

# BOLLETTINO UFFICIALE

## PARTE IV NORME TECNICHE





# **BOLLETTINO UFFICIALE**

## **PARTE IV NORME TECNICHE**



**- DIPARTIMENTO AFFARI GENERALI -  
Reparto IV**

---

*Direttore responsabile:* Dott.ssa ANGELINA DEL VECCHIO

---

Autorizzazione del Tribunale di Roma in data 21 giugno 1989 - Registro di Stampa n. 370

---

Sito Internet [www.urp.cnr.it](http://www.urp.cnr.it)

---

Finito di stampare nel mese di Settembre 2000  
abete industria poligrafica s.p.a. - Roma

**ISTRUZIONI PER IL PROGETTO, L'ESECUZIONE ED IL CONTROLLO  
DELLE STRUTTURE PREFABBRICATE IN CALCESTRUZZO**

**CNR 10025/98**

**SOMMARIO**

---

**Anno XXXIII – N. 193**

	Pag.
Simbologia principale .....	1
 <b>PARTE I - REGOLE GENERALI</b>	
1 - Introduzione .....	6
1.1 - Oggetto .....	6
1.2 - Scopo .....	7
1.3 - Documenti di riferimento .....	7
1.4 - Osservazioni di carattere generale .....	8
1.4.1 - Premessa generale .....	8
1.4.2 - Definizioni .....	9
1.5 - Funzioni e documentazioni .....	12
2 - Criteri generali di progetto .....	12
2.1 - Principi di sicurezza .....	12
2.1.1 - Schema statico .....	13
2.1.2 - Vincoli ad attrito .....	13
2.2 - Verifiche di sicurezza .....	14
2.3 - Problemi relativi agli elementi .....	16
2.4 - Unioni e giunti .....	16
2.4.1 - Appoggi .....	17
2.4.2 - Realizzazione dei vincoli provvisori .....	18
2.5 - Fondazioni .....	18
2.6 - Insieme strutturale .....	18

---

2.7 - Stabilità locale e d'insieme .....	19
2.7.1 - Effetti delle tolleranze .....	19
2.7.2 - Azioni convenzionali .....	19
2.7.3 - Controventi e diaframmi .....	19
2.8 - Dimensioni minime .....	19
2.8.1 - Generalità .....	19
2.8.2 - Valori base .....	20
2.9 - Durabilità strutturale .....	21
2.9.1 - Generalità .....	21
2.9.2 - Azioni .....	22
2.9.3 - Progetto .....	22
2.10 - Istruzioni di esercizio .....	23
2.11 - Tolleranze .....	24
2.11.1 - Generalità .....	24
2.11.2 - Tolleranze di produzione .....	25
2.11.3 - Tolleranze di montaggio .....	25
2.11.4 - Tolleranze di costruzione .....	25
3 - Controlli di produzione .....	26
3.1 - Generalità .....	26
3.2 - Prove su prototipi .....	26
3.3 - Controllo dei materiali e dei processi di produzione .....	27
3.3.1 - Specifiche di produzione .....	27
3.3.2 - Materiali elementari .....	28
3.3.3 - Attrezzature .....	28
3.3.4 - Armature .....	28
3.3.5 - Calcestruzzo fresco .....	28
3.3.6 - Calcestruzzo indurito .....	29
3.4 - Controllo di accettazione degli elementi .....	29
4 - Problemi di esecuzione .....	30
4.1 - Problemi relativi alla produzione .....	30
4.1.1 - Casseforme .....	30

4.1.2 - Trattamento delle superfici .....	30
4.1.3 - Compattazione.....	31
4.1.4 - Armature .....	31
4.1.5 - Maturazione.....	32
4.2 - Problemi relativi alla sformatura e stoccaggio .....	32
4.2.1 - Generalità .....	32
4.2.2 - Dispositivi di sollevamento.....	33
4.2.3 - Movimentazione e stoccaggio.....	33
4.2.4 - Rifinitura .....	34
4.3 - Problemi relativi al trasporto.....	34
4.4 - Problemi relativi al montaggio.....	34
4.4.1 - Generalità .....	34
4.4.2 - Posizionamento .....	35
4.4.3 - Stabilità durante il montaggio .....	35
5 - Prove e collaudi.....	35
5.1 - Generalità .....	35
5.2 - Prove di carico.....	36
6 - Uso e manutenzione .....	37
Allegato I-A Regole aggiuntive per calcestruzzi ad alte prestazioni .....	39
Allegato I-B Carte di riferimento per i controlli di produzione .....	42
Allegato I-C Controllo di qualità sul calcestruzzo indurito.....	49

## PARTE II - STRUTTURE CON ELEMENTI MONODIMENSIONALI

1 - Oggetto.....	56
2 - Raccomandazioni inerenti al progetto.....	56
2.1 - Indicazioni generali.....	56
2.2 - Giunti di dilatazione.....	56
2.3 - Tolleranze.....	56
2.4 - Dimensioni minime.....	58

2.5 - Appoggi delle travi.....	59
2.5.1 - Vincoli d'appoggio .....	59
2.5.2 - Particolari costruttivi.....	59
2.5.3 - Verifica della portanza .....	61
3 - Resistenza al fuoco.....	62
4 - Fasi transitorie.....	63
5 - Controlli sul prodotto finito .....	64
Allegato II-A Esempi tipici di elementi e strutture .....	66
Allegato II-B Esempio di calcolo di tolleranze di costruzione.....	71
Allegato II-C Rigidezze del secondo ordine linearizzate .....	73
Allegato II-D Instabilità flessotorsionale delle travi snelle.....	75

### PARTE III – SOLAI E COPERTURE

1 - Solai con travetti e blocchi .....	81
1.1 - Oggetto.....	81
1.2 - Elementi costituenti la struttura solaio .....	81
1.2.1 - Travetti .....	81
1.2.2 - Blocchi .....	86
1.3 - La struttura solaio.....	88
1.3.1 - Flessione principale.....	88
1.3.2 - Soletta collaborante.....	89
1.4 - Resistenza al fuoco.....	90
1.5 - Controlli sul prodotto finito .....	91
2 - Solai alveolari precompressi .....	93
2.1 - Generalità .....	93
2.1.1 - Oggetto.....	93
2.1.2 - Definizioni.....	93
2.1.3 - Simboli .....	94
2.2 - Requisiti geometrici .....	95
2.2.1 - Spessore minimo solai.....	95



2.2.2 - Spessori minimi interni .....	96
2.2.3 - Distribuzione delle armature di precompressione .....	96
2.2.4 - Copriferro .....	97
2.2.5 - Profilo laterale del giunto .....	97
2.2.6 - Tolleranze dimensionali .....	98
2.2.7 - Numero e lunghezze delle fresature .....	98
2.3 - Requisiti di resistenza .....	99
2.3.1 - Scorrimento trefoli .....	99
2.3.2 - Resistenza allo "spalling" delle nervature .....	99
2.3.3 - Resistenza a taglio .....	100
2.3.4 - Collegamento solaio con trave in opera .....	102
2.3.5 - Resistenza a taglio e torsione .....	104
2.3.6 - Resistenza a taglio del giunto .....	104
2.3.7 - Resistenza al punzonamento .....	104
2.3.8 - Capacità di ripartizione trasversale .....	105
2.3.9 - Resistenza ai carichi concentrati .....	109
2.3.10 - Resistenza di lastre appoggiate su tre lati .....	109
2.4 - Resistenza al fuoco .....	110
2.5 - Controlli sul prodotto finito .....	111
3 - Lastre per solai («predalles») .....	112
3.1 - Oggetto .....	112
3.2 - Requisiti .....	112
3.2.1 - Materiali .....	113
3.2.2 - Armature .....	113
3.2.3 - Requisiti geometrici .....	113
3.3 - Tolleranze .....	114
3.4 - Resistenza al fuoco .....	114
3.5 - Controlli sul prodotto finito .....	114
4 - Elementi nervati .....	115
4.1 - Generalità .....	115
4.1.1 - Oggetto .....	115

PARTE V – ELEMENTI SPECIALI E COMPLEMENTARI

1 - Elementi per fondazioni .....	170
1.1 - Plinti a pozzetto.....	170
1.1.1 - Generalità .....	170
1.1.2 - Plinti con pozzetti lisci .....	171
1.1.3 - Plinti con pozzetti indentati.....	175
1.1.4 - Plinti di giunto.....	176
1.2 - Pali da fondazione .....	176
1.2.1 - Oggetto.....	176
1.2.2 - Definizioni.....	176
1.2.3 - Caratteristiche geometriche.....	177
1.2.4 - Requisiti del calcestruzzo.....	177
1.2.5 - Armatura dei pali in c.a. ....	177
1.2.6 - Armatura dei pali in c.a.p. ....	178
1.2.7 - Tolleranze.....	179
1.2.8 - Unioni.....	179
1.2.9 - Documentazione tecnica .....	179
2 - Pannelli di tamponamento.....	179
2.1 - Oggetto.....	179
2.2 - Prescrizioni di progetto .....	181
2.2.1 - Inserti e connessioni.....	181
2.2.2 - Armature minime .....	181
2.3 - Requisiti geometrici e superficiali .....	184
2.3.1 - Limiti dimensionali .....	184
2.3.2 - Caratteristiche superficiali .....	185
2.4 - Tolleranze.....	185
3 - Elementi tozzi .....	186
3.1 - Definizioni.....	186
3.2 - Modello resistente ultimo per forze verticali v .....	186
3.3 - Traliccio isostatico .....	187

3.4 - Meccanismo taglio-resistente.....	189
3.5 - Progettazione dell'armatura.....	190
3.6 - Armatura minima .....	191
3.7 - Verifica di esercizio .....	192
3.8 - Disposizioni costruttive complementari.....	192

## PARTE VI – INSERTI

1 - Disposizioni per il sollevamento.....	194
1.1 - Generalità .....	194
1.2 - Definizioni.....	194
1.3 - Dispositivi di sollevamento.....	195
1.3.1 - Sistemi meccanici di serie.....	195
1.3.2 - Inserti di sollevamento .....	196
1.4 - Resistenza meccanica.....	196
1.5 - Verifiche di resistenza.....	197
1.5.1 - Generalità .....	197
1.5.2 - Condizioni di sollevamento.....	198
1.5.3 - Progetto per via sperimentale.....	199
1.6 - Istruzioni per il sollevamento.....	199
2 – Dispositivi di fissaggio .....	201
2.1 - Definizioni.....	201
2.2 – Sistemi di fissaggio.....	202
2.3 – Resistenza meccanica .....	202
2.4 – Progetto.....	203
2.4.1 – Calcoli di verifica .....	203
2.4.2 – Prove preliminari .....	204



u	perimetro	perimetro	perimetro
v	forza di taglio per unità di larghezza	forza di taglio per unità di larghezza	forza di taglio per unità di larghezza
w	apertura delle fessure	apertura delle fessure	apertura delle fessure
x	altezza dell'asse neutro	altezza dell'asse neutro	altezza dell'asse neutro
z	braccio della coppia interna	braccio della coppia interna	braccio della coppia interna
$\gamma$	coefficiente di sicurezza; peso specifico; deformazione tangenziale	coefficiente di sicurezza; peso specifico; deformazione tangenziale	coefficiente di sicurezza; peso specifico; deformazione tangenziale
$\delta$	coefficiente di variazione; tolleranza	coefficiente di variazione; tolleranza	coefficiente di variazione; tolleranza
$\varepsilon$	deformazione longitudinale	deformazione longitudinale	deformazione longitudinale
$\mu$	coefficiente di attrito	coefficiente di attrito	coefficiente di attrito
$\lambda$	snellezza	snellezza	snellezza
$\rho$	coefficiente di rilassamento	coefficiente di rilassamento	coefficiente di rilassamento
$\sigma$	tensione normale	tensione normale	tensione normale
$\tau$	tensione tangenziale	tensione tangenziale	tensione tangenziale
$\varphi$	coefficiente di viscosità	coefficiente di viscosità	coefficiente di viscosità
$\Phi$	diametro di una barra o di un cavo	diametro di una barra o di un cavo	diametro di una barra o di un cavo
$\psi$	coefficiente di combinazione delle azioni	coefficiente di combinazione delle azioni	coefficiente di combinazione delle azioni

## B - INDICI

b	di aderenza	di aderenza	di aderenza
c	del calcestruzzo	del calcestruzzo	del calcestruzzo
d	valore di calcolo	valore di calcolo	valore di calcolo
e	limite di elasticità di un materiale	limite di elasticità di un materiale	limite di elasticità di un materiale
f	delle forze ed altre azioni; di flessione	delle forze ed altre azioni; di flessione	delle forze ed altre azioni; di flessione
g	del carico permanente	del carico permanente	del carico permanente
i	iniziale; i-esimo	iniziale; i-esimo	iniziale; i-esimo
h	orizzontale	orizzontale	orizzontale
k	valore caratteristico	valore caratteristico	valore caratteristico
l	longitudinale	longitudinale	longitudinale
m	valore medio; del materiale	valore medio; del materiale	valore medio; del materiale
n	ennesimo	ennesimo	ennesimo
p	di precompressione	di precompressione	di precompressione

q	del carico variabile
s	dell'acciaio; di ritiro
r	di rilassamento
t	di trazione
u	ultimo (stato limite)
w	dell'anima
y	di snervamento
v	verticale
-	valore ammissibile
$\infty$	valore a tempo infinito

## C - SIMBOLI FREQUENTI

### Generali

$\gamma_m$	coefficiente parziale di sicurezza per i materiali
$\gamma_c$	coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
$\gamma_s$	coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
$\gamma_f$	coefficiente parziale di sicurezza per le azioni
$\gamma_g$	coefficiente parziale di sicurezza per i carichi permanenti
$\gamma_{g1}$	coefficiente parziale di sicurezza per i pesi propri strutturali
$\gamma_{g2}$	coefficiente parziale di sicurezza per i sovraccarichi permanenti
$\gamma_q$	coefficiente parziale di sicurezza per le azioni variabili
$\gamma_p$	coefficiente parziale di sicurezza della precompressione (quando rappresentata come forza applicata)
$\rho_s$	rapporto geometrico d'armatura
$\omega_s$	rapporto meccanico di armatura

### 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 ( $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ )
$f_{c1d}$	resistenza ridotta per M, N ( $f_{c1d} = \alpha f_{cd}$ )
$f_{c2d}$	resistenza ridotta per V ( $f_{c2d} = \nu f_{cd}$ )
$f_{ct}$	resistenza a trazione
$f_{ctf}$	resistenza a trazione per flessione
$f_{ctk}$	resistenza caratteristica a trazione
$f_{ctm}$	resistenza media a trazione
$f_{ctd}$	resistenza di calcolo a trazione ( $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$ )

#### Acciaio per cemento armato

$f_y$	tensione di snervamento
$f_t$	tensione di rottura
$f_{yk}$	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk}$	tensione caratteristica di rottura
$f_{sd}$	resistenza di calcolo ( $f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s$ )
$f_{(0.2)}$	tensione allo 0,2% di deformazione residue
$f_{(0.2)k}$	tensione caratteristica allo 0,2% di deformazione residue

#### Acciaio per precompressione

$f_{py}$	tensione di snervamento (barre)
$f_{p(1)}$	tensione all'1 % di deformazione sotto carico
$f_{p(0.2)}$	tensione allo 0,2 % di deformazione residue
$f_{pt}$	tensione di rottura
$f_{pyk}$	tensione caratteristica di snervamento (barre)
$f_{p(1)k}$	tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico
$f_{p(0.2)k}$	tensione caratteristica allo 0,2% di deformazione residue
$f_{ptk}$	tensione caratteristica di rottura
$f_{pd}$	resistenza di calcolo ( $f_{pd} = f_{pyk} / \gamma_s$ )

## **PREMESSA**

Le presenti Istruzioni sono state predisposte dal Gruppo di studio “Prefabbricazione” della Commissione di studio CNR per le norme relative alle costruzioni in cemento armato e cemento armato precompresso ai leganti idraulici ed ai laterizi; la stessa Commissione le ha esaminate e definitivamente approvate nella seduta del 10 dicembre 1998.

La precedente edizione “Istruzioni per il progetto, l’esecuzione e il controllo delle strutture prefabbricate in conglomerato cementizio e per le strutture costruite con sistemi industrializzati” (CNR 10025/84) è stata pubblicata sul Bollettino Ufficiale del CNR, pt. IV, n° 107, 1985.

La presente edizione viene licenziata a seguito dell’emanazione delle Norme Tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate (DM 3 dicembre 1987), nonché del DM 9 gennaio 96, “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il controllo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”, della possibilità di utilizzare l’Eurocodice 2 (con le integrazioni del Documento di Applicazione Nazionale contenuto nel citato DM) e della più recente normativa internazionale sull’argomento della prefabbricazione.

Esse forniscono pertanto una sintesi dello stato dell’arte in campo tecnico ed applicativo destinata a costituire, per le costruzioni prefabbricate, sia un contributo per ulteriori sviluppi della normativa ufficiale, sia un affiancamento all’applicazione delle norme in vigore. Resta comunque inteso che nella progettazione, esecuzione e controllo delle strutture prefabbricate permane l’obbligo del rispetto della normativa vigente.



## **PARTE I**

### **REGOLE GENERALI**

#### **1 - Introduzione**

##### *1.1 - Oggetto*

Formano oggetto delle presenti Istruzioni gli elementi e le strutture prefabbricate in calcestruzzo semplice, armato o precompresso.

Con "struttura prefabbricata" si intende una struttura realizzata mediante l'associazione e/o il completamento in opera di più elementi prefabbricati costruiti in stabilimento o a piè d'opera.

Per gli elementi prefabbricati, oggetto delle presenti istruzioni, sono previste tre categorie di produzione:

- occasionale
- serie dichiarata
- serie controllata.

Per prodotti occasionali si intendono gli elementi prefabbricati realizzati a piè d'opera o in impianti temporanei allestiti per uno specifico cantiere, così come occasionali pezzi unici, ovunque realizzati.

Tutti gli elementi prefabbricati prodotti in stabilimenti permanenti con tecnologia ricorrente sono definiti di serie e vanno sottoposti al controllo di produzione di cui al capitolo 5.

Tra i prodotti di serie si distinguono:

- la «serie dichiarata», che si riferisce alla produzione di elementi i quali, pur appartenendo a una tipologia ricorrente, vengono progettati di volta in volta su commessa per dimensioni e armature;
- la «serie controllata», che si riferisce alla produzione di elementi i quali, appartenendo ad un tipo compiutamente determinato, risultano predefiniti in dimensioni e armature sulla base di progetti originari.

## *1.2 - Scopo*

Le presenti Istruzioni hanno lo scopo di indicare tipologie, procedimenti esecutivi, metodi di analisi, di verifica e di prova per la corretta redazione dei progetti degli elementi e delle strutture e per la loro buona esecuzione e conservazione nel tempo.

Nella concezione e nella progettazione degli elementi e delle strutture possono essere utilizzati materiali, tecniche, particolari costruttivi e metodi di calcolo diversi da quelli previsti nelle presenti Istruzioni.

Per il progetto e l'esecuzione di elementi prefabbricati occasionali si può fare riferimento alle presenti istruzioni per quanto applicabili, salvo quanto deriva dal controllo di produzione proprio dei prodotti di serie.

Le presenti Istruzioni affiancano la normativa tecnica vigente nella loro pratica applicazione. In ogni caso vanno soddisfatti i requisiti delle norme tecniche vigenti emanate con D.M. del Ministero LL.PP. e relative circolari.

Le presenti Istruzioni, che aggiornano l'edizione 10025/84, sono impostate secondo il metodo agli Stati Limite, come la precedente citata.

L'utilizzo del metodo delle Tensioni Ammissibili – consentito dal DM 09/01/96 – è compatibile con le indicazioni qui fornite, con i necessari adattamenti da adottarsi caso per caso.

## *1.3 - Documenti di riferimento*

Le presenti Istruzioni fanno riferimento ai seguenti documenti:

DM Min. LL.PP. 09.01.96 Norme tecniche per il calcolo l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.

DM Min. LL.PP. 16.01.96 Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.

DM Min. LL.PP. 16.01.96 Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

DM Min. LL.PP. (aggiornamento DM 03.12.87) Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.

Circolare Min. LL.PP. 15.10.96 n. 252 Istruzioni per l'applicazione delle Norme

tecniche per il calcolo l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al DM 09.01.96.

Circolare Min. LL.PP. 04.07.96 n. 156 Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al DM 16.01.96.

Circolare Min. LL.PP. 10.04.97 n. 65 Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al DM 16.01.96.

Cons. Sup. LL.PP. Linee guida sul calcestruzzo strutturale, 1996.

CNR-DT 104/98 Documento tecnico su resistenza e durabilità del calcestruzzo.

CNR 10018/98 Apparecchi di appoggio nelle costruzioni.

CNR 10024/86 Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo.

UNI ENV 1992 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo associata al Documento di Applicazione Nazionale di cui al D.M. 09.01.96

#### CEB FIP MODEL CODE 90

UNI 9502 Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso

UNI 6130 Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica

UNI 6132 Prove distruttive sui calcestruzzi - Prova di compressione

### *1.4 - Osservazioni di carattere generale*

#### *1.4.1 - Premessa generale*

Le presenti Istruzioni si riferiscono necessariamente, in determinati casi, a tipologie specifiche, per le quali vengono fornite indicazioni progettuali ed esecutive a titolo esemplificativo. Per tipologie diverse da quelle qui previste il progettista può riferirsi a schemi simili, attuando le modifiche del caso, oppure, quando ciò non sia ritenuto opportuno, effettuare uno studio apposito, eventualmente corredato da indagini sperimentali e sempre nello spirito delle presenti Istruzioni.

#### 1.4.2 - Definizioni

Al fine di facilitare il riferimento a documenti internazionali, per ciascuna definizione si riporta il corrispondente termine in inglese.

##### Generali

**Elemento prefabbricato - *Precast element*:** Elemento realizzato in uno stabilimento o comunque in un luogo diverso dalla collocazione definitiva della struttura, attraverso processi sottoposti a controllo di produzione;

**Elemento composto - *Composite element*:** Elemento prefabbricato completato con un getto in opera con o senza armatura di collegamento;

**Ricoprimento - *Cover*:** Strato di calcestruzzo fra la superficie di un elemento e l'armatura metallica;

**Ricoprimento nominale - *Design cover*:** Misura dello spessore del ricoprimento indicata nei disegni di progetto;

**Ricoprimento netto - *Minimum cover*:** Misura dello spessore del ricoprimento di progetto diminuita delle tolleranze;

**Ricoprimento effettivo - *Actual cover*:** Misura dello spessore del ricoprimento misurata nell'elemento.

**Rifinitura - *Finishing*:** Serie di operazioni attive che seguono la sformatura e che consistono principalmente nel rifinire, completare o correggere l'aspetto esteriore dell'elemento prefabbricato.

##### Unioni, giunti e inserti

**Connessione - *Connection*:** Collegamento atto a trasmettere le sollecitazioni;

**Attacco (o ancoraggio) - *Fastening*:** Dispositivo di collegamento di un elemento alla struttura;

**Incatenamento - *Tie*:** Elemento continuo di connessione, funzionante a trazione, posto nelle pareti o nei solai per la solidarizzazione dell'insieme strutturale;

**Giunto - *Joint*:** Ogni tipo di interfaccia fra due elementi prefabbricati adiacenti;

**Giunto strutturale (o unione) - *Structural joint*:** Ogni tipo di collegamento tra elementi prefabbricati atto alla trasmissione di sollecitazioni - ad esempio di trazione, di compressione, di flessione o di taglio);

**Giunto di dilatazione - *Movement joint*:** Ogni tipo di interspazio tra elementi prefabbricati atto a consentire spostamenti relativi senza trasmissione di sollecitazioni;

**Dispositivo di sollevamento - *Lifting device*:** Dispositivo inserito nell'elemento prefabbricato per l'attacco ai mezzi di sollevamento;

**Appoggio - *Bearing*:** Zone dell'elemento portante e di quello portato attraverso cui viene trasmessa l'azione di supporto;

**Apparecchio di appoggio - *Bearing device*:** Elemento interposto tra l'elemento portato e l'elemento portante.

### **Dimensioni**

**Dimensione principale - *Principal dimension*:** Dimensione di una caratteristica geometrica fondamentale dell'elemento prefabbricato: lunghezza, larghezza, altezza, spessore, ...;

**Dimensione critica - *Critical dimension*:** Dimensione principale che ha un'influenza determinante sulle prestazioni essenziali dell'elemento prefabbricato (resistenza e stabilità);

**Dimensione nominale - *Design dimension*:** Dimensione indicata sui disegni di progetto o nella documentazione del produttore;

**Dimensione effettiva - *Actual dimension*:** Dimensione rilevata nella misurazione dell'elemento prefabbricato.

### **Tolleranze**

**Tolleranza - *Tolerance*:** Campo di variabilità di una misura rispetto al valore nominale indicato nel progetto;

**Tolleranza di produzione - *Production tolerance*:** Tolleranza di spessore, lunghezza, rettilinearità, planarità o altre dimensioni e caratteristiche di un elemento prefabbricato così come fornito dalla produzione;

**Tolleranza di montaggio - *Erection tolerance*:** Tolleranza di posizionamento in opera degli elementi prefabbricati (orizzontalità, posizione planimetrica, verticalità, posizione altimetrica, etc.);

**Tolleranza di costruzione - *Construction tolerance*:** Tolleranza di una misura della

struttura completata risultante dalla combinazione di una catena di tolleranze di produzione, di tracciamento, di montaggio e delle lavorazioni e completamenti in opera.

### **Durabilità**

**Durabilità - *Durability*:** Capacità di una struttura o di un elemento prefabbricato di mantenere un adeguato livello delle prestazioni di resistenza e funzionalità durante un determinato periodo di servizio, con l'utilizzo e la manutenzione previsti;

**Vita di servizio - *Service life*:** Durata di una costruzione fino alla sua dismissione o ristrutturazione;

**Vita prevista di servizio - *Intended service life*:** Valore della vita di servizio assunto in progetto;

**Condizioni ambientali - *Environmental conditions*:** Situazioni ambientali che hanno effetto sulla durabilità di una struttura (es. umidità con o senza gelo, presenza di soluzioni antighiaccio, ambiente marino con o senza gelo, ambiente con aggressione chimica leggera, moderata o alta).

### **Resistenze**

**Resistenza potenziale (del calcestruzzo) - *Potential strength*:** Resistenza a compressione del calcestruzzo ricavata da cubetti o cilindri confezionati e maturati in laboratorio secondo condizioni normalizzate (UNI 6130/1 , 6130/2 e 6132);

**Resistenza effettiva - *Structural or actual strength*:** Resistenza a compressione del calcestruzzo rilevabile nell'elemento strutturale completato e maturato;

**Resistenza effettiva diretta - *Direct structural strength*:** Resistenza a compressione del calcestruzzo ricavata da prove su campioni (carote o prismi) estratti dall'elemento prefabbricato già prodotto e maturato;

**Resistenza effettiva indiretta - *Indirect structural strength*:** Resistenza a compressione del calcestruzzo ricavata da prove su campioni normalizzati (uguali a quelli confezionati per la resistenza potenziale), maturati in stabilimento nelle condizioni più prossime possibile al ciclo di maturazione dell'elemento prefabbricato.

### 1.5 - Funzioni e documentazioni

Nell'esecuzione di una "struttura prefabbricata" dovrà essere assicurata la presenza delle seguenti funzioni e documentazioni:

- a) disponibilità di un **progetto generale** (*general design*) della struttura descritto in una appropriata documentazione esecutiva;
- b) presenza di una **direzione dei lavori** (*project management*) per controllare la conformità delle strutture in esecuzione ai requisiti di resistenza e funzionalità prescritti in progetto;
- c) disponibilità di **progetti specifici** (*specific designs*) per gli elementi prefabbricati contenenti, oltre ai limiti di utilizzo e le loro caratteristiche, le prescrizioni necessarie per la produzione, la movimentazione e il montaggio degli stessi;
- d) presenza di una **direzione della produzione** (*production management*) in stabilimento degli elementi prefabbricati;
- e) presenza di una **direzione del montaggio** (*erection management*) in cantiere degli elementi prefabbricati;
- f) presenza di una **direzione del cantiere** (*site management*) per l'organizzazione del lavoro, per il corretto uso delle attrezzature e per la corretta esecuzione delle strutture.

Dovrà inoltre essere assicurato il coordinamento per la progettazione e l'applicazione delle misure di sicurezza nel lavoro, sia per le operazioni in cantiere, sia per la produzione in stabilimento.

## 2 - Criteri generali di progetto

### 2.1 - Principi di sicurezza

Scopo delle verifiche delle strutture è di garantire che l'opera sia in grado di resistere con adeguata sicurezza alle azioni cui potrà essere sottoposta, rispettando le condizioni necessarie per il suo esercizio e assicurando la sua conservazione nel tempo.

L'analisi strutturale deve tenere conto:

- del comportamento degli elementi strutturali in tutte le fasi della costruzione e della loro interazione con altri elementi;
- del comportamento del sistema strutturale nelle sue varie fasi, con particolare attenzione alle effettive deformazioni e funzionamento delle unioni e giunti;

- delle incertezze che possano influire sulla posizione e sul valore delle reazioni mutue degli elementi; incertezze che possono provenire da: errori di posa degli elementi prefabbricati, indeterminazione circa il punto di applicazione di alcune reazioni di vincolo, intervento di deformazioni di varia natura (variazioni termiche, cedimenti, ritiro, viscosità, eventuali deformazioni differenziali tra calcestruzzi diversi per maturazione o per qualità ed in generale fra materiali diversi, ecc.).

#### 2.1.1 - Schéma statico

L'analisi delle sollecitazioni va condotta su schemi statici che riproducano con adeguata affidabilità l'effettivo assetto tridimensionale della struttura ed il reale comportamento degli elementi e delle unioni.

Va condotta una completa analisi, sotto le possibili combinazioni fondamentali delle azioni, tenendo conto di ogni rilevante effetto del secondo ordine.

Per strutture regolari è possibile scomporre l'analisi su due schemi statici piani ortogonali, introducendo gli eventuali effetti torcenti nella ripartizione delle corrispondenti azioni.

#### 2.1.2 - Vincoli ad attrito

I vincoli orizzontali agli appoggi, che derivano dall'attrito dovuto al peso di qualsiasi elemento portato, possono essere considerati, solo per le azioni non sismiche, con le seguenti condizioni:

- l'attrito non sia basilare per la stabilità globale della struttura;
- la disposizione degli appoggi escluda la possibilità di accumulo di scorrimenti irreversibili degli elementi, causati per esempio da una dissimmetria di comportamento sotto azioni ripetute (effetti di variazioni termiche cicliche sui bordi di contatto di elementi semplicemente appoggiati).

Nel caso di incertezza sull'effettivo funzionamento di un vincolo, agli effetti della ripartizione delle azioni orizzontali, nelle verifiche vanno assunte entrambe le possibili ipotesi estreme (di piena o nulla efficacia del vincolo stesso).



## 2.2 - Verifiche di sicurezza

Le verifiche si applicano sia alla struttura presa nel suo insieme, che a ciascuno dei suoi elementi costitutivi; esse devono essere soddisfatte sia durante l'utilizzo definitivo, sia nelle diverse fasi di produzione, stoccaggio, trasporto, montaggio e assemblaggio.

### a) Resistenza del calcestruzzo

Nelle verifiche degli elementi prefabbricati in c.a. o in c.a.p. si farà riferimento, in conformità a quanto previsto dalle Linee guida sul calcestruzzo strutturale del Min. LL. PP. e CNR-DT 104/98, alle classi di resistenza del calcestruzzo comprese tra C30/35 e C45/55 per i calcestruzzi ordinari, comprese tra C50/60 e C60/75 per i calcestruzzi ad alte prestazioni. Resistenze superiori potranno essere tenute in conto solo previo impiego di modelli di comportamento comprovati.

Nell'Allegato I-A vengono date alcune indicazioni complementari per il calcolo degli elementi in calcestruzzo ad alte prestazioni.

### b) Verifiche agli Stati Limite

Fatta salva la validità dei valori dei coefficienti stabiliti dalla normativa cogente ministeriale, che debbono essere comunque rispettati, si ritiene che i modelli qui illustrati, specifici per le strutture prefabbricate, uniti al miglioramento della qualità della produzione, possano condurre in futuro all'impiego di coefficienti parziali modificati come qui appresso.

#### b1) Stati Limite Ultimi

Coefficienti parziali di sicurezza (per la combinazione fondamentale):

- *Calcestruzzo*

Valore di base  $\gamma_c = 1.50$

Per una produzione di serie ove la resistenza potenziale caratteristica del calcestruzzo sia sottoposta ad un controllo continuativo sulla base di criteri statistici, si potrà assumere

$$\gamma_c = 0.93 \cdot 1.50 = 1.4$$

Qualora il controllo continuativo statistico sia riferito alla resistenza effettiva, anziché a quella potenziale, si potrà assumere

$$\gamma_c = 0.87 \cdot 1.50 = 1.3$$

- Acciaio

Valore di base  $\gamma_s = 1.15$

Qualora si faccia riferimento, per le dimensioni critiche, ai valori nominali depurati dalle tolleranze, si può assumere

$$\gamma_s = 1.10$$

#### b2) Stati Limite di Esercizio

Per la produzione in serie le verifiche allo stato limite delle tensioni in esercizio di cui al punto 4.3.2 del DM 09.01.96 vanno riferite, per quanto riguarda le compressioni in esercizio nel calcestruzzo (nelle combinazioni rara e quasi permanente) ai valori ammissibili indicati in detto decreto maggiorati del 7%.

Al fine della limitazione delle deformazioni degli elementi inflessi, le frecce calcolate per le combinazioni di carico rare, frequenti e quasi permanenti devono essere contenute entro limiti compatibili con l'integrità degli elementi costruttivi portati e con la funzionalità dell'opera.

In particolare si suggeriscono le seguenti limitazioni:

- a) l'incremento istantaneo di freccia  $v_e$ , dovuto alla combinazione rara, escluso il peso proprio delle strutture e l'eventuale precompressione, con tutte le azioni variabili, sia

$$v_e \leq l_0/500$$

- b) la freccia a tempo infinito  $v_\infty$ , dovuta alla combinazione quasi permanente delle azioni (compreso il peso proprio delle strutture e l'eventuale precompressione, più parte di tutte le azioni variabili) sia

$$v_\infty \leq l_0/250$$

### *2.3 - Problemi relativi agli elementi*

La resistenza e la stabilità del singolo elemento prefabbricato debbono essere assicurate anche nei confronti delle sollecitazioni prevedibili durante le fasi di sformatura, sollevamento, stoccaggio, trasporto e messa in opera, tenendo altresì presenti le possibili posizioni che l'elemento può assumere in relazione ai previsti vincoli provvisori.

La resistenza caratteristica del calcestruzzo da mettere in conto è quella corrispondente al tempo al quale si riferisce la singola verifica.

I dispositivi di sollevamento debbono essere esplicitamente previsti in progetto, realizzati con materiali appropriati e dimensionati per le previste sollecitazioni.

Nelle fasi di sollevamento e trasporto si terrà conto degli effetti dinamici che vanno di norma valutati come indicato in 4.3.

Nella fase di montaggio, tutti gli elementi strutturali principali e secondari di solai, coperture e orizzontamenti in genere, devono essere verificati in ogni parte dell'estradosso accessibile all'operatore addetto al montaggio anche per un carico verticale di 1.5 kN su di un'impronta quadrata di 50 mm di lato nella posizione più sfavorevole; la resistenza e stabilità dei dispositivi destinati a proteggere l'operatore contro la caduta deve essere verificata per una forza orizzontale di 1.00 kN da applicarsi nella posizione più sfavorevole; la resistenza degli elementi destinati a sorreggere l'operatore in caso di caduta deve essere inoltre assicurata per una forza verticale di 2 kN applicata nella posizione più sfavorevole del bordo libero dell'elemento e trasmessa all'elemento stesso attraverso i previsti dispositivi di sicurezza; tali valori sono da intendersi caratteristici di azione variabile  $Q_k$  da associarsi al coefficiente  $\gamma_q = 1,5$  per la verifica di resistenza.

### *2.4 - Unioni e giunti*

Le unioni devono essere conformate in maniera tale da garantire la trasmissione degli sforzi previsti. In generale si richiede che la trasmissione degli sforzi sia tempestivamente attivata, senza cioè che avvengano assestamenti preventivi non espressamente previsti in progetto.

Per le costruzioni in zona sismica le unioni fra gli elementi devono essere in grado di

assicurare o non compromettere la richiesta duttilità di comportamento dell'insieme strutturale.

Gli effetti di movimenti orizzontali dovranno essere presi in considerazione nel progetto sia nei confronti della resistenza della struttura che dell'integrità e adeguatezza dei giunti. Dove necessario dovranno essere previsti particolari dispositivi di appoggio.

La capacità portante delle unioni deve essere verificata secondo le prescrizioni fornite nel seguito; ove il sistema di calcolo risultasse incerto è opportuno riferirsi allo schema più prudentiale oppure ricorrere a sperimentazione diretta. I materiali impiegati con funzione strutturale nelle unioni devono avere, di regola, una durabilità, resistenza al fuoco e protezione almeno uguale a quella degli elementi da collegare. Ove queste condizioni non fossero rispettate, i limiti dell'intera struttura vanno definiti con riguardo all'elemento significativo più debole.

I giunti di dilatazione possono essere realizzati per sdoppiamento della struttura ovvero con vincoli parziali che consentano gli spostamenti relativi. Il tipo e la frequenza dei giunti andranno determinati in base agli spostamenti relativi previsti, dovuti al ritiro, alle variazioni termiche, alle azioni permanenti e variabili (compresi gli effetti viscosi), nonché, se del caso, alle azioni sismiche.

I giunti di dilatazione debbono garantire l'assenza di trasmissione inintenzionale di sforzi significativi. In particolare, con riferimento a quelli aventi superfici affacciate, si deve garantire un adeguato distanziamento delle superfici medesime per consentire i movimenti previsti.

La realizzazione delle unioni deve rispettare il progetto, che deve quindi precisare anche le relative modalità di esecuzione.

Il Direttore dei Lavori dovrà verificare che eventuali opere di completamento non pregiudichino il libero funzionamento del giunto. Il progettista deve opportunamente tener conto di eventuali azioni parassite che possono verificarsi nella realizzazione fisica dei giunti.

#### 2.4.1 - Appoggi

Gli appoggi vanno calcolati tenendo conto delle condizioni più sfavorevoli, determinate dalle tolleranze di costruzione. Gli appoggi devono essere tali da soddisfare

le condizioni di stabilità dell'elemento sostenuto, dell'eventuale apparecchio di appoggio e del sostegno, tenendo conto delle variazioni termiche, della deformabilità delle strutture e dei fenomeni lenti.

In zona sismica non sono consentiti appoggi nei quali la trasmissione di forze orizzontali sia affidata al solo attrito.

#### 2.4.2 - Realizzazione dei vincoli provvisori

Per la corretta esecuzione delle unioni ed il prosieguo dei lavori, è indispensabile che gli elementi prefabbricati, una volta posati e regolati, restino in tale posizione, senza subire alcuno spostamento.

