>ptk</sub> e ad una durata di prova non inferiore a 1.000 ore.

(3) Prove da eseguire tra le tensioni estreme 0,57 f<sub>ptk</sub> e 0,69 f<sub>ptk</sub> o, preferibilmente, determinazione del limite di fatica con tensione media 0,63 f<sub>ptk</sub>;

(4) Prove da eseguire tra le tensioni estreme 0,57 f<sub>ptk</sub> e 0,69 f<sub>ptk</sub>;

(5) Prove da eseguire preferibilmente per le tensioni iniziali 0,55 f<sub>ptk</sub>; 0,69 f<sub>ptk</sub>; 0,75 f<sub>ptk</sub>. Durata di prova 3 2.000 ore per un lotto, 3 120 ore per gli altri 3 lotti.

(6) Prova da eseguire preferibilmente per le tensioni iniziali 0,55 f<sub>ptk</sub>; 0,69 f<sub>ptk</sub>; 0,75 f<sub>ptk</sub> per una durata di prova 3 120 ore



## ALLEGATO 8

### PROCEDURE DI CONTROLLO SU ACCIAI DA CARPENTERIA

#### A8-1. Generalità.

I prodotti assoggettabili al procedimento di qualificazione sono, suddivisi per gamma merceologica, i seguenti:

- laminati mercantili, travi ad ali parallele del tipo IPE e HE, travi a I e profilati a U;
- lamiere e nastri, travi saldate e profilati aperti saldati;
- profilati cavi circolari, quadrati o rettangolari senza saldature o saldati.

L'impiego di acciai diversi dai tipi Fe 360, Fe 430 ed Fe 510, quali ad esempio acciai ad alta resistenza, acciai inossidabili, microlegati, speciali, è ammesso con le condizioni indicate nella Parte I delle norme tecniche.

#### *A8-1.1. Elementi di lamiera grecata e profilati formati a freddo.*

Gli elementi di lamiera grecata ed i profilati formati a freddo, ivi compresi i profilati cavi saldati non sottoposti a successive deformazioni o trattamenti termici, devono essere realizzati utilizzando lamiera o nastri di origine qualificati secondo le procedure indicate ai successivi punti.

I produttori possono, in questo caso, derogare dagli adempimenti previsti al punto pI-2.1. delle norme tecniche, relativamente ai controlli sui loro prodotti (sia quelli interni che quelli da parte del laboratorio incaricato) ma devono fare riferimento alla documentazione di accompagnamento dei materiali di base, qualificati all'origine, da essi utilizzati.

Essi sono, comunque, tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la fabbricazione dei prodotti, realizzati con materiale base qualificato.

I prodotti finiti devono essere marcati, secondo le modalità previste dal punto pI-2.1. delle norme tecniche ed il marchio deve essere depositato presso il Servizio Tecnico Centrale.

La dichiarazione sopracitata ed il deposito del marchio, devono essere confermati annualmente al Servizio Tecnico Centrale, con una dichiarazione attestante che nulla è variato, nel prodotto e nel processo produttivo, rispetto al precedente deposito, ovvero siano descritte le avvenute variazioni.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta l'avvenuta presentazione della dichiarazione.

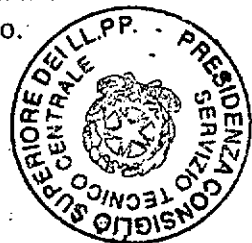
Ogni fornitura in cantiere deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata.

Il Direttore dei lavori è tenuto, all'atto dell'accettazione, a verificare quanto sopra indicato.

#### A8-2. Controlli in stabilimento

##### *A8-2.1. Suddivisione dei prodotti*

Sono prodotti qualificabili sia quelli raggruppabili per colata che quelli per lotti di produzione (1). Ai fini delle prove di qualificazione e di controllo (vedere punto A8-2.2), i prodotti nell'ambito di ciascuna gamma merceologica di cui al punto A8-1., sono raggruppabili per gamme di spessori così come definito nelle norme UNI EN 10025 (febbraio 1992), UNI 7806 (dicembre 1979) e UNI 7810 (dicembre 1979).



Sempre agli stessi fini, sono raggruppabili anche i diversi gradi di acciai (B, C, D, DD; vedere Parte I, prospetti pI-2.4.1., pI-2.4.2., pI-2.4.3.), sempre che siano garantite per tutti le caratteristiche del grado superiore del raggruppamento.

Prospetto A8-1

10	2,91	40	2,13
11	2,82	45	2,09
12	2,74	50	2,07
13	2,67	60	2,02
14	2,61	70	1,99
15	2,57	80	1,97
16	2,52	90	1,94
17	2,49	100	1,93
18	2,45	150	1,87
19	2,42	200	1,84
20	2,40	250	1,81
22	2,35	300	1,80
24	2,31	400	1,78
25	2,29	500	1,76
30	2,22	1.000	1,73
35	2,17	∞	1,64

Un lotto di produzione è costituito da un quantitativo di 40 t, o frazione residua, per ogni profilo, qualità e gamma di spessore, senza alcun riferimento alle colate che sono state utilizzate per la loro produzione. Per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione corrisponde all'unità di collaudo come definita dalle norme UNI 7806 e 7810 (dicembre 1979) in base al numero dei pezzi.

#### A8-2.2. Prove di qualificazione

Ai fini della qualificazione il produttore deve produrre una idonea documentazione sulle caratteristiche chimiche e meccaniche riscontrate per quelle qualità e per quei prodotti che intende qualificare.

La documentazione deve essere riferita ad una produzione consecutiva relativa ad un periodo di tempo di al meno sei mesi e ad un quantitativo di prodotti tale da fornire un quadro statisticamente significativo della produzione stessa e comunque  $\geq 2.000$  t oppure ad un numero di colate o di lotti  $\geq 25$ .

Tale documentazione di prova deve basarsi sui dati sperimentali rilevati dal produttore, integrati dai risultati delle prove di qualificazione effettuate a cura di un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71, incaricato dal produttore stesso.

Le prove di qualificazione devono riferirsi a ciascun tipo di prodotto, inteso individuato da gamma merceologica, classe di spessore e qualità di acciaio, ed essere relative al rilievo dei valori caratteristici; per ciascun tipo verranno eseguite almeno 30 prove su saggi appositamente prelevati.

La documentazione del complesso delle prove meccaniche deve essere elaborata in forma statistica calcolando, per lo snervamento e la resistenza a rottura, il valore medio, lo scarto quadratico medio e il relativo valore caratteristico delle corrispondenti distribuzioni di frequenza.

Il valore caratteristico è il frattile di ordine 0,05 della rispettiva distribuzione statistica calcolata mediante l'espressione:



$$f_k = f_m - k \cdot s$$

dove:

$f_m$  = media aritmetica degli  $n$  risultati sperimentali;

$s$  = scarto quadratico medio degli stessi;

$k$  = fattore funzione del numero di risultati sperimentali associato alla percentuale della popolazione pari al 95% e alla formulazione di rischio del tipo  $1 - \alpha$  con  $\alpha = 5\%$  con protezione unilaterale (prospetto 1).

I singoli risultati sperimentali ed i valori caratteristici così calcolati devono rispettare le limitazioni riportate nei citati prospetti pI-2.4.1., pI-2.4.2., pI-2.4.3., per le tensioni di snervamento e di rottura mentre per l'allungamento percentuale e la resilienza vale il criterio del minimo tabellare

### **A8-2.3. Controllo continuo della qualità della produzione.**

Il servizio di controllo interno della qualità dello stabilimento produttore deve predisporre un'accurata procedura atta a mantenere sotto controllo con continuità tutto il ciclo produttivo.

In particolare, per quanto riguarda i prodotti finiti, deve procedere ad una rilevazione di tutte le caratteristiche chimiche e meccaniche previste al punto pI-2.3. delle norme tecniche.

La rilevazione dei dati di cui sopra deve essere ordinata cronologicamente su appositi registri distinti per qualità, per prodotto (o gruppi di prodotti come sopra indicato) e per gamme di spessori, come specificato nella norma di prodotto.