Per questo scopo si possono usare dispositivi provvisori di vincolo, i quali hanno il compito di assorbire le azioni, anche di natura aleatoria, che si manifestino in questa fase.

#### 2.5 - Fondazioni

La scelta e il dimensionamento delle fondazioni, oltre a garantire una adeguata sicurezza al sistema fondazioni-terreno, deve tendere a contenere i cedimenti relativi a livelli compatibili con il sistema strutturale scelto.

#### 2.6 - Insieme strutturale

I singoli manufatti prefabbricati, collegati fra loro e con le altre parti strutturali mediante unioni, realizzano insiemi strutturali di vario tipo. Lo schema statico di un determinato insieme strutturale può variare nel tempo per variazioni apportate ai vincoli. Pertanto, possono manifestarsi diversi funzionamenti temporanei, distinti dal funzionamento definitivo che si realizza allorché sono state eseguite tutte le operazioni di montaggio e di completamento.

Il progettista deve verificare che il grado di sicurezza sia adeguato per l'insieme strutturale in ogni fase e, in particolare, deve studiare e prescrivere i necessari accorgimenti per eliminare la possibilità di collassi durante e dopo il montaggio.

## 2.7 - Stabilità locale e d'insieme

Per quanto concerne la stabilità dell'insieme sono necessarie le relative verifiche per tutte le fasi, transitorie e definitive, mettendo in conto l'evoluzione dell'assetto strutturale ed ogni rilevante effetto del second'ordine.

### 2.7.1 - Effetti delle tolleranze

Si devono mettere in conto gli effetti deviatori dei pesi dovuti alle tolleranze di verticalità ed alle eccentricità inintenzionali di posa. A meno di valutazioni teorico-sperimentali più precise, detti effetti possono venire rappresentati da forze orizzontali comunque dirette, pari all'1% dei carichi verticali concomitanti. Tali effetti deviatori vanno sempre aggiunti in tutte le diverse combinazioni alle altre azioni per le verifiche di sicurezza.

### 2.7.2 - Azioni convenzionali

In ogni caso, per assicurare il necessario livello minimo di robustezza, la sicurezza della struttura deve risultare verificata sotto l'azione di forze orizzontali convenzionali di calcolo comunque dirette, pari almeno all'1% dei carichi verticali concomitanti (permanenti e sovraccarichi) combinati nel modo più sfavorevole. Tali forze orizzontali convenzionali, da considerarsi agenti nei punti di applicazione dei corrispondenti carichi verticali, non saranno cumulate con altre eventuali azioni orizzontali esterne (vento, sisma, ecc.), ma sono da aggiungersi agli effetti delle tolleranze di cui al punto 2.7.1.

### 2.7.3 - Controventi e diaframmi

Le azioni orizzontali possono essere assegnate a strutture di controvento purché queste siano direttamente ed efficacemente collegate ad orizzontamenti con funzione di diaframmi di ripartizione.

## 2.8 - Dimensioni minime

### 2.8.1 - Generalità

La geometria degli elementi prefabbricati strutturali deve rispettare alcune

dimensioni minime. I criteri per la definizione di tali dimensioni minime sono qui di seguito elencati:

- spessore minimo assoluto,  
con riferimento alle caratteristiche del materiale calcestruzzo, per assicurare una buona compattezza di tutte le parti dell'elemento e dei getti integrativi;
- spessore minimo relativo,  
con riferimento alla pezzatura massima  $d_a$  degli inerti, per consentire una buona omogeneità ed una uniforme resistenza del calcestruzzo in tutte le parti;
- spaziatura minima d'armatura,  
in rapporto alla pezzatura massima  $d_a$  degli inerti, per consentire il passaggio del getto ed un conseguente buon costipamento del calcestruzzo;
- spaziatura minima d'armatura,  
in rapporto al suo diametro  $\Phi$ , al fine di assicurare un buon inglobamento nel getto con piena efficacia dell'aderenza.

#### 2.8.2 - Valori base

Salvo successive particolari specifiche, per le dimensioni minime si potranno assumere i seguenti valori base (nominali).

##### Spessore minimo assoluto

- orditura strutturale principale (travi e pilastri)  $t \geq 50 \text{ mm}$
- elementi strutturali secondari (solai)  $t \geq 40 \text{ mm}$  (localmente  $t \geq 30 \text{ mm}$ )

##### Spessore minimo relativo

- parti con unico strato d'armatura  $t \geq 2.4 d_a$
- parti armate sulle due facce  $t \geq 4.0 d_a$

Spaziatura minima d'armatura

	interferro netto	copriferro netto
- staffe e reti	$\geq 1.6 d_a$	$\geq 0.8 d_a$
- barre d'armatura	$\geq 1.0 d_a$	$\geq 1.0 d_a$
	$\geq 1.0 \Phi$	$\geq 1.0 \Phi$
- cavi pretesi	$\geq 1.2 d_a$	$\geq 1.0 d_a$
	$\geq 2.0 \Phi$	$\geq 1.5 \Phi$

## 2.9 - Durabilità strutturale

### 2.9.1 - Generalità

Gli aspetti di durabilità che sono trattati si riferiscono agli elementi strutturali in calcestruzzo semplice, armato o precompresso. Gli inserti metallici e gli apparecchi di appoggio, anche se connessi o parzialmente inglobati negli elementi in calcestruzzo, vengono considerati nella apposita sezione.

La durabilità si riferisce alla permanenza, senza significative riduzioni o eccessive manutenzioni non previste, delle caratteristiche funzionali che rendono l'opera stessa idonea all'esercizio con riferimento sia alle funzioni specifiche cui è stata destinata, sia alle caratteristiche strutturali, durante tutta la vita di servizio ed alle condizioni ambientali previste.

A meno di clausole diverse, espressamente riportate nella documentazione di progetto, ai fini della verifica di durabilità, per le strutture dei più comuni edifici si potranno assumere per la vita prevista di servizio i seguenti valori:

- edifici civili	50 anni
- edifici industriali	30 anni
- fondazioni	100 anni
- ponti	100 anni

Per altre tipologie, come infrastrutture territoriali e costruzioni civili particolari, il valore della vita prevista di servizio va definito di volta in volta.



Al fine di ottenere la durabilità richiesta, in fase di progetto devono essere acquisite:

- la destinazione d'uso della struttura;
- la definizione delle condizioni ambientali;
- le azioni (incluse eventualmente quelle eccezionali e quelle di fatica).

In rapporto a questi dati il progetto dovrà:

- fare previsioni per i materiali e le strutture;
- dare prescrizioni per l'esecuzione ed i controlli;
- fissare le istruzioni per l'uso e la manutenzione.

### 2.9.2 - Azioni

Per le azioni si farà riferimento normalmente a quanto riportato nelle Norme tecniche vigenti, con eventuali integrazioni per particolari requisiti di esecuzione e d'uso.

Dovrà essere considerato l'insieme delle azioni chimiche e fisiche cui la struttura è soggetta nella sua globalità, nei componenti e nei materiali, azioni che inducono effetti non compresi nelle condizioni di carico.

Per le azioni di aggressività ambientale si farà di norma riferimento alla seguente tabella.

**Tabella delle condizioni ambientali**

AGGRESSIVITÀ AMBIENTALE	UNI ENV 1992-1-1 Prospetto 4.1	Linee guida - Cons. Sup. LL.PP. Tabella 12
molto bassa	1	XO
bassa	2a	XC1-XC2
normale	2b - 5a	XC3-XD1-XF1-XA1
alta	5b	XC4-XD2-XS1-XF2-XF3-XA2
molto alta	3 - 4a - 4b - 5c	XD3-XS2-XS3-XF4-XA3

### 2.9.3 - Progetto

Per una corretta progettazione delle strutture, al fine della durabilità, occorre considerare con particolare cura gli stati limite di esercizio ed essenzialmente i seguenti tre aspetti:

- le tensioni di esercizio;

- lo stato di fessurazione;
- le deformazioni istantanee di esercizio.

Nei casi ordinari e quando sono rispettati i limiti tensionali indicati nelle norme di calcolo, è sufficiente, per assicurare la durabilità delle strutture prefabbricate nei riguardi della corrosione delle armature, che siano rispettati i ricoprimenti netti minimi sotto riportati in funzione delle condizioni ambientali definite al punto 2.9.2.

**Tabella dei ricoprimenti minimi netti (in mm)**

AGGRESSIVITÀ AMBIENTALE	Staffe, ripartitori e armature di piastre		Altri tipi di armature lente		Armature pretese di piastre		Altri tipi di armature pretese	
	≥C40/50	<C40/50	≥C40/50	<C40/50	≥C40/50	<C40/50	≥C40/50	<C40/50
molto bassa	10	15	10	15		20		25
bassa	10	15		20		25		30
normale	15	20		25		30		35
alta	20	25		30		35		40
molto alta	30	35		40		40		40

Se sono usati acciai protetti contro la corrosione (zincati, inossidabili, etc.) i valori di ricoprimento riportati nella tabella precedente potranno essere ridotti di 5 mm; comunque il ricoprimento minimo non sarà inferiore a 10 mm.

#### 2.10 - Istruzioni di esercizio

I controlli durante la vita di servizio della struttura devono essere rapportati all'importanza e alle caratteristiche funzionali delle opere; essi possono variare da ispezioni periodiche di routine ad indagini coordinate coinvolgenti tecniche speciali sia di ispezione che di prova.

Il Progettista dell'opera dovrà fornire al Committente gli elaborati contenenti le istruzioni per il corretto impiego della costruzione; nella relazione dovranno essere

esplicitati la destinazione d'uso (con i requisiti connessi), le prestazioni statiche previste, le prescrizioni per eventuali operazioni integrative o di manutenzione programmate per preservare nel tempo le prestazioni dichiarate. Le verifiche, intese a garantire la sicurezza di esercizio e la conservazione delle caratteristiche nel tempo, vanno applicate sia alla struttura considerata nel suo complesso che ai singoli elementi costitutivi. In particolare dovrà essere fornito un documento riepilogativo con i carichi di servizio di tutti i locali e luoghi accessibili.

Il produttore dei prefabbricati dovrà fornire al committente la documentazione specificata nella seconda parte del capo 6.

## *2.11 - Tolleranze*

### *2.11.1 - Generalità*

Le dimensioni geometriche dei manufatti e le coordinate spaziali del loro posizionamento relativo possono discostarsi dai valori nominali di quantità che rappresentano le variazioni dimensionali accettabili della struttura, quantità che vengono dette tolleranze. Esse devono essere tali da non compromettere:

- la resistenza, la funzionalità, l'estetica e la durabilità nella vita di servizio della struttura;
- il montaggio dei manufatti strutturali e non strutturali e l'inserimento delle finiture durante la costruzione.

In caso di deviazioni eccedenti i valori ammissibili, si dovranno valutare nell'ordine le seguenti conseguenze del difetto:

- la rilevanza degli effetti sulla resistenza, la funzionalità, la durabilità e l'estetica;
- la rilevanza degli effetti sulla compatibilità del montaggio e delle finiture.

Deviazioni che comunque non abbiano alcuna rilevante conseguenza possono essere ignorate.

I valori limite delle tolleranze si riferiscono a misure rilevate a 20° di temperatura dopo una sufficiente maturazione del getto. Essi non comprendono gli effetti deformativi dei carichi applicati e della precompressione.

Rispetto a valori indicati nelle presenti istruzioni si possono adottare valori diversi,

purché specificati nella documentazione di progetto e compatibili con la corretta esecuzione dell'opera.

#### 2.11.2 - Tolleranze di produzione

Se non specificato in altre parti delle presenti istruzioni, per le principali dimensioni dei manufatti prefabbricati si adotterà per la tolleranza il seguente valore espresso in mm

$$\pm \Delta L = 9 + L/1000 \geq 10 \text{ mm}$$

dove L è la dimensione considerata (lunghezza, larghezza, profondità, spessore, etc.)

Per il posizionamento delle armature, sempre a meno di successive specifiche, si adotterà per la tolleranza il seguente valore

$$\pm \delta = 10 \text{ mm}$$

eccetto che per il ricoprimento contro cassero per il quale si assume

$$\begin{array}{ll} - \delta = 5 \text{ mm} & + \delta = 10 \text{ mm} \end{array}$$

#### 2.11.3 - Tolleranze di montaggio

Le tolleranze di montaggio riguardano il posizionamento di ciascun componente rispetto alle fondazioni ed ai restanti componenti, con particolare riguardo a quelli adiacenti.

Le seguenti tolleranze sono espresse in mm:

- |  |                                     |
|--|-------------------------------------|
| - tracciamento al piano fondazioni             | $\pm \Delta l = 9 + l/1000 \leq 30$ |
| - quota al piano fondazioni                    | $\pm \delta = 20$                   |
| - posizionamento locale sulla base di appoggio | $\pm \delta = 10$                   |
| - verticalità (o «fuori piombo»)               | $\pm \delta = 9 + h/1000$           |

con  $l$  lato della maglia strutturale e  $h$  altezza dell'elemento.

#### 2.11.4 - Tolleranze di costruzione

Le tolleranze di costruzione, che derivano da una catena di deviazioni elementari di

tracciamento, di produzione e montaggio, possono valutarsi combinando secondo criteri probabilistici le singole tolleranze della catena stessa. Il metodo seguente può essere considerato normalmente soddisfacente:

$$\delta = \delta_{\max} + \sqrt{\sum (\delta_i)^2}$$

dove  $\delta$  è il valore della tolleranza dell'accoppiamento considerato;

$\delta_{\max}$  è il valore massimo della catena di tolleranze;

$\delta_i$  sono gli altri valori della catena di tolleranze.

### **3 - Controlli di produzione**

#### **3.1 - Generalità**

La produzione di elementi di serie va sottoposta permanentemente ad un controllo che assicuri la conformità dei prodotti ai previsti requisiti di funzionalità e di resistenza sulla base di:

- a - prove su prototipi dei prodotti (v. 3.2);
- b - controllo sui materiali e sui processi di produzione (v. 3.3);
- c - controlli di accettazione sui prodotti (v. 3.4).

#### **3.2 - Prove su prototipi**

Le prove su prototipi consistono nel sottomettere alcuni campioni (di regola almeno due) degli elementi stessi o di particolari (come nodi e unioni) a prove di carico al fine di verificarne il comportamento.

I risultati rilevati dalle prove sui prototipi vanno registrati su apposito rapporto datato e firmato dal progettista degli elementi stessi e conservati nella documentazione del controllo di produzione.

Prove preliminari su prototipi, fino a rottura, vanno eseguite prima di iniziare la produzione corrente di un tipo di prodotto innovativo per verificarne l'affidabilità dei relativi modelli di calcolo.

Per elementi progettati sulla base di metodi di calcolo consolidati di generale validità

e con assetti strutturali usuali di semplice modellazione, le prove preliminari su prototipi possono essere omesse.

Quando i risultati delle prove preliminari risultino insoddisfacenti, l'avvio della produzione va rimandato finché ulteriori prove, ripetute al seguito delle opportune modifiche progettuali, diano risultati soddisfacenti.

Le prove su prototipi vanno rifatte in occasione di significative modifiche del progetto, dei materiali o dei processi produttivi.

### *3.3 - Controllo dei materiali e dei processi di produzione*

Nell'ambito dell'assetto organizzativo dello stabilimento di produzione devono essere compiutamente documentati i compiti, le responsabilità e le competenze dell'attività di controllo, con ogni necessario aggiornamento. La responsabilità generale spetta al direttore della produzione. In particolare vanno comprese le seguenti attività:

- a - verifiche nelle diverse fasi della produzione;
- b - individuazione e registrazione di ogni rilievo di non conformità;
- c - modalità di trattamento dei casi di non conformità.

I controlli di produzione si basano su ispezioni, prove e verifiche strumentali fatte sulle attrezzature, sulle forniture acquisite, sulle specifiche di produzione, sui materiali elementari e sui processi produttivi.

Ogni registrazione o rapporto va datato e firmato dal tecnico responsabile. La documentazione dei controlli di produzione va raccolta e conservata per almeno 10 anni da parte del produttore.

#### *3.3.1 - Specifiche di produzione*

Presso il luogo di produzione deve essere presente la documentazione tecnica necessaria alla produzione degli elementi, comprendente i disegni esecutivi con dimensioni, armature, particolari costruttivi, nonché le specifiche dei materiali, delle tolleranze e dei trattamenti.

Ogni documento deve essere presente nella sua versione aggiornata, valida e datata, deve contenere il nome del progettista responsabile e del direttore della produzione.

Un possibile schema di riferimento per i relativi controlli è riportato nella Tabella B.1 dell'Allegato I-B.

Non si potrà procedere alla produzione in caso di mancanza in luogo della relativa documentazione tecnica.

### 3.3.2 - Materiali elementari

I componenti elementari e gli altri materiali acquisiti vanno verificati prima del loro impiego. Un possibile schema di riferimento per i relativi controlli è riportato nelle Tabelle B.2 e B.3 dell'Allegato I-B.

I materiali che risultino non conformi ai requisiti del loro previsto impiego verranno scartati o destinati per altri possibili utilizzi.

### 3.3.3 - Attrezzature

Le attrezzature di prova e misura vanno ispezionate e tarate per assicurare il loro corretto funzionamento. Un possibile schema di riferimento per i relativi controlli è riportato nelle Tabelle B.4 e B.5 dell'Allegato I-B.

Nel caso di non conformità si dovrà procedere immediatamente agli aggiustamenti necessari o alla sostituzione dell'attrezzatura non riparabile.

### 3.3.4 - Armature

La lavorazione dei ferri e la posa delle armature e di eventuali inserti, così come la disposizione dei cavi e la loro pretensione, vanno verificate prima di dar luogo ai getti. Un possibile schema di riferimento per i relativi controlli è riportato nelle Tabelle B.6, B.7 e B.8 dell'Allegato I-B.

Nel caso di non conformità si dovrà procedere ai necessari aggiustamenti prima di dare inizio al getto.

### 3.3.5 - Calcestruzzo fresco

Il dosaggio, la mescolazione, il getto e la maturazione del calcestruzzo vanno regolati con la necessaria precisione per garantire una buona e costante qualità conforme ai

requisiti di progetto. Un possibile schema di riferimento per i relativi controlli è riportato nelle Tabelle B. 9 e B.10 dell'Allegato I-B.

In base all'esito dei controlli verranno intraprese le eventuali necessarie azioni correttive dei processi interessati.

### 3.3.6 - Calcestruzzo indurito

La qualità del calcestruzzo indurito viene riferita alla sua *resistenza a compressione*  $f_c$  provata alla scadenza normalizzata dei 28 giorni di maturazione su provini cilindrici o prismatici (v. UNI 6130). Se ricavato da provini cubici, il valore sperimentale va moltiplicato per il coefficiente di correlazione  $\kappa = 0,83$ .

I controlli sul calcestruzzo debbono essere conformi a quanto specificato nelle norme tecniche vigenti emanate con D.M. del Min. LL.PP. Per la produzione continuativa degli stabilimenti permanenti che forniscono prodotti di serie, i rilievi sperimentali vanno elaborati statisticamente per la valutazione della resistenza caratteristica corrente riferita ad un lotto mobile di campioni di sufficiente numerosità corrispondente alle ultime tre settimane di produzione.

Qualora dalle prove fossero rilevati risultati non conformi dopo la consegna degli elementi coinvolti, immediata comunicazione va fatta al destinatario al fine di sottomettere gli elementi stessi alle necessarie verifiche e procedere ad eventuali sostituzioni.

Più dettagliate specificazioni sono riportate nell'Allegato I-C.

### 3.4 - Controllo di accettazione degli elementi

All'uscita della linea di produzione, prima di immettere gli elementi allo stoccaggio (o alla diretta consegna), vanno effettuati i controlli di accettazione come riportati sotto i titoli "controlli sul prodotto finito" delle parti successive delle presenti istruzioni.

Alla ricezione degli elementi presso il cantiere di montaggio va comunque effettuata una loro ispezione. Un possibile schema di riferimento dei relativi controlli è riportato nella Tabella B.12 dell'allegato I-B.

Nel caso di risultati insoddisfacenti dei controlli, per gli elementi interessati si verificheranno con opportuna indagine le seguenti eventualità:



- possibilità di interventi che eliminino la non conformità;
- utilizzo con un livello degradato di prestazioni;
- scarto e sostituzione degli elementi difettosi non riparabili.

#### **4 - Problemi di esecuzione**

##### *4.1 - Problemi relativi alla produzione*

###### **4.1.1 - Casseforme**

Le casseforme, compresi i sistemi di supporto e le fondazioni, devono essere progettate e costruite in modo da essere:

- capaci di resistere a tutte le azioni a cui sono sottoposte durante il processo di produzione;
- sufficientemente rigide per evitare nel loro uso, deformazioni incompatibili con le tolleranze degli elementi prodotti;
- sufficientemente solide per garantire la permanenza nel tempo delle caratteristiche di funzionalità.

Le casseforme ed i giunti tra i bordi o i pannelli devono essere sufficientemente serrati per evitare la fuoriuscita di materiale fine. Le superfici interne del cassero devono essere pulite.

###### **4.1.2 - Trattamento delle superfici**

Il disarmante deve essere distribuito uniformemente sulle superfici "bagnate" delle casseforme, deve essere applicato prima del posizionamento delle armature, non deve disturbare l'azione di presa e di indurimento del calcestruzzo e non deve essere nocivo per le armature e per le casseforme.

A meno di casi specifici, i disarmanti non dovranno avere degli effetti nocivi sulla qualità delle superfici, sul loro colore o sull'applicazione di ulteriori prodotti di rivestimento.

Nel caso di impiego di ritardanti di presa, lo strato di calcestruzzo interessato e soggetto a successivo lavaggio non deve essere preso in conto nella valutazione del ricoprimento delle armature e della sezione resistente.

#### 4.1.3 - Compattazione

Il calcestruzzo dovrà essere posato in modo tale da risultare ben compattato, soprattutto in corrispondenza delle armature e degli inserti, affinché possa raggiungere la sua capacità resistente e la durabilità di progetto.

Particolare cura sarà presa per assicurare la compattezza in corrispondenza dei cambiamenti di sezione trasversale, nei volumi ridotti, negli incroci e addensamenti locali di armature e nelle riprese dei getti.

Il calcestruzzo durante le fasi di posa e di compattazione dovrà essere protetto contro le radiazioni solari, forti venti, gelate, acqua e neve.

#### 4.1.4 - Armature

##### 4.1.4.1 - Assemblaggio e posizionamento delle armature

L'armatura sarà fissata e solidarizzata per evitare spostamenti oltre le tolleranze e per mantenere il copriferro specificato. L'assemblaggio delle gabbie sarà realizzato con legature di filo e/o saldature a punti ove consentito. Il copriferro di progetto dovrà essere mantenuto mediante distanziatori adeguatamente inseriti per posizione e numero.

##### 4.1.4.2 - Posizionamento delle armature di precompressione

Il posizionamento dei cavi di precompressione sarà eseguito con sistemi tali da assicurare un fissaggio adeguato per mantenere la loro posizione nel rispetto delle tolleranze. La tesatura dei cavi sarà eseguita in conformità con il programma di tesatura prestabilito. La pressione al martinetto e gli allungamenti saranno controllati.

Se, durante la fase di tesatura dei cavi, dal calcolo degli allungamenti, la forza di tesatura totale di tutti i cavi della sezione trasversale si discosta più del 5% dal valore di progetto o la forza di tesatura per singolo cavo si discosta più del 15% dal valore di progetto, devono essere prese delle azioni correttive in accordo con il programma di tesatura.

#### 4.1.5 - Maturazione

Per la maturazione naturale si devono eseguire particolari controlli sulla resistenza dei manufatti posti in condizioni di temperatura, umidità e ventilazione estreme, e cioè spiccatamente "estive" o "invernali".

Per la maturazione artificiale è necessario determinare per via sperimentale il ciclo termico più idoneo per il raggiungimento delle caratteristiche strutturali richieste, nei tempi dettati dal ciclo produttivo scelto, e per l'ottenimento di manufatti privi di lesioni evidenti o di fessurazioni pregiudizievoli per l'aderenza dell'armatura.

Durante la maturazione la temperatura in ogni punto del manufatto non deve superare i 70° C, mentre la differenza di temperatura tra le parti adiacenti non deve superare i 20 °C in modo tale da evitare microfessurazioni di superficie.

I limiti sopra riportati di temperatura e di variazione di temperature da punto a punto del getto possono essere superati se esperienze documentate dimostrano l'ottenimento dei requisiti di resistenza e di limitazione delle microfessurazioni.

Si dovrà inoltre limitare opportunamente il gradiente termico nel tempo onde evitare una riduzione della resistenza prevista per il calcestruzzo.

Gli effetti del ciclo termico di maturazione sulla pretensione dei cavi dovranno essere tenuti in conto nei calcoli di progetto degli elementi in c.a.p. .

#### 4.2 - Problemi relativi alla sformatura e stoccaggio

##### 4.2.1 - Generalità

Le casseforme non dovranno essere rimosse fino a quando la resistenza del calcestruzzo non sia adeguata a:

- evitare danni alle superfici e il distacco delle parti più fragili del calcestruzzo, come spigoli e sporgenze;
- sorreggere le azioni applicate all'elemento comprese quelle derivanti dall'adesione alla cassaforma nella sformatura;
- impedire deformazioni dovute a fenomeni elastici e anelastici del calcestruzzo che superino, oltre le tolleranze, le previsioni di progetto.

#### 4.2.2 - Dispositivi di sollevamento

Nella sformatura e successive fasi transitorie di movimentazione i prefabbricati sono sostenuti dai mezzi di sollevamento mediante apposite predisposizioni ricavate od incorporate nell'elemento prefabbricato.

I dispositivi di ancoraggio, dimensionati dal progettista, devono essere chiaramente indicati negli elaborati tecnici, come pure le loro modalità di impiego in fase di sollevamento.

In ogni fase le componenti della forza di sollevamento devono indurre nel prefabbricato e nelle sue singole parti sollecitazioni inferiori a quelle ammissibili in fase di montaggio.

La resistenza locale e globale deve essere verificata sotto l'effetto delle forze agenti in ogni fase del sollevamento e della movimentazione.

Le componenti di trazione devono essere affidate unicamente a dispositivi metallici.

Deve essere assicurata la corretta trasmissione degli sforzi tra i dispositivi metallici e il calcestruzzo tenendo in particolare conto l'età di stagionatura di questo.

Per ciascun elemento, nel progetto, devono essere indicati i punti di aggancio con le risultanti delle forze di sollevamento assieme ai limiti di variabilità ammessi ed agli eventuali dispositivi ausiliari.

Prescrizioni più dettagliate sui dispositivi di sollevamento sono contenute nella parte VI.

#### 4.2.3 - Movimentazione e stoccaggio

Durante la permanenza in stoccaggio gli elementi devono essere posti in un assetto compatibile con la loro resistenza e funzionalità evitando l'insorgere di deformazioni permanenti che non siano compatibili con il successivo impiego. Dovrà inoltre essere assicurata la stabilità contro il ribaltamento.

I manufatti di peso superiore agli 8 kN dovranno essere contrassegnati in modo visibile e duraturo con l'indicazione del peso.

#### 4.2.4 - Rifinitura

Guasti o difetti, che non incidano sulla resistenza e funzionalità del manufatto, possono essere soggetti ad interventi di semplice ripasso.

Per elementi precompressi (a fili aderenti o scorrevoli) le testate dei cavi devono essere adeguatamente protette dalle azioni aggressive degli agenti atmosferici con opportuni rivestimenti.

#### 4.3 - Problemi relativi al trasporto

L'elemento deve posare sul mezzo di trasporto secondo gli schemi statici previsti nel progetto, tenendo conto delle variazioni dell'assetto geometrico che il mezzo può subire durante la marcia.

Devono essere prese in considerazione le forze dovute, oltre che al peso proprio, agli effetti derivanti da azioni dinamiche, di norma valutate amplificando e riducendo i pesi degli elementi tramite i coefficienti  $1 \pm \alpha$ ; essendo  $\alpha$  dipendente dalle caratteristiche del mezzo di trasporto del manufatto;  $\alpha$  dovrà in ogni caso essere non inferiore a 0.15.

Andrà inoltre aggiunta un'azione orizzontale trasversale valutata in base all'inclinazione del mezzo e alla forza centrifuga. Tale azione sarà assunta almeno pari all'1,5% del peso degli elementi.

Queste forze non devono determinare nell'elemento sollecitazioni incompatibili con le sue caratteristiche di resistenza e funzionalità, tenuti presenti gli eventuali vincoli ausiliari predisposti sul mezzo di trasporto.

Non può essere effettuato il trasporto finché la stagionatura dell'elemento non assicuri il raggiungimento delle caratteristiche di resistenza richieste in relazione alla modalità del trasporto stesso.

#### 4.4 - Problemi relativi al montaggio

##### 4.4.1 - Generalità

Prima dell'inizio del montaggio, dovrà essere fatta un'ispezione al cantiere per verificare l'adeguatezza degli accessi, dei mezzi d'opera e delle previste assistenze, delle strutture di supporto già realizzate, nonché delle disposizioni antinfortunistiche.

I mezzi di sollevamento dovranno essere proporzionati per la massima prestazione prevista nel programma di montaggio; inoltre nella fase di appoggio dell'elemento prefabbricato, devono avere velocità di posa commisurata con le caratteristiche del piano di appoggio e con quella dell'elemento stesso. La velocità di discesa deve essere tale da poter considerare non influenti le forze dinamiche di urto.

#### **4.4.2 - Posizionamento**

Durante le fasi di montaggio la corretta posizione dei supporti, le condizioni dei giunti e la sistemazione globale della struttura saranno controllate effettuando le necessarie correzioni.

In caso di scostamento dalle tolleranze previste, dovrà essere redatta una relazione, a cura del direttore dei lavori, nella quale venga precisata la rilevanza del difetto sulla stabilità, sulla funzionalità e sull'estetica. Dovranno essere indicati gli eventuali provvedimenti per ripristinare le condizioni previste in progetto. In caso di errori inaccettabili e non riparabili, dovranno essere rimossi tutti gli elementi che provocano la non conformità.

#### **4.4.3 - Stabilità durante il montaggio**

L'elemento può essere svincolato dall'apparecchiatura di posa solo dopo che è stata assicurata la sua stabilità di fronte alle azioni previste.

Deve essere previsto nel progetto un ordine di montaggio tale da evitare che si determinino strutture temporaneamente labili o instabili nel loro insieme.

### **5 - Prove e collaudi**

#### **5.1 - Generalità**

Fermo restando il disposto delle norme tecniche sulle opere in c.a./c.a.p. e acciaio relative al collaudo statico, su strutture prefabbricate già assemblate e poste in opera si devono eseguire opportune indagini atte a verificare la rispondenza dell'opera ai requisiti di progetto; data la tipologia e le modalità di esecuzione delle opere è significativa e rilevante la funzione del collaudatore in corso d'opera.

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal collaudatore, dovranno accertare il comportamento statico dei prefabbricati nel complesso strutturale. Esse rispetteranno le modalità sotto indicate e non potranno avere luogo prima che sia stata raggiunta per i getti in opera la resistenza che caratterizza la classe di conglomerato prevista e, in mancanza di precisi accertamenti al riguardo, non prima di 28 gg. dall'ultimazione del getto.

Ove la prova di carico sia omessa, sarà pur sempre compito e responsabilità del Collaudatore condurre altre verifiche, ad es. mediante ispezioni in corso d'opera, l'impiego di prove non distruttive, il prelievo dei campioni, ecc...

Ai fini del collaudo il collaudatore acquisirà i risultati delle prove sui materiali (acciai e calcestruzzo indurito – v. 3.3.2 e 3.3.6), oltre a quelli delle eventuali prove su prototipi (v. 3.2) e potrà prendere in esame tutta la documentazione dei controlli di cui al capo 3 che si riferisca alla produzione in questione.

## *5.2 - Prove di carico*

Nel corso delle eventuali prove di carico, si adotteranno strumenti di misura aventi sensibilità e precisione idonea, impiegando i necessari accorgimenti per assicurare la validità alle letture e rendere possibile l'interpretazione.

Se non si realizza la configurazione di carico totale, il carico di prova dovrà essere esteso ad una superficie sufficientemente ampia in relazione al tipo di struttura e dovrà essere opportunamente incrementato, sempre che l'incremento stesso non porti a superare sugli elementi della struttura le sollecitazioni secondarie previste nel progetto, in modo da ottenere una prova significativa sugli elementi strutturali prescelti, tenendo conto dell'effetto di collaborazione degli elementi non direttamente caricati.

Di regola si dovranno riprodurre sulle strutture 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 delle prove sarà valutato tra l'altro sulla base delle seguenti risultanze:

- 1) le deformazioni si accrescono all'incirca proporzionalmente ai carichi, tenendo peraltro conto della fessurazione del conglomerato se prevista;

- 2) le deformazioni sperimentali istantanee non risultino superiori a quelle di calcolo depurate della quota dovuta a fenomeni differiti;
- 3) nel corso della prova non si siano prodotte lesioni o dissesti né fessurazioni superiori a quelle previste in progetto;
- 4) la deformazione permanente, dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte della deformazione totale, commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anaelastico ed al tipo della struttura oggetto della prova. Nel caso che tale limite venga superato, cicli di carico successivi accertino che la struttura tenda ad un comportamento elastico.

Le prove di carico possono essere eseguite, prima del montaggio, su singoli componenti isolati, purché i risultati ottenuti siano rappresentativi, a giudizio del collaudatore, dell'effettivo comportamento dei componenti inseriti nel complesso.

## **6 - Uso e manutenzione**

Ogni elemento prodotto deve essere contrassegnato in modo indelebile con le seguenti caratteristiche:

- marchio identificativo del produttore;
- identificazione dello stabilimento di produzione;
- numero identificativo dell'elemento (se necessario);
- data del getto;
- peso dell'elemento (se prescritto – v. 4.2.3).

I dati di cui sopra vanno accompagnati a parte (per es. nella bolla di consegna) con le seguenti informazioni integrative:

- nome del produttore;
- indirizzo dello stabilimento di produzione;
- identificazione del prodotto (denominazione commerciale);
- norme tecniche coinvolte.

Per alcuni tipi di prodotti (per es. elementi di serie controllata) la procedura identificativa può essere semplificata o sostituita da una contrassegnatura di insieme riferita a lotti uniformi.

Il produttore dovrà fornire al committente la documentazione necessaria per il



montaggio degli elementi prefabbricati nel complesso strutturale dell'opera. Tale documentazione dovrà di regola comprendere:

- i disegni d'assieme che indichino la posizione e le connessioni degli elementi nel complesso dell'opera;
- la 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, la regolazione ed il completamento, comprese le misure antinfortunistiche relative al piano di sicurezza.

Oltre ai dati sopra elencati, la documentazione dovrà essere completata, ove richiesto, con i dati relativi all'isolamento termico e acustico e alla resistenza al fuoco.

Va inoltre fornita al committente la documentazione progettuale degli elementi prefabbricati, consistente in:

- una relazione di calcolo completa delle necessarie verifiche di resistenza e di esercizio;
- disegni esecutivi per la produzione degli elementi compresi i particolari costruttivi ed i dati sui materiali.

Per le strutture prefabbricate infine il produttore fornirà al committente un apposito fascicolo di istruzioni redatto secondo i criteri espressi al paragrafo 2.10.

Alla proprietà della costruzione spetta la responsabilità del suo corretto uso, con il rispetto delle previste destinazioni e dei limiti di sovraccarico, con l'attività di ordinaria manutenzione e con gli eventuali ulteriori interventi previsti dalle citate istruzioni di esercizio.

Nel caso di cambiamento d'uso dell'opera, la proprietà deve provvedere a fare effettuare una verifica strutturale di progetto dell'intera opera da tecnico a ciò abilitato. Detta verifica, firmata, dovrà essere conservata agli atti.

**ALLEGATO I-A****Regole aggiuntive per calcestruzzi ad alte prestazioni**

Il presente allegato si riferisce ai calcestruzzi ad alte prestazioni delle classi comprese tra C50/60 e C60/75.

Per il calcolo degli elementi strutturali fatti con detti calcestruzzi si applicano le norme tecniche di cui al D.M. Min. LL.PP. 09.01.96 , con le integrazioni del CNR-DT 104/98 e con le seguenti regole supplementari.

Sulla base della resistenza cilindrica media  $f_{cm}$  , una valutazione conservativa della resistenza a trazione e del modulo elastico può essere fatta con le formule:

$$f_{ctm} = 0.32 f_{cm}^{0.6}$$

$$E_{cm} = 0.9 \times 11000 f_{cm}^{0.3}$$

dove  $E_{cm}$  è il modulo secante allo  $0.4f_{cm}$  da usarsi nell'analisi elastica delle sezioni e delle strutture.

Per il valor medio della resistenza cilindrica di una produzione di calcestruzzo soggetta a controllo continuativo in stabilimento può assumersi

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f = f_{ck} + 5 \text{ N/mm}^2$$

La Tabella A.1 fornisce i valori calcolati con le equazioni sopra riportate.

Tabella A.1 - Caratteristiche meccaniche				
		C50/60	C55/67	C60/75
$f_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	50	55	60
$f_{ctm}$	N/mm <sup>2</sup>	3,50	3,70	3,90
$E_{cm}$	kN/mm <sup>2</sup>	32,9	33,8	34,6

I valori caratteristici corrispondenti ai frattili 0,05 e 0,95 di  $f_{ct}$  ed  $E_c$  possono valutarsi con i coefficienti 0,83 e 1,20.

Nel calcolo della sezione soggetta a flessione semplice o composta il diagramma parabolico tensioni-deformazioni del calcestruzzo di cui al punto 4.2.1.3 del D.M. Min. LL.PP. 09.01.96 va sostituito con quello qui di seguito definito (v. Bollettini CEB nn. 213/214):

$$\sigma_c = \alpha f_{cd} \left[ 1 - (1 - \eta^n) \right] \quad \text{per } \varepsilon_c < \varepsilon_{cl}$$

$$\sigma_c = \alpha f_{cd} = f_{cld} \quad \text{per } \varepsilon_{cl} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$$

con  $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cl}$  ed  $\alpha = 0,85$  e dove:

$$\varepsilon_{cl} = 0,002 + 0,5 (f_{ck} - 50) 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0025 + 0,002 (1 - f_{ck}/100)$$

$$n = 2 - 0,008 (f_{ck} - 50)$$

per  $50 \leq f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ .

Per sezioni rettangolari si può assumere l'equivalente diagramma semplificato di Figura A1, dove

$$\bar{\varepsilon}_{cl} = 0,7 \varepsilon_{cl}$$

mentre  $\varepsilon_{cl}$ ,  $\varepsilon_{cu}$  sono date dalle formule prima riportate.

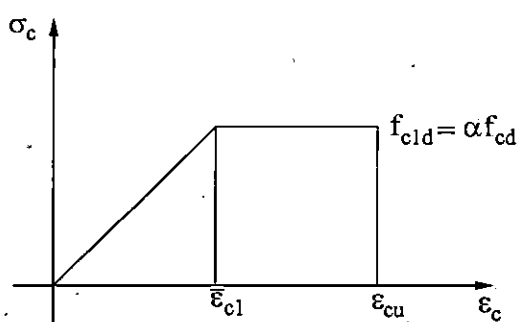


Figura A1

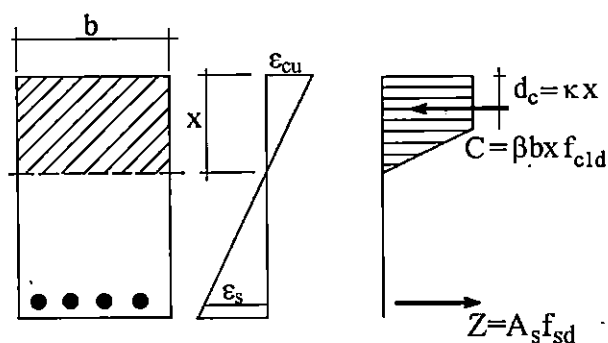


Figura A2

Nell'analisi della sezione retta (v. Fig. A2) il valore e la posizione della risultante delle compressioni nel calcestruzzo può essere espresso da

$$C = \beta b x f_{cd}$$

$$d_c = \kappa x$$

dove  $\beta$  e  $\kappa$  sono dati dalla Tabella A.2.

Tabella A.2 Parametri risultante compressioni			
	C50/60	C55/67	C60/75
$\beta$	0,80	0,79	0,78
$\kappa$	0,410	0,405	0,400

Per gli elementi che richiedono un'armatura trasversale al taglio, il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio di cui al punto 4.3.2.4.4 della Sezione III (capo 8) del D.M. Min. LL.PP. 09.01.96 si applica con

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,0$$

Per il ritiro e la viscosità vale quanto riportato ai punti 2.1.6 e 2.1.7 del D.M. Min. LL.PP. 09.01.96 con le integrazioni date dal CNR-DT 104/98.

## **ALLEGATO I-B**

### **Carte di riferimento per i controlli di produzione**

Al fine di documentare le ispezioni fatte durante la produzione, oltre a quanto riportato negli appositi registri o nei rapporti specifici, all'origine del processo produttivo va attaccato ad ogni singolo elemento un cartellino di produzione, che sarà tolto dall'elemento finito in occasione del controllo di accettazione all'uscita dalla produzione. In esso saranno contrassegnati i controlli via via eseguiti.

Per i prodotti per i quali non sia possibile attaccarlo su ogni singolo elemento, il cartellino va posto sulla linea di produzione ed associato globalmente al gruppo di elementi del singolo ciclo.

Nessuna lavorazione successiva potrà essere intrapresa per elementi che manchino del necessario precedente contrassegno. Un elemento che all'uscita dalla produzione non sia provvisto di tutti i necessari contrassegni non verrà accettato allo stoccaggio (o alla consegna diretta) a meno che appositi controlli aggiuntivi dimostrino la buona conformità di quanto non precedentemente controllato.

Per la verifica della conformità dell'oggetto esaminato, i valori derivati dai controlli vanno confrontati con quelli ammissibili dati dalla norma competente o dalla documentazione tecnica di produzione.

Per ogni tipo di prodotto vanno aggiunti i controlli di accettazione finali, come riportati sotto i titoli «controlli sul prodotto finito» nelle Parti successive delle presenti istruzioni.

Per ogni linea di produzione verranno introdotte le opportune modifiche alle carte di controllo qui riportate in base alle particolari caratteristiche dei prodotti e delle tecnologie di lavorazione.

Tabella B.1 - Documentazione tecnica da tenere nel luogo di produzione				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
disegni delle armature	presenza e completezza	ispezione visiva in sito	all'inizio di una nuova commessa	solo avvisi di mancanza
disegni degli elementi	presenza e completezza	ispezione visiva in sito	all'inizio di una nuova commessa	solo avvisi di mancanza
ricetta del calcestruzzo	presenza e completezza	ispezione visiva	mensilmente	solo avvisi di mancanza
specifiche di produzione	presenza e completezza	ispezione visiva in sito	all'inizio di una nuova commessa	solo avvisi di mancanza

Tabella B.2 - Materiali elementari per la confezione del calcestruzzo				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
inerti (aggregato)	origine e aspetto	ispezione visiva	ogni consegna	firma della bolla di consegna
inerti (aggregato)	granulometria	analisi ai setacci (data dal fornitore)	prima consegna e mensilmente	raccolta del rapporto fornito
inerti (aggregato)	granulometria	analisi ai setacci	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
inerti (aggregato)	purezza e conformità chimica	analisi chimica (data dal fornitore)	prima consegna e mensilmente	raccolta del rapporto fornito
inerti (aggregato)	purezza e conformità chimica	analisi chimica	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
cemento	origine e tipo	ispezione visiva	ogni consegna	firma della bolla di consegna
cemento	conformità	certificata dal fornitore	prima consegna e mensilmente	raccolta della certificazione fornita
additivi	origine e tipo	ispezione visiva	ogni consegna	firma della bolla di consegna
additivi	conformità	certificata dal fornitore	prima consegna	raccolta della certificazione fornita
acqua (non potabile)	purezza e conformità chimica	analisi chimica	primo utilizzo e ogni anno	redazione di apposito rapporto
acqua di recupero lavaggi	conform. chimica assenza di oli	analisi chimica	ogni mese	redazione di apposito rapporto

Tabella B.3 - Acciaio				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
acciaio d'armatura	origine e tipo	ispezione visiva	ogni consegna	firma della bolla di consegna
acciaio d'armatura	conformità	certificata dal fornitore	ogni consegna	raccolta della certificazione fornita
acciaio d'armatura	$f_y$ , $f_t$ e $\epsilon_u$	prova normalizzata di trazione	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
acciaio da precompressione	origine e tipo	ispezione visiva	ogni consegna	firma della bolla di consegna
acciaio da precompressione	conformità	certificata dal fornitore	ogni consegna	raccolta della certificazione fornita
acciaio da precompressione	$f_{p1}$ , $f_{pt}$ e $\epsilon_u$	prova normalizzata di trazione	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
acciaio da precompressione	Rilassamento a 1000 h	prova normalizzata di rilassamento	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
trefoli	modulo elastico	prova normalizzata del modulo elastico	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto

Tabella B.4 - Attrezzatura di prova				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
pressa	corretto funzionamento e precisione	metodo standard *	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
flessimetri/estensimetri	corretto funzionamento e precisione	metodo standard *	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
altre macchine di prova	corretto funzionamento e precisione	metodo standard *	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
celle di carico	corretto funzionamento e precisione	metodo standard *	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
balance	corretto funzionamento e precisione	metodo standard *	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
misuratori metrici	corretto funzionamento e precisione	metodo standard *	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
misuratori igrometrici	corretto funzionamento e precisione	metodo standard *	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
termografi	corretto funzionamento e precisione	metodo standard *	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto

\*Taratura con attrezzature calibrate secondo le norme nazionali competenti

Tabella B.5 - Dosatori				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
dosatori ponderali	efficienza corrente	secondo specifiche	giornalmente	solo avvisi di anomalie
dosatori ponderali	accuratezza	metodo standard*	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
dosatori volumetrici	efficienza corrente	secondo specifiche	giornalmente	solo avvisi di anomalie
dosatori volumetrici	accuratezza	metodo standard*	iniziale, semestrale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
contalitri	efficienza corrente	secondo specifiche	giornalmente	solo avvisi di anomalie
contalitri	accuratezza	metodo standard*	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
dosatori speciali	efficienza corrente	secondo specifiche	giornalmente	solo avvisi di anomalie
dosatori speciali	accuratezza	metodo standard*	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto

\*Taratura con attrezzature calibrate secondo le norme competenti



Tabella B.6 - Armature lente				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
posa delle armature	stabilità, quantità e posizione barre	ispezione visiva e controlli manuali	ogni elemento	contrassegno nel cartellino
posa delle armature	forme e dimensioni principali	asta metrica	settimanalmente su due elementi <sup>^</sup>	registrazione in apposito modulo
ricoprimenti	stabilità e distribuzione distanziatori	ispezione visiva e controlli manuali	ogni elemento	contrassegno nel cartellino
ricoprimenti	misura di almeno 10 valori	calibro	settimanalmente su due elementi <sup>^</sup>	registrazione in apposito modulo

<sup>^</sup> ogni elemento in caso di fattori  $\gamma_s$  ridotti

Tabella B.7 - Armature da precompressione				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
cavi	tipo, numero e posizionamento	ispezione visiva	ogni elemento	contrassegno nel cartellino
pretensione	estensione forza applicata	misura indiretta da allungamento	un trefolo ogni elemento	contrassegno nel cartellino
pretensione	valore effettivo della forza	misura diretta con cella di carico	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
ricoprimenti	misura di almeno 10 valori	calibro	settimanalmente su due elementi <sup>^</sup>	registrazione in apposito modulo

<sup>^</sup> ogni elemento in caso di fattori  $\gamma_s$  ridotti

Tabella B.8 - Dispositivi speciali				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
dispositivi di sollevamento	tipo, stabilità e ancoraggio	ispezione visiva e controlli manuali	ogni elemento	contrassegno nel cartellino
inserti e attacchi	dimensioni principali	asta metrica	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
inserti e attacchi	tipo, stabilità e posizionamento	ispezione visiva e controlli manuali	ogni elemento	contrassegno nel cartellino
inserti e attacchi	dimensioni principali	asta metrica	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto

Tabella B.9 - Mescolazione del calcestruzzo				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
miscela degli inerti (aggregato)	curva granulometrica	analisi ai setacci	iniziale e in caso di modifiche	redazione di apposito rapporto
miscela degli inerti (aggregato)	contenuto d'acqua	sonda igrometrica	ogni settimana	registrazione nell'apposito modulo
miscela degli inerti (aggregato)	contenuto d'acqua	pesatura dopo essiccazione	iniziale, annuale e in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
calcestruzzo fresco	contenuto d'acqua	sonda igrometrica	ogni settimana su ogni impasto	registrazione nell'apposito modulo
calcestruzzo fresco	rapporto acqua/cemento	calcolo delle misure precedenti	iniziale e in caso di modifiche	redazione di apposito rapporto
calcestruzzo fresco	uniformità	prova su 5 saggi da un impasto	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
calcestruzzo fresco	consistenza	cono di Abrams	se richiesto	registrazione nell'apposito modulo
calcestruzzo fresco	contenuto di cloruri	analisi chimica	iniziale e in caso di modifiche	redazione di apposito rapporto

Tabella B.10 - Getto				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
cartellino di produzione	segno "OK" di armatura	ispezione visiva	ogni elemento	solo avvisi di mancanza
cassaforma	pulizia e disarmante	ispezione visiva	prima di ogni getto	- nessuna
cassaforma	stabilità geometrica	asta metrica	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
pianali	pulizia e disarmante	ispezione visiva	prima di ogni getto	- nessuna
pianali	stabilità geometrica	asta metrica	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
getto di calcestruzzo	contenuto d'acqua/uniformità	sonda igrometrica almeno 10 punti	in caso di dubbio	redazione di apposito rapporto
getto di calcestruzzo	protezione contro l'evaporazione	ispezione visiva	ogni elemento	contrassegno nel cartellino
getto di calcestruzzo	ciclo termico di maturazione	termoregistratore	se necessario	redazione di apposito rapporto

Tabella B.11 - Calcestruzzo indurito				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
calcestruzzo indurito	densità	bilancia /asta meccanica	inizialmente ed in caso di variazioni	registrazione in apposito modulo
calcestruzzo indurito	resistenza a breve termine	vedi Allegato I-C	vedi punto 3.3.6 Parte I	registrazione in apposito modulo
calcestruzzo indurito	resistenza a 28 giorni	vedi Allegato I-C	vedi punto 3.3.6 Parte I	registrazione in apposito modulo
calcestruzzo indurito	resistenza a trazione	prova diretta o "Brasiliana"	se necessario	registrazione in apposito modulo

Tabella B.12 – Controlli di ricezione degli elementi prefabbricati				
Oggetto	Proprietà	Metodo	Frequenza	Registrazione
elementi	tipo e quantità	ispezione visiva	ogni carico	firma in bolla di consegna o rigetto
elementi	difetti evidenti	ispezione visiva	ogni elemento	solo avvisi di difetti
elementi	aspetto dei giunti	ispezione visiva	ogni elemento	solo avvisi di anomalie
dispositivi di sollevamento	tipo, integrità e compatibilità	ispezione visiva	ogni elemento	solo avvisi di anomalie

Al seguito degli eventuali avvisi di difetti o anomalie rilevati con i controlli di ricezione, la direzione lavori produrrà una relazione evidenziando i conseguenti effetti sulla costruzione e valutandone:

- la rilevanza sulla resistenza, la funzionalità, la durabilità e l'estetica;
- la rilevanza sulla movimentazione, il montaggio e la finitura.

Difetti o anomalie che comunque non abbiano alcuna rilevante conseguenza possono essere ignorati.

Nel caso di rilevanti conseguenze si valuteranno le seguenti eventualità:

- possibilità di interventi che eliminino la non conformità;
- utilizzo con un livello degradato di prestazioni;
- scarto e sostituzione degli elementi non riparabili.

## ALLEGATO I-C

### Controllo di qualità sul calcestruzzo indurito

#### *C.1 - Rappresentazione statistica della resistenza*

La resistenza a compressione, provata come specificato al punto 3.3.6, va elaborata statisticamente per valutare la *resistenza caratteristica corrente* della produzione continuativa di calcestruzzo. Di norma ci si riferisce alla resistenza effettiva indiretta così come definita al punto 1.4.2.

Posto che si tratti di un efficiente impianto di betonaggio, con operazioni meccanizzate ed estesamente automatizzate, che assicuri una buona costanza giornaliera di produzione, si assumono uno o due prelievi di due provini ciascuno quali rappresentativi dei getti fatti in quel giorno per il dato prodotto. I prelievi vanno eseguiti in orari differenziati per coprire le deviazioni dell'impianto.

Le variazioni della qualità si attendono come conseguenza di quelle

- dei materiali di base (cemento, aggregati, ...);
- dei relativi dosaggi (principalmente il rapporto acqua/cemento, ...);
- delle condizioni ambientali (temperatura, umidità, ...);
- delle regolazioni occasionali (manutenzione impianto, ...);
- dell'esecuzione dei getti (costipamento, maturazione, ...).

Le elaborazioni statistiche delle misure andranno quindi riferite ad un lotto mobile di campioni esteso ad un periodo sufficientemente lungo per fornire un adeguato numero di campioni, ma sufficientemente ridotto per garantire una pronta sensibilità alle variazioni di tendenza.

A tal fine viene stabilito un periodo normalizzato di tre settimane solari con mobilità giornaliera; il corrispondente lotto potrà includere un numero maggiore o minore di campioni, in dipendenza dalle giornate lavorative effettivamente presenti nel periodo e dal numero (1 o 2) dei prelievi giornalieri.

I valori delle prove eseguite a scadenze occasionalmente diverse dai 28 giorni (comunque comprese tra 21 e 35 giorni) vanno preventivamente uniformati alla medesima durata per mezzo della pertinente legge di maturazione.

Per la registrazione dei rilievi sperimentali e per le conseguenti elaborazioni statistiche si impiega il Modello qui riportato.

MODELLO NORMALIZZATO PER IL CONTROLLO DELLA PRODUZIONE CONTINUATIVA DEL CLS											
CLASSE		PRODOTTO/LINEA			STABILIMENTO						
CEMENTO: TIPO		- DOSE		KG/M <sup>3</sup> = A/C		SUPERFL.		% - INERTI ≤		mm	
MATURAZIONE				(β = )		PROVA A 28 gg		anno	mese	pag.	
Data	Data	RESISTENZE DEI PROVINI		RESISTENZA DI PROVA	UNIFORMAZ. VALORI			VALORI DEL LOTTO MOBILE (21gg)			
Prelievo	Prova	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	f <sub>j</sub>	ETÀ g	f <sub>j</sub> /f	f	n	f <sub>m</sub>	s	f <sub>k</sub>
1											
1											
2											
2											
3											
3											
4											
4											
5											
5											
6											
6											
7											
7											
8											
8											
9											
9											
10											
10											
11											
11											
12											
12											
13											
13											
14											
14											

pagina a fronte

Data Prelievo	Data Prova	RESISTENZE DEI PROVINI		RESISTENZA DI PROVA $f_j$	UNIFORMAZ. VALORI			VALORI DEL LOTTO MOBILE (21gg)			
		$R_1$	$R_2$		ETÀ g	$f_j/f$	f	n	$f_m$	S	$f_k$
15											
15											
16											
16											
17											
17											
18											
18											
19											
19											
20											
20											
21											
21											
22											
22											
23											
23											
24											
24											
25											
25											
26											
26											
27											
27											
28											
28											
29											
29											
30											
30											
31											
31											

pagina a retro

Le istruzioni per la redazione del modello normalizzato sono:

- ogni modello va riferito ad una miscela per un determinato tipo di prodotto (o di linea produttiva);
- la miscela va definita con la classe di calcestruzzo attesa e con la specificazione del prodotto (o della linea produttiva);
- vanno aggiunti gli altri dati principali (tipo e dosaggio del cemento, rapporto acqua/cemento, dosaggio additivo, dimensione massima degli inerti);
- va ancora indicato il tipo di maturazione (per es.: “forzata”), con il parametro della corrispondente legge di maturazione (se richiesto);
- i successivi modelli (1 foglio di 2 facciate per ogni mese solare) vanno raccolti numerati dall’inizio della produzione;
- i dati vanno scritti nelle righe corrispondenti al giorno del prelievo, dove in particolare la seconda riga resta vuota nel caso di un solo prelievo;
- nelle successive colonne si riportano la data della prova, le resistenze rilevate per i due provini del campione e la corrispondente media  $R_j$ ;
- se provata su provini cubici questo valore medio va moltiplicato per  $\kappa = 0,83$  per fornire la resistenza di prova  $f_j$ ;
- per prove fatte a 28 gg di maturazione la resistenza di prova corrisponde con quella campionaria  $f = f_j$  ;
- per tempi diversi di maturazione va valutato il coefficiente di correlazione  $f_j/f$  sulla base della formula sotto riportata;
- nelle ultime quattro colonne sono riportati i valori statistici e precisamente:
  - il numero  $n$  dei campioni compresi negli ultimi 21 giorni solari;
  - il valor medio  $f_m$  della resistenza di detti  $n$  campioni;
  - lo scarto quadratico  $s$  dei medesimi  $n$  valori campionari;
  - il valore caratteristico  $f_k$  corrispondente al frattile 0,05.

Per la valutazione delle grandezze sopra definite a partire dalle resistenze cubiche dei due provini di ciascuno degli  $n$  campioni considerati si applicano le seguenti formule:

$$R_j = \frac{R_1 + R_2}{2} \quad f_j \cong \kappa R_j \quad c_j = c(g) \quad f = f_j/c_j$$

$$f_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_i \qquad s = \sqrt{\sum_{i=1}^n (f_i - f_m)^2 / (n-1)} \qquad f_k = f_m - ks$$

dove

$\kappa = 0,83$  per classi  $\leq C60/75$

$k = 1,48$  per  $n \geq 15$

e dove  $f$  è la resistenza effettiva indiretta alla scadenza normalizzata dei 28 gg di maturazione, eventualmente stimata attraverso il coefficiente  $c_j$ .

Il coefficiente di correlazione  $c_j$  può essere valutato con la legge

$$c_j = e^{\beta(1-1/\sqrt{t})} \qquad (t = g/28)$$

dove  $g$  è l'età di maturazione del calcestruzzo alla data della prova espressa in giorni ( $c_j = 1$  per  $g = 28$ ).

Il parametro  $\beta$  ( $= 0,070 \div 0,100$  per una maturazione forzata) può essere sperimentalmente determinato all'inizio della produzione con il seguente procedimento:

- un mese di avviamento della produzione assumendo per  $\beta$  un valore di tentativo (per es.  $\beta = 0,085$ );
- preparazione da un impasto del primo giorno di 8 campioni di 2 provini l'uno;
- prove eseguite durante il primo mese su 7 campioni rispettivamente a 16 e 24 ore ed a 2, 3, 7, 14 e 28 giorni;
- calcolo di  $\beta$  come valor medio di  $(\ln f_{c_j} - \ln f_c) / (1 - 1/\sqrt{t})$  e verifica del suo scarto quadratico per i 7 valori disponibili;
- impiego del coefficiente di correlazione così corretto sperimentalmente a partire dal secondo mese di produzione;
- eventuale nuova taratura di  $\beta$  con lo stesso procedimento, per esempio due volte l'anno (in estate e in inverno);
- l'ottavo campione conservato per una prova a 12 mesi di maturazione per una più completa verifica della formula teorica.



*C.2 - Prove di compressione su carote*

Si impiegano carote di diametro  $d \geq 100$  mm; la loro lunghezza non deve essere inferiore a  
 0,7 d; in funzione del rapporto di forma  $h/d$ , la resistenza  $f'$  misurata sulla carota va ridotta con la formula

$$f^o = \kappa f' / \left\{ 1 - 0,17 \left[ 1 - e^{1,7(1-h/d)} \right] \right\}$$

al fine di ottenere la resistenza cilindrica effettiva «diretta» della struttura.

Quando le prove su carote vengono eseguite per verificare la conformità della resistenza effettiva indiretta sperimentata secondo quanto specificato in C.1, le prove su carote seguono il seguente procedimento:

- due carote vengono estratte da differenti posizioni dell'elemento (per es. una da una estremità, l'altra dal centro);
- si eseguono le prove a compressione ottenendo i due valori «ridotti»  $f_1^o \leq f_2^o$  ;
- si confrontano questi valori con quelli ricavati dai campioni giornalieri di cui al punto C.1;
- i risultati sono assunti conformi se risultano soddisfatte entrambe le seguenti disequaglianze:

$$f_1^o \geq f_k \qquad (f_1^o + f_2^o)/2 \geq f - 3,0 \quad (\text{N/mm}^2)$$

dove  $f$  è la resistenza campionaria del giorno di produzione dell'elemento ed  $f_k$  è la resistenza caratteristica corrente.

*C.3 - Interventi in caso di non conformità*

Quando risulti

$$f < f_{ck} - 3,0 \quad (\text{MPa})$$

oppure

$$f_k < f_{ck}$$

, dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica richiesta in progetto, gli elementi di quel giorno di produzione sono posti a parte in attesa degli accertamenti seguenti.

Nel frattempo vanno prese immediate misure correttive come:

- temporanea modifica dei dosaggi (per es.: arricchiti in cemento);
- taratura dei principali dispositivi di dosaggio (balance, contalitri, ...);
- eventuale nuova progettazione della miscela con inizio di nuova produzione.

Va quindi effettuata una verifica diretta sugli elementi implicati con prove non distruttive, estrazione di carote o altri metodi a giudizio del direttore della produzione. Se la verifica viene basata sull'estrazione di carote, essa va condotta secondo la seguente procedura.

- vengono estratte 3 carote da diverse posizioni dell'elemento (per es.: due dalle estremità e una dalla mezzeria);
- si eseguono prove a compressione come prima precisato ottenendo i tre valori "ridotti"  $f_1^{\circ} \leq f_2^{\circ} \leq f_3^{\circ}$ ;
- in base alla media  $f_m^{\circ} = (f_1^{\circ} + f_2^{\circ} + f_3^{\circ})/3$  ed alla deviazione  $\Delta f = f_3 - f_1$  si valuta la resistenza effettiva di calcolo  $f_d^{\circ} = (f_m^{\circ} - \Delta f)/1,2$ ;
- l'elemento viene accettato se risulta

$$f_d^{\circ} \geq f_{cd}$$

dove  $f_{cd}$  è la resistenza di calcolo richiesta in progetto.

- in caso contrario l'elemento viene scartato, a meno di adeguato rinforzo, oppure declassato per altri possibili impieghi.

## **PARTE II**

### **STRUTTURE CON ELEMENTI MONODIMENSIONALI**

#### **1 - Oggetto**

La presente Parte II riguarda gli elementi monodimensionali (travi, pilastri, etc.) e le loro unioni nell'ambito degli assiemi strutturali a telaio.

L'allegato II-A descrive alcune tipologie più comuni di tali elementi e strutture.

#### **2 - Raccomandazioni inerenti al progetto**

##### *2.1 - Indicazioni generali*

L'analisi delle sollecitazioni nelle strutture a telaio va condotta secondo i criteri del capitolo 2 della Parte I.

In particolare per i telai a nodi spostabili, senza elementi di controvento di superiore rigidità, va condotta una completa analisi del secondo ordine. Per edifici regolari in genere tale analisi può essere condotta separatamente nelle due direzioni ortogonali dell'ordito strutturale, combinando poi i risultati con la valutazione degli effetti torsionali delle azioni orizzontali eccentriche trasmesse attraverso i diaframmi dei solai e delle coperture.

Nell'analisi si possono di norma assumere le espressioni linearizzate delle rigidità traslatorie dei pilastri (v. Allegato II-C).

##### *2.2 - Giunti di dilatazione*

Ai fini della scelta degli eventuali giunti di dilatazione e della loro dislocazione vale quanto precisato al punto 2.4 della Parte I.

A titolo indicativo e sempre a meno delle necessarie verifiche, per le strutture a telaio la dimensione in pianta di ogni corpo di fabbrica non dovrà superare i 60 m, e ciò in entrambe le direzioni ortogonali dell'ordito strutturale.

##### *2.3 - Tolleranze*

Oltre a quelle generali date al paragrafo 2.11 della Parte I, per gli elementi monodimensionali (travi e pilastri) vengono date in particolare le tolleranze di produzione descritte nelle figg. 1 e 2.

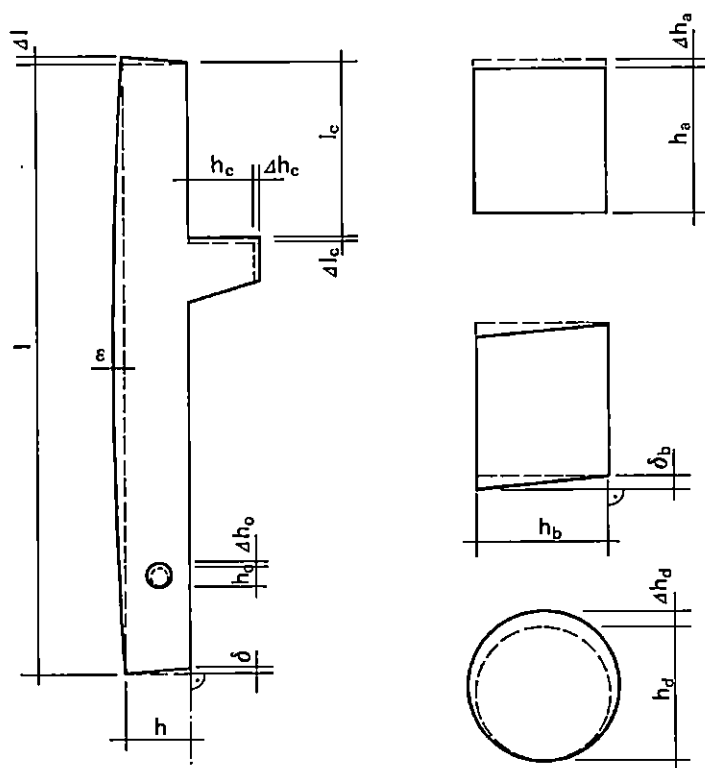


Fig. 1 - Tolleranze dei pilastri

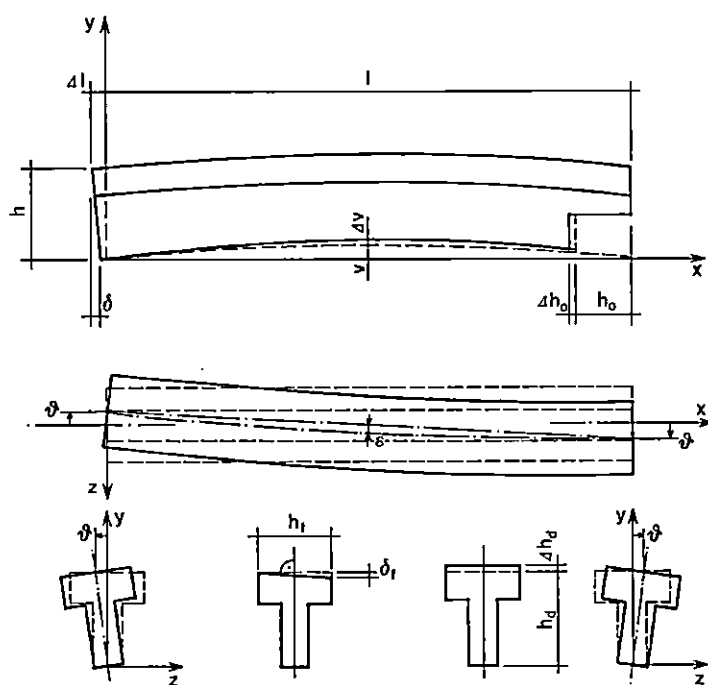


Fig. 2 - Tolleranze delle travi

I valori limite delle tolleranze dati qui di seguito si riferiscono a misure rilevate a 20 °C di temperatura dopo una sufficiente maturazione del getto. Essi non comprendono gli effetti deformativi dei carichi applicati e della precompressione.

Rispetto a quelli dati nel seguito, si potranno adottare valori diversi, purché specificati nella documentazione di progetto e compatibili con la corretta esecuzione delle opere.

Qui di seguito sono indicate le tolleranze. Tutti i valori sono espressi in mm:

- lunghezza «*l*» e misure lunghe ( $l > 1000$ )       $\pm \Delta l = 9 + l/1000$
- spessori «*h*» e misure corte ( $l \leq 1000$ )       $\pm \Delta h = 10$
- squadratura « $\delta$ » e misure angolari       $\pm \delta = h/1000$
- rettilineità « $\varepsilon$ » in ogni piano principale       $\pm \varepsilon = l/700$
- svergolamento « $\theta$ » dei piani principali       $\pm \theta = l/700$
- inflessioni «*v*» nel piano verticale       $\pm \Delta v = l/700$

Per le dimensioni di fori ed aperture si possono assumere valori 1,5 volte quelli delle tolleranze  $\Delta h$  e  $\delta$  sopra indicati.

Per il posizionamento di detti fori si possono assumere valori 1,5 volte quelli delle tolleranze  $\Delta l$  e  $\Delta h$  sopra indicati.

Per le inflessioni delle travi in precompresso si può assumere un valore 1,5 volte quello della tolleranza  $\Delta v$  sopra indicato; ciò include gli effetti delle tolleranze di precompressione.

Per la valutazione delle tolleranze di costruzione di un accoppiamento in opera si applicano i criteri del punto 2.11.4 della Parte I. Nell'Allegato II-B è riportato un esempio con riferimento ad un appoggio trave-pilastro di un telaio.

#### 2.4 - Dimensioni minime

Per la geometria degli elementi monodimensionali vale quanto riportato al paragrafo 2.8 della Parte I.

In particolare lo spessore minimo assoluto di ogni parte strutturale degli elementi sarà almeno pari a 50 mm (valore nominale).

Agli appoggi delle travi la profondità minima dell'impronta di carico, al netto delle tolleranze di costruzione, sarà

$$a \geq 80 + l/3000 \quad (\text{mm})$$

con  $l$  luce d'appoggio della trave.

## 2.5 - Appoggi delle travi

### 2.5.1 - Vincoli d'appoggio

Negli appoggi delle travi con vincolo orizzontale ad attrito, fermo restando quanto prescritto al punto 2.1.2 della Parte I, la verifica allo scorrimento si pone con

$$H_{sd}/V_{sd} \leq \mu/\gamma$$

dove:  $\mu$  è il coefficiente d'attrito

( $\mu = 0,5$  per superfici di calcestruzzo ben pulite)

$\gamma$  è un coefficiente di sicurezza aggiuntivo

( $\gamma = 1,1$  per la resistenza d'attrito allo scorrimento)

Nella verifica dei vincoli agli appoggi di qualsiasi tipo vanno tenuti in conto gli effetti ribaltanti delle eccentricità inintenzionali derivanti dalle tolleranze, come quelle di rettilineità e di verticalità delle travi.

A meno di valutazioni più precise, tali effetti possono essere rappresentati da una forza orizzontale pari all'1% dei pesi imposti sulla trave e agenti al livello del solaio portato, più una eccentricità trasversale dei pesi stessi pari a  $1/300$  della luce. In aggiunta alle altre azioni concomitanti, sull'appoggio si ha dunque:

$$H_{sd} = V_{sd} / 100 \quad (\text{forza orizzontale trasversale})$$

$$T_{sd} = H_{sd} h + V_{sd} l / 300 \quad (\text{momento ribaltante trasversale})$$

dove  $V_{sd}$  è la reazione verticale sull'appoggio,  $l$  è la luce della trave,  $h$  è la quota di imposizione del carico dal solaio rispetto alla base d'appoggio della trave.

### 2.5.2 - Particolari costruttivi

Nel dimensionamento degli appoggi si terrà conto delle tolleranze di costruzione di cui al punto 2.11.4 della Parte I.

Delle superfici affacciate verranno trascurate, ai fini della resistenza, le strisce perimetrali di spessore  $s = 30$  mm. Gli apparecchi d'appoggio interposti (come piastre o

cuscinetti) dovranno essere arretrati di una quantità pari almeno a  $s$  dagli spigoli perimetrali (v. fig. 3a). Parimenti negli appoggi diretti a secco gli spigoli perimetrali dovranno avere smussi pari almeno a  $s$  (v. fig. 3b).

Gli arretramenti e smussi di cui sopra possono essere omessi se opportuni paraspigoli angolari metallici, efficacemente ancorati e di lato pari almeno a  $2s$ , garantiscono la resistenza delle strisce perimetrali (v. fig. 3c).

L'armatura inferiore della trave dovrà estendersi sopra tutto l'appoggio, senza deviazioni fino almeno alla mezzeria dell'impronta caricata. Al bordo interno dell'impronta l'armatura stessa dovrà risultare sufficientemente ancorata, rispetto alla richiesta resistenza a trazione, grazie ad un adeguato prolungamento terminale o a dispositivi meccanici.

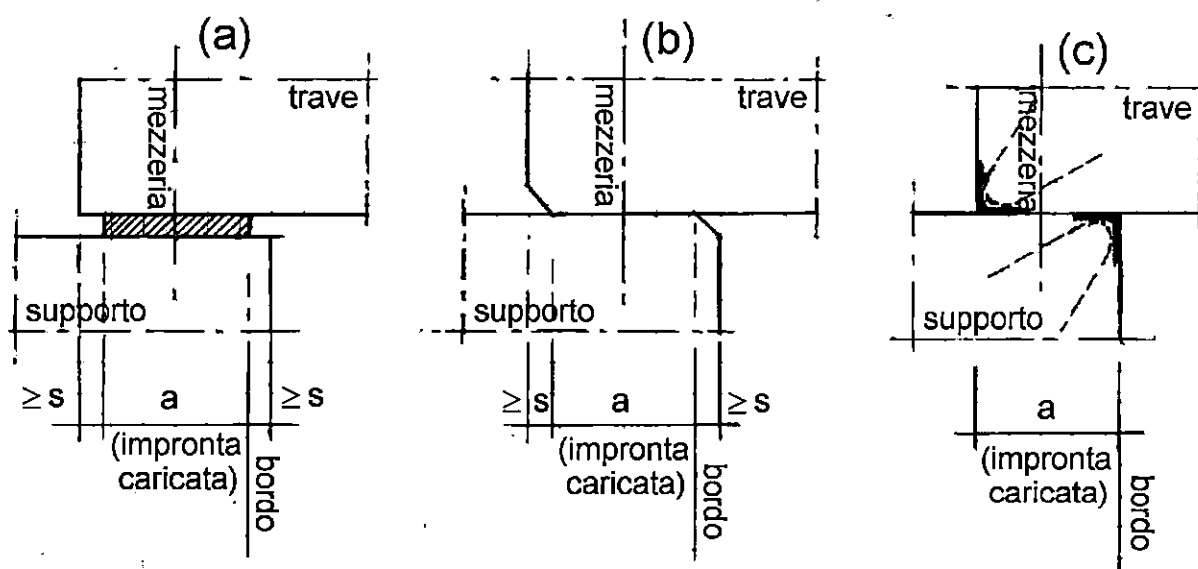


Figura 3

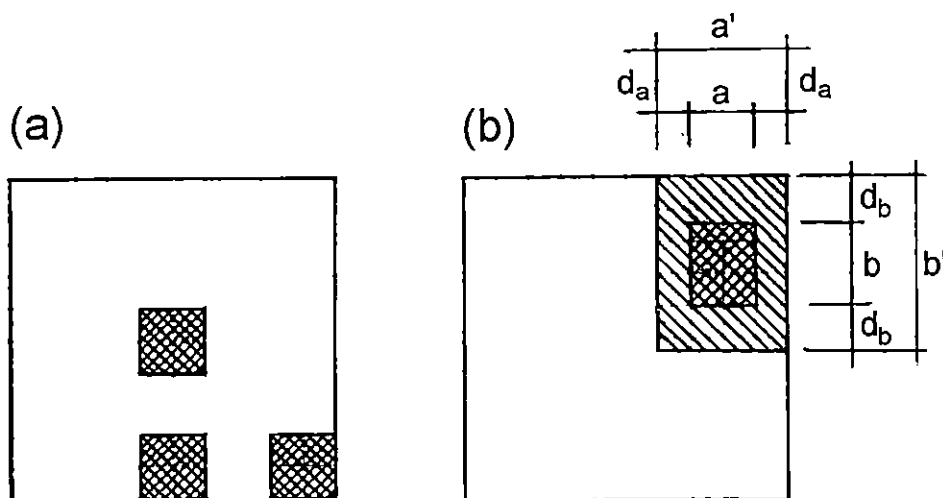


Figura 4

### 2.5.3 - Verifica della portanza

Per la valutazione della resistenza verso le pressioni all'appoggio, localizzate su impronte parziali (v. fig. 4a), vanno tenuti in conto, oltre alla classe del calcestruzzo, i seguenti parametri:

- il rapporto fra le dimensioni dell'impronta e quelle globali dell'elemento;
- la posizione dell'impronta stessa rispetto ai bordi dell'elemento;
- le interferenze con impronte vicine.

Il calcolo può riferirsi al seguente metodo convenzionale che confronta la reazione agente  $R_{ad}$  a quella resistente (condizione fondamentale)

$$R_{rd} = f_{cd}^* A_0 > R_{ad}$$

dove  $A_0 = ab$  è l'area dell'impronta di carico (v. fig. 4b) e dove  $f_{cd}^*$  è la resistenza locale dedotta dalla formula

$$f_{cd}^* = f_{cld} \sqrt{A_1/A_0}$$

con  $A_1 = a'b'$  area della «superficie interessata» definita dai margini  $d_a$ ,  $d_b$  dell'impronta di carico rispetto ai bordi più vicini dell'area globale ( $a' = a + 2d_a \leq 3a$ ,  $b' = b + 2d_b \leq 3b$ ) o dalla eventuale minore semidistanza da un'impronta contigua.