Per ogni colata, o per ogni lotto di produzione, contraddistinti dal proprio numero di riferimento, viene prelevato dal prodotto finito un saggio per colata e comunque un saggio ogni 80 t oppure un saggio per lotto e comunque un saggio ogni 40 t o trazione; per quanto riguarda i profilati cavi, il lotto di produzione è definito dalle relative norme UNI di prodotto, in base al numero dei pezzi.

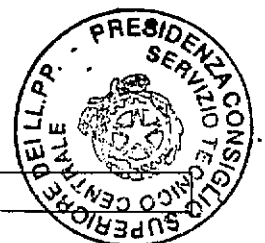
Dai saggi di cui sopra verranno ricavati i provini per la determinazione delle caratteristiche chimiche e meccaniche previste dalle norme UNI EN 10025 (febbraio 1992) UNI 7806 (dicembre 1979) e UNI 7810 (dicembre 1979), rilevando il quantitativo in tonnellate di prodotto finito cui la prova si riferisce.

Per quanto concerne  $f_y$  e  $f_t$  i dati singoli raccolti, suddivisi per qualità e prodotti (secondo le gamme dimensionali) vengono riportati su idonei diagrammi per consentire di valutare statisticamente nel tempo i risultati della produzione rispetto alle prescrizioni delle presenti norme tecniche.

I restanti dati relativi alle caratteristiche chimiche, di resilienza e di allungamento vengono raccolti in tabelle e conservati, dopo averne verificato la rispondenza alle norme EN 10025 (marzo 1990), 7806 (dicembre 1979) e UNI 7810 (dicembre 1979) per quanto concerne le caratteristiche chimiche e alle prescrizioni di cui ai prospetti pI-2.4.1., pI-2.4.2., pI-2.4.3., per quanto concerne resilienza e allungamento. È cura e responsabilità del produttore individuare, a livello di colata o di lotto di produzione, gli eventuali risultati anomali che portano fuori limiti la produzione e di provvedere ad ovviarne le cause. I diagrammi sopra indicati devono riportare gli eventuali dati anomali.

I prodotti non conformi devono essere deviati ad altri impieghi, previa punzonatura di annullamento, e tenendone esplicita nota nei registri.

La documentazione raccolta presso il controllo interno di qualità dello stabilimento produttore deve essere conservata a cura del produttore.



**A8-2.4. Verifica periodica della qualità.**

Il laboratorio incaricato effettua periodicamente a sua discrezione e senza preavviso, almeno ogni sei mesi, una visita presso lo stabilimento produttore nel corso della quale su tre tipi di prodotto, scelti di volta in volta tra qualità di acciaio, gamma merceologica e classe di spessore, effettuerà per ciascun tipo non meno di 30 prove a trazione su provette ricavate sia da saggi prelevati direttamente dai prodotti sia da saggi appositamente accantonati dal produttore in numero di almeno 2 per colata o lotto di produzione, relativa alla produzione intercorsa dalla visita precedente.

Inoltre il laboratorio incaricato effettua le altre prove previste (resilienza e analisi chimiche) sperimentando su provini ricavati da 3 campioni per ciascun tipo sopraddetto.

Il laboratorio incaricato elabora in forma statistica i risultati delle prove di trazione per ciascuno dei tre gruppi, utilizzando per il controllo di accettazione l'espressione:

$f_m - 1,25 \cdot s \geq$  del corrispondente valore di cui al prospetto pI-2.4.1., pI-2.4.2., pI-2.4.3.

Inoltre viene controllato che i singoli risultati sperimentali per le tensioni di snervamento e di rottura rispettino le limitazioni riportate nei prospetti pI-2.4.1., pI-2.4.2., pI-2.4.3. e che i coefficienti di variazione percentuale dello snervamento (rapporto tra scarto quadratico medio e media aritmetica) risultino inferiori rispettivamente al 9% per l'acciaio Fe 360, all'8% per l'acciaio Fe 430 e al 7% per l'acciaio Fe 510.