### 3 - Resistenza al fuoco

La valutazione della resistenza al fuoco degli elementi monodimensionali, per la condizione di carico eccezionale corrispondente all'incendio, può essere fatta secondo le indicazioni della norma UNI 9502.

In alternativa possono applicarsi le regole semplificate specifiche precisate qui nel seguito, regole che si riferiscono alla resistenza meccanica degli elementi strutturali singoli esposti all'incendio normalizzato.

La seguente tabella dà la resistenza al fuoco  $R$  in termini di tempo in minuti di esposizione all'incendio. Essa si riferisce a pilastri e travi di calcestruzzo di peso normale nelle seguenti condizioni:

- colonne esposte al fuoco sui quattro lati;
- travi esposte al fuoco su tre lati;
- assetto isostatico dell'elemento.

Se i valori minimi di spessori e copriferri dati dalla tabella sono rispettati, allora la resistenza delle sezioni può essere verificata con il comune calcolo «a freddo», ove le barre d'angolo vengono assunte con un'area efficace pari alla metà di quella effettiva e le barre esterne ai limiti del copriferro vengono ignorate.

I copriferri si riferiscono alla distanza dell'asse delle barre rispetto alla superficie contigua esterna. Una barra è considerata d'angolo quando il suo maggiore copriferro è minore della metà del corrispondente valore di « $b$ » dato in tabella.

Le misure date in tabella per spessori e copriferri sono espresse in mm e si riferiscono ai valori nominali di progetto. Con  $c_p$  e  $c_s$  si intendono rispettivamente i copriferri ai cavi pretesi aderenti ed alle staffe. Le diverse caratteristiche dimensionali coinvolte sono descritte in fig. 5.

Tabella: Resistenza al fuoco degli elementi monodimensionali								
resistenza	pilastri			travi				
$R$	$b$	$c$	$c_s$	$b, t_f$	$b_w$	$c_p$	$c$	$c_s$
30	160	30	20	80	80	35	30	20
60	200	35	25	120	80	40	35	25
90	240	40	30	160	100	45	40	30
120	280	45	35	200	120	60	50	40

Malta, gesso, intonaci isolanti e altri rivestimenti possono essere tenuti in conto, in aggiunta al ricoprimento di calcestruzzo, quali efficace protezione delle armature, con uno spessore equivalente di copriferro, secondo quanto dato nella UNI 9502.

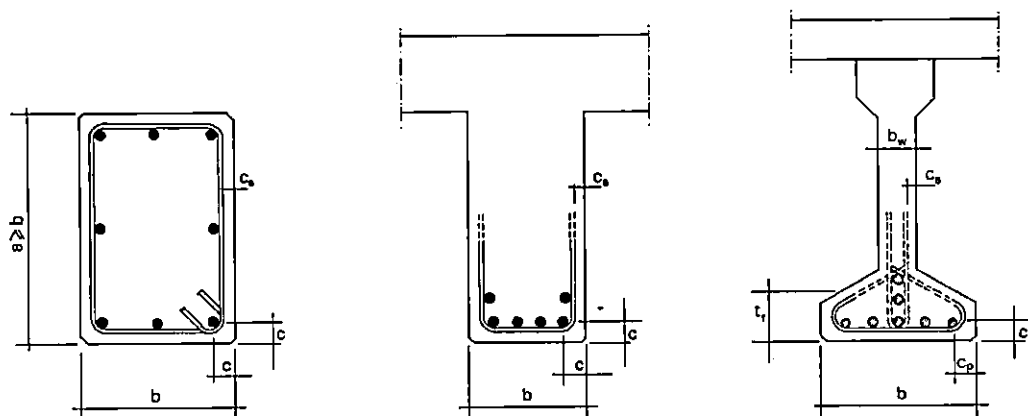


Fig. 5 - Sezioni di pilastri e travi in c.a. e c.a.p.

#### 4 - Fasi transitorie

Per le fasi transitorie di movimentazione, stoccaggio, trasporto e montaggio si applicano i criteri generali di progetto di cui al capitolo 2 della Parte I.

Particolare attenzione va riservata alle condizioni di stabilità degli elementi, prevedendo eventuali collegamenti, controventi o puntellazioni provvisori, così da impedire ribaltamenti o perdite d'appoggio.

Speciali verifiche vanno eseguite contro la possibile instabilità laterale (flessotorsionale) delle travi snelle per le quali si abbia una rigidezza flessionale orizzontale molto minore di quella verticale. Questo è il caso della sezione di fig. 6, caratterizzata da momenti d'inerzia molto diversi, con  $I_z \ll I_y$ .

Le diverse situazioni transitorie che possono richiedere speciali verifiche di instabilità sono:

- sollevamento e movimentazione, con appensione a pendolo, basso grado di vincolo ed eventuale componente di compressione assiale data dall'inclinazione dei cavi portanti;
- stoccaggio, in condizioni generalmente meno sensibili all'instabilità per il grado

- maggiore di vincolo, ma richiedenti efficaci sostegni laterali contro il ribaltamento;
- trasporto, con forti azioni dinamiche e assetto sensibilmente variabile, che necessita in genere di robusti sistemi di vincolo e di controvento;
- fasi del montaggio, che possono prevedere l'applicazione dei sovraccarichi prima che i vincoli di controvento siano completati.

In generale le verifiche del comportamento flessotorsionale delle travi snelle, contro la possibile instabilità, richiedono una completa analisi inelastica, comprensiva della non-linearità geometrica dovuta agli effetti del secondo ordine.

Indicazioni per una tale analisi e per opportuni metodi semplificati sono date nell'allegato II-D.

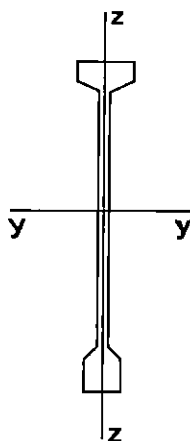


Fig. 6 - Sezione di trave snella

## 5 - Controlli sul prodotto finito

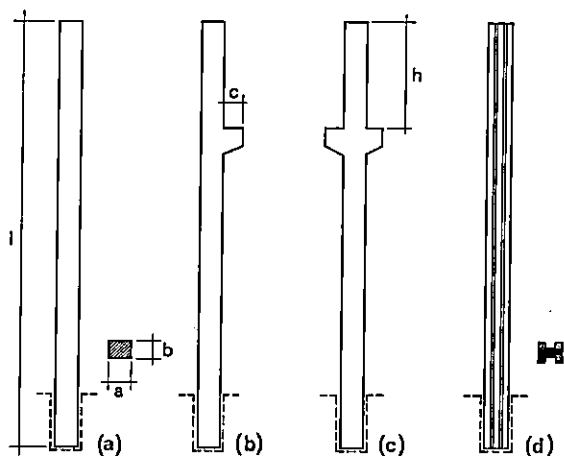
La seguente tabella fornisce la carta di controllo di possibile riferimento per l'accettazione degli elementi monodimensionali all'uscita della linea di produzione. Prima di immettere gli elementi allo stoccaggio (o alla diretta consegna) vanno effettuati i controlli specificati nelle righe della medesima tabella.

Carta di controllo per l'accettazione a stoccaggio degli elementi prodotti				
oggetto	proprietà	metodo	Frequenza	registrazione
Cartellino di produzione	contrassegni precedenti	ispezione visiva	Ogni elemento	avviso di mancanza
Inseriti di sollevamento	integrità e funzionalità	ispezione visiva	Ogni elemento	notifica delle imperfezioni
Elementi	finitura superficiale	ispezione visiva	Ogni elemento	notifica delle imperfezioni
Cavi pretesi	protezione alle testate	ispezione visiva	Ogni trave in c.a.p.	notifica delle imperfezioni
Travi in cap	inflessione verticale «v»	misurazione metrica	1 trave su 25 (almeno 1 al mese)	registrazione della misura
Elementi	dimensioni principali	misurazione metrica	1 elemento su 50 (almeno 1 al mese)	registrazione della misura

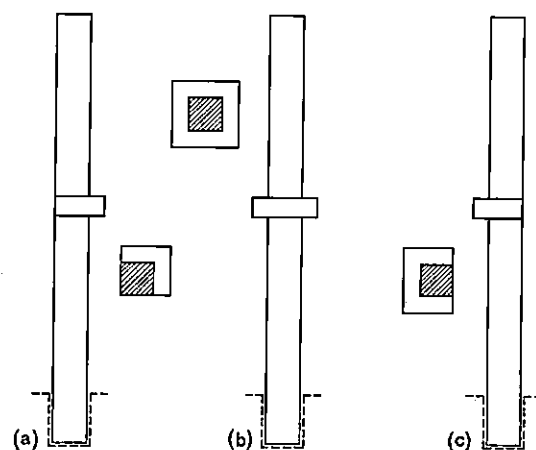
## ALLEGATO II-A

### Esempi tipici di elementi e strutture

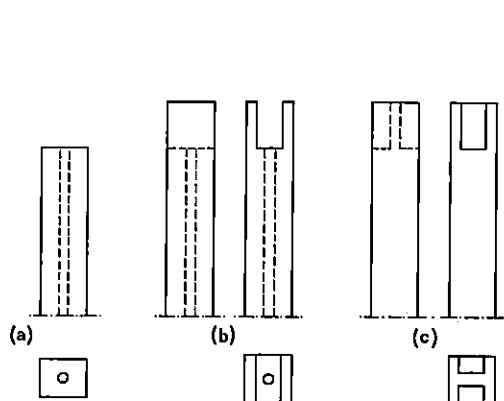
Gli esempi qui riportati non intendono coprire tutti i possibili elementi monodimensionali e relative strutture.



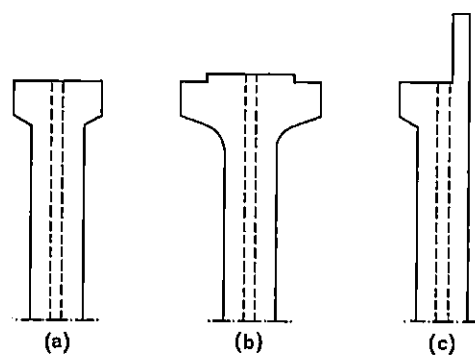
Tipi di pilastri monopiano



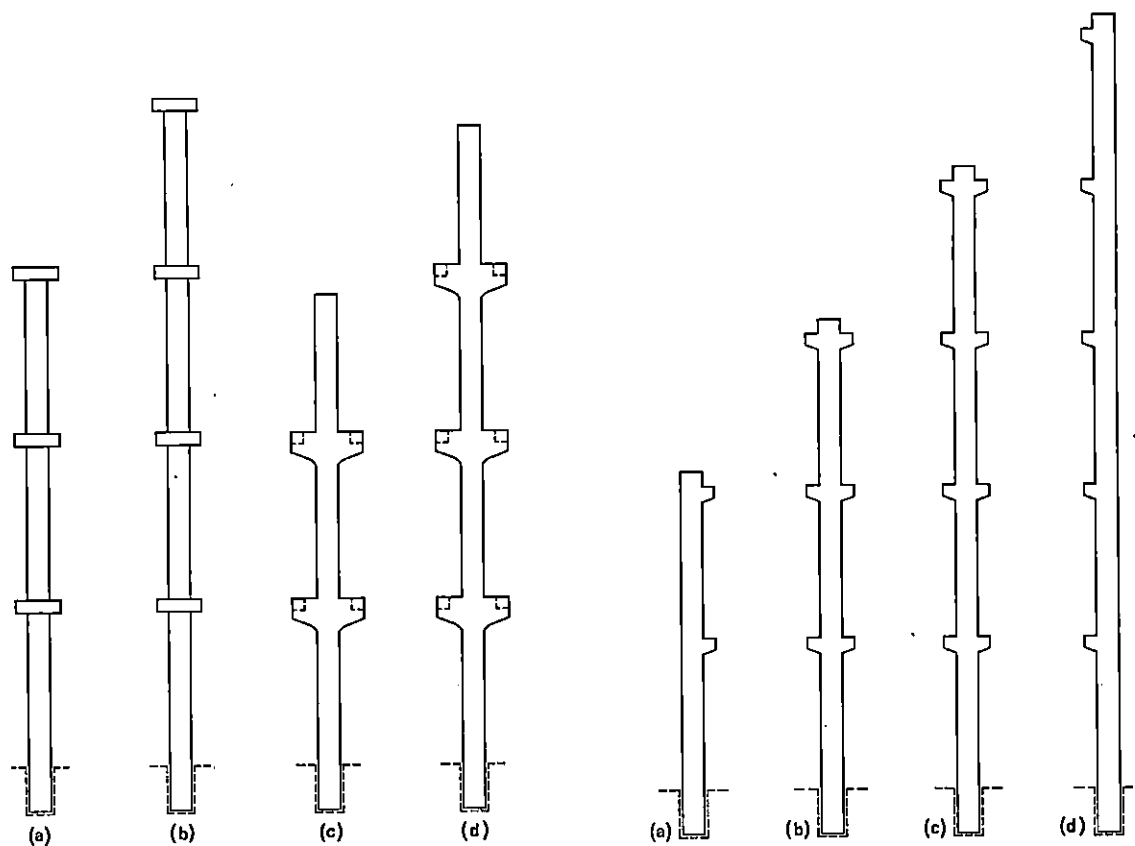
Tipi di pilastri bipiano



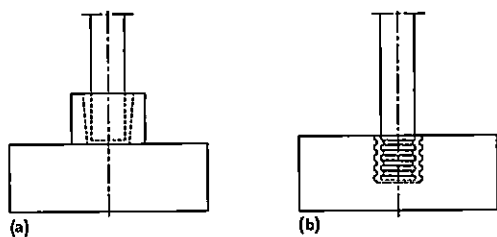
Particolari di sommità



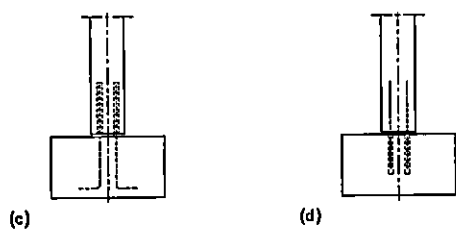
Tipi di capitelli



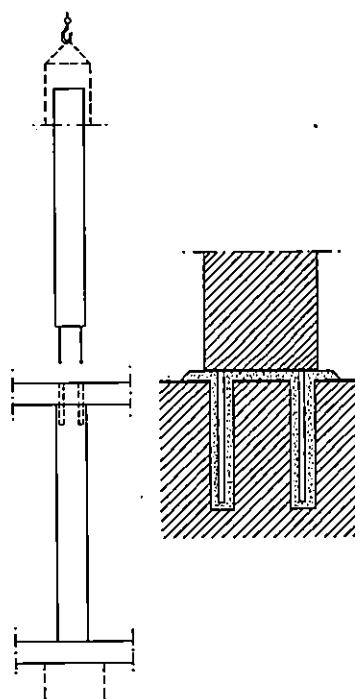
**Tipi di pilastri multipiano**



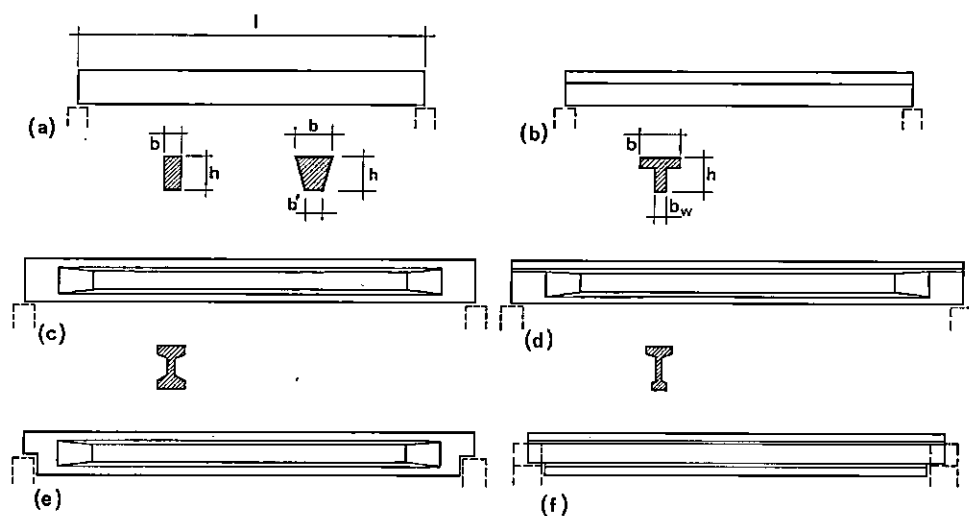
**Basi di pilastri su plinti a pozzetto**



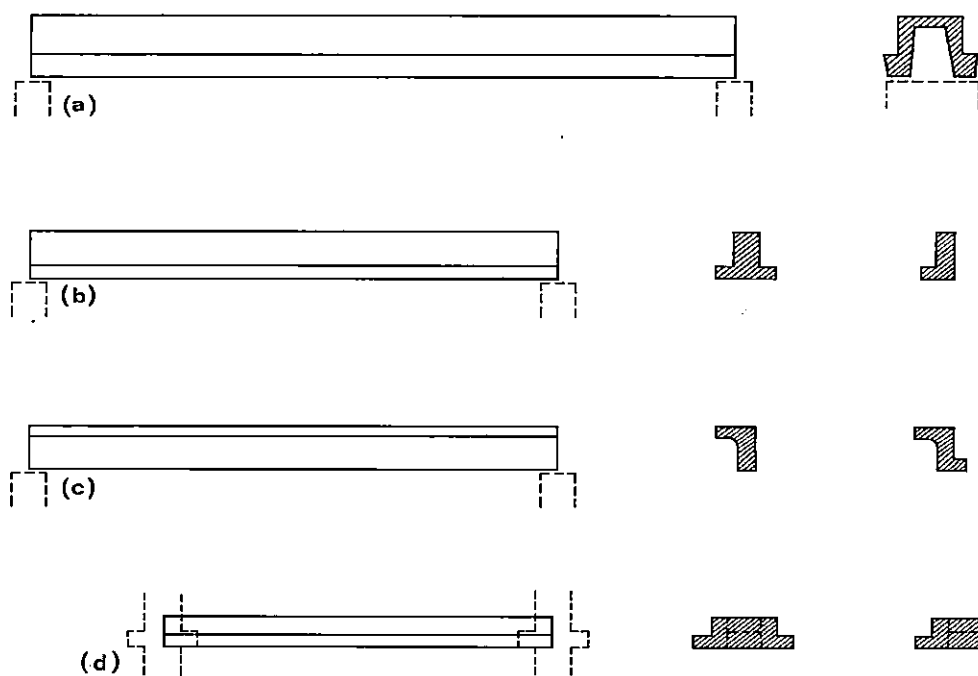
**Possibili connessioni di pilastri in fondazione**



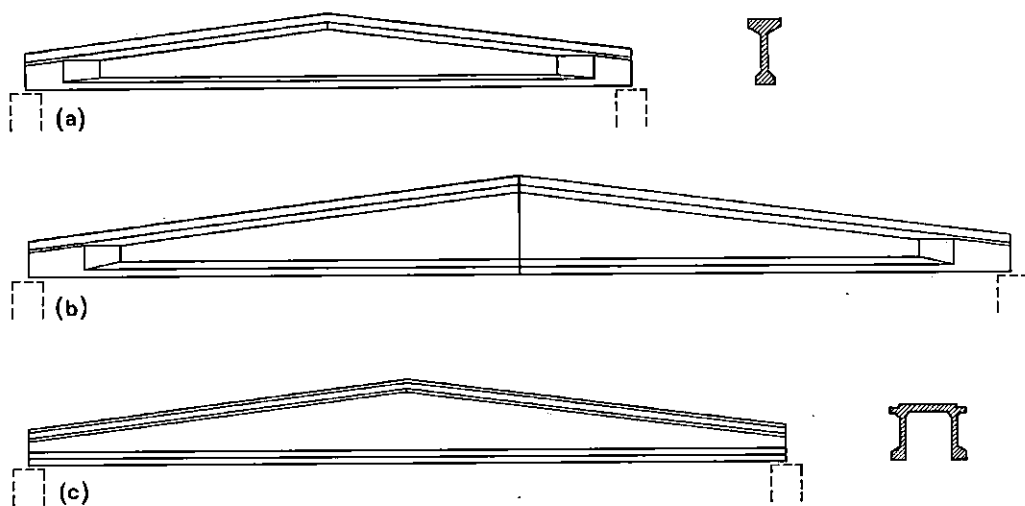
**Tipo di unione di pilastri sovrapposti**



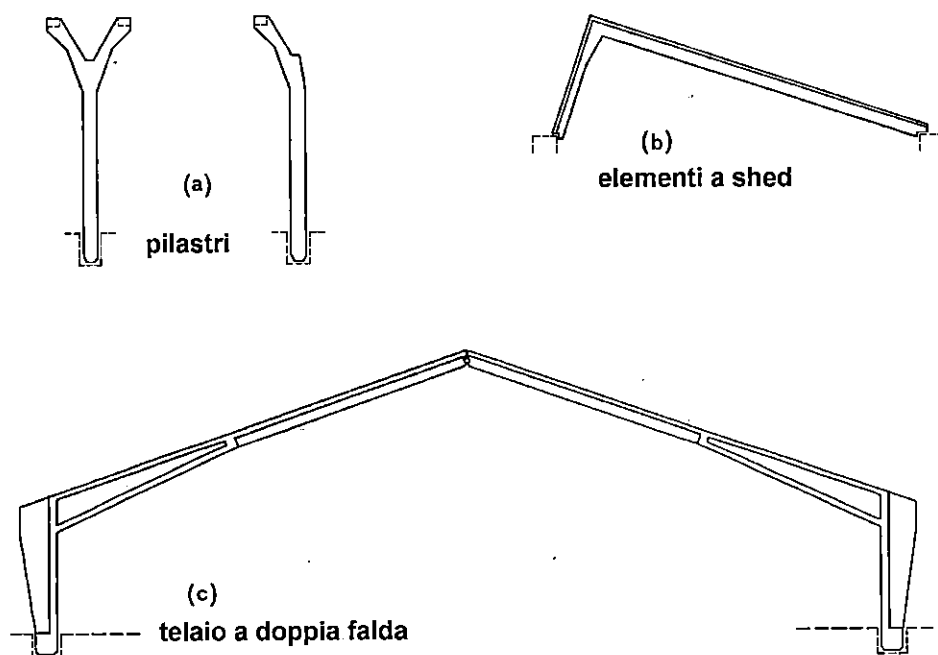
**Tipi di travi ad altezza costante**



**Tipi di travi a sezione costante**

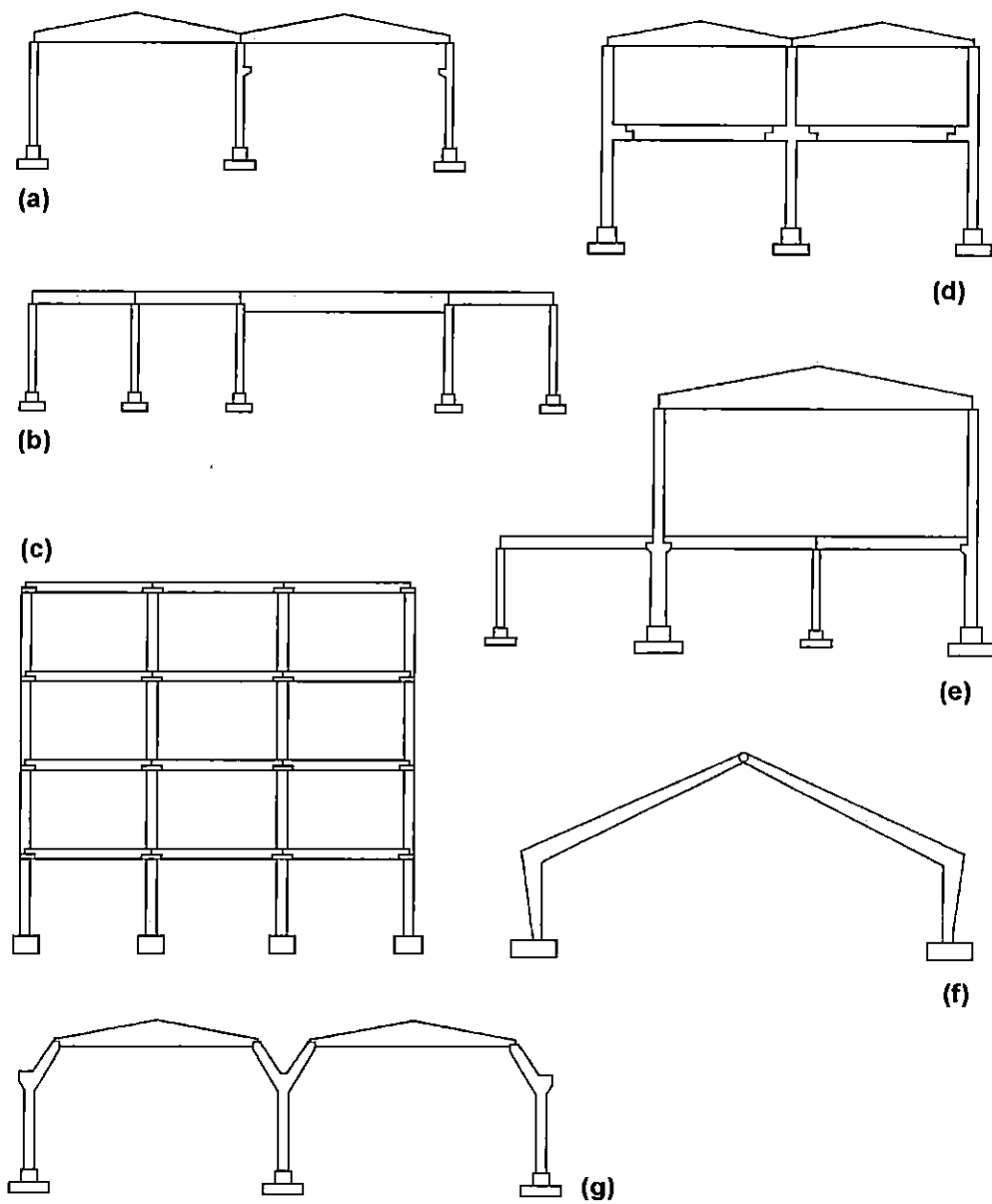


**Tipi di travi a doppia pendenza**



**Tipi di elementi articolati**





**Tipi di strutture a telaio (con elementi monodimensionali)**

**ALLEGATO II-B****Esempio di calcolo di tolleranza di costruzione**

Le tolleranze di produzione e di montaggio, di cui al punto 2.3 di questa Parte II ed al paragrafo 2.11 della Parte I, possono essere combinate per valutare la tolleranza di costruzione di un accoppiamento strutturale. Per detta combinazione può porsi:

$$\delta = \delta_{\max} + \sqrt{\sum_i \delta_i^2}$$

dove  $\delta$  è la tolleranza di costruzione combinata;

$\delta_{\max}$  è la tolleranza maggiore della catena;

$\delta_i$  è ciascuna delle rimanenti tolleranze della catena.

Con riferimento alla struttura di figura, la tolleranza del giunto in A può essere così calcolata:

- tracciamento fondazioni	$\delta_1 / 2 = (9 + l/1000)/2 = 13 \text{ mm}$	169 mm <sup>2</sup>	
- posizionamento pilastro	$\delta_2 = \quad \quad \quad = 10 \text{ mm}$	100 mm <sup>2</sup>	
- verticalità pilastro	$\delta_3 = 9 + h/1000 \quad = 16 \text{ mm}$		16 mm
- lunghezza trave	$\delta_4 = (9 + l/1000)/2 = 13 \text{ mm}$	169 mm <sup>2</sup>	
- posizionamento trave	$\delta_5 = \quad \quad \quad = 10 \text{ mm}$	100 mm <sup>2</sup>	
		<hr/>	
		538 mm <sup>2</sup>	23 mm
		<hr/>	
	tolleranza di costruzione		39 mm

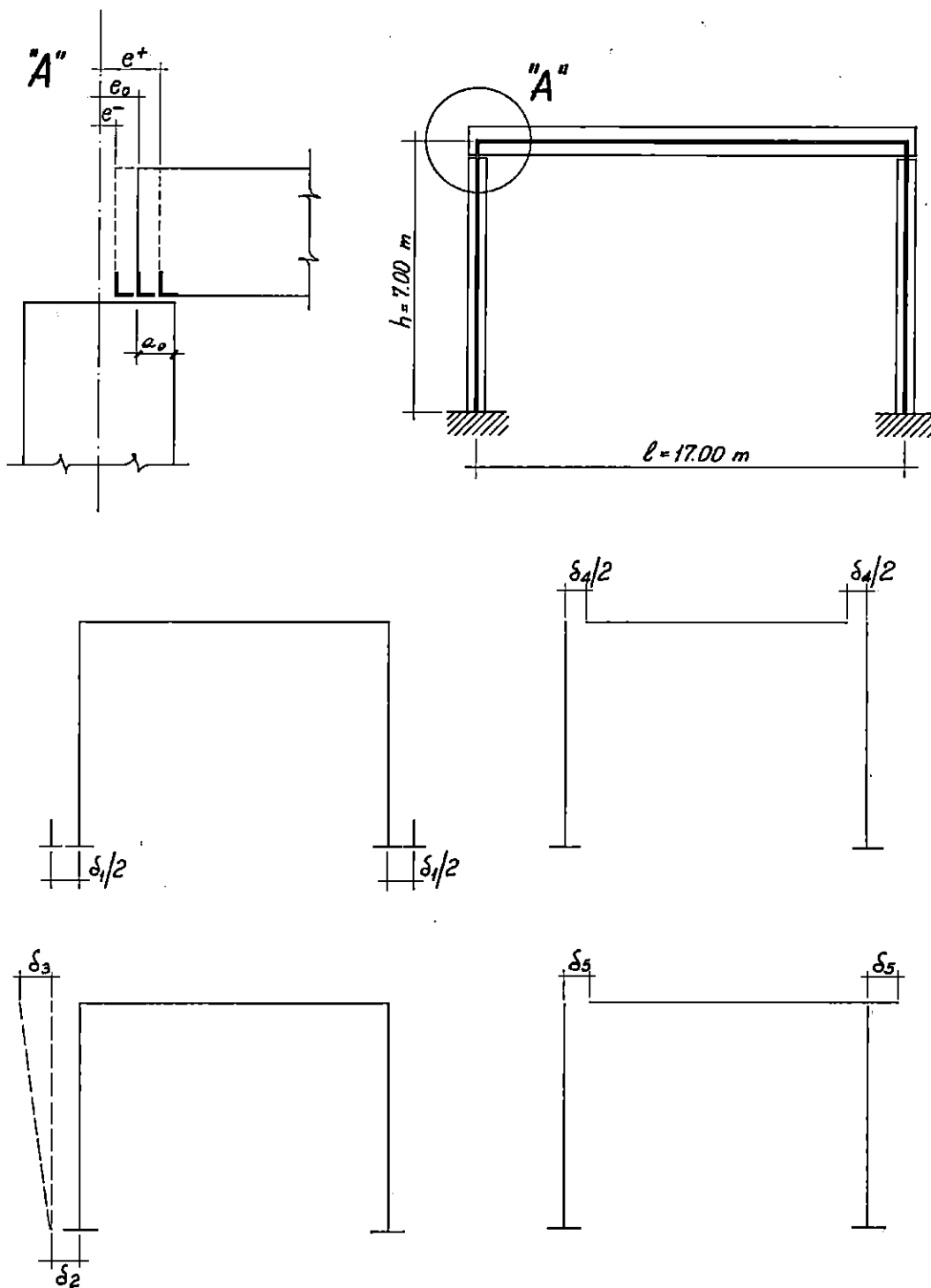
Profondità d'appoggio al giunto A:

- eccentricità nominale di progetto	$e_0 = \quad 60 \text{ mm}$
- tolleranza di costruzione calcolata	$\delta = \pm 39 \text{ mm}$
- valore massimo di verifica	$e^+ = \quad 99 \text{ mm}$
- valore minimo di verifica	$e^- = \quad 21 \text{ mm}$

Per un valore  $a_0 = 240 \text{ mm}$  della profondità nominale, resta una profondità netta pari a

$$a = 240 - 39 = 201 \text{ mm}$$

(per la verifica della portanza dell'appoggio).



**ALLEGATO II-C****Rigidezze del secondo ordine linearizzate**

Per i pilastri soggetti a sforzo assiale di compressione, le rigidezze flessionali del secondo ordine, nei diversi assetti di vincolo descritti in figura, possono essere espresse dalle seguenti formule approssimate, valide per  $\nu \ll 1.0$ .

*Asta doppiamente incastrata* (v. Fig. a)

$$k_1 = k_{10} G_1(\nu) = \frac{4E^*I}{l} (1 - \nu/3) \quad \text{rigidezza rotatoria diretta}$$

$$k_i = k_{i0} G_i(\nu) = \frac{2E^*I}{l} (1 + \nu/6) \quad \text{rigidezza rotatoria indiretta}$$

$$k_m = k_{m0} G_m(\nu) = \frac{6E^*I}{l^2} (1 - \nu/6) \quad \text{rigidezza traslatoria indiretta}$$

$$k_v = k_{v0} G_v(\nu) = \frac{12E^*I}{l^3} (1 - \nu) \quad \text{rigidezza traslatoria diretta}$$

*Asta con incastro e cerniera* (v. Fig. b)

$$k'_1 = k'_{10} G'_1(\nu) = \frac{3E^*I}{l} (1 - 2\nu/3) \quad \text{rigidezza rotatoria diretta}$$

$$k'_i = 0 \quad \text{rigidezza rotatoria indiretta}$$

$$k'_m = k'_{m0} G'_m(\nu) = \frac{3E^*I}{l^2} (1 - 2\nu/3) \quad \text{rigidezza traslatoria indiretta}$$

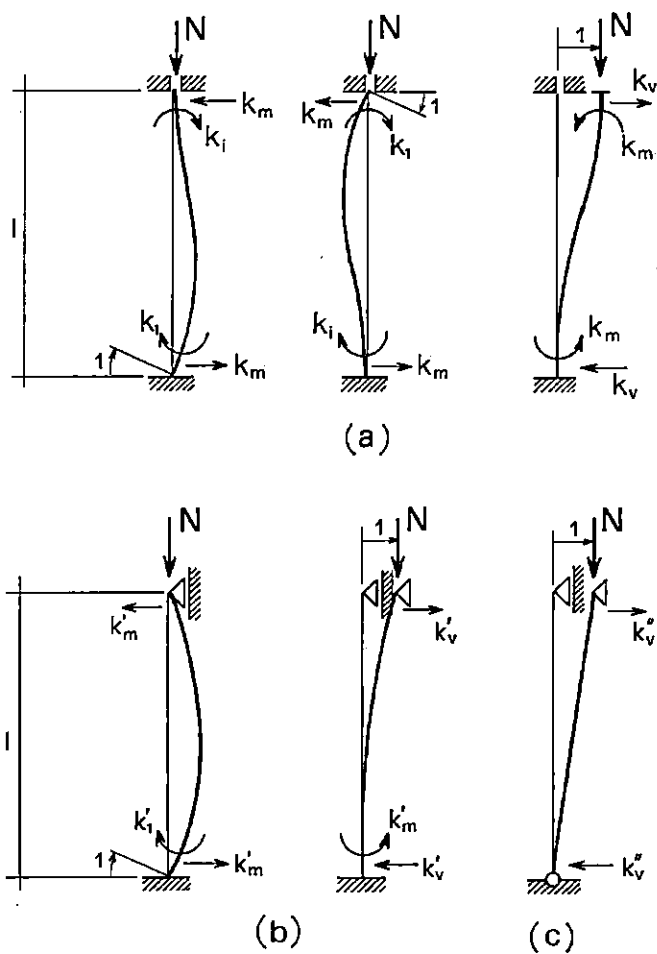
$$k'_v = k'_{v0} G'_v(\nu) = \frac{3E^*I}{l^3} (1 - 4\nu) \quad \text{rigidezza traslatoria diretta}$$

*Asta doppiamente incernierata* (v. Fig. c)

$$k''_1 = k''_i = k''_m = 0 \quad \text{ogni altra rigidezza}$$

$$k''_v = k''_{v0} G''_v(\nu) = \frac{E^*I}{l^3} (-10\nu) \quad \text{rigidezza traslatoria diretta}$$

(in  $k''_{v0}$  può porsi  $E^*I$  arbitrario, ma lo stesso che in  $\nu$ )



In quanto sopra si è posto

$$v = N/N_E$$

$$N = -N_{ad} \quad \text{azione assiale (positiva di compressione)}$$

$$N_E = \pi^2 E^* I / l^2 \quad (\pi^2 \cong 10) \quad \text{carico critico di Eulero}$$

$$E^* = 0.46 E_{ck} / \gamma_E \quad (\gamma_E = 1.2) \quad \text{modulo elastico fittizio di calcolo}$$

$$E_{ck} (= 0.7 E_{cm}) \quad \text{modulo elastico caratteristico del calcestruzzo}$$

$$I = I_c + m I_s \quad \text{momento d'inerzia della sezione omogeneizzata}$$

con  $m=15$

## ALLEGATO II-D

### Instabilità flessotorsionale delle travi snelle

#### D.1 - Generalità

Il presente allegato si riferisce alle grandi travi snelle, con una rigidezza flessionale orizzontale molto minore di quella verticale, nelle fasi transitorie specificate al capo 4 .

L'assetto finale della struttura completata risulta di solito irrigidito dall'effetto "diaframma" del solaio o da altri elementi di controventamento, posto che vengano inseriti opportuni vincoli laterali alle travi ed adeguate connessioni fra gli elementi.

Le travi che restino isolate nel loro assetto definitivo (come le vie di corsa dei carriponte) richiedono appositi calcoli di progetto, comprensivi delle azioni orizzontali trasversali e torcenti, che portano in genere ad un dimensionamento non snello, poco sensibile all'instabilità flessotorsionale.

Le condizioni di trasporto delle travi possono richiedere degli specifici calcoli di verifica, con effetti di instabilità flessotorsionale e con necessità di eventuali sistemi di controventamento provvisori da definire in relazione al mezzo di trasporto.

Nel caso generale le verifiche del comportamento flessotorsionale delle travi devono essere condotte attraverso un'analisi inelastica comprensiva degli effetti del secondo ordine sulla base di un fedele modello strutturale. Un'analisi approssimativa semplificata può essere fatta con una preventiva soluzione lineare del primo ordine, seguita da una soluzione incrementale del secondo ordine dove il modulo elastico venga opportunamente ridotto con il crescere del livello tensionale del calcestruzzo.

In assenza di sensibili azioni flettenti e torcenti permanenti, che possano condurre a rilevanti effetti viscosi, il valore del modulo elastico ridotto per l'analisi incrementale può essere calcolato con la formula:

$$E'_{cd} = E_{cd} \sqrt{1 - \sigma_c / f_{ck}} \quad (G'_{cd} = E'_{cd} / 2,4)$$

dove ,

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$$

e dove  $\sigma_c$  è la tensione di compressione calcolata nel calcestruzzo con la preventiva analisi lineare sotto i valori caratteristici delle azioni, avendo in questa analisi assunto il

valor medio  $E_{cm}$  del modulo elastico. Per il calcestruzzo teso si può assumere un'analogia formula di riduzione del modulo elastico:

$$E'_{cd} = E_{cd} \sqrt{1 - \sigma_c / f_{ctk}} \quad (\text{per } \sigma_c \leq f_{ctk})$$

Un buon modello strutturale per questo tipo di analisi di instabilità può essere impostato sulla base di elementi finiti piani flesso-estensionali per l'anima della trave e lineari flessionali-estensionali per le ali. Sul modello va aggiunta una realistica rappresentazione dei vincoli esterni.

Il più basso autovalore  $\gamma$  dedotto dall'elaborazione del modello va assunto quale moltiplicatore critico (rispetto al valore caratteristico dei carichi).

La verifica di instabilità, per condizioni di carico costituite dal peso proprio degli elementi, si pone con la limitazione

$$\gamma \geq 1,75$$

comprensiva delle incertezze del modello.

Nelle condizioni di sollevamento si intende che il valore caratteristico del peso proprio va incrementato con il coefficiente 1,15 per includervi gli effetti dinamici.

## **D.2 - Condizione di appensione per sollevamento**

Per travi rettilinee a sezione costante, nella condizione simmetrica di sollevamento rappresentata in Fig. D1, i principali parametri del loro comportamento agli effetti dell'instabilità sono:

- il modulo elastico equivalente  $E_d$  del calcestruzzo;
- il momento d'inerzia  $I_z$  trasversale della sezione retta;
- il momento d'inerzia  $I_t$  per torsione circolatoria;
- la lunghezza totale  $L$  della trave;
- la distanza  $a$  dei punti di appensione dell'estremità;
- la loro sopraelevazione rigida  $h$  rispetto all'asse;
- l'angolo di inclinazione  $\psi$  dei cavi di sospensione;
- il valore caratteristico  $P_k$  del peso proprio totale della trave.

Posto che l'asse baricentrico coincida con il centro di torsione, il calcolo del valore  $P_{cr}$  del carico critico può essere fatto con formule del tipo

$$P_{cr} = k \frac{E_d I_z}{l^2} \quad (l = L - 2a)$$

dove il modulo elastico equivalente può riferirsi alla media

$$E_d = (E_1 + E_2 + E_3)/3$$

dei tre valori

$$E_1 = E'_{cd}(\sigma_1) \quad E_2 = E'_{cd}(\sigma_2) \quad E_3 = E'_{cd}(\sigma_3)$$

calcolati per le fibre superiore, baricentrica e inferiore della sezione con le formule riportate in D.1. Le tensioni  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  sono quelle calcolate in mezzeria sotto i valori caratteristici delle azioni (effetti assiale e flessionale del peso proprio ed eventuale precompressione), essendo il peso proprio incrementato con il coefficiente dinamico 1,15.

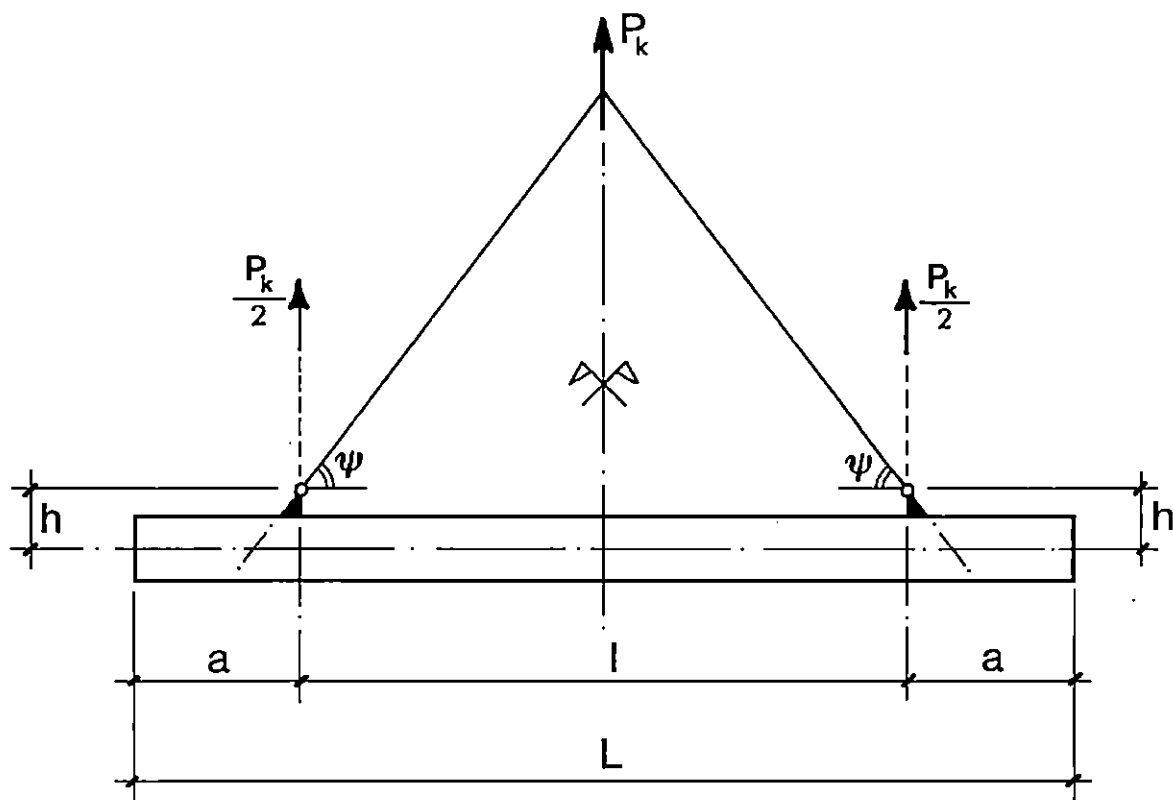


Figura D1



I valori del coefficiente  $k$  possono essere definiti in funzione dei parametri  $h/l$ ,  $I_t/I_z$ ,  $a/l$  e  $\text{ctg}\psi$ .

La verifica di stabilità si pone con

$$P_{cr} \geq \gamma P_k$$

dove il coefficiente di sicurezza

$$\gamma = 1,75$$

è inclusivo delle incertezze del modulo

La resistenza della trave verso l'instabilità flesso-torsionale cresce con i maggiori moduli elastici  $E_d$ , con le superiori inerzie  $I_z$  e  $I_t$ , con le più elevate sopraelevazioni  $h$ , con i maggiori angoli  $\psi$  di appensione e con le minori lunghezze  $l$ . Per  $a \ll l$  detta resistenza cresce anche con i maggiori aggetti  $a$ . Un assetto di sollevamento con due appensioni verticali ( $\psi = 90^\circ$ ) risulta necessario per travi molto snelle.

In Fig. D2 è rappresentato il possibile modo di sbandamento flessotorsionale instabile di una trave in condizioni di sollevamento.

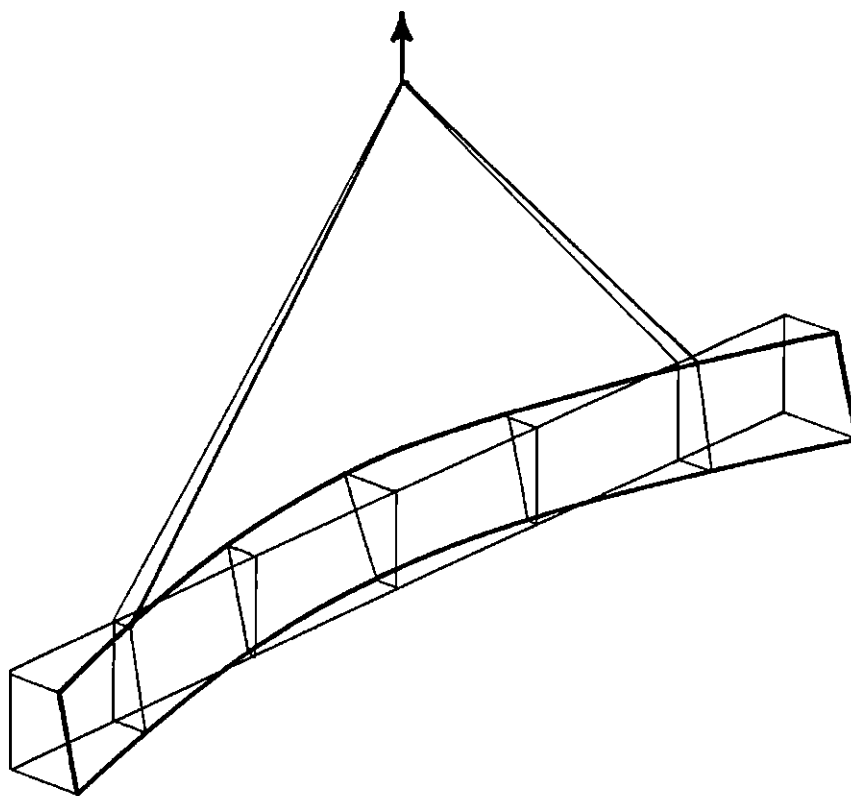


Figura D2

### D.3 – Condizione transitoria di trave isolata

Per travi rettilinee a sezione costante, nell'assetto simmetrico di Fig. D3, i principali parametri del loro comportamento agli effetti dell'instabilità sono:

- il modulo elastico equivalente  $E_d$  del calcestruzzo;
- il momento d'inerzia  $I_z$  trasversale della sezione;
- il momento d'inerzia  $I_t$  per torsione circolatoria;
- la lunghezza totale  $L$  della trave;
- l'arretramento  $a$  dei punti di appoggio;
- il valore caratteristico  $P_k$  del peso proprio totale della trave;
- la sua eccentricità verticale  $e$  sopra l'asse.

I due appoggi sono supposti dare, oltre a quelli verticali, i vincoli laterali contro il ribaltamento della trave.

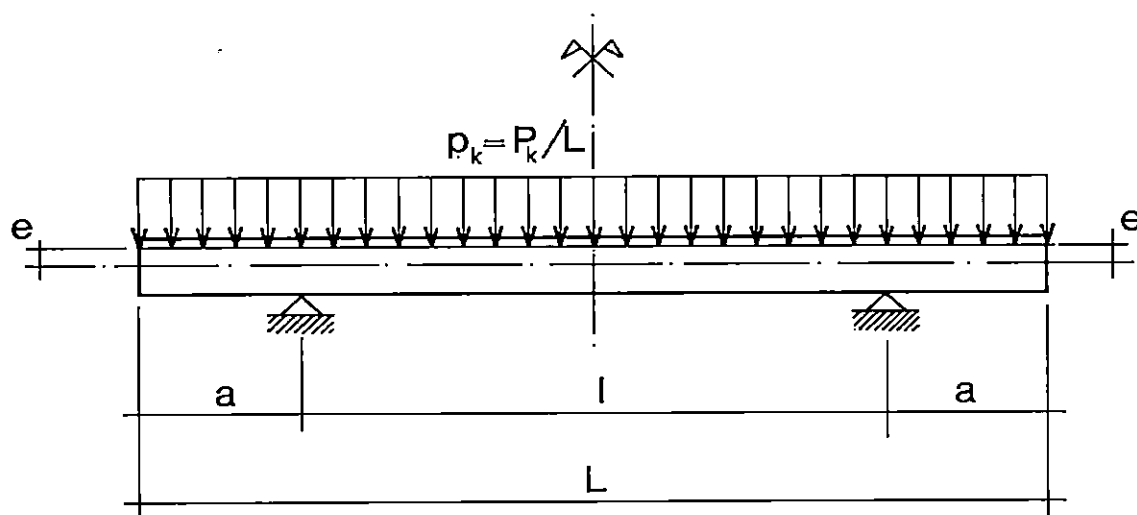


Figura D3

Il valore  $P_{cr}$  del carico critico può essere calcolato con formule del tipo

$$P_{cr} = k \frac{E_d I_z}{l^2} \quad (l = L - 2a)$$

dove il modulo elastico equivalente può riferirsi alla media

$$E_d = (E_1 + E_2 + E_3) / 3$$

dei tre valori

$$E_1 = E'_{cd}(\sigma_1) \quad E_2 = E'_{cd}(\sigma_2) \quad E_3 = E'_{cd}(\sigma_3)$$

calcolati come precisato in D.2 .

Il valore di  $k$  deve essere definito in funzione dei parametri  $e/l$ ,  $I_t/I_z$  e  $a/l$ .

La verifica di stabilità si pone con

$$P_{cr} \geq \gamma P_k$$

dove il coefficiente di sicurezza

$$\gamma = 1,75$$

è comprensivo delle incertezze del modello.

La resistenza verso l'instabilità flessotorsionale cresce con i maggiori moduli elastici  $E_d$ , con le superiori inerzie  $I_z$  e  $I_t$ , con le minori lunghezze  $l$  e con le minori eccentricità  $e$ . Per  $a \ll l$ , detta resistenza cresce con i maggiori arretramenti  $a$ .

In Fig. D4 è rappresentato il possibile modo di sbandamento flessotorsionale instabile di una trave isolata.

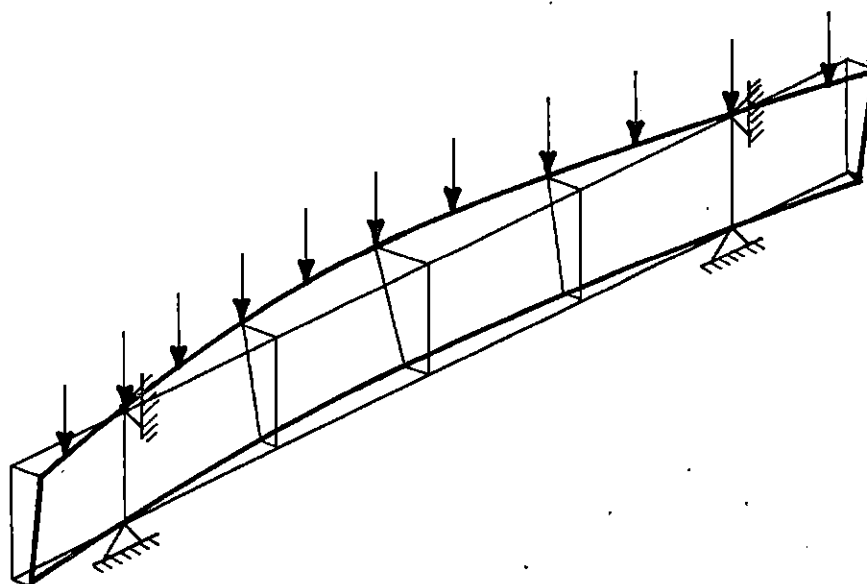


Figura D4

## PARTE III

### SOLAI E COPERTURE

#### 1 - Solai con travetti e blocchi

##### 1.1 - Oggetto

Le prescrizioni qui riportate si applicano ai sistemi di solai realizzati con travetti prefabbricati, in associazione a blocchi, solidarizzati mediante un getto di conglomerato in opera atto a costituire le nervature e la eventuale soletta superiore collaborante.

##### 1.2 - Elementi costituenti la struttura solaio

###### 1.2.1 - Travetti

###### 1.2.1.1 - Caratteristiche geometriche e del calcestruzzo

I travetti possono essere in cemento armato normale o precompresso con forma generalmente a  $\perp$  o con suola in c.a. o c.a.p. irrigidita da un traliccio metallico.

Le dimensioni nominali dei travetti sono definite in funzione delle prestazioni del solaio e delle condizioni imposte dal posizionamento delle armature.

Le regole qui di seguito presentate si applicano agli elementi che rispettano i limiti sotto indicati.

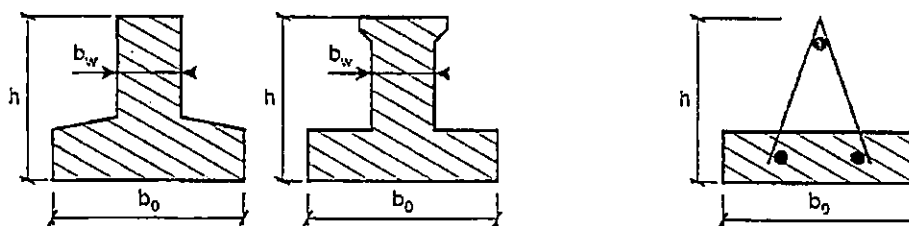


Fig. 1 - Definizione delle dimensioni dei travetti

- altezza  $70 \text{ mm} \leq h \leq 300 \text{ mm}$
- larghezza del tallone inferiore  $b_o \geq 85 \text{ mm}$
- larghezza dell'anima  $b_w \geq 40 \text{ mm}$

Per la zona d'appoggio dei blocchi valgono le limitazioni della fig. 2

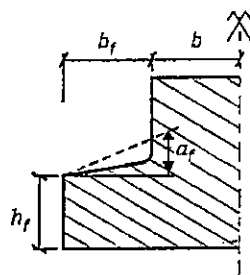


Fig. 2 - Dimensioni del gradino d'appoggio dei blocchi

- profondità  $b_f \geq 20 \text{ mm}$
- altezza  $h_f \geq \min(b_f, 30 \text{ mm})$
- pendenza  $a_f \geq \frac{2}{3}$

Si dovranno impiegare calcestruzzi di classe non inferiore a

- C20/25 per i travetti in c.a.
- C30/37 per i travetti in c.a.p.

#### 1.2.1.2 - Posizionamento delle armature

Salvo giustificazioni particolari, il valore nominale della distanza tra le armature principali del c.a. deve rispettare i limiti di fig. 3.

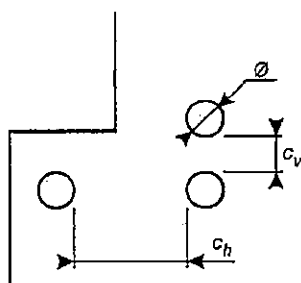


Fig. 3 - Posizionamento delle barre di armatura (misure in mm)

- $\emptyset$  : diametro nominale della barra più grande
- $c_h$  : spazio nominale orizzontale tra 2 barre
- $c_v$  : spazio nominale verticale tra 2 barre
- $d_g$  : diametro nominale dell'inerte di maggior dimensione

Per il posizionamento delle armature da precompressione si forniscono prescrizioni complementari rispetto al DM 09/01/96 al fine di evitare il rischio di fessurazioni longitudinali nei travetti.

In assenza di calcolo specifico o di prove, la distanza nominale  $c_e$  tra la superficie esterna dell'armatura e la parete di conglomerato più vicina deve essere almeno uguale ai valori indicati in fig. 4.

- se la distanza nominale tra gli assi delle armature è  $\geq 3 \varnothing$ , dovrà risultare  $c_e \geq 2 \varnothing$
  - se la distanza nominale tra gli assi delle armature è  $< 2,5 \varnothing$ , dovrà risultare  $c_e \geq 3 \varnothing$
- in cui  $\varnothing$  è il diametro nominale dell'armatura da c.a.p. . Nel caso di differenti diametri si considera il valore medio.

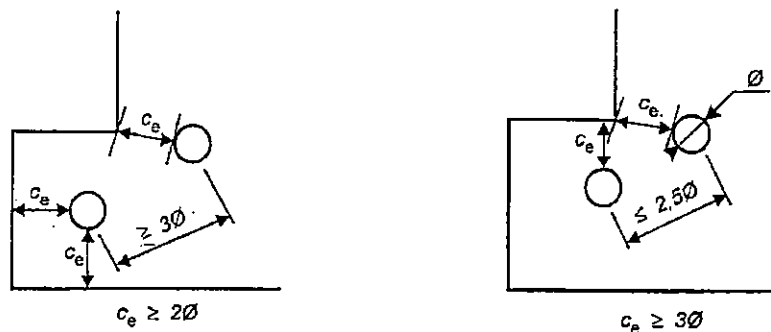


Fig. 4 - Distanza minima  $c_e$  per armature da precompressione

Quando all'intradosso dei travetti è presente un fondello di laterizio la distanza tra la superficie dell'armatura e la superficie dell'elemento in laterizio non deve essere minore di 8 mm.

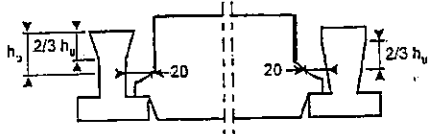
#### 1.2.1.3 - Caratteristiche della superficie dei travetti per l'aderenza

Per la messa in conto dell'aderenza tra i travetti ed il conglomerato di completamento, nella verifica del monolitismo dei solai misti, il produttore deve dichiarare e garantire le caratteristiche della superficie di interfaccia tra i travetti ed il conglomerato gettato in opera. In ogni caso questa superficie dovrà essere esente da sostanze che possano nuocere allo sviluppo dell'aderenza.

In tabella 1 sono dati i valori di calcolo allo stato limite ultimo della resistenza a

scorrimento  $\tau_{Rd}$  corrispondente alle differenti condizioni di superficie, in funzione della classe del conglomerato gettato in opera e per produzioni sottoposte a controllo sistematico.

**TABELLA 1 : valori di  $\tau_{Rd}$  (N/mm<sup>2</sup>)**

Tipo	Stato della superficie dei travetti	Valori di $\tau_{Rd}$		
		Classi del calcestruzzo in opera		
		20/25	25/30	30/37
C1	La faccia superiore ed i fianchi sono scabri per il processo produttivo (da vibrofinitrice e da estrusione).	0,40	0,48	0,55
C2	La parte superiore dei travetti è molto rugosa (rugosità di almeno 5 mm di profondità ad intervallo massimo di 10 mm), dentellata o ondulata. I fianchi dei travetti sono scabri per il sistema produttivo (cassaforma fissa, vibrofinitrice o estrusore).	0,40	0,48	0,55
C3	Situazioni come in C1 e C2 con i fianchi che presentano contropendenza pari almeno al 6% su una altezza uguale a 2/3 dell'altezza efficace di aderenza : $h_u$ 	0,50	0,60	0,69
C4	La faccia superiore ed i fianchi dei travetti presentano dentellature di profondità maggiore di 5 mm ad intervallo massimo di 90 mm.	0,62	0,72	0,82

Per verificare l'efficacia del collegamento fra travetti e getto in opera è necessario controllare che lo sforzo di scorrimento massimo  $V_{sd}$  sollecitante l'interfaccia non superi la resistenza a scorrimento  $V_{Rd}$

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \leq \tau_{Rd} b_j z$$

dove :  $\tau_{Rd}$  è il valore di calcolo della resistenza a scorrimento

$b_j$  rappresenta il contorno efficace di aderenza

$z$  è il braccio della coppia interna

#### 1.2.1.4 - Resistenza e stabilità dei travetti nelle fasi transitorie

Le modalità di stoccaggio, sollevamento, l'interasse degli appoggi provvisori (rompitratta) e tutte le disposizioni necessarie per garantire la corretta esecuzione del solaio debbono essere indicate dal produttore in apposite istruzioni fornite alla consegna dei prodotti.

Il calcolo dei limiti di distanza dei rompitratta provvisori deve tener conto del peso delle attrezzature e/o del personale necessario per la realizzazione del solaio, prendendo come riferimento, in assenza delle indicazioni fissate dai responsabili della sicurezza nel cantiere, i seguenti valori :

- nel caso di esecuzione senza rompitratta

$$P = 1,8 \text{ kN posizionato in mezzeria}$$

- nel caso di esecuzione con rompitratta

$$P = 1,0 \text{ kN posizionato in mezzeria degli appoggi provvisori}$$

I limiti di distanza dei rompitratta provvisori possono essere determinati mediante prove a rottura realizzate per ciascun tipo di travetto all'origine della produzione e nel quadro dei controlli continuativi della produzione sui cui risultati andrà applicato un opportuno coefficiente di sicurezza.

In ogni caso, nelle fasi di realizzazione, la pedonabilità locale degli impalcati deve essere garantita da appositi tavolami di ripartizione.

#### 1.2.1.5 - Tolleranze

Le tolleranze dimensionali in rapporto ai valori nominali debbono essere specificate dal produttore in base ad una analisi statistica dei risultati di controllo. I valori non debbono essere superiori a quelli sotto riportati.

- geometria

lunghezza	:	$\pm 25 \text{ mm}$
altezza	:	$\pm 5\%$ con max 10 mm
dimensioni trasversali	:	$\pm 6 \text{ mm}$

ed inoltre per travetti precompressi

controfreccia	:	$\frac{1}{500}$ della lunghezza, con max 15 mm, in rapporto alla controfreccia rilevata in cantiere su un lotto identico.
---------------	---	---



freccia orizzontale :  $\frac{1}{500}$  della lunghezza, con max 15 mm, in rapporto al valore medio delle frecce orizzontali rilevato in cantiere su un lotto identico.

- armature per cemento armato normale

posizionamento :  $\pm 5$  mm sui valori individuali

sui tratti sporgenti :  $\pm 20$  mm

- armature per precompressione

posizionamento :  $\pm 5$  % dell'altezza della parte in conglomerato, con un massimo di 10 mm, sui valori individuali

rientro medio : 2,5 mm

rientro max sul valore individuale : 3 mm

## 1.2.2 - Blocchi

### 1.2.2.1 - Materiali - dimensioni - tolleranze

Per il materiale costituente i blocchi deve essere accertata e documentata l'attitudine all'impiego.

I materiali comunemente impiegati sono :

- laterizio,
- conglomerato con inerti naturali od artificiali,
- materiali sintetici,
- elementi organici mineralizzati, ecc..

Il produttore deve specificare i valori nominali di h, t, l.

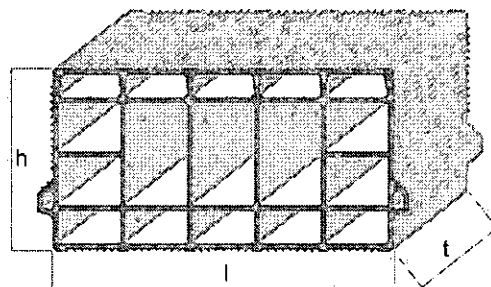


Fig. 5 - Dimensioni nominali dei blocchi

Su tutte le dimensioni indicate la tolleranza massima di fabbricazione è  $\pm 5$  mm .

#### 1.2.2.2 - Classificazione

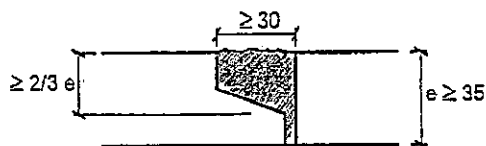
I blocchi si distinguono nelle seguenti categorie :

1. blocchi aventi funzione esclusivamente di alleggerimento,
2. blocchi parzialmente collaboranti, per i quali possono considerarsi appartenenti alla nervatura, ai fini del calcolo, le sole parti aderenti al getto,
3. blocchi totalmente collaboranti, i quali fanno parte integrante della sezione resistente.

I blocchi collaboranti, totalmente o parzialmente (cat. 2 e 3), debbono essere realizzati con materiali aventi resistenza superiore o uguale a quella prevista per il conglomerato di getto in opera.

Ai fini del calcolo delle caratteristiche meccaniche del solaio e solo per i blocchi di cat. 2 e 3, deve essere assicurata l'aderenza e la compatibilità fra le due superfici a contatto (travetti/blocchi).

- blocchi in conglomerato



- blocchi in laterizio  $\frac{\text{area setti} + \text{pareti}}{\text{area lorda zona superiore}} \geq 0,5$

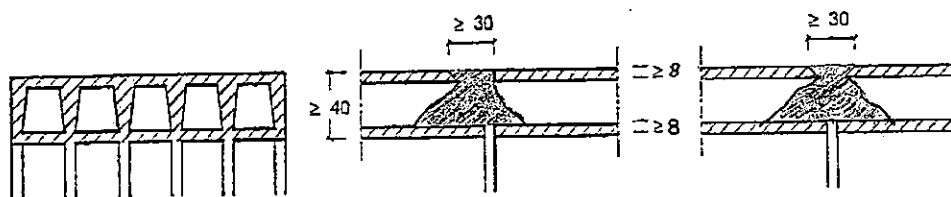


Fig. 6 - Spessori minimi delle pareti superiori dei blocchi di cat. 3 (misure in mm)

I blocchi di cat. 3 devono essere conformati in modo che nel solaio in opera sia assicurata con continuità la trasmissione degli sforzi di compressione dall'uno all'altro elemento, come da schemi di fig. 6, che riportano le dimensioni minime del giunto d'intestatura fra blocchi contigui e della zona superiore costituente soletta.

Inoltre l'appoggio minimo dei blocchi sui travetti deve essere almeno pari a :

- 15 mm per i blocchi di categoria 2 - 3
- 20 mm per i blocchi di categoria 1

### 1.3 - La struttura solaio

#### 1.3.1 - Flessione principale

Questo sistema di solai può essere utilizzato in condizioni isostatiche o in continuità. Anche nel caso di solai in libero appoggio è buona norma prevedere agli appoggi un'armatura per un momento flettente resistente negativo pari almeno al 20% del momento isostatico massimo sollecitante la campata.

Il calcolo analitico delle deformazioni può essere omissso se si rispettano le limitazioni del rapporto luce/altezza riportate nel DM 09.01.96.

Nella sezione resistente del solaio può essere presa in conto l'area collaborante dei blocchi di cat. 2 e 3.

Lo stato limite di aderenza va verificato lungo le superfici di contatto superiore e laterali assumendo un coefficiente di comportamento  $\gamma_n = 2$ .

Vanno inoltre valutate le sollecitazioni che si possono trasferire al blocco per effetto delle deformazioni differite nel tempo e delle variazioni di volume relative tra conglomerato di cemento e materiale del blocco. Nel valutare le sollecitazioni sui

blocchi, vanno anche tenute presenti le sollecitazioni eventualmente indotte dalle parti non strutturali (es. intonaci, contro soffitti, etc.).

In rapporto alle caratteristiche di impiego, occorre inoltre eseguire per il solaio finito la verifica allo stato limite ultimo di punzonamento e di flessione dei blocchi. Ai fini di questa verifica, si assumerà un coefficiente di comportamento  $\gamma_n = 1,3$ .

Poiché i limiti delle deformazioni debbono tener conto della natura delle strutture (in c.a. o in c.a.p.), dei vincoli, delle finiture e dei tramezzi, essi devono essere coerenti con le esigenze funzionali del progetto generale dell'opera.

Al fine di evitare danni ai tramezzi, ad elementi connessi come finiture, occorre verificare che la deformazione incrementale, prevista con il calcolo, che si manifesta dopo la costruzione di tali elementi non risulti eccessiva. A tali effetti i calcoli condotti con riferimento al reale comportamento della struttura e se del caso, integrati da idonea sperimentazione, debbono evidenziare che le frecce incrementali non superino i limiti seguenti:

a- freccia incrementale istantanea ( $v_e$ ) dovuta alla combinazione rara delle azioni

$$v_e \leq \frac{1}{1000}$$

b- freccia incrementale a tempo infinito ( $v_\infty$ ) dovuta alla combinazione quasi permanente delle azioni

$$v_\infty \leq \frac{1}{500}$$

### 1.3.2 - Soletta collaborante

Nei limiti d'impiego per sovraccarichi di civile abitazione e per luci fino a 4 m è consentita la realizzazione di solai rasati - senza soletta integrativa - quando sono previsti blocchi di cat. 3.

Per i blocchi con funzioni solo di alleggerimento è obbligatoria una soletta armata di spessore uguale o maggiore di 50 mm.

Negli altri casi deve essere prevista una soletta collaborante di almeno 40 mm di spessore.

L'armatura trasversale nella soletta deve avere un passo non superiore a 200 mm.

Quando richiesta la funzione di diaframma e per i concatenamenti negli edifici in muratura od in presenza di carichi concentrati che incidono in misura considerevole sulle sollecitazioni di calcolo, oltre agli opportuni cordoli di incatenamento perimetrale, occorre realizzare opportune nervature trasversali, armate con almeno 4  $\varnothing$  10 longitudinali e staffe  $\varnothing$  6 ogni 25 cm con interasse non superiore a 2,50 m.

#### 1.4 - Resistenza al fuoco

La valutazione della resistenza al fuoco dei solai misti può essere determinata :

- mediante prove,
- mediante calcolo,
- mediante l'uso di tabelle.

A causa della complessità nella geometria delle sezioni e della diversità nelle caratteristiche fisiche dei materiali, il ricorso al calcolo teorico può condurre a risultati illusori circa il comportamento globale della struttura reale sottoposta ad incendio. Risulta più pratico riferirsi a prove o tabelle, quando disponibili, derivate comunque da indagini sperimentali sufficientemente estese.

Per un tipo di solaio che presenta configurazione e caratteristiche dei materiali definite, i risultati di prova ottenuti possono essere estrapolati per sezioni resistenti, luci o carichi differenti, sotto riserva che tale estrapolazione sia giustificata da criteri di confronto e di calcolo appropriati.

Per i solai che prevedono l'impiego dei blocchi in laterizio si può fare riferimento alla tabella sotto riportata.

Tabella: resistenza al fuoco di solai con travetti e blocchi in laterizio			
R	h	c	c <sub>p</sub>
30	160	20	30
60	200	25	35
90	240	30	40
120	240	40	50

Se i valori minimi di spessori e copriferri dati dalla tabella sono rispettati, allora la resistenza delle sezioni può essere verificata con il comune calcolo «a freddo», ove le barre esterne ai limiti del copriferro vengono ignorate.

I copriferri si riferiscono alla distanza dell'asse delle barre rispetto alla superficie contigua d'intradosso del solaio.

Le misure date in tabella per spessori e copriferri sono espresse in mm e si riferiscono ai valori nominali di progetto. Con  $c$  e  $c_p$  si intendono rispettivamente i copriferri all'asse delle barre lente e pretese e con  $h$  l'altezza totale del solaio (parte strutturale).

Malta, gesso, intonaci isolanti e altri rivestimenti possono essere tenuti in conto, in aggiunta al ricoprimento di calcestruzzo, quali efficace protezione delle armature, con uno spessore equivalente di copriferro, secondo quanto dato nella UNI 9502.

La tabella si riferisce alle seguenti ipotesi:

- calcestruzzo di peso normale;
- intradosso esposto al fuoco;
- estradosso con pavimento tradizionale;
- comportamento isostatico.

### *1.5 - Controlli sul prodotto finito*

La seguente tabella fornisce la carta di controllo di possibile riferimento per l'accettazione degli elementi all'uscita della linea di produzione. Prima di immettere gli elementi allo stoccaggio (o alla diretta consegna) vanno effettuati i controlli specificati nelle righe della medesima tabella.

Carta di controllo per l'accettazione a stoccaggio degli elementi prodotti				
oggetto	proprietà	metodo	frequenza	registrazione
Cartellino di produzione	contrassegni precedenti	ispezione visiva	ogni stock produttivo	avviso di mancanza
Elementi	finitura superficiale	ispezione visiva	5 elementi ogni stock produttivo	notifica delle imperfezioni
Elementi	dimensioni principali	misurazione metrica	1 elemento su 200 (almeno 1 alla settimana)	registrazione delle misure
Travetti in c.a.p.	inflessione verticale e orizzontale	misurazione metrica	1 elemento su 100 (almeno 1 alla settimana)	registrazione delle misure
Travetti in c.a.p.	scorrimento trefoli	misurazione metrica	1 elemento per pista	registrazione delle misure
Travetti in c.a. intralicciati	armatura sporgente	misurazione metrica	1 elemento su 100 (almeno 1 alla settimana)	registrazione delle misure
Elementi	resistenza a rottura	prova di carico *	prove iniziali su 2 campioni	apposito rapporto
Blocchi	integrità	ispezione visiva	giornaliera su 5 blocchi	notifica delle imperfezioni
Blocchi	dimensioni principali	misurazione metrica	settimanale su 2 blocchi	registrazione della misura
Blocchi	resistenza a punzonamento	prova di carico	settimanale su 2 blocchi	registrazione delle misure

\* Nel previsto assetto corrispondente alla condizione transitoria di travetto isolato sui sostegni provvisionali con i carichi di lavoro.

## 2 - Solai alveolari precompressi

### 2.1 - Generalità

#### 2.1.1 - Oggetto

Il presente capitolo riguarda elementi per solai, prefabbricati in cemento armato precompresso, caratterizzati da sezione corrente costante con cavità longitudinali (alveoli di forma ovale, circolare o quasi circolare) per ridurre il peso, e con profili laterali atti a trasmettere azioni taglianti tra elementi adiacenti previo getto in opera del giunto longitudinale tra pannelli.

Le lastre alveolari sono elementi prefabbricati, prodotti in continuo con speciali macchine vibrofinitrici o ad estrusione, con armatura principale costituita da acciaio precompresso a fili aderenti, normalmente privi di armatura trasversale o taglioresistente, impiegati per realizzare solai portanti con o senza soletta collaborante armata in opera.

L'applicazione delle regole specifiche di cui al punto 2.3.3 è limitata a lastre alveolari con spessori non superiori a 450 mm e con larghezza di 1200 mm massimo, per impiego in edifici civili ed industriali anche con carichi stradali, ma non soggetti a fatica.

#### 2.1.2 - Definizioni

- Lastra alveolare: elemento monolitico ad altezza e larghezza costante, costituito da solette superiori ed inferiori collegate da nervature verticali, formando alveoli longitudinali di alleggerimento a sezione costante (Vedi fig. 1).

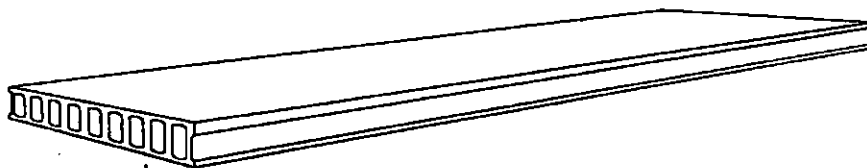


Fig. 1 - Esempio di lastra alveolare

- Alveoli: cavità longitudinali, uniformemente distribuite, la cui forma è tale che i



carichi verticali applicati alla soletta superiore vengono trasmessi alle nervature per effetto volta.

- Nervature: i setti verticali tra due alveoli (nervature intermedie) o tra alveolo e giunto laterale (nervature laterali)
- Giunto laterale: il giunto tra due lastre adiacenti, il cui profilo laterale è tale da costituire, mediante getto in opera, una cerniera longitudinale che assicuri la trasmissione trasversale dei carichi verticali.
- Soletta collaborante: getto di calcestruzzo in opera sul solaio a lastre alveolari, allo scopo d'incrementarne la capacità portante, trasversale e di diaframma, con la formazione di un solaio alveolare composito.
- Fresature: intagli predisposti nella soletta superiore alle testate della lastra, in corrispondenza di uno o più alveoli, da completare in opera con calcestruzzo, ove posizionare ed ancorare l'armatura aggiuntiva di collegamento e di continuità in opera e per aumentarne la resistenza a taglio in zona d'appoggio, ove la precompressione non è ancora sviluppata.
- Tappi: dispositivi per consentire un adeguato e controllato riempimento e costipamento del calcestruzzo in opera all'interno degli alveoli e/o delle fresature, ove prescritto alle testate, senza appesantire la sezione con riempimenti in eccesso.