Infine si controlla che siano rispettati i valori minimi prescritti per la resilienza e quelli massimi per le analisi chimiche.

Nel caso che i risultati delle prove siano tali per cui viene accertato che i limiti prescritti non siano rispettati, vengono prelevati altri saggi (nello stesso numero) e ripetute le prove.

Ove i risultati delle prove, dopo ripetizione, fossero ancora insoddisfacenti, il laboratorio incaricato sospende le verifiche della qualità dandone comunicazione al Servizio Tecnico Centrale e ripete la qualificazione dopo che il produttore ha ovviato alle cause che hanno dato luogo al risultato insoddisfacente.

Per quanto concerne le prove di verifica periodica della qualità per gli acciai di cui al punto A8-1., quarto capoverso del presente Allegato, con snervamento o resistenza inferiori al tipo Fe 360, si utilizza un coefficiente di variazione pari a 9%.

Per gli stessi acciai con caratteristiche comprese tra i tipi Fe 360 ed Fe 510, si utilizza un coefficiente di variazione pari all'8%.

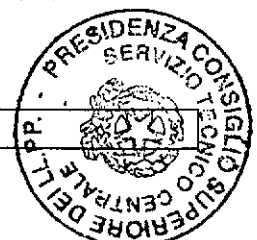
Per gli stessi acciai con snervamento o rottura superiore al tipo Fe 510 si utilizza un coefficiente di variazione pari al 6%.

Per tali acciai la qualificazione è ammessa anche nel caso di produzione non continua nell'ultimo semestre ed anche nei casi in cui i quantitativi minimi previsti non siano rispettati, permanendo tutte le altre regole relative alla qualificazione.

**A8-2.5. Controlli su singole colate.**

Negli stabilimenti soggetti a controlli sistematici di cui al precedente punto A8-2.3., i produttori possono richiedere di loro iniziativa di sottoporsi a controlli, eseguiti a cura di un Laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71, su singole colate di quei prodotti che, per ragioni produttive, non possono ancora rispettare le condizioni quantitative minime (vedere punto A8-2.2.) per qualificarsi.

Le prove da effettuare sono quelle relative alle UNI EN 10025 (febbraio 1992), UNI 7810 (dicembre 1979) e UNI 7806 (dicembre 1979) ed i valori da rispettare sono quelli di cui ai prospetti pI-2.4.1., pI-2.4.2., pI-2.4.3..





### A8-3. Marcatura per identificazione.

Il produttore deve procedere ad una marcatura del prodotto fornito, secondo quanto indicato al punto 2.0. delle norme tecniche, dalla quale risulti in modo inequivocabile il riferimento dell'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio e al grado qualitativo.

### A8-4. Documentazione di accompagnamento delle forniture.

Tutte le forniture di acciaio sono accompagnate da:

- certificato di collaudo interno, secondo UNI EN 10204 (dicembre 1992);
- dichiarazione che il prodotto è qualificato ai sensi delle presenti norme tecniche, e di aver soddisfatto tutte le relative prescrizioni, riportando gli estremi del marchio;
- certificato rilasciato, da non più di sei mesi, dal laboratorio incaricato delle verifiche periodiche della qualità in cui sono riportati gli estremi dell'ultimo attestato di qualificazione rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.

Il periodo di validità del predetto certificato del laboratorio incaricato può essere prolungato fino a 1 anno qualora il produttore abbia comunicato ufficialmente al laboratorio incaricato ed al Servizio Tecnico Centrale di avere sospeso la produzione, nel qual caso il certificato è accompagnato da copia di detta comunicazione.

Qualora la sospensione della produzione si prolunghi per oltre 5 mesi, la procedura di qualificazione deve 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

Il Direttore dei lavori è tenuto, all'atto dell'accettazione, a verificare quanto sopra indicato.

### A8-5. Controlli in officina o in cantiere.

I controlli in officina di produzione o in cantiere sono obbligatori.

Essi sono effettuati a cura del Direttore dei lavori o, in sua mancanza all'atto delle lavorazioni, dal tecnico responsabile della produzione, che assume a tale riguardo le responsabilità attribuite dalla legge al Direttore dei lavori.