### 2.1.3 - Simboli

b	larghezza o modulo della lastra (mm)
b <sub>w</sub>	larghezza di una nervatura (mm)
Σb <sub>w</sub>	spessore tot. nervature della lastra pref. (mm)
h	spessore della lastra alveolare (mm)
d/d'	altezza utile della lastra/solaio in opera (mm)
h <sub>f</sub>	spessore minimo della soletta prefabbricata sup. o inf. (mm)
d <sub>g</sub>	dimensioni nominali dell'aggregato più grosso (mm).

## 2.2 - Requisiti geometrici

### 2.2.1 - Spessore minimo solai

Per i solai alveolari senza soletta integrativa e che non siano di semplice copertura, lo spessore minimo  $h$  deve essere tale da rispettare i seguenti rapporti di snellezza, rispetto alla luce di calcolo  $l_c$ .

- Solai in semplice appoggio:  $l_c/h \leq 35$

- Solai incastrati o in continuità:  $l_c/h \leq 42$

Per i solai alveolari con soletta collaborante di spessore “ $s$ ”, sempre che non siano di semplice copertura, lo spessore totale ( $h + s$ ) deve essere tale da rispettare i seguenti rapporti di snellezza.

- Solai in semplice appoggio:  $l_c/(h + s/2) \leq 35$

- Solai incastrati e in continuità:  $l_c/(h + s/2) \leq 42$

E' consentita deroga ai sopracitati rapporti limite di snellezza, qualora un'adeguata sperimentazione o il calcolo possano dimostrare che:

a) la freccia incrementale istantanea elastica  $v_e$ , dovuta alla combinazione rara, delle azioni sia:

$$v_e \leq l_c/1000.$$

b) la freccia incrementale a tempo infinito  $v_\infty$ , dovuta alla combinazione quasi permanente delle azioni, sia:

$$v_\infty \leq l_c/500.$$

Le frecce incrementali considerate devono essere valutate a partire dalla situazione del solaio in opera, senza sovraccarichi permanenti o variabili e con tutte le deformazioni viscosse da peso proprio e precompressione già sviluppate al tempo previsto per la posa in opera.

## 2.2.2 - Spessori minimi interni

- Nervature: lo spessore  $b_w$  di ogni singola nervatura al netto delle tolleranze dovrà essere maggiore del valore più grande tra

$$h/10, \sqrt{2h}, 20 \text{ mm}, d_g + 5 \text{ mm}.$$

- Solette: lo spessore minimo  $h_f$  della soletta superiore o inferiore al netto delle tolleranze dovrà essere maggiore del valore più grande tra  $\sqrt{2h}$ , 17 mm,  $d_g + 5 \text{ mm}$ .

Per la soletta superiore deve inoltre essere verificato che  $h_f \geq 0.25 b_c$ , essendo  $b_c$  la larghezza del tratto di volta il cui spessore non supera  $1.2 h_f$  (Vedi fig. 2).

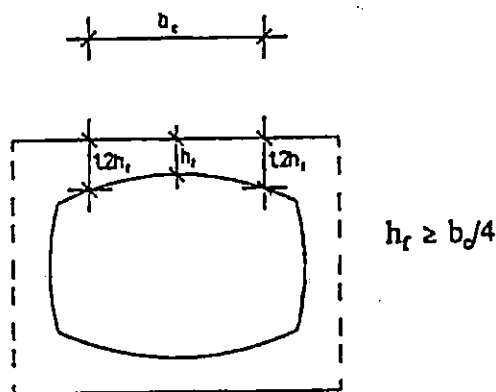


Fig. 2 - Spessore minimo della soletta superiore

## 2.2.3 - Distribuzione delle armature di precompressione

I seguenti requisiti devono essere rispettati:

- La posizione delle armature di precompressione deve essere tale da assicurare una distribuzione uniforme nella sezione.
- In una lastra da 1.20 m devono essere previsti almeno 4 trefoli nella soletta inferiore.
- In un sotto modulo  $\leq 0.60$  m devono essere previsti almeno 2 trefoli nella soletta inferiore e in un sottomodulo tra 0.60 e 1.20 m, almeno 3 trefoli.
- La spaziatura minima tra trefoli in orizzontale deve essere il valore maggiore tra:

$d_g + 5 \text{ cm}$ , 20 mm ed il diametro  $\varnothing$  del trefolo.

- La spaziatura minima tra trefoli in verticale deve essere il valore maggiore tra:  
 $d_g$ , 10 mm ed il diametro  $\varnothing$  del trefolo.

#### 2.2.4 - Copriferro

Per prevenire fessurazioni per effetto cuneo (bursting) o ancoraggio (splitting), il valore nominale del copriferro "c" tra l'acciaio da precompressione di diametro  $\varnothing$  e la più vicina superficie esterna deve essere:

- Per interasse minimo trefoli  $\geq 3 \varnothing$  :  $c = 2 \varnothing$
- Per interasse minimo trefoli  $< 2.50 \varnothing$  :  $c = 3 \varnothing$

Per valori intermedi si interpola tra i suddetti valori di c.

Per fili indentati il copriferro deve essere aumentato di  $1 \varnothing$ .

#### 2.2.5 - Profilo laterale del giunto

Il giunto longitudinale dovrà avere le seguenti caratteristiche (Vedi fig. 3)

- Larghezza in sommità di 30 mm minimo.
- Larghezza minima, dove non è prevista armatura aggiuntiva in opera, di 5 mm o  $d_g$
- Larghezza minima, dove è prevista armatura in opera con diametro  $\varnothing$ , di  $\varnothing + 20$  mm, o  $\varnothing + 2d_g$ .
- Quando il giunto deve resistere a forze verticali di taglio, il profilo laterale deve avere almeno un'indentatura di altezza  $\geq 35$  mm e profonda  $\geq 10$  mm, ad una distanza di almeno 30 mm dai lembi sup. e inf.

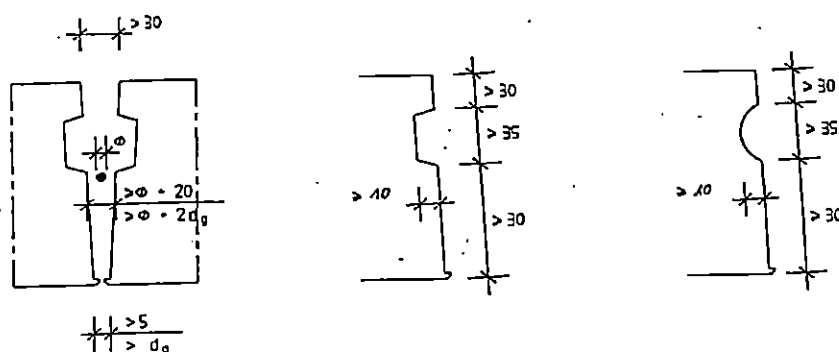


Fig. 3 - Tipiche forme del giunto longitudinale

### 2.2.6 - Tolleranze dimensionali

Le massime deviazioni dei valori misurati rispetto ai valori nominali devono essere tali da soddisfare le seguenti massime tolleranze:

#### a) Spessore $h$

$$-\Delta h = 5 \text{ mm} \quad +\Delta h = 10 \text{ mm} \quad \text{per } h \leq 150 \text{ mm}$$

$$\Delta h = \pm 15 \text{ mm} \quad \text{per } h \geq 150 \text{ mm.}$$

#### b) Larghezza nervature

$$\Delta b_w = -10 \text{ mm} \quad \text{per singola nervatura}$$

$$\Delta \sum b_w = -20 \text{ mm} \quad \text{per lo spessore totale delle nervature } \sum b_w.$$

### 2.2.7 - Numero e lunghezza delle fresature

In caso di lastre alveolari in semplice appoggio su travi o muri, senza vincolo di continuità o semincastro agli appoggi, deve essere previsto almeno un collegamento per ogni lastra con armatura aggiuntiva in opera, adeguatamente ancorata, con sezione corrispondente almeno allo sforzo di taglio.

Il numero e la lunghezza delle fresature per ogni lastra, oltre al giunto se adeguato all'inserimento di tali spezzoni in opera, è funzione del massimo diametro inseribile in funzione dei limiti di ancoraggio e di scorrimento tra getto in opera ed alveolo o tra il getto in opera e superfici del giunto.

La resistenza di calcolo allo scorrimento per unità di superficie  $\tau_{Rdj}$  risulta nel caso di superfici standard da vibrofinitrice o estrusione e con giunti non indentati:

$$\text{- Per gli alveoli} \quad \tau_{Rdj} = 1.4 \tau_{Rd}$$

$$\text{- Per il giunto} \quad \tau_{Rdj} = 0.1 \text{ N/mm}^2 \text{ (valore medio)}$$

essendo  $\tau_{Rd}$  la resistenza a taglio della minore tra la classe del calcestruzzo in opera e quella della lastra prefabbricata.

In caso di lastre alveolari con vincolo d'incastro agli appoggi, e senza soletta collaborante, il numero minimo di fresature per le armature in opera dovute al momento negativo, compreso il giunto se adeguato per l'inserimento delle armature stesse, è di 2 con lunghezza in funzione delle lunghezze di ancoraggio ma comunque mai inferiore

alla lunghezza di trasferimento delle armature di precompressione. Tappi in fondo alle fresature devono assicurare un adeguato riempimento e costipamento nelle stesse del calcestruzzo del getto in opera.

In caso di lastre alveolari con collegamento in luce netta con travi o muri in opera, con o senza soletta collaborante in opera, il numero minimo di fresature, compreso il giunto se adeguato, è di 3 con lunghezza pari almeno alla lunghezza di trasferimento della precompressione, aumentata della lunghezza di ancoraggio.

In questo caso, anche tutti gli altri alveoli, non interessati da armature aggiuntive in opera, devono essere riempiti con calcestruzzo in opera almeno per una profondità pari all'altezza degli alveoli stessi.

Tutti gli alveoli e le fresature devono essere provvisti di tappi, per assicurare un adeguato riempimento e costipamento del calcestruzzo del getto in opera.

## 2.3 - Requisiti di resistenza

### 2.3.1 - Scorrimento trefoli

Lo scorrimento  $\Delta_{lo}$ , all'interno del calcestruzzo, delle armature di precompressione al taglio delle stesse deve essere controllato e limitato come segue:

- Ogni singolo trefolo  $\Delta_l \leq 1.3 \Delta_{lo}$

- Valore medio di tutti i trefoli  $\Delta_{lm} \leq \Delta_{lo}$

ove 
$$\Delta_l = 0.4 l_{bpd} \frac{\sigma_{pmo}}{E_p}$$

e con  $\sigma_{pmo}$  tensione iniziale media di precompressione  
 $l_{bpd}$  lunghezza d'ancoraggio.

### 2.3.2 - Resistenza allo "spalling" delle nervature

Le tensioni di "spalling"  $\sigma_{sp}$ , dovute allo sviluppo della precompressione, devono essere tali da prevenire la formazione di fenditure nelle nervature.

Ciò è assicurato quando:

$$\sigma_{sp} = \frac{P_0}{b_w e_0} \cdot \frac{15 \alpha_e^{2,3} + 0.07}{1 + \left( \frac{l_{bp}}{e_0} \right)^{1.5} (1.3 \alpha_e + 0.1)} \leq f_{ctk0.05}$$

e  $\alpha_e = \frac{e_0 - k}{h}$  dove  $e_0$  è l'eccentricità in mm dell'acciaio di precompressione,  $k$  è la semialtezza in mm del nocciolo d'inerzia.

### 2.3.3 - Resistenza a taglio

La resistenza a taglio delle lastre alveolari deve essere valutata come segue:

- a) In zone non fessurate allo SLU (ove la tensione principale di trazione è inferiore a  $f_{ctk}$ ) mediante la verifica della resistenza a taglio-trazione  $V_{Rdt}$ :

$$V_{Rdt} = \frac{I \Sigma b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd}^2 + \alpha \sigma_{cpm} f_{ctd})}$$

in cui:

$I$  = momento d'inerzia della sezione

$S$  = momento statico massimo parziale della sezione

$\alpha$  =  $l_x / l_{bpd} \leq 1$

$l_x$  = distanza tra la testata dell'elemento e la sezione considerata

$\sigma_{cpm}$  = tensione media di precompressione del calcestruzzo, in seguito al pieno sviluppo dell'effettiva forza di precompressione.

Non è necessaria questa verifica per sezioni che distino meno di  $h/2$  dall'appoggio.

- b) In zone fessurate allo SLU in cui è assicurato l'ancoraggio allo SLU dell'armatura di precompressione, mediante verifica della resistenza a taglio  $V_{Rdf}$ , tenuto conto del contributo della precompressione:

$$V_{Rdf} = 0.25 f_{ctd} \Sigma b_w \cdot d \cdot k \cdot (1.2 + 40\rho) + 0.15 \sigma_{cp} \Sigma b_w \cdot d$$

in cui:

$$k = (1.6-d) \geq 1 \text{ (d in metri)}$$

$k = 1$  per elementi in cui più del 50% dell'armatura è interrotta.

$$\rho = A_s / \sum b_w \cdot d \text{ in cui } A_s \text{ è l'area delle armature di trazione che si estende oltre la sezione considerata per una lunghezza pari almeno a quella di ancoraggio aumentata dell'altezza utile della sezione.}$$

$$\sigma_{cp} = \text{precompressione media nella sezione considerata, dopo aver verificato l'ancoraggio della forza di trazione } T_{dx} \text{ dovuta ai carichi applicati nelle condizioni di SLU.}$$

Ipotizzando una crescita lineare della precompressione nella zona di trasmissione, la forza resistente ultima  $F_{p,x}$  nella sezione considerata è pari a  $F_{p,x} = x \cdot p_o / l_{bpd}$ .

Nel caso di crescita parabolica la lunghezza di trasmissione  $l_{bpd}$  deve essere aumentata del 25%, ed il valore massimo della forza di ancoraggio  $F_{p,x}$  è pari a  $F_{p,d} = f_{p0,1k} \cdot A_p / \gamma_s$ , essendo  $A_p$  l'area della sezione trasversale dell'armatura di precompressione.

- c) In zone fessurate allo SLU in cui non è assicurato l'ancoraggio allo SLU dell'armatura di precompressione, come nel caso di appoggi con momenti d'incastro, mediante verifica della resistenza a taglio flessione  $V_{Rdf}$ , senza tener conto del contributo della precompressione:

$$V_{Rdf} = 0.25 f_{ctd} \sum b_w \cdot d \cdot k \cdot (1.2 + 40\rho)$$

in cui  $k$  e  $\rho$  hanno gli stessi significati di cui al punto b) precedente.

- d) In caso di lastre alveolari con soletta collaborante e/o con getti integrativi in opera alle testate (riempimento alveoli o fresature) la resistenza a taglio-trazione  $V'_{Rdt}$  deve essere calcolata come il minore tra i seguenti valori, calcolati per il calcestruzzo in opera degli alveoli e per quello delle nervature prefabbricate:

- in caso di rottura del calcestruzzo in opera degli alveoli



$$V'_{Rdt} = V_{sdg} + \Sigma b'_w \frac{E_p}{E_c} \frac{I'}{J'} f_{ctd}$$

- in caso di rottura del calcestruzzo della nervatura prefabbricata

$$V'_{Rdt} = V_{sdg} + \frac{\Sigma b'_w}{\Sigma b_w} \frac{I'S}{IS'} (V_{Rdt} - V_{sdg})$$

...dove  $V_{Rdt}$  è la resistenza al taglio della sola lastra.

- e) In caso di lastre alveolari con soletta collaborante e/o con getti integrativi in opera alle testate, la resistenza a taglio-flessione  $V'_{Rdf}$  può essere calcolata, con o senza contributo della precompressione, nei seguenti modi:

- in caso di sezione in cui è verificato l'ancoraggio dell'armatura di precompressione

$$V'_{Rdf} = 0.25 f_{ctd} \Sigma b'_w d'k' (1.2 + 40\rho) + 0.15 \sigma_{cp} \Sigma b_w \cdot d'$$

- in caso di sezione in cui non è verificato l'ancoraggio dell'armatura di precompressione (momento d'incastro all'appoggio)

$$V'_{Rdf} = 0.25 f_{ctd} \Sigma b'_w d'k' (1.2 + 40\rho)$$

in cui i valori con apice ' sono quelli relativi alla sezione composita, omogeneizzata in base al rapporto tra il modulo di elasticità del calcestruzzo in opera e quello del prefabbricato.

#### 2.3.4 - Collegamento solaio con trave in opera

Quando non siano previste armature tagliaresistenti nelle nervature della lastra alveolare, il collegamento in continuità fra lastre alveolari e travi gettate in opera, senza appoggio per il solaio, deve ottemperare alle seguenti prescrizioni:

- a) I collegamenti di continuità con armature aggiuntive in opera nelle fresature e nel giunto se adeguato, devono essere posti ad un interasse mediamente non superiore a 30÷40 cm e rispettare le condizioni di aderenza tra i getti in opera e calcestruzzo prefabbricato, con una lunghezza delle fresature pari almeno alla lunghezza di trasferimento della precompressione aumentata dalla lunghezza di ancoraggio.
- b) Tutti gli alveoli e le fresature devono essere tamponati in modo che essi vengano

riempiti con calcestruzzo ben costipato; per gli alveoli senza armatura aggiuntiva in opera, il tappo deve essere posto ad una distanza dall'estremità della lastra pari, quanto meno, all'altezza della lastra stessa.

- c) I solai devono essere resi effettivamente continui per i momenti indotti dai carichi accidentali e permanenti applicati dopo l'ultimazione della struttura, tenendo conto anche del momento indotto per gli effetti del secondo ordine dovuti al peso proprio ed alla precompressione.
- d) La resistenza a taglio della sezione del calcestruzzo in opera di riempimento alveoli, con o senza eventuale armatura aggiuntiva taglio resistente, a filo trave, deve essere verificata allo SLU.
- e) La massima sollecitazione verticale di "spalling"  $\sigma_{spi}$  deve essere inferiore alla resistenza a trazione  $f_{ctk0.05}/\gamma_{sp}$  calcolata al momento dell'applicazione della precompressione, con  $\gamma_{sp} = 1.2$ .
- f) La tensione principale di trazione  $\sigma_{I,d}$  nella nervatura più sollecitata allo SLU, dovuta alla presenza contemporanea sia delle tensioni di "spalling"  $\sigma_{sp,d}$  che delle tensioni di taglio  $\tau_{sd}$ , deve essere inferiore al valore  $f_{ctd}$ :

$$\sigma_{I,d} = \frac{\sigma_{sp,d} + \tau_{sd} \cos 2\beta}{2} + \sqrt{(\tau_{sd} \sin 2\beta)^2 + \left( \frac{\sigma_{sp,d} + \tau_{sd} \cos 2\beta}{2} \right)^2} \leq f_{ctd}$$

ove

$$\tau_{sd} = V_{sd} / 0.9 \sum b'_w \cdot d'$$

$$\sigma_{sp,d} = \gamma_p \sigma_{spi} P_{m(t)} / P_{m(o)}$$

$$\sum b'_w = \sum b_w + n b_c E_c / E_p$$

$\cos 2\beta = 0.7$  (essendo  $\beta = 20 \div 25$ , l'angolo tra  $\sigma_{sp,d}$  e la verticale).

### 2.3.5 - Resistenza a taglio e torsione

Quando una sezione è soggetta sia a taglio che a torsione, la capacità resistente netta a taglio  $V_{Rdn}$  in presenza di un'azione torcente  $T_{sd}$  si può ricavare a partire dalla resistenza a taglio  $V_{Rd}$  calcolata come previsto al paragrafo 2.3.3, come segue:

$$V_{Rdn} = V_{Rd} - V_{std}$$

$$\text{con } V_{std} = \frac{T_{sd}}{2b_{w,e}} \cdot \frac{\sum b_w}{b - b_{w,e}}$$

in cui  $b_{w,e}$  = nervatura laterale .

### 2.3.6 - Resistenza a taglio del giunto

In caso di carichi concentrati che comportano una distribuzione trasversale del carico alle lastre adiacenti la capacità a taglio  $V_{Rdj}$  del giunto longitudinale è funzione della resistenza a trazione del getto in opera ( $f_{ctdj}$ ) e del prefabbricato ( $f_{ctd}$ ), oltre che degli spessori delle solette prefabbricate ( $\sum h_f$ ) del giunto ( $h_j$ ) e della soletta collaborante in opera ( $h_t$ ), e si può calcolare come il valore minore tra:

$$V_{Rdj} = 0.25 f_{ctd} \sum h_f$$

$$V_{Rdj} = 0.15 f_{ctdj} (h_j + h_t)$$

### 2.3.7 - Resistenza al punzonamento

In assenza di specifica armatura aggiuntiva, o di soletta collaborante armata, la resistenza al punzonamento  $V_{Rd}$  di una lastra alveolare si può ricavare come segue:

$$V_{Rd} = b_{eff} h f_{ctd} \left( 1 + 0.3 \alpha \frac{\alpha_{cpm}}{f_{ctd}} \right)$$

con

$\alpha$  =  $l_x/l_{bpd}$  se la sezione è nella zona di sviluppo della precompressione

$\alpha_{cpm}$  = precompressione media della sezione

$b_{eff}$  = la larghezza effettiva delle nervature coinvolte dal carico concentrato (Vedi fig. 4)

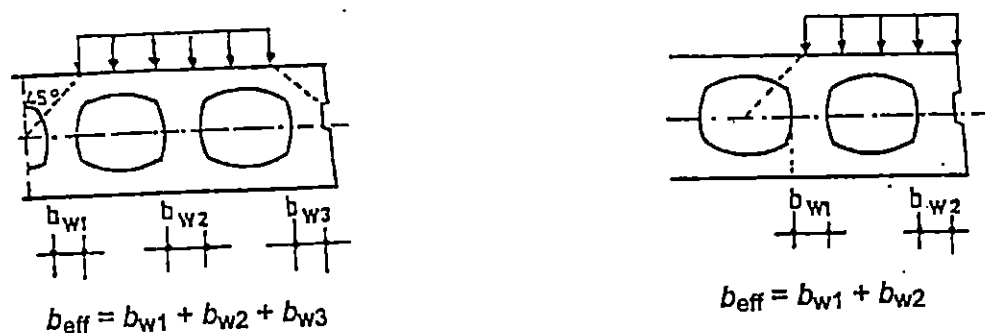


Fig. 4 - Larghezza effettiva delle nervature

In caso di carichi concentrati in cui oltre il 50% agisce sul bordo libero con larghezza  $b_{eff}$  pari a quella della nervatura laterale, la resistenza calcolata dovrà essere ridotta della metà a meno che siano previste armature aggiuntive trasversali nella soletta o nel prefabbricato, adeguatamente ancorate e con sezione dimensionata per sopportare a trazione il carico concentrato e sia prevista almeno un'armatura di precompressione nella nervatura laterale.

### 2.3.8 - Capacità di ripartizione trasversale

Quando in un solaio a lastre alveolari è impedito lo scostamento laterale tra lastra e lastra per effetto delle strutture di contorno, o di eventuali rinforzi trasversali nei giunti, o di incatenamenti perimetrali, o per attrito all'appoggio (quest'ultimo è ammesso solo in zona non sismica e quando l'attrito è in grado di coprire il 100% delle forze verticali che devono essere trasmesse attraverso il giunto), si può applicare la ripartizione trasversale dei carichi come da grafici riportati in fig. 5, 6, 7 con le precisazioni che seguono.

In caso contrario non vi è ridistribuzione del carico ed ogni lastra deve essere dimensionata per il 100% del carico applicato, ed i momenti torsionali relativi possono essere trascurati allo SLU.

Precisazioni per l'applicazione della ripartizione trasversale:

- a) Nelle fig. 5, 6, 7 sono riportate le percentuali di competenza per le singole lastre per carichi "centrali" o "di bordo" e sono validi per lastre alveolari con larghezza  $b =$

1200 mm. Un carico si considera centrale quando dista dal bordo libero almeno 3 m. Per casi intermedi si deve interpolare tra i valori per carico “centrale” e “di bordo”.

- b) Nelle fig. 6 e 7 sono riportate le percentuali di competenza per carichi puntuali in mezzzeria ( $l/x = 2$ ). Per i carichi vicino all'appoggio ( $l/x \geq 20$ ) la percentuale relativa alla lastra con il carico è 100% , mentre per quella adiacente è 0%. Per valori  $l/x$  tra 2 e 20 la percentuale di competenza si può ricavare per interpolazione lineare.
- c) Carichi lineari con lunghezza superiore a  $l/2$  devono essere considerati carichi lineari. In caso di lunghezza inferiore a  $l/2$  devono essere considerati carichi lineari se il centro del carico è in mezzzeria alla luce del solaio, carichi puntuali concentrati nel centro del carico se tale centro non è in mezzzeria.
- d) Allo SLU per solai senza soletta collaborante armata, la percentuale determinata dai grafici e relativa al pannello con il carico deve essere moltiplicata per un coefficiente  $\gamma_M = 1.25$ . La somma delle percentuali delle lastre adiacenti può essere ridotta dello stesso ammontare, in proporzione alle percentuali stesse.
- e) Le forze di taglio agenti nel giunto sono ricavabili dalle percentuali di carico e considerate come distribuite linearmente. Per carichi puntuali e per carichi lineari da considerare come puntuali, in base al precedente punto c), la lunghezza effettiva del giunto da considerare per la trasmissione delle forze taglienti è pari al doppio della distanza del centro del carico dall'appoggio più vicino (Vedi fig. 8).
- f) In base alle percentuali di carico ricavabile dai grafici, si possono ricavare i momenti torsionali per ogni lastra. Quando lo scostamento trasversale delle lastre è impedito, i momenti torsionali di calcolo possono essere ridotti del-50%.

In ogni caso, carichi lineari (tipo tramezza) paralleli all'orditura dei solai e di entità non superiore a 5 KN/m possono essere calcolati come carichi uniformemente distribuiti su una larghezza pari ad un quarto della luce ad entrambi i lati del carico, o per quanto disponibile, se il carico dista meno di  $1/4$  l dal bordo libero.

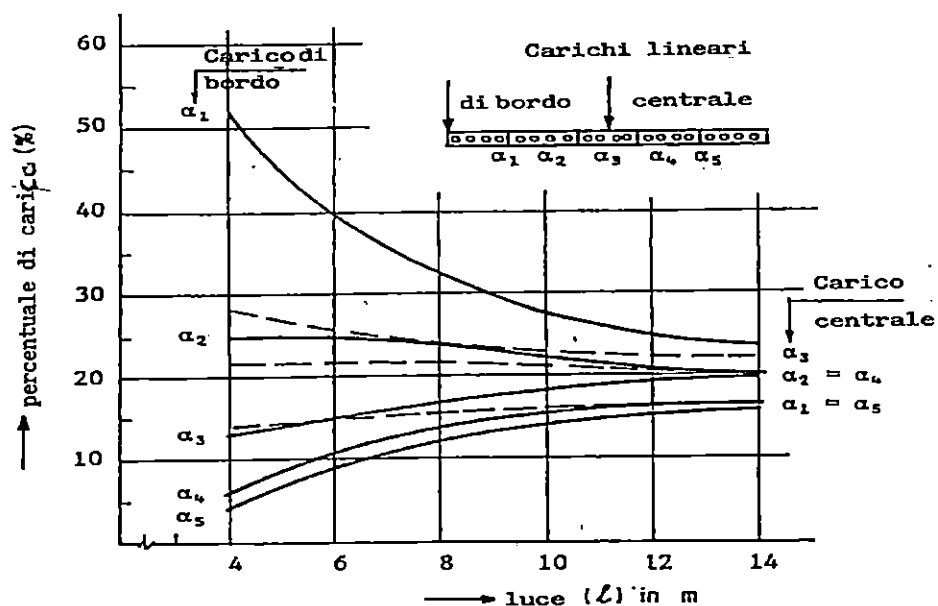


Fig. 5 - Distribuzione trasversale per carichi lineari

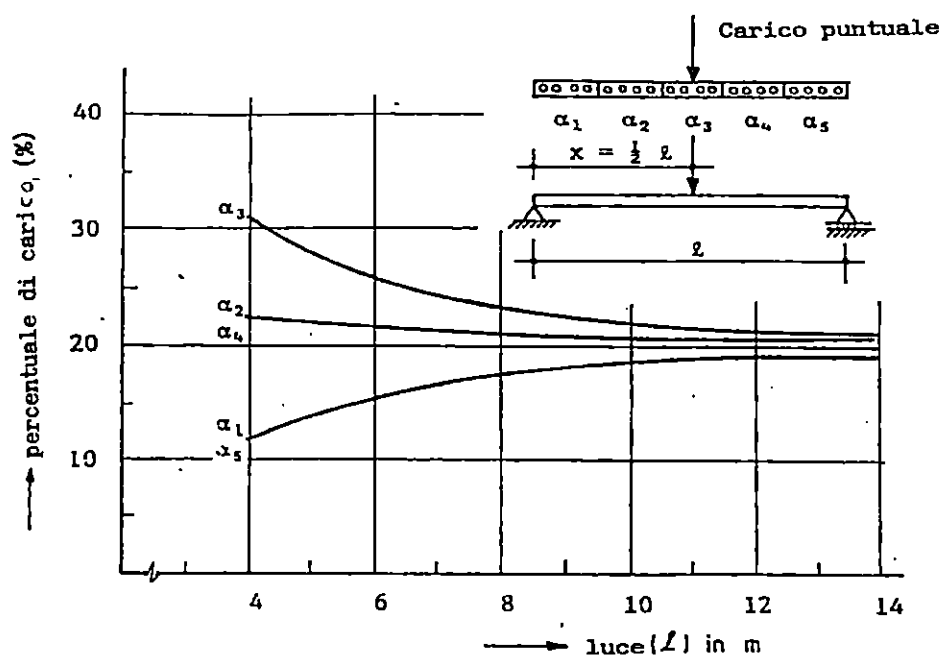


Fig. 6 - Distribuzione trasversale dei carichi puntuali "centrali"

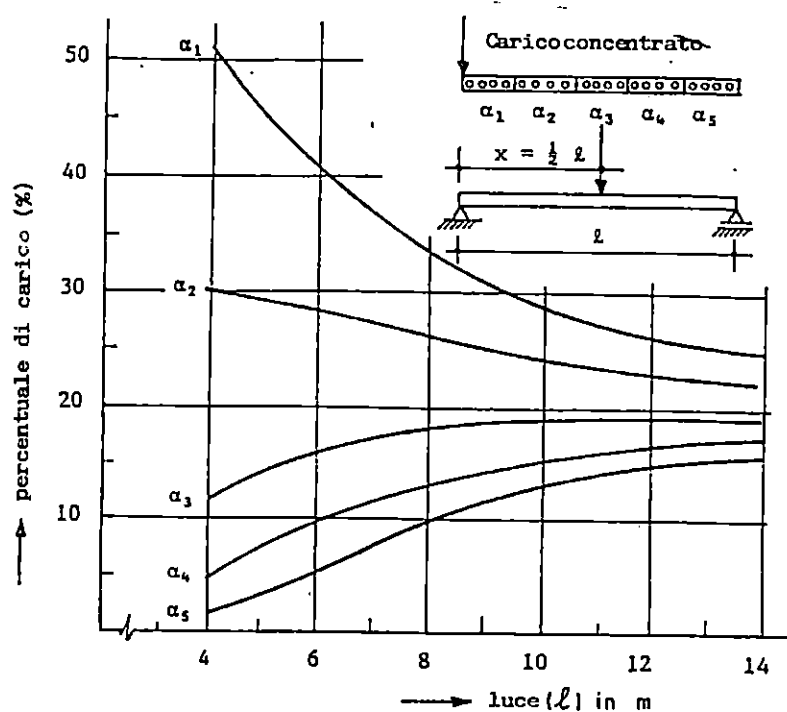
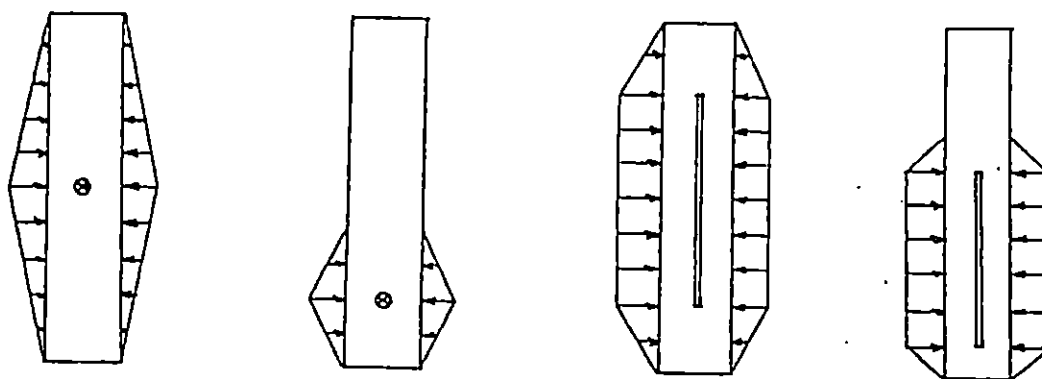


Fig. 7 - Distribuzione trasversale di carichi puntuali "di bordo"



- a) Carico puntuale in mezzeria      b) Carico puntuale tra appoggio e mezzeria      c) Carico lineare in mezzeria      d) Carico lineare non in mezzeria

Fig. 8 - Distribuzione delle forze di taglio nel giunto

### 2.3.9 - Resistenza ai carichi concentrati

Per solai in cui non si applica la ripartizione trasversale dei carichi, si deve verificare allo stato limite di esercizio che sotto l'azione di carichi lineari  $q_k$  o puntuali  $F_k$  non si superi il valore limite  $f_{ctk0.05}$ .

Ciò è verificato quando i valori massimi dei carichi concentrati risultano:

- Per carichi lineari "centrali" 
$$q_k \leq \frac{20 W_{lb} f_{ctk0.05}}{1 + 2b}$$

- Per carichi lineari "di bordo" 
$$q_k \leq \frac{10 W_{lt} f_{ctk0.05}}{1 + 2b}$$

- Per carichi puntuali in ogni posizione 
$$F_k \leq 3 W_e f_{ctk0.05}$$

ove

$W_{lb}$  = il modulo resistente inferiore in direzione trasversale per unità di lunghezza ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ).

$W_{lt}$  = il modulo resistente superiore in direzione trasversale per unità di lunghezza ( $\text{mm}^3/\text{mm}$ ).

$W_e$  = il minore tra i due moduli resistenti  $W_{lb}$  e  $W_{lt}$ .

In caso di solai in cui si applica la distribuzione trasversale dei carichi, si deve verificare allo SLU che sotto l'azione dei carichi concentrati non si superi il valore limite  $f_{ctd}$ . La resistenza ai carichi concentrati può essere calcolata con le stesse formule sostituendo  $q_k$ ,  $F_k$  e  $f_{ctk0.05}$  con  $q_d$ ,  $F_d$  e  $f_{ctd}$ .

### 2.3.10 - Resistenza di lastre appoggiate su tre lati

Carichi distribuiti agenti su lastre con appoggio anche lungo un lato longitudinale causano momenti torsionali con sforzi di trazione che devono essere limitati a  $f_{ctk0.05}$  allo stato limite di esercizio. La reazione del supporto longitudinale deve essere ignorata nel progetto allo stato limite ultimo.

La capacità portante  $q_k$  in  $\text{N}/\text{mm}^2$  per sovraccarichi distribuiti viene calcolata allo stato limite di esercizio come segue:

$$q_k = f_{ctk0.05} W_l / 0.06l^2$$



ove  $W_t = 2t(h-h_f)(b-b_{w,e})$

con  $t$  = il valore inferiore tra  $h_f$  e  $b_w$  in mm.

$h_f$  = il valore inferiore tra soletta superiore e inferiore in mm.

$b_{w,e}$  = spessore della nervatura laterale in mm.

#### 2.4 - Resistenza al fuoco

La resistenza al fuoco per momento positivo può essere calcolata utilizzando la seguente tabella, che contempla anche il caso d'armatura con barre lente.

Se i valori minimi di spessori e copriferri dati dalla tabella sono rispettati, allora la resistenza delle sezioni può essere verificata con il comune calcolo «a freddo», ove le barre esterne ai limiti del copriferro vengono ignorate.

I copriferri si riferiscono alla distanza dell'asse delle barre rispetto alla superficie contigua d'intradosso del solaio.

Le misure date in tabella per spessori e copriferri sono espresse in mm e si riferiscono ai valori nominali di progetto. Con  $c$  e  $c_p$  si intendono rispettivamente i copriferri all'asse delle barre lente e pretese e con  $h$  l'altezza totale del solaio (parte strutturale).

Malta, gesso, intonaci isolanti e altri rivestimenti possono essere tenuti in conto, in aggiunta al ricoprimento di calcestruzzo, quali efficace protezione delle armature, con uno spessore equivalente di copriferro, secondo quanto dato nella UNI 9502.

La tabella si riferisce alle seguenti ipotesi:

- calcestruzzo di peso normale;
- intradosso esposto al fuoco;
- estradosso con pavimento tradizionale;
- assetto globale isostatico.

Tabella: resistenza al fuoco di solai alveolari			
R	h	c	c <sub>p</sub>
30	100	20	30
60	120	25	35
90	140	30	40
120	160	40	50

### 2.5 - Controlli sul prodotto finito

La seguente tabella fornisce la carta di controllo di riferimento, specifica per le lastre alveolari, per l'accettazione degli elementi all'uscita della linea di produzione.

Carta di controllo per l'accettazione a stoccaggio degli elementi prodotti				
oggetto	Proprietà	metodo	frequenza	registrazione
cartellino di produzione	contrassegni precedenti	ispezione visiva	ogni elemento	avviso di mancanza
inserti di sollevamento	integrità e funzionalità	ispezione visiva	ogni elemento	notifica delle imperfezioni
elementi	Finitura superficiale	ispezione visiva	ogni elemento	notifica delle imperfezioni
elemento	scorrimento trefoli	misurazione metrica	1 elemento per pista	registrazione della misura
sezione trasversale	Dimensioni	misurazione metrica	1 elemento per pista	registrazione della misura
testate elemento	Fessurazioni	ispezione visiva	1 elemento per pista	notifica delle imperfezioni
indentatura laterale di giunto	caratteristiche geometriche	ispezione visiva	1 elemento per pista	avviso di deficienza
superficie superiore	rugosità per scorrimento	ispezione visiva	1 elemento per pista se del caso	avviso di deficienza
fori scarico acqua	Accuratezza	ispezione visiva	1 elemento per pista	avviso di deficienza
Elemento	resistenza a taglio	prova di carico	prove iniziali su 2 prototipi	apposito rapporto

### 3 – Lastre per solai (“predalles”)

#### 3.1 - Oggetto

Il presente capitolo riguarda elementi prefabbricati per solai composti da una lastra in cemento armato da completare in opera con armature aggiuntive ed un getto integrativo. Detta lastra viene usata come cassero permanente per il getto in opera, con il quale è destinata, dopo l’indurimento, a collaborare strutturalmente.