In questo secondo caso la relativa documentazione è trasmessa al Direttore dei lavori prima della messa in opera.

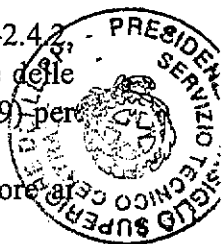
La frequenza dei prelievi è stabilita dal Direttore dei lavori o, in sua mancanza all'atto della lavorazione, dal tecnico responsabile della produzione, in relazione all'importanza dell'opera.

Devono, comunque, essere effettuate per ogni fornitura minimo 3 prove, di cui almeno una sullo spessore massimo ed una sullo spessore minimo.

I dati sperimentali ottenuti devono soddisfare le prescrizioni di cui ai prospetti pI-2.4.1. pI-2.4.2. pI-2.4.3 delle norme tecniche, per quanto concerne l'allungamento e la resilienza, nonché delle norme UNI EN 10025 (febbraio 1992), UNI 7810 (dicembre 1979) e 7806 (dicembre 1979) per le caratteristiche chimiche.

Ogni singolo valore della tensione di snervamento e di rottura non deve risultare inferiore ai limiti tabellari (prospetti pI-2.4.1. pI-2.4.2., pI-2.4.3 delle norme tecniche) per più di:

		Fe 360	Fe 430	Fe 510
Tensioni di rottura a trazione ( $f_u$ )	N/mm <sup>2</sup>	15	18	22
Tensioni di snervamento ( $f_y$ )	N/mm <sup>2</sup>	10	12	15



I certificati relativi alle prove meccaniche devono riportare l'indicazione del marchio identificativo 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 Servizio tecnico centrale, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere valenza ai sensi del presente decreto e di ciò ne deve essere fatta esplicita menzione sul certificato stesso.

#### **A8-6. Bulloni e chiodi**

I produttori di bulloni e chiodi per carpenteria metallica sono tenuti a dichiarare al Servizio Tecnico Centrale la loro attività, con specifico riferimento al processo produttivo ed al controllo di produzione in fabbrica.

La dichiarazione sopra citata deve essere confermata annualmente al Servizio Tecnico Centrale, con allegata una dichiarazione attestante che nulla è variato, nel prodotto e nel processo produttivo, rispetto al precedente deposito, ovvero siano descritte le avvenute variazioni.

Il Servizio Tecnico Centrale attesta l'avvenuta presentazione della dichiarazione.

Ogni fornitura in cantiere o nell'officina di formazione delle carpenterie metalliche, di bulloni o chiodi deve essere accompagnata da copia della dichiarazione sopra citata e della relativa attestazione da parte del Servizio Tecnico Centrale.

Il Direttore dei lavori è tenuto, all'atto dell'accettazione, a verificare quanto sopra indicato.



## ALLEGATO 9

### PROCEDURE DI CONTROLLO PER SISTEMI DI PRECOMPRESSIONE (ANCORAGGI PER CEMENTO ARMATO PRECOMPRESSO)

Le prove devono essere eseguite sotto il controllo di un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71.

#### **A9-1 Prove di efficienza del bloccaggio (relative ad un determinato ancoraggio)**

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

##### **A9-1.1. 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 è quello massimo relativo all'ancoraggio considerato, con prelievo dell'acciaio dallo stesso rotolo, bobina o fascio.

c) Le eventuali deviazioni che i fili, le trecce, i trefoli o le barre possono assumere nell'ancoraggio in opera devono essere fedelmente riprodotte nel campione in prova.

##### **A9-1.2. Prove statiche**

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

Il carico deve 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.

##### **A9-1.3. Requisiti dei risultati delle prove statiche**

L'efficienza del bloccaggio è misurata dai rapporti seguenti:

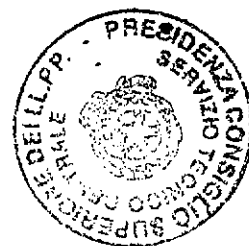
a) rapporto tra il carico limite di prova ed il corrispondente carico limite teorico ottenuto quale prodotto dell'area teorica del campione per la resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato;

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 a 0,92.

##### **A9-1.4. Prove sotto carichi ripetuti**

Le prove devono essere eseguite su almeno due campioni.



La tensione applicata, determinata con riferimento all'area effettiva del campione, deve oscillare nell'intervallo

$$(0,65 f_{ptk} \div 0,65 f_{ptk} - 50) N / mm^2$$

essendo  $f_{ptk}$  la resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato, espressa in  $N/mm^2$ .

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.

#### **A9-1.5. 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 cicli di carico.

#### **A9-2. Prova di efficienza del complesso di ancoraggio**

La prova deve 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 deve essere condotta sull'ancoraggio di potenza massima e su un altro ancoraggio scelto fra quelli di impiego più comune.

##### **A9.2.1. 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 assume il diametro dell'ancoraggio.

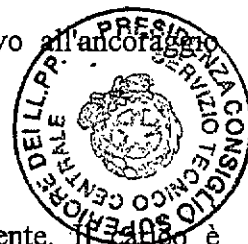
c) Nel caso in cui il produttore preveda, nelle applicazioni, per la distanza della piastra di ancoraggio da un bordo del calcestruzzo un valore minore di quello risultante dal precedente punto b) la corrispondente dimensione del prisma di calcestruzzo deve essere opportunamente ridotta per realizzare 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 sono quelle previste dal progetto del sistema; in particolare la resistenza del calcestruzzo deve essere uguale, con tolleranza  $\pm 10\%$ , a quella caratteristica prevista nel medesimo progetto.

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

##### **A9-2.2. Modalità di prova**

La prova deve essere eseguita su due campioni, provati contemporaneamente. Il carico è applicato per mezzo di martinetti tarati, posizionati tra i due prismi di calcestruzzo contrapposti;



in alternativa, può essere provato un solo campione, purché a mezzo di una adatta attrezzatura si realizzino analoghe condizioni di prova.

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

Durante la prova deve 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 la 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 ripetuti con le specifiche ed i requisiti di cui ai punti A9-1.4. e A9-1.5.

### **A9-2.3. Requisiti dei risultati**

L'efficienza del complesso di ancoraggio è misurata dai rapporti tra il carico limitato di prova ed i corrispondenti carichi limite determinati secondo le modalità a) e b) di cui al precedente punto A9-1.3.

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

### **A9-2.4. 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 ancoraggio per cavi di potenza superiore a  $5 \cdot 10^6$  N 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.

### **A9-3. 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 A9-1 raggiungendo analoghe efficienze.



## ALLEGATO 10

## PROCEDURE DI CONTROLLO PER I LATERIZI

## A10-1. Valutazione dei dati di prova.

Tutte le caratteristiche meccaniche di seguito specificate devono essere determinate presso un laboratorio di cui all'art.20 della legge 1086/71 su un insieme di un minimo di campioni a cui possa applicarsi il metodo sotto riportato.

Nel caso in cui venga effettuata la prova su almeno 30 campioni la resistenza caratteristica viene ricavata mediante la seguente formula:

$$f_k = f_m - 1,64s$$

nella quale è:

$f_m$  = la media aritmetica delle resistenze unitarie dei campioni;

$s$  = lo scarto quadratico medio. Nel caso in cui il numero  $n$  dei campioni sia compreso tra 10 e 29 il coefficiente moltiplicatore di  $s$  assume convenzionalmente i valori  $k$  di cui al seguente prospetto A10-1

Prospetto A10-1

n	10	12	16	20	25
k	2,13	2,06	1,98	1,93	1,88

In entrambi i casi qualora il valore  $s$  calcolato risultasse inferiore a  $0,08 f_m$  si deve introdurre nella formula questo ultimo valore.

Nel caso infine in cui la prova venga effettuata su un numero di campioni compreso fra 6 e 9 la resistenza caratteristica viene assunta pari al minimo dei seguenti due valori:

- $0,7f_m - 2$  (N/mm<sup>2</sup>);
- il valore minimo della resistenza unitaria del singolo campione.