Le lastre in questione hanno l'intradosso piano ma possono essere munite all'estradosso di tralicci elettrosaldati e/o nervature in c.a. , atti a fornire la necessaria rigidità e resistenza nelle situazioni transitorie.

Le lastre possono essere precomprese o armate solo con armatura lenta .

Esse, infine, possono essere dotate di blocchi di alleggerimento con funzione di cassero a perdere, incollati o incorporati nelle lastre stesse, e realizzati con materiali diversi (come polistirolo, laterizio, ...).

Si hanno quindi:

- lastre tralicciate, nervate o lisce;
- lastre in c.a. od in c.a.p.;
- lastre con o senza alleggerimento.

Tali elementi possono essere utilizzati in qualunque tipo di struttura.

#### 3.2 - Requisiti

##### 3.2.1 - Materiali

Per le lastre prefabbricate si dovranno impiegare calcestruzzi di classe non inferiore a:

- C 20/25 per elementi in c.a.
- C 30/37 per elementi in c.a.p.

Alla consegna, la resistenza dovrà essere compatibile con le prescrizioni per le fasi transitorie e comunque non inferiore a:

- $f_{ckj} = 15 \text{ N/mm}^2$  per elementi in c.a.
- $f_{ckj} = 25 \text{ N/mm}^2$  per elementi in c.a.p.

### 3.2.2 - Armature

Le lastre prefabbricate vanno dotate di un'armatura principale, parallela alla direzione principale del funzionamento flessionale del solaio, eventualmente integrata in opera con barre aggiuntive conglobate nei getti di completamento, e di un'armatura secondaria, generalmente perpendicolare alla direzione principale.

Potrà essere prevista nelle lastre prefabbricate un'armatura di connessione, sporgente dalle lastre stesse e destinata a fornire la connessione con il getto in opera.

Nelle lastre tralicciate l'armatura di connessione è fornita dai tralicci stessi.

Dovrà essere verificato il corretto ancoraggio nel calcestruzzo delle armature di connessione.

Per le lastre tralicciate inoltre dovrà essere verificata la resistenza delle saldature ai nodi del traliccio in rapporto alle sollecitazioni sia delle fasi transitorie che dell'assetto finale di struttura composta.

### 3.2.3 - Requisiti geometrici

Lo spessore delle lastre al netto delle tolleranze, dovrà essere in ogni punto non minore di 40 mm.

Di norma le lastre hanno larghezza normalizzata di 2400 mm, ma ogni altro valore compatibile con la movimentazione ed il trasporto potrà essere previsto.

Le lastre monotralicciate avranno una larghezza massima di 600 mm.

Le lastre mononervate avranno una larghezza massima di 1200 mm.

Per lastre pluritralicciate l'interasse massimo dei tralicci sarà di 835 mm e la distanza dall'asse del traliccio di bordo al filo esterno sarà non maggiore di 450 mm.

Lo spessore minimo della singola nervatura, al netto delle tolleranze, sarà di 55 mm per lastre plurinervate e di 85 mm per lastre mononervate.

Per lastre plurinervate l'interasse massimo delle nervature sarà di 835 mm e la distanza dall'asse della nervatura di bordo al filo esterno sarà non maggiore di 600 mm.

Per i ricoprimenti minimi netti delle armature valgono i valori dati al punto 2.9.3 della Parte I, dove si intende che per le superfici delle lastre contigue ai blocchi di alleggerimento si assumono quelli della molto bassa aggressività ambientale.

I blocchi di alleggerimento non avranno distanza trasversale minore di 85 mm in modo da garantire nervature gettate in opera maggiori o uguali a tale dimensione.

La soletta integrativa, gettata in opera al di sopra della lastra per solai a getto pieno, delle nervature per lastre nervate e dei blocchi di alleggerimento se presenti, avrà uno spessore pari almeno a 50 mm.

### 3.3 - Tolleranze

I valori delle seguenti tolleranze sono espresse in mm.

- lunghezza “ <i>l</i> ”	$\pm \Delta l = 25$
- larghezza “ <i>b</i> ”	$- \Delta b = 10$
	$+ \Delta b = 5$
- spessore “ <i>t</i> ”	$- \Delta t = 10$
	$+ \Delta t = 5$
- rettilineità bordi “ $\epsilon$ ”	$\pm \epsilon = l/700$
- planarità intradosso “ $\epsilon$ ”	$\pm \epsilon = l/700$

Per il posizionamento delle armature valgono le tolleranze date al punto 2.11.2 della Parte I. Per il posizionamento in orizzontale dei tralicci si ha la tolleranza  $\pm \delta = 30$  mm.

Per la posizione in orizzontale di scassi e inserti si ha la tolleranza  $\pm \delta = 30$  mm.

### 3.4 - Resistenza al fuoco

Vedi 1.4 e relativa tabella.

### 3.5 - Controlli sul prodotto finito

La seguente tabella fornisce la carta di controllo specifica per le lastre in uscita dalla produzione.

Carta di controllo per l'accettazione a stoccaggio degli elementi prodotti				
Oggetto	proprietà	metodo	frequenza	registrazione
Cartellino di produzione	contrassegni precedenti	ispezione visiva	ogni elemento	avviso di mancanza
Eventuali inserti di sollevamento	integrità e funzionalità	ispezione visiva	ogni elemento	notifica delle imperfezioni
Elementi	finitura superficiale	ispezione visiva	ogni elemento	notifica delle imperfezioni
Elementi	dimensioni principali	misurazione metrica	1 elemento su 50 (almeno 1 alla settimana)	registrazione delle misure
Elementi	armature di connessione	misurazione metrica	1 elemento su 50 (almeno 1 alla settimana)	registrazione delle armature

#### 4 - Elementi nervati

##### 4.1 - Generalità

###### 4.1.1 - Oggetto

Il presente capitolo 4 della parte III riguarda gli elementi nervati prefabbricati in calcestruzzo usati per solai intermedi o di copertura.

Gli elementi sono formati da una soletta superiore e da una o più nervature in cui sono concentrate le armature principali longitudinali. A volte possono essere presenti nervature trasversali e la soletta può essere posizionata anche inferiormente.

L'Allegato III-D riporta la tipologia delle sezioni trasversali degli elementi nervati limitata ad alcuni esempi.

###### 4.1.2 - Definizioni

###### - Elementi nervati in calcestruzzo normale o precompresso

Elementi costituiti da una soletta superiore irrigidita da una o più nervature (solitamente due) con o senza una soletta inferiore. In alcuni casi è presente solo la soletta inferiore e quella superiore è realizzata con un getto in opera su casseri a perdere appoggiati sulle parti superiori delle nervature.

*- Solai con elementi nervati in calcestruzzo normale o precompresso*

Solai di calpestio o di copertura ottenuti dall'accostamento di elementi nervati collegati superiormente fra loro con o senza getto in opera.

*- Unioni a Taglio*

Unioni fra elementi nervati adiacenti in grado di trasmettere forze verticali e/o orizzontali. La connessione può essere realizzata o con speciali dispositivi metallici o, attraverso profili di unione opportunamente sagomati e successivamente gettati con calcestruzzo o, attraverso una soletta superiore (vedi allegato III D).

#### *4.2 - Caratteristiche geometriche*

##### *4.2.1 - Dimensioni minime*

Per la geometria degli elementi nervati vale quanto riportato nel paragrafo 2.8 della parte I.

In particolare lo spessore minimo assoluto di ogni parte strutturale degli elementi sarà almeno pari a 50 mm. (Valore nominale)

Agli appoggi degli elementi nervati, la profondità minima dell'impronta di carico, al netto delle tolleranze, sarà di 50 mm se provvisoria, e di 100 mm se definitiva.

##### *4.2.2 - Tolleranze*

Oltre a quelle generali date al paragrafo 2.11 della parte I per gli elementi nervati vengono date in particolare le tolleranze descritte nella fig. 1

I valori limite delle tolleranze date qui di seguito si riferiscono a misure rilevate a 20°C di temperatura, dopo una sufficiente maturazione.

Esse non comprendono gli effetti deformativi dei carichi applicati e della precompressione.

Rispetto a quelli dati nel seguito si potranno adottare dei valori diversi purché specificati nella documentazione di progetto e compatibili con la corretta esecuzione delle opere.

Le tolleranze sono espresse in mm (v. fig. 1).

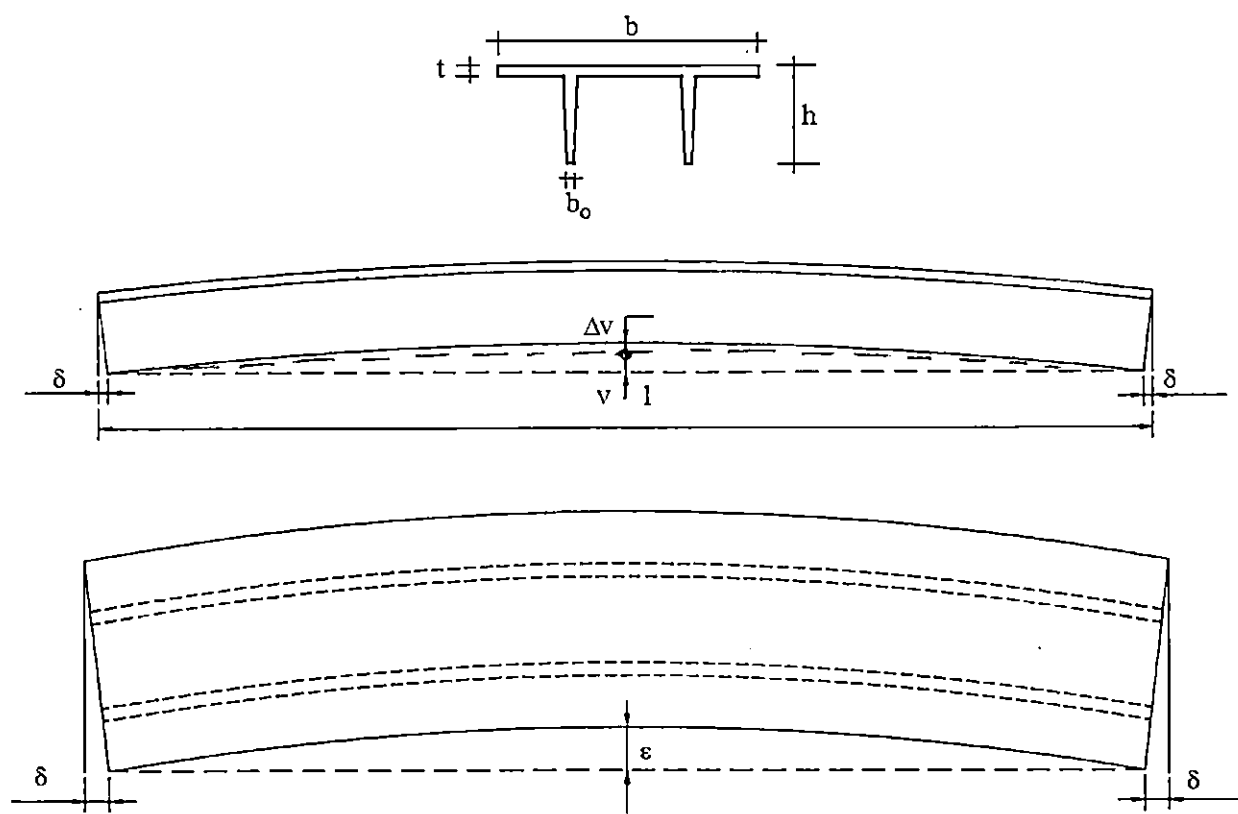


Fig. 1

- lunghezza "l"	$\pm \Delta l = l/1000$	( $\geq 20$ )
- altezza totale "h"	$+\Delta h = h/50$	( $\geq 15$ )
	$-\Delta h = h/50$	( $\geq 10$ )
- spessore soletta "t"	$+\Delta t = 10$	
	$-\Delta t = 5$	
- larghezza totale "b"	$\pm \Delta b = 10$	
- spessore nervature "b <sub>0</sub> "	$+\Delta b_0 = 10$	
	$-\Delta b_0 = 5$	
- fuori squadra testate "δ"	$\pm \delta = 15$	
- rettilineità orizzontale "ε"	$\varepsilon = l/700$	( $\geq 10$ )



- inflessione verticale “v”             $+\Delta v = l/700$
  - posizione di fori o inserti         $\pm 30$
- (con riferimento ai disegni di progetto)

Per le inflessioni degli elementi in precompresso si può assumere un valore 1,5 volte quello della tolleranza  $\Delta v$  sopra riportato. Ciò include gli effetti delle tolleranze di precompressione.

#### 4.3 - Calcoli di resistenza

Per il comportamento flessionale globale lungo la luce principale vale il comune modello a trave per cui si applicano le prescrizioni della Parte II, salvo le integrazioni qui di seguito riportate.

Per carichi eccentrici su elementi isolati può adottarsi il modello biflessionale, dove le azioni torcenti sono scomposte in due contrapposte flessioni applicate alle nervature longitudinali.

Per la verifica flessionale locale della soletta possono applicarsi i criteri riportati al punto 5.2.4.2 con riferimento alle lastre sottili degli elementi speciali per coperture. In particolare si ribadisce la prescrizione di assumere l'altezza utile  $d$  al netto della tolleranza  $\delta$  di posizionamento dell'armatura.

Per il progetto al taglio delle nervature si applicano i seguenti criteri:

- ove, allo stato limite ultimo dell'elemento, il calcestruzzo risulti fessurato, si dimensionerà la necessaria staffatura secondo i modelli dati dal DM 09.01.96 ;
- nel tratto centrale di lunghezza  $4d$  a cavallo della sezione di massimo momento (con  $d$  altezza utile della sezione stessa) la staffatura non è comunque richiesta;
- ove, allo stato limite ultimo dell'elemento, il calcestruzzo non risulti fessurato ( $\sigma_1 < f_{ctd}$ ), non è richiesta alcuna staffatura;
- in ogni caso nei tratti terminali di ancoraggio dei trefoli (alle testate degli elementi ed agli eventuali estremi inguainati) va dimensionata un'adeguata staffatura per assicurare la diffusione degli sforzi di precompressione.

#### *4.4 - Distribuzione trasversale dei carichi*

##### *4.4.1 - Elementi isolati*

Nel caso di elementi isolati non è possibile la distribuzione trasversale dei carichi e gli elementi andranno verificati per tutti i carichi agenti su di essi.

Normalmente gli elementi isolati sono posti in opera uno di fianco all'altro e sono usati per coperture.

La distribuzione fra le nervature dei carichi eccentrici rispetto all'asse geometrico ed il loro effetto sulle solette dovrà essere calcolato tenendo conto del comportamento biflessionale dell'elemento e della rigidezza torsionale della sezione.

##### *4.4.2 - Elementi collegati*

Nel caso di elementi collegati attraverso saldatura od unioni gettate in opera, gli sforzi taglienti orizzontali e verticali sono trasmessi attraverso giunzioni che hanno un comportamento a cerniera.

La valutazione della ripartizione trasversale dei carichi può essere dedotta nei casi normali da modelli semplificati. Nei casi più complessi dovrà essere eseguita una analisi sulla base di una fedele modellazione dell'assetto strutturale.

La resistenza delle connessioni e dei manufatti al momento trasversale dovrà essere verificata con gli sforzi reali di taglio trasmessi fra gli elementi adiacenti.

In via semplificativa si potrà adottare il sistema di calcolo degli elementi isolati, purché la resistenza delle connessioni e dei manufatti al momento trasversale sia verificata per uno sforzo tagliente pari al 40% della differenza più alta fra i possibili carichi di due elementi adiacenti.

##### *4.4.3 - Elementi con soletta integrativa*

Nel caso di elementi collegati da una soletta integrativa gettata in opera, le azioni taglienti e i momenti trasversali sono trasmessi attraverso le giunzioni e il solaio stesso che si comporta come una lastra ortotropa. La resistenza della soletta superiore dovrà essere verificata per gli sforzi taglienti e i momenti trasversali.

In via semplificativa si potrà adottare il sistema di calcolo degli elementi isolati,

purché la resistenza delle connessioni e dei manufatti al momento trasversale sia verificata per uno sforzo tagliante pari al 40% della differenza più alta fra i possibili carichi di due qualsiasi elementi adiacenti.

#### *4.5 - Funzionamento a diaframma*

Gli orizzontamenti costituiti da elementi nervati possono essere utilizzati come diaframmi per trasferire azioni orizzontali alle strutture verticali di controvento.

Il solaio può essere schematizzato o come una trave, o come un graticcio, o come una trave Vierendel tenendo in dovuto conto, nel calcolo, della deformabilità degli elementi prefabbricati e delle giunzioni.

Nello spessore del solaio si dovranno prevedere, nelle due direzioni, armature metalliche, meccanicamente continue, per realizzare gli incatenamenti resistenti alle forze risultanti da trasmettere. Se è presente una soletta superiore la forza risultante potrà essere completamente attribuita all'armatura presente nella parte in opera. Per il dimensionamento degli incatenamenti si fa riferimento al successivo paragrafo 1.2.3. della parte IV.

#### *4.6 - Resistenza al fuoco*

Il calcolo della resistenza al fuoco degli elementi nervati, per la condizione di carico eccezionale corrispondente all'incendio, può essere fatto secondo le indicazioni della Norma UNI 9502.

Per gli elementi singoli esposti all'incendio normalizzato, possono applicarsi regole alternative semplificate basate su tabelle, dalle quali si ottiene la resistenza al fuoco R in termini di tempo in minuti di esposizione al fuoco in funzione dei valori minimi di spessore e di copriferro (espressi in mm).

Le tabelle si riferiscono ad elementi nervati in calcestruzzo di peso normale nelle seguenti condizioni:

- intradosso esposto al fuoco
- estradosso con isolamento termico
- assetto globale isostatico.

Per la verifica di elementi nervati senza soletta all'intradosso si applicano le tabelle delle travi riportate al paragrafo 3 della parte II.

Per la verifica di elementi nervati con soletta all'intradosso si applicano le tabelle riportate al paragrafo 5.2.7 della parte III.

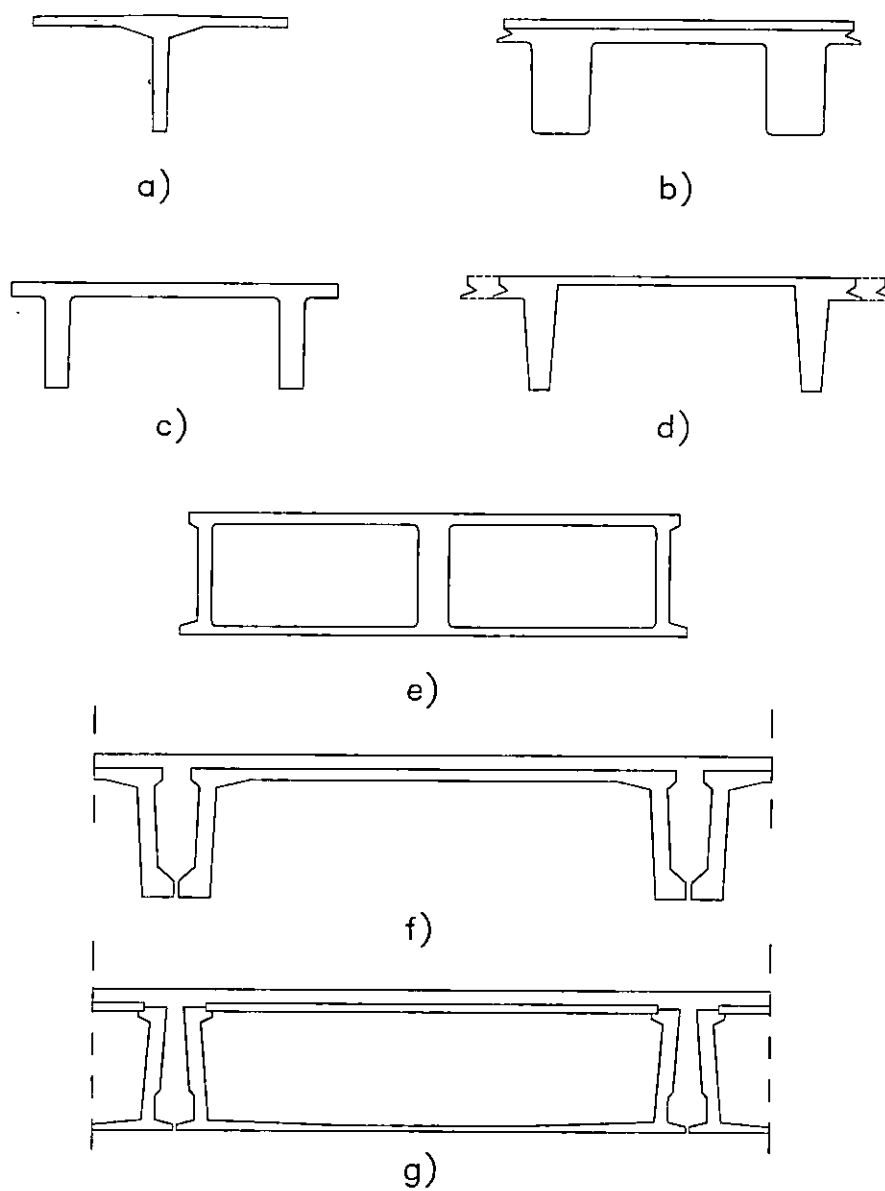
#### *4.7 - Controlli sul prodotto finito*

Per i controlli di accettazione degli elementi nervati all'uscita della linea di produzione si applica la tabella del punto 5.2.9 , salvo le prove di carico che non sono richieste.

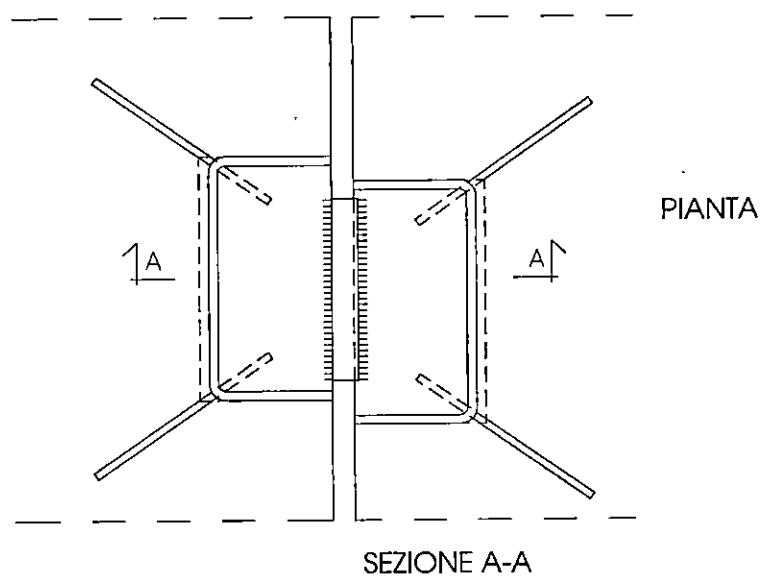
## ALLEGATO III-D

### Esempi tipici di elementi nervati

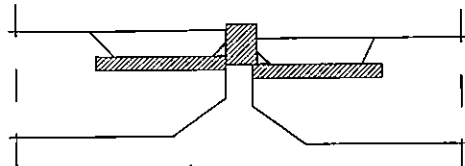
Gli esempi qui riportati non intendono ricoprire tutti i possibili elementi nervati



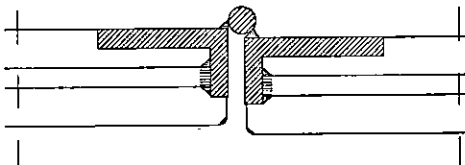
Esempi di giunti saldati



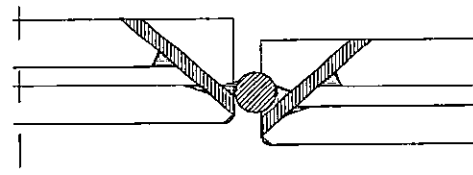
Esempio 1



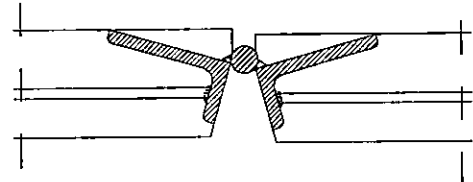
Esempio 2



Esempio 3

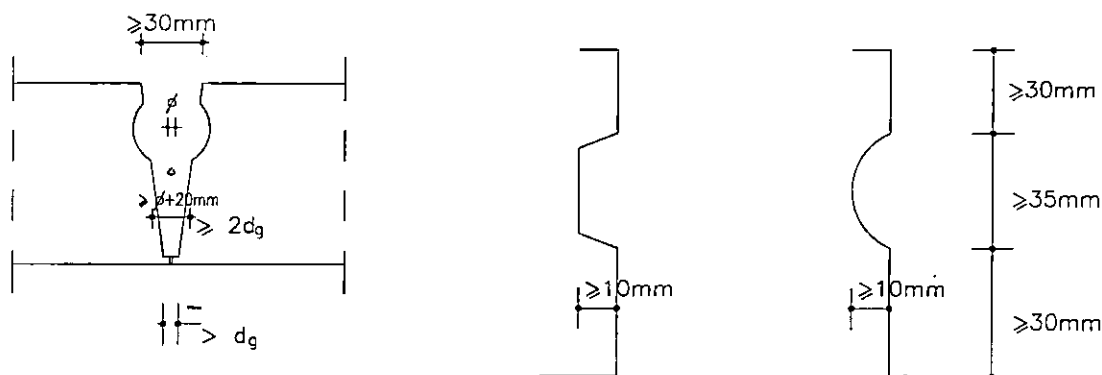


Esempio 4



### Esempi di giunti gettati in opera

Nelle figure seguenti sono indicati i minimi valori di profondità raccomandati per unioni longitudinali gettati in opera.



## 5 - Elementi speciali per coperture

### 5.1 - Generalità

#### 5.1.1 - Oggetto

Il presente capitolo 5 della parte III riguarda gli elementi speciali per coperture, intendendo per tali le strutture di grande luce in parete sottile con profilo trasversale deformabile, quali voltine scatolari o elementi diversi in lastre piane o curve. La destinazione è appunto quella delle coperture con i relativi carichi.

Questo tipo di elementi combina il comportamento flessionale globale lungo la luce principale con una complessa distribuzione di sforzi trasversali nelle lastre.

Per la realizzazione delle coperture possono anche impiegarsi altri tipi di elementi da solai, come quelli descritti nei precedenti capitoli della parte III.

In combinazione con gli elementi "principali" trattati nel presente capitolo, possono impiegarsi altri elementi strutturali "secondari" di completamento, come lastre, voltine ed elementi a shed fra quelli interposti.

L'Allegato III - E descrive alcuni tipi più comuni di tali elementi.

### 5.1.2. Definizioni

In fig. 1 è rappresentato un elemento di lastra di piccolo spessore con evidenziate le otto componenti dello sforzo locale riferite alla superficie media. Queste componenti sono come noto così definite:

#### *Sforzi nel piano*

- sforzo normale lungo x  $n_x$
- sforzo normale lungo y  $n_y$
- sforzo tangenziale  $n_{xy}$

#### *Momenti*

- momento flettente lungo x  $m_x$
- momento flettente lungo y  $m_y$
- momento torcente  $m_{xy}$

#### *Sforzi taglianti*

- sforzo di taglio lungo x  $q_x$
- sforzo di taglio lungo y  $q_y$

Le componenti di sforzo sopra elencate si riferiscono all'unità di larghezza e rappresentano le opportune integrazioni sullo spessore  $t$  delle tensioni  $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{yz}$ .

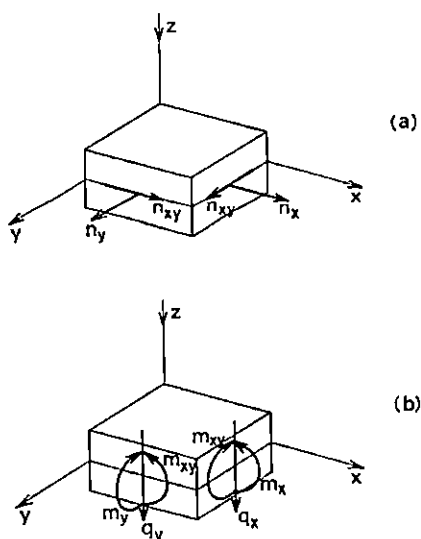


Figura 1



Le prime tre componenti  $n_x$ ,  $n_y$ ,  $n_{xy}$  sono correlate al comportamento estensionale (membranale) delle lastre, le rimanenti cinque  $m_x$ ,  $m_y$ ,  $m_{xy}$ ,  $q_x$ ,  $q_y$  sono correlate al suo comportamento flessionale.

In generale gli elementi da copertura qui considerati sono posati lungo una direzione (luce principale) fra due sostegni terminali. In questa direzione, in analogia alla ordinaria teoria delle travi inflesse, possono evidenziarsi le tre componenti di sforzo  $M$ ,  $V$ ,  $T$  come evidenziato in fig. 2. Queste componenti sono riferite alla generica sezione trasversale e rappresentano le caratteristiche della sollecitazione: momento flettente, taglio e momento torcente.

Quando rappresentata da una forza agente, la precompressione  $P$  può essere aggiunta con la sua eccentricità  $e_p$ .

Gli effetti locali e trasversali dovuti all'ingobbamento della sezione trasversale ed alla deformazione del suo profilo non sono rilevati da quest'ultima rappresentazione globale.

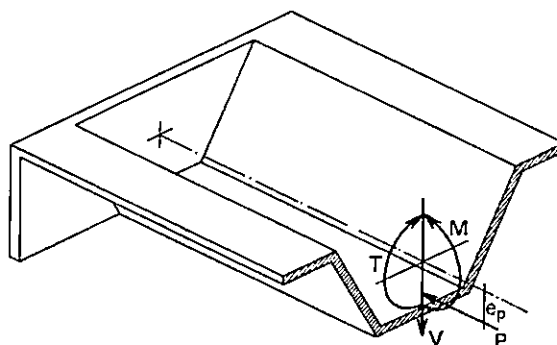


Figura 2

## 5.2 - Raccomandazioni inerenti al progetto

Per il progetto degli elementi speciali per coperture vanno assunti i criteri generali dati dalle norme tecniche emanate con D.M. del Ministero LL.PP. e relative circolari. Posto che i modelli di calcolo forniti da detti codici non coprono il progetto delle voltine sottili, è necessaria una apposita integrazione per estendere i criteri di verifica agli stati limite a questo tipo di elemento strutturale.

### 5.2.1 - Classificazione

In generale, con riferimento al comportamento flessionale globale lungo la loro dimensione principale ed alle combinate azioni torcenti, gli elementi speciali per coperture possono essere classificati come qui sotto riportato.

- a - Elementi *a trave con nucleo*, provvisti appunto di un nucleo centrale, pieno o scatolare chiuso, dove il flusso delle tensioni tangenziali può svilupparsi per dare una resistenza torsionale circolatoria (fig. 3a).
- b - Sistemi *biflessionali di travi*, dove le azioni torcenti sono scomposte in due contrapposte flessioni applicate alle nervature longitudinali (fig. 3b).
- c - Sistemi *scatolari aperti*, fatti di tre o più lastre non convergenti, dove le azioni torcenti sono decomposte in una complessa combinazione di flessioni delle singole lastre (fig. 3c).
- d - Sistemi di *lastre a stella*, con profili a V, a Y o simili, con le lastre convergenti su di un unico asse, dove l'azione torcente è decomposta in momenti torcenti nelle singole lastre (fig. 3d).
- e - Elementi di *forme speciali* e cioè soluzioni singolari non comprese nei tipi precedenti (come le voltine sottili progettate con la geometria del paraboloide iperbolico, dove i cavi di precompressione sono posti lungo le generatrici della superficie - fig. 3e).
- f - Sistemi *integrati*, come gli elementi a sandwich, dove la resistenza della parte strutturale è potenziata dalle parti di completamento dell'elemento stesso (fig. 3f).

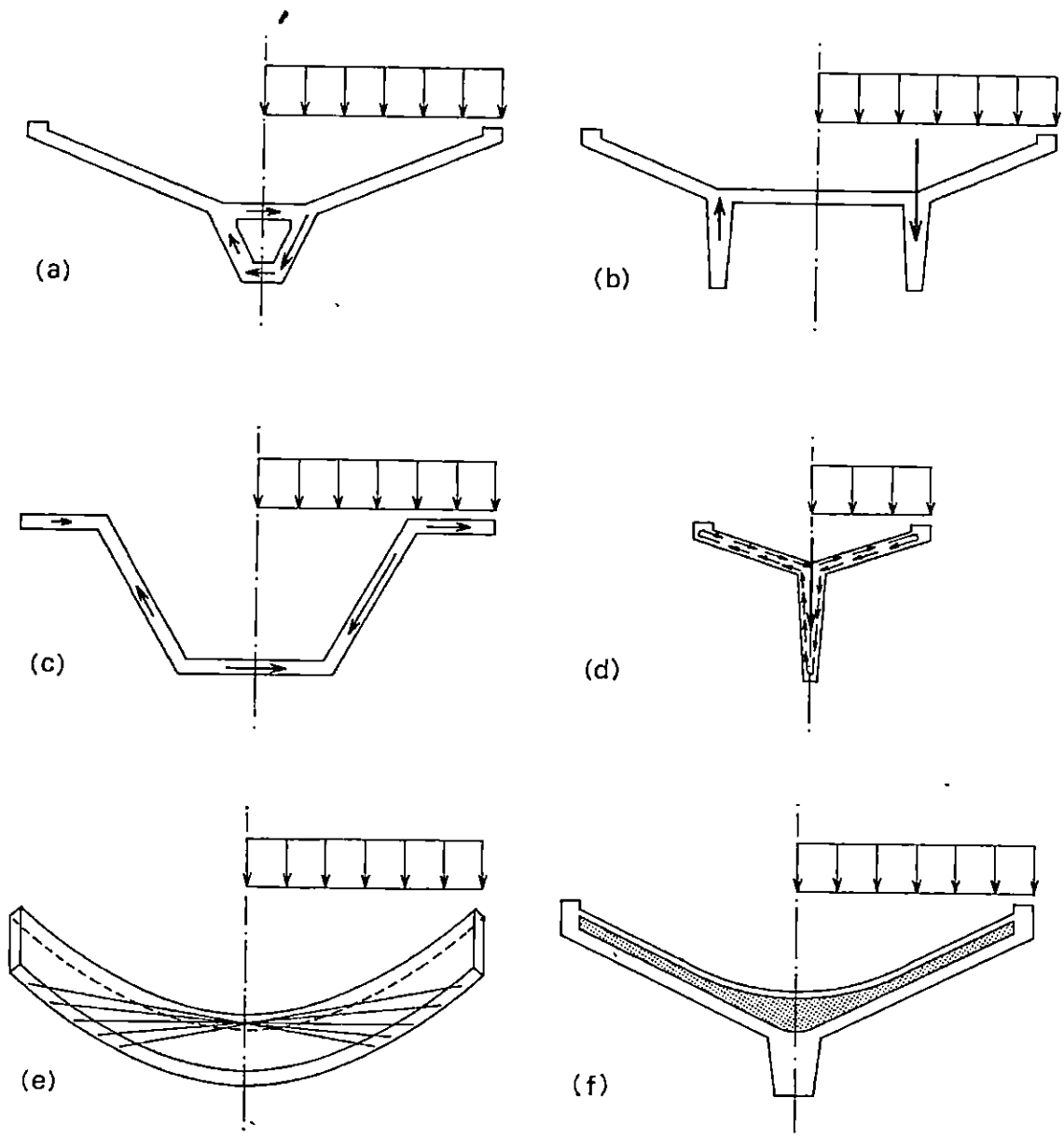


Figura 3

Con riferimento alla trasmissione dei carichi verticali sugli appoggi d'estremità, si hanno ancora le seguenti due categorie di elementi.

Sistemi con *taglio d'anima*, dove la presenza di nervature verticali o quasi, estese fin sugli appoggi, consente una trasmissione degli sforzi di taglio come nelle anime delle travi.

Sistemi ad *arco-tirante*, dove la forma longitudinale dell'elemento, con eventuale

altezza variabile, porta ad un meccanismo ad arco connesso con la “catena” dell’armatura longitudinale inferiore che raccoglie la “spinta” sugli appoggi.

Altri *tipi speciali* possono essere prodotti su apposita progettazione per consentire la trasmissione dei carichi verticali sugli appoggi attraverso diversi meccanismi (per es.: sistemi a sospensione, ...).

#### 5.2.2 - Analisi delle sollecitazioni

Con riferimento allo stato limite ultimo di resistenza, da verificarsi con calcoli analitici e prove su prototipi, possono adottarsi i seguenti criteri.

##### 5.2.2.1 - Comportamento a trave

Per le categorie “a” e “b” di elementi, così come classificate al punto precedente, può in genere applicarsi, con qualche opportuna taratura degli algoritmi, l’ordinario modello a trave fornito dalle norme tecniche vigenti.

Possibili deviazioni del meccanismo resistente della sezione di massimo momento possono derivare dai piccoli spessori delle ali compresse. Ciò può essere verificato sulla base dei risultati sperimentali di prove iniziali su prototipi e quantificato per mezzo di una legge costitutiva  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo opportunamente modificata (con un coefficiente  $\gamma'_c$  aggiuntivo e/o con una deformazione  $\epsilon_{cu}$  ridotta), legge da impiegarsi nelle ordinarie formule per i correnti calcoli di verifica.

Altre possibili deviazioni (per es. per taglio e torsione) possono essere evidenziate sulla base dei risultati sperimentali delle citate prove su prototipi.

Gli effetti flessionali trasversali dei carichi (per es. i momenti d’incastro delle ali a sbalzo) possono essere calcolati localmente e verificati con calcolazioni aggiuntive rispetto a quelle del comportamento principale longitudinale.

##### 5.2.2.2 - Comportamento scatolare iperstatico

Per la categoria “c” di elementi una completa analisi del sistema di lastre deve essere condotta, inclusiva degli effetti flessionali trasversali dovuti ai carichi ed alla deformazione del profilo della sezione retta.

Questa analisi può riferirsi ad un modello elastico che comprenda il comportamento flessionale ed estensionale delle lastre. Può applicarsi per esempio il Metodo delle Striscie finite per elementi di sezione costante, ovvero più in generale il Metodo degli Elementi finiti.

I risultati ottenuti con i modelli analitici qui sopra citati definiscono la distribuzione delle azioni interne in termini delle otto componenti di sforzo indicate in fig. 1 . Le verifiche possono quindi condursi localmente, adattando opportunamente i criteri delle piastre presso- e tensoinflesse come indicato al punto 5.2.4 .