Per le caratteristiche fisiche (coefficiente di dilatazione termica e valore di dilatazione per umidità) si intende invece che tutti i campioni provati debbano dare valori rispettanti i limiti indicati nella normativa (punto II-I-4.2.3.2.).

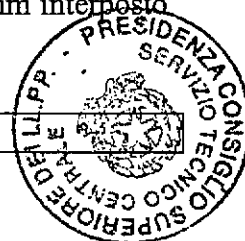
## A10-2 Metodi di prova.

1) Le resistenze in direzione dei fori di cui al punto II-I-4.2.3.2. devono essere determinate mediante prove a compressione.

Il carico deve agire nella direzione dei fori e la dimensione del provino, misurata secondo tale direzione, deve essere pari all'altezza (dimensione dell'elemento in direzione perpendicolare al piano della struttura) del blocco, o superarla al massimo del 60%. Se necessario, si procederà al taglio del blocco stesso.

Qualora si operi su blocchi la cui larghezza ecceda i 40 cm, ciascun elemento verrà suddiviso in due parti eguali e simmetriche mediante un taglio parallelo alla direzione dei fori; le porzioni in oggetto dei setti devono essere eliminate. La resistenza del blocco si otterrà mediando i risultati ottenuti dalle prove sui due semiblocchi.

Le facce normali alla direzione del carico, se non preventivamente spianate con una smerigliatrice, devono essere corrette con un foglio di piombo dello spessore di 1 mm interposto tra il piatto della pressa e la faccia del blocco.



2) Per la verifica della resistenza in direzione trasversale ai fori si procederà mediante lo schiacciamento di campioni costituiti da coppie di laterizi associati sui lati da una malta di gesso di spianatura (prova siamese) dello spessore massimo di 2 cm.

Il carico agirà in direzione ortogonale ai fori e le modalità della campionatura sono simili a quelle riportate nel precedente punto 1).

3) La determinazione del valore del modulo elastico del laterizio avverrà nel corso delle prove di cui in b) 1. procedendo al carico e scarico successivo del sistema passando dal 20 al 40% del valore minimo presuntivo di rottura, leggendo le deformazioni medie del sistema (nella fase di scarico) tramite 4 flessimetri disposti sugli spigoli della piastra di prova.

4) La resistenza a trazione per flessione verrà determinata su campioni, ricavati dai blocchi mediante opportuno taglio, di dimensioni minime di 30 x 120 x spessore, in millimetri.

5) Le prove di punzonamento di cui al punto II-I-4.2.3.2. devono avvenire secondo le seguenti modalità di prova.

Il blocco viene posato orizzontalmente su due appoggi costituiti da due tondi in acciaio, del diametro di 20 mm, con modalità analoghe a quelle che si verificano nel corso della posa in opera prima del getto del calcestruzzo.

Il carico viene applicato interponendo una piastra di legno duro avente le dimensioni di 5 x 5 cm in mezzera.

Il carico viene fatto crescere progressivamente fino a rottura.

6) Il coefficiente di dilatazione lineare verrà determinato per un salto termico tra 70 °C e 20 °C in ambiente con UR 75% a 70 °C su almeno 3 campioni di dimensioni minime come descritto nel punto 4. Si assume come valore di riferimento il minore dei valori trovati.

7) Il valore di dilatazione per umidità verrà misurato su almeno 4 campioni di dimensioni minime come descritte nel punto 4. La misura avverrà con le seguenti modalità.

Essiccare i provini per 24 ore a 70 °C; raffreddarli a 20 °C e 65% UR; eseguire due misure a distanza di 3 ore; immergere i provini in acqua a 20 °C per 90 giorni; togliere, asciugare e condizionare i provini a 20 °C e 65% UR per 3 ore; eseguire due misure a distanza di 3 ore.

L'inizio della prova deve avvenire di regola entro 30 giorni dall'ultimazione del processo produttivo del laterizio.

Il valore di riferimento si ottiene come media dei tre valori minori ottenuti avendo quindi escluso il valore massimo.