Per forme regolari si possono predisporre le formule per i calcoli correnti del comportamento longitudinale “a trave”, aggiustandole con i risultati di preventive analisi fatte, su situazioni tipo, con i più precisi modelli analitici. Gli effetti trasversali possono essere tabellati sulla base delle medesime analisi preventive.

In ogni caso, per questa categoria di elementi, i modelli analitici o quelli semplificati a trave vanno verificati attraverso delle prove iniziali su prototipi.

#### 5.2.2.3 - Comportamento isostatico di lastre

In generale i sistemi di lastre della categoria “d” possono essere calcolati secondo l’ordinario modello a trave, tarato con prove iniziali su prototipi e con l’aggiunta delle verifiche flessionali trasversali come già detto per le categorie “a” e “b”.

Dato che per questo tipo di elementi la resistenza torsionale delle singole lastre è indispensabile per la stabilità globale, i particolari costruttivi degli elementi stessi devono essere coerenti con i criteri di verifica assunti nel calcolo. Possono di conseguenza aversi le seguenti due soluzioni:

- dimensionamento delle lastre e della precompressione in modo da assicurare, nelle zone soggette a rilevante torsione, un comportamento non fessurato sotto carico ultimo (con la tensione principale di trazione limitata a  $\sigma_I < f_{ctd}$ );
- inserimento in ogni lastra di un’adeguata armatura torsionale, fatta di staffe chiuse e di ferri longitudinali inclusi lungo il loro perimetro, per costituire il meccanismo periferico a traliccio che assicura la resistenza in fase fessurata.

Nella prima soluzione la verifica di resistenza si riferisce alle massime tensioni principali di compressione del calcestruzzo; nel secondo caso le verifiche di resistenza si riferiscono, per ogni singola lastra, alla “area racchiusa” dalla crosta periferica resistente contenente le armature (v. per es. punto 4.2.3 della Parte I del D.M. 09.01.96).

Dal momento che i sistemi a stella possono avere elevata deformabilità torsionale, particolare attenzione deve essere riservata alle verifiche della compatibilità delle corrispondenti rotazioni nelle condizioni di esercizio.

#### 5.2.2.4 - Sistemi integrati

Ci si riferisce ad elementi della categoria “F” dove le parti non strutturali di completamento, come gli strati rigidi superiori di copertura, hanno una stabile connessione con le parti strutturali tanto da produrre un sensibile incremento di resistenza. Tale contributo migliorativo non è previsto nè nella normativa nazionale, nè in quella europea finora pubblicata, per cui allo stato attuale gli elementi in questione vanno verificati trascurando completamente le parti non strutturali.

Dal punto di vista tecnico peraltro pare corretto consentire l'utilizzo delle capacità resistenti delle parti non strutturali sotto le seguenti condizioni:

- le parti di completamento abbiano documentata una sistematica adeguata resistenza, di affidabilità e durabilità almeno pari a quelle della parte strutturale;
- la parte strutturale da sola abbia, sotto le principali condizioni di carico, una resistenza preponderante sufficientemente prossima a quella globale richiesta (per es. almeno pari all'80%), resistenza da verificare comunque per via analitica e sperimentale;
- la capacità portante del sistema integrato sia verificata, con riferimento alla resistenza globale richiesta, attraverso prove iniziali su prototipi e con prove su campioni ripetute con adeguata numerosità e frequenza.

#### 5.2.2.5 - Sistemi singolari

I tipi particolari di elementi raccolti nella categoria “e” devono contare su apposite

indagini analitiche combinate con prove iniziali su prototipi, così da dimostrare che le verifiche di resistenza raggiungono un'affidabilità almeno pari a quella dei tradizionali modelli di calcolo.

### 5.2.3 - Combinazione dei carichi

Le verifiche di resistenza e di esercizio vanno condotte sotto le combinazioni di carico precisate nella vigente normativa tecnica. In generale le citate condizioni di resistenza e di esercizio vanno assicurate anche per ogni possibile condizione di carico parziale ottenuta da quella di carico totale togliendo una qualsiasi parte dei sovraccarichi variabili.

In particolare, con riferimento all'ordinario assetto di elementi isolati posti in semplice appoggio, andranno verificate le seguenti due condizioni di carico normalizzate.

- a - *Carico totale (simmetrico)* - v. fig. 4a (con massimo momento flettente)
- b - *Carico dimezzato (disimmetrico)* - v. fig. 4b (con massimo momento torcente)

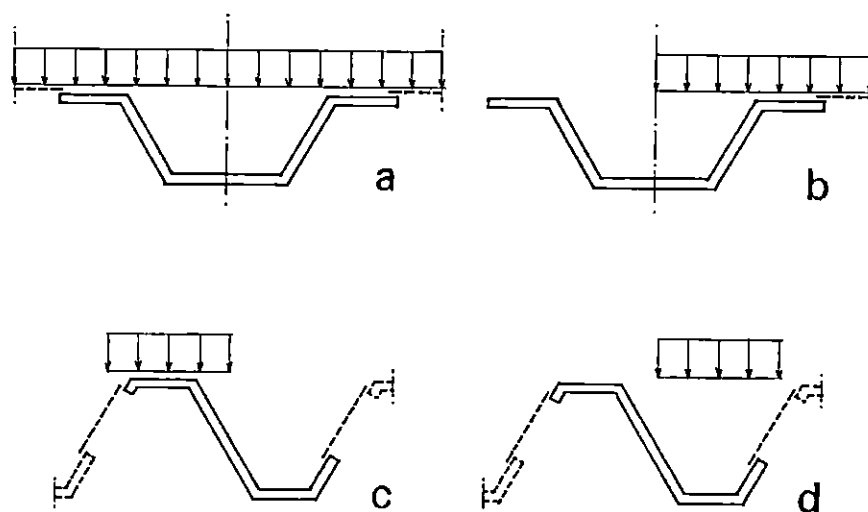


Figura 4

Per elementi non simmetrici, come quelli a shed, la condizione "b" si riferisce ad entrambe le due condizioni complementari indicate nelle Figg. 4c-d.

I possibili accumuli di neve vanno dedotti in base alla particolare forma dell'elemento; i prescritti del punto 6.2 del D.M. 16.01.96 sui Carichi e sovraccarichi vanno pertanto applicati con opportuni adattamenti e con il criterio generale di un carico globale su ogni singolo elemento comunque non superiore a quello della uniforme distribuzione in piano della neve stessa.

Opportuni calcoli integrativi possono essere richiesti con riferimento al comportamento d'assieme nell'ambito dell'intero edificio, per il quale particolari funzioni statiche siano attese, come:

- il sostegno di azioni orizzontali provenienti da altre parti della costruzione (per es.: le spinte del vento sulle pareti sostenute);
- la trasmissione delle stesse azioni orizzontali sul sistema dei controventi per la stabilità globale della struttura;
- lo scambio di azioni varie lungo i bordi laterali dovute alla connessione con gli elementi contigui o con gli interposti elementi di completamento.

Opportuni calcoli, con eventuali prove sperimentali, sono richiesti per verificare la compatibilità delle deformazioni flessotorsionali in esercizio con la funzionalità e l'integrità degli elementi di completamento nell'edificio finito, considerando ogni possibile effetto differenziale dei carichi.

#### 5.2.4 - Verifiche di resistenza

I modelli disponibili per le verifiche di resistenza degli elementi di lastra come quello di fig. 1 sono applicabili a strutture eminentemente inflesse con modeste azioni membranali, quali i solai con soletta piena (per es. il modello a sandwich - three-layer plate model fornito al Capo 6.5 del CEB-FIP Model Code 90).

Per gli elementi speciali per coperture invece, dove si hanno conci di lastra eminentemente soggetti a sforzi membranali con modeste azioni flettenti, i criteri di verifica vanno riformulati, con riferimento alle tipiche situazioni, che vedono nella mezzeria degli elementi forti flussi di compressioni longitudinali nelle parti superiori, contrapposti ad analoghi flussi di trazioni nelle parti inferiori, e vedono verso gli appoggi forti flussi di tensioni tangenziali nelle anime.



Nel seguito dunque vengono riportate alcune formule di verifica che si rifanno ai criteri elementari della resistenza dei materiali, con gli adattamenti propri del calcestruzzo armato e dei suoi possibili stati fessurativi.

#### 5.2.4.1 - Resistenza biassiale del calcestruzzo

Nelle formule per  $\sigma_x$  si intende il valore resistente della tensione principale considerata, con  $\sigma_y$  si intende il valore agente della contemporanea tensione principale trasversale. Dette tensioni sono assunte positive se di trazione.

##### *Resistenza a trazione del calcestruzzo*

$$(01) \quad \sigma_x = \kappa_t f_{ctd}$$

dove

$$(02) \quad \kappa_t = 1.0 \quad \text{per} \quad -0.3f_{ctd} \leq \sigma_y \leq f_{ctd}$$

$$(03) \quad \kappa_t = (1 + \sigma_y / f_{ctd}) / 0.7 \quad \text{per} \quad -f_{ctd} \leq \sigma_y \leq -0.3f_{ctd}$$

##### *Resistenze a compressione del calcestruzzo non fessurato*

( $\sigma_y < \kappa_t f_{ctd}$ )

$$(04) \quad \sigma_x = -\kappa_c f_{ctd}$$

dove

$$(05) \quad \kappa_c = 1 - 0.7\sigma_y / f_{ctd} \quad \text{per} \quad 0 \leq \sigma_y \leq f_{ctd}$$

$$(06) \quad \kappa_c = 1 \quad \text{per} \quad -f_{ctd} \leq \sigma_y \leq 0$$

##### *Resistenza a compressione del calcestruzzo fessurato*

( $\sigma_y = 0$ )

$$(07) \quad \sigma_x = -f_{ctd} \quad \text{per calcestruzzo non armato}$$

$$(08) \quad \sigma_x = -f_{ctd} \quad \text{per calcestruzzo con armature trasversali tese}$$

Le resistenze del calcestruzzo sono:

$$(09) \quad f_{ctd} = 0.85f_{ctk} / \gamma_c$$

$$(10) \quad f_{ctd} = 0.50f_{ctk} / \gamma_c$$

$$(11) \quad f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad \left( f_{ctk} = 0.21f_{ck}^{2/3} \right)$$

#### 5.2.4.2 - Resistenza biassiale dell'elemento a lastra

Nelle formule gli sforzi normali  $n_x$  e  $n_y$  sono assunti positivi se di trazione;  $t$  è lo spessore della lastra,  $d_a$  è la massima pezzatura dell'inerte.

##### *Resistenza a compressione di lastre sottili*

Per ali sotto elevato flusso  $n_x$  di compressioni uniformi (con  $n_y \cong 0$  e  $n_{xy} \cong 0$ ) il valore della resistenza è dato da:

$$(12) \quad n_x = -\alpha t f_{cld} \quad \text{senza rilevanti } m_y$$

$$(13) \quad n_x = -\alpha t f_{c2d} \quad \text{con rilevanti } m_y$$

dove

$$(14) \quad \alpha = 0.5 + 0.1t/d_a \leq 1.0$$

##### *Resistenza a trazione di lastre sottili*

Per ali sotto elevato flusso  $n_x$  di trazioni uniformi (con  $n_y \cong 0$  e  $n_{xy} \cong 0$ ), il limite di fessurazione è dato da:

$$(15) \quad n_x = t f_{ctd}$$

, mentre il limite ultimo di resistenza in stato fessurato è dato da:

$$(16) \quad n_x = a_s f_{sd} + a_p \Delta f_{pd}$$

dove  $a_s$ ,  $a_p$  sono le aree d'armatura lenta e pretesa per unità di larghezza presenti nella parte considerata.

Le resistenze dell'armatura sono:

$$(17) \quad f_{sd} = f_{yk} / \gamma_s$$

$$(18) \quad \Delta f_{pd} = 0.9 f_{ptk} / \gamma_s - \sigma_{po} \quad (\leq 500 \text{ MPa})$$

dove  $\sigma_{po}$  è la pretensione nei cavi al tempo considerato (inclusiva delle perdite).

Quanto sopra si riferisce ad un'analisi delle sollecitazioni dove la precompressione è considerata come una forza esterna agente con intensità costante pari a  $P = \sigma_{po} A_p$ .

##### *Resistenza al taglio di lastre sottili*

Per anime sotto flusso uniforme  $n_{xy}$  di tensioni tangenziali, con eventuali compressioni longitudinali ( $n_x \leq 0$ ) e senza sforzi trasversali ( $n_y = 0$ ), il limite di fessurazione è dato da:

$$(19) \quad n_{xy} = \lambda_I t f_{ctd}$$

dove

$$(20) \quad \lambda_I = \sqrt{1 - \sigma_x / f_{ctd}} \quad (\sigma_x = n_x / t)$$

, mentre il limite di resistenza in stato fessurato, con un'armatura trasversale  $a_w$  per unità di lunghezza, è dato da:

$$(21) \quad n_{xy} = a_w f_{sd} \lambda_c \quad \text{per} \quad \omega_w \leq 1 / (1 + \lambda_I^2)$$

dove

$$(22) \quad \lambda_c = \sqrt{(1 - \omega_w) / \omega_w} \quad (\leq 2.5)$$

$$(23) \quad \omega_w = (a_w f_{sd}) / (t f_{ctd})$$

oppure è dato da:

$$(24) \quad n_{xy} = t f_{ctd} \lambda_I / (1 + \lambda_I^2) \quad \text{per} \quad \omega_w \geq 1 / (1 + \lambda_I^2)$$

#### *Resistenza flessionale di lastre sottili*

Per lastre soggette a rilevanti momenti flettenti trasversali  $m_y$ , con  $n_y \cong 0$  e  $n_{xy} \cong 0$ , il limite di fessurazione è dato da:

$$(25) \quad m_y = \kappa_t f_{ctf} t^2 / 6$$

dove

$$(26) \quad \kappa_t = 1.0 \quad \text{per} \quad n_x \geq -0.3 t f_{ctd}$$

$$(27) \quad \kappa_t = (1.0 + n_x / t f_{ctd}) / 0.7 \quad \text{per} \quad -t f_{ctd} < n_x < -0.3 t f_{ctd}$$

con

$$(28) \quad f_{ctf} = 1.6 f_{ctd} \quad \text{per} \quad t \leq 100 \text{ mm}$$

, mentre il limite di resistenza in stato fessurato è dato da:

$$(29) \quad m_y = z a_s f_{sd} \quad \text{per qualsiasi } n_x$$

dove

$$(30) \quad z = d - \bar{x} / 2 \quad \text{con} \quad \bar{x} = a_s f_{sd} / f_{ctd}$$

Dato che, per i piccoli spessori in gioco, gli effetti delle tolleranze geometriche non sono interamente coperti dal coefficiente di sicurezza  $\gamma_s$ , l'altezza utile  $d$  va assunta al netto della tolleranza  $\delta$  di posizionamento dell'armatura, togliendo cioè al suo valore nominale di progetto il competente valore della tolleranza (v. punto 2.11.2 della Parte I).

## 5.2.4.3 - Resistenza flessionale della sezione globale

Il valore resistente  $M_{rd}$  del momento flettente globale agente nella sezione retta dell'elemento può calcolarsi in modo approssimato con il modello dato al punto 4.2.1 delle Norme tecniche di cui al D.M. 09.01.96 - Parte I, apportandovi, nel caso di ali sottili sotto compressioni uniformi, le seguenti modifiche:

- massima contrazione al bordo del calcestruzzo compresso ridotta a

$$(31) \quad \varepsilon'_{cu} = \alpha \varepsilon_{cu} \quad (\text{per } \alpha \text{ v. eq. 14});$$

- resistenza a compressione del calcestruzzo ridotta con le eqq. (12) o (13) del punto 5.2.4.2;
- diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  della fig. 2.I delle Norme tecniche citate tagliato ed abbassato di conseguenza.

Non sono ammesse riprese di barre per sovrapposizione nei bordi compressi di ali di piccolo spessore nell'intorno delle sezioni di massimo momento. In ogni caso le riprese per sovrapposizioni richiedono uno spessore minimo locale  $t \geq 5\Phi$  della sezione di calcestruzzo, dove  $\Phi$  è il diametro maggiore fra quelli delle barre sovrapposte.

## 5.2.5 - Tolleranze

Oltre a quelle generali, date al paragrafo 2.11 della Parte I, per gli elementi speciali per coperture vengono date in particolare le tolleranze di produzione descritte nella fig. 5.

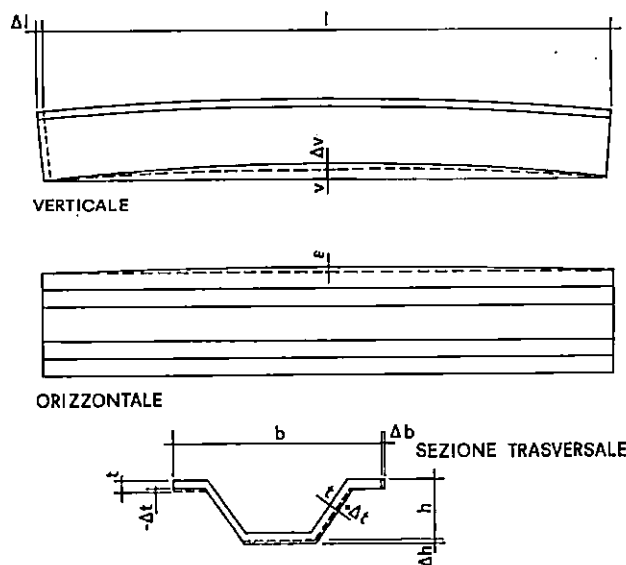


Figura 5

I valori limite delle tolleranze dati ai punti seguenti si riferiscono a misure a 20° di temperatura dopo una sufficiente maturazione del getto. Essi non comprendono gli effetti deformativi dei carichi applicati e della precompressione.

Rispetto a quelli dati ai punti seguenti, si potranno adottare valori diversi, purchè specificati nella documentazione di progetto e compatibili con la corretta esecuzione delle opere.

Qui di seguito sono indicate le tolleranze (v. fig. 5). Tutti i valori sono espressi in mm.

- lunghezza “l” e misure lunghe ( $l > 3000$ )       $\pm \Delta l = 9 + l/1000$
- larghezza “b” e misure corte ( $b \leq 3000$ )       $\pm \Delta b = 12$
- spessore “t” di ali e parti sottili ( $t \leq 100$ )       $+\Delta t = 10$        $-\Delta t = 5$
- altezza totale “h” della sezione ( $h \leq 1500$ )       $\pm \Delta h = 10 + h/100$
- rettilineità orizzontale dei bordi laterali       $\pm \Delta \epsilon = l/700$
- inflessione “v” nel piano verticale       $\pm \Delta v = l/700$

Per le inflessioni degli elementi in precompresso si può assumere un valore 1,5 volte quello della tolleranza  $\Delta v$  sopra indicato; ciò include gli effetti delle tolleranze di precompressione.

Per le tolleranze delle armature vale quanto dato al punto 2.11.2 della Parte I, sempre che si seguano le corrette modalità di produzione, con particolare cura riservata alle lavorazioni delle ali e delle parti sottili.

Per le armature (reti o barre) di dette parti sottili, i ricoprimenti di calcestruzzo controcassero devono essere assicurati con una distribuzione di distanziatori sufficientemente fitta; di massima deve essere posto almeno un distanziatore ogni  $60\Phi$  in ogni direzione, dove  $\Phi$  è il diametro della barra o filo d’armatura.

L’accesso degli operatori, così come le operazioni di getto e compattazione del calcestruzzo, devono essere fatti in modo da evitare spostamenti e/o deformazioni indebite delle armature rispetto alle prescritte posizioni e sagome.

#### 5.2.6 - Dimensioni minime

Per la geometria degli elementi speciali per coperture vale quanto riportato al paragrafo 2.8 della Parte I.

In particolare lo spessore minimo assoluto di ogni parte strutturale degli elementi sarà almeno pari a 50 mm.

#### *Appoggi degli elementi*

Vale quanto riportato per gli appoggi delle travi al paragrafo 2.5 della Parte II.

#### 5.2.7 - Resistenza al fuoco

La valutazione della resistenza al fuoco degli elementi speciali per coperture, per la condizione di carico eccezionale corrispondente all'incendio, può essere fatta secondo le indicazioni della norma UNI 9502.

Per gli elementi singoli esposti all'incendio normalizzato, possono applicarsi regole alternative semplificate basate sulla seguente tabella, dalla quale si ottiene la resistenza al fuoco  $R$  in termini di minuti di esposizione a fuoco in funzione di valori minimi di spessore e copriferro (espressi in mm).

La tabella si riferisce alle ali sottili degli elementi nelle seguenti ipotesi:

- calcestruzzo di peso normale;
- intradosso esposto al fuoco;
- estradosso con isolamento termico;
- assetto globale isostatico.

Per la verifica delle nervature e dei nuclei sporgenti, si applica quanto previsto per le travi al paragrafo 3 della Parte II.

Con  $c$  e  $c_p$  si intendono i copriferri misurati dalla superficie d'intradosso del calcestruzzo e dai bordi liberi delle piastre all'asse rispettivamente delle barre lente e dei cavi pretesi.

Se i valori minimi di tabella sono rispettati, allora la resistenza degli elementi può essere verificata con il comune calcolo "a freddo", ove le barre esterne ai limiti stessi vengono ignorate.

Tabella: resistenza al fuoco di elementi a piastra sottile				
resistenza	parti senza cavi pretesi		parti con cavi pretesi	
R	t	c	t	c <sub>p</sub>
30	60	30	70	35
60	70	35	80	40
90	80	40	100	45
120	100	50	120	60

Malta, gesso, intonaci isolanti e altri rivestimenti possono essere tenuti in conto, in aggiunta al ricoprimento del calcestruzzo, quali efficace protezione delle armature, con uno spessore equivalente di copriferro secondo quanto dato nella UNI 9502 .

Per gli edifici più comuni cui sono destinati gli elementi speciali per coperture gli effetti ambientali dell'incendio possono essere molto difforni (e meno gravosi) rispetto a quelli dell'incendio normalizzato applicato al singolo elemento, a causa delle condizioni di ventilazioni dei locali così come si evolvono durante lo sviluppo dell'incendio stesso.

Una più affidabile analisi può essere condotta con riferimento al globale assetto ambientale e costruttivo, sulla base del carico d'incendio previsto nei locali.

#### 5.2.8 - Varie

Per le fasi transitorie di movimentazione, trasporto e montaggio si applicano i criteri generali di progetto di cui al capitolo 2 della Parte I .

Per il progetto degli appoggi vale quanto riportato per le travi al paragrafo 2.5 della Parte II .

Per la progettazione degli elementi ai fini della durabilità vale quanto riportato al punto 2.9.3 della Parte I . In particolare, con riferimento alla tabella del citato punto, l'estradosso degli elementi prefinito con strati aderenti di ricoprimento va assunto esposto ad un'aggressività ambientale molto bassa.

## 5.2.9 - Controlli sul prodotto finito

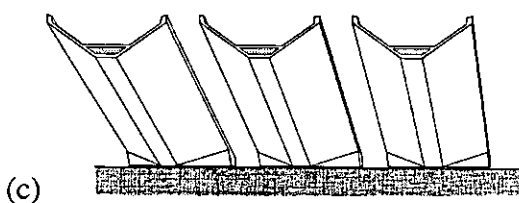
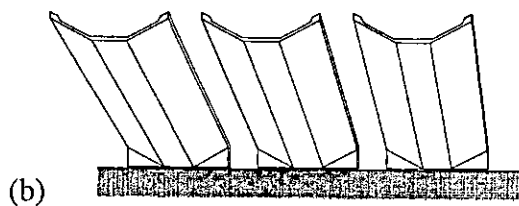
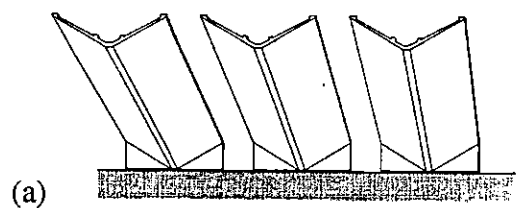
La seguente tabella fornisce la carta di controllo di possibile riferimento per l'accettazione degli elementi speciali per coperture all'uscita della linea di produzione.

Per le azioni da intraprendere nel caso di risultati insoddisfacenti dei controlli, vedi paragrafo 3.4 della Parte I.

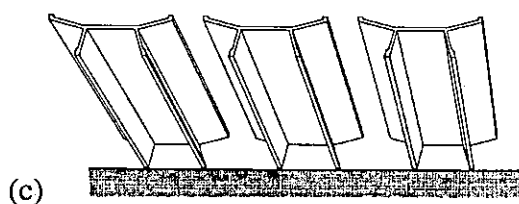
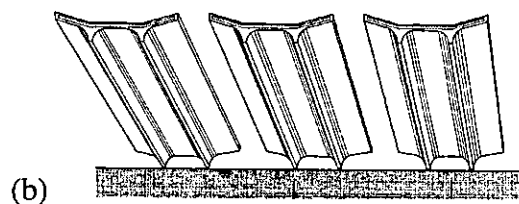
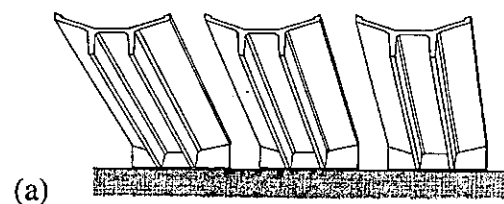
Carta di controllo per l'accettazione a stoccaggio degli elementi				
Oggetto	proprietà	metodo	frequenza	registrazione
Cartellino di produzione	contrassegni precedenti	ispezione visiva	ogni elemento	avviso di mancanza
inserti di sollevamento	integrità e funzionalità	ispezione visiva	ogni elemento	notifica delle imperfezioni
Elementi	finitura superficiale	ispezione visiva	ogni elemento	notifica delle imperfezioni
Elementi	lunghezza totale	misurazione metrica	2 bordi ogni 10 elementi	registrazione della misura
Elementi	spessori	misurazione metrica	5 punti ogni 10 elementi	registrazione della misura
Elementi	ricoprimenti delle armature	misurazione metrica	5 punti ogni 10 elementi	registrazione della misura
Elementi	inflessioni di mezzera	misurazione metrica	ogni mese o 1/100 elementi	registrazione della misura
Elementi	altre tolleranze geometriche	misurazione metrica	ogni anno o 1/600 elementi	registrazione della misura
Elementi (tutti i tipi)	resistenza rottura	prova di carico	prove iniziali su 2 prototipi	apposito rapporto
Elementi (tipo f punto 5.2.1)	comportamento in esercizio	prova di carico	ogni 6 mesi su 1 elemento	apposito rapporto



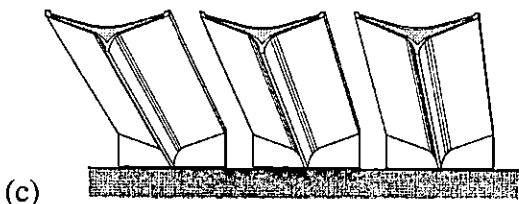
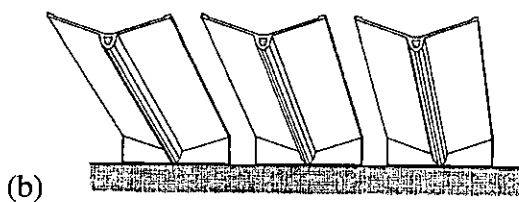
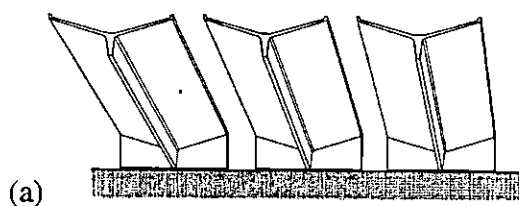
**ALLEGATO III-E – Esempi tipici di elementi speciali per coperture.**



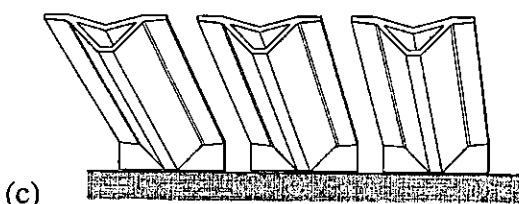
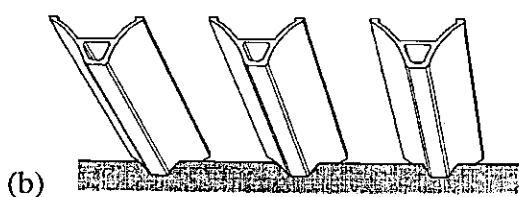
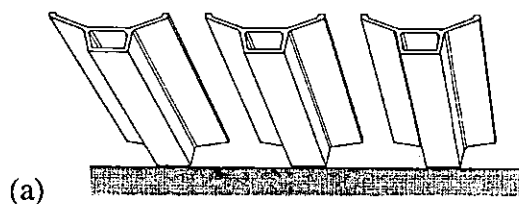
**Fig. 1 - Profili alari semplici**



**Fig. 3 - Profili bi-nervati**



**Fig. 2 - Profili nervati**



**Fig. 4 - Profili scatolari chiusi**

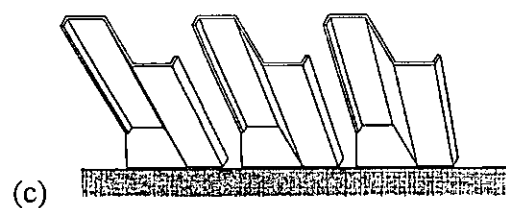
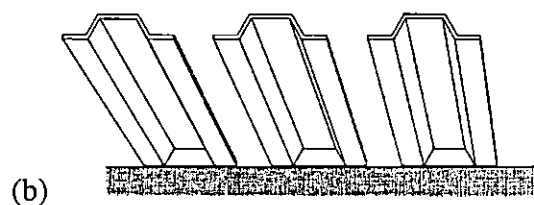
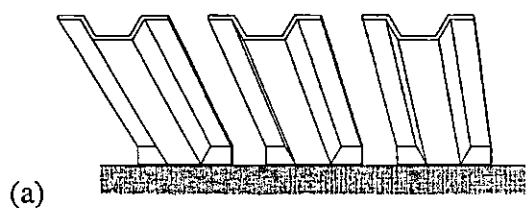


Fig. 5 - profili scatolari aperti

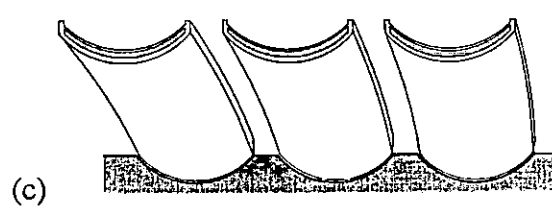
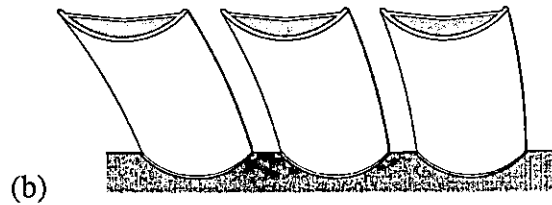
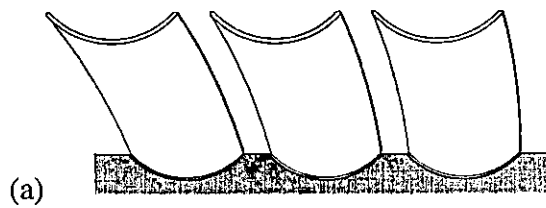


Fig. 7 - Profili a doppia curvatura

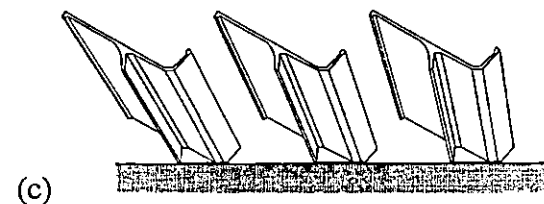
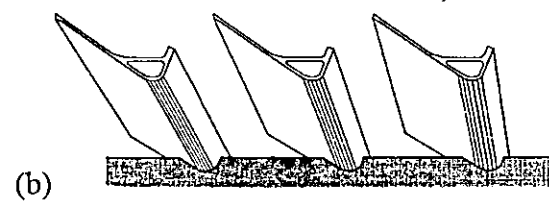
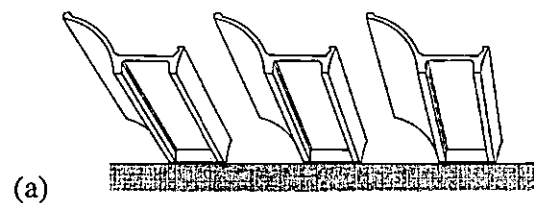


Fig. 6 - Profili a shed

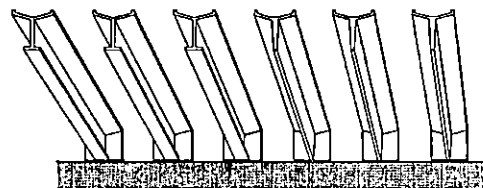


Fig. 8 - Profili a Y

- ① ISOLANTE TERMICO
- ② IMPERMEABILIZZAZIONE
- ③ GUAINA PROTETTIVA
- ④ PROFILO DI BORDO
- ⑤ FINITURA INTREGGIATA
- ⑥ LASTRE TRASLUCIDE (POSATE IN OPERA)

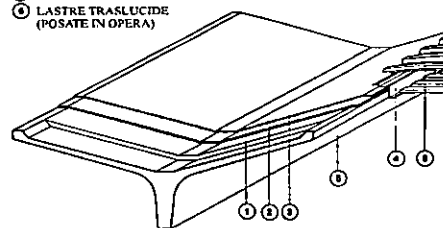


Fig. 9 - Finiture tipiche

Gli esempi qui riportati non intendono coprire tutti i possibili tipi di elementi speciali per coperture

## PARTE IV

### STRUTTURE A PARETI PORTANTI

#### 1 - Regole generali

##### 1.1 - Oggetto

La presente parte delle Istruzioni ha per oggetto la progettazione, l'esecuzione, le verifiche di sicurezza ed il controllo delle strutture costituite principalmente, per quanto riguarda gli elementi verticali, da pannelli portanti prefabbricati di grande formato in calcestruzzo, eventualmente associato ad altri materiali.

Per gli orizzontamenti possono impiegarsi diversi tipi di solai, che comunque dovranno essere tali da garantire anche il funzionamento a diaframma.

Il materiale è il calcestruzzo semplice, armato o precompresso, anche realizzato con inerti leggeri o con l'inserimento di altro materiale (fibre, silica fume, ecc..).

Gli elementi di parete sono pannelli in cui una delle dimensioni è l'altezza di piano. Per pannelli di tipo diverso per forma o materiali, non essendo possibile dare precise regole di progettazione, è necessario riferirsi a una documentata sperimentazione diretta, fermi restando i principi generali di concezione strutturale, di analisi degli sforzi e di verifica della sicurezza.

Per le pareti perimetrali possono essere previsti pannelli multistrato formati da uno strato portante e da uno di isolante termico, a sua volta protetto da una lastra di facciata generalmente di calcestruzzo.

##### 1.2 - Raccomandazioni inerenti al progetto

###### 1.2.1 - Indicazioni generali

L'analisi delle sollecitazioni nelle strutture a pareti portanti va condotta secondo i criteri generali del capitolo 2 della Parte I.

Le strutture dovranno essere concepite come complessi tridimensionali di muri e solai, in modo che i vari elementi cooperino sia alla portanza dei carichi verticali, sia alla resistenza alle azioni orizzontali.

Le strutture così concepite devono risultare controventate da pareti verticali nelle due

direzioni principali, non essendo previsto un comportamento a telaio in alcuna direzione.

Poiché il comportamento delle strutture a pannelli è di solito pressoché elastico sin nei pressi dello stato limite ultimo, gli sforzi sviluppati dalle azioni possono essere calcolati nella ipotesi lineare elastica, sia per la distribuzione delle azioni fra i diversi elementi controventanti, che nell'ambito di ogni singolo elemento, salvo che per la verifica di instabilità dell'elemento stesso (v. 2.5.3).

#### 1.2.2 - Giunti di dilatazione

Ai fini della scelta degli eventuali giunti di dilatazione vale quanto precisato al punto 2.4 della Parte I.

A meno delle apposite verifiche, si possono prevedere di massima corpi di fabbrica di dimensioni non superiori a 40 m nelle due direzioni.

#### 1.2.3 - Incatenamenti

Gli incatenamenti sono elementi tesi, resi efficacemente continui per resistere a trazione. Questi devono essere previsti:

- per assicurare il comportamento solidale dell'insieme strutturale nei riguardi della sua stabilità globale;
- per prevenire un danno locale dovuto ad azioni eccezionali quali un impatto o un'esplosione;
- per creare percorsi di carico alternativi ove avvenga un danno locale.

Si dovranno avere i seguenti incatenamenti:

- a) incatenamenti perimetrali;
- b) incatenamenti interni;
- c) incatenamenti verticali.

In corrispondenza delle facciate, anche non portanti, dell'edificio deve essere realizzato un incatenamento perimetrale al quale devono essere collegati, formando nodo, tutti gli incatenamenti interni.

Nello spessore di ogni solaio si prevederanno, nelle due direzioni, armature

metalliche meccanicamente continue, colleganti i muri e le facciate opposte, e interessanti tutti i pannelli verticali. Analogamente, in tutti i pannelli portanti devono essere realizzati degli incatenamenti verticali meccanicamente continui, che costituiscono una maglia con i precedenti.

Le disposizioni adottate devono essere tali che la rottura della continuità degli incatenamenti non sia in alcun caso di tipo fragile.

Qualora un edificio sia diviso da giunti di dilatazione in corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti, ogni corpo dovrà avere un sistema di incatenamenti indipendente.

Nel progetto degli incatenamenti l'armatura può assumersi agente con una resistenza caratteristica convenzionale di  $150 \text{ N/mm}^2$ , capace di sopportare le forze di trazione definite nei punti successivi. Le armature disposte per altre funzioni possono ritenersi come facenti parte di questi incatenamenti.

Le sezioni degli incatenamenti devono essere proporzionate alla sollecitazione più gravosa tra quella generata da appropriate azioni eccezionali e quella che consegue alla deviazione su un percorso alternativo del carico intorno alla zona danneggiata.

Per il progetto degli incatenamenti possono essere trascurate le forze diverse da quelle generate direttamente dalle azioni eccezionali o conseguenti al verificarsi di un effettivo danno locale.

Qualora gli incatenamenti non siano contenuti in un piano, vanno tenuti in conto gli effetti di inflessione dovuti alle eccentricità.

Gli incatenamenti possono essere post-tesi.

Gli incatenamenti non devono essere ripresi per sola sovrapposizione nei giunti fra elementi prefabbricati. In tali casi vanno adottate giunzioni meccaniche.

#### **a) Incatenamenti perimetrali**

Ad ogni piano ed al livello della copertura occorre prevedere un incatenamento continuo perimetrale, situato entro una fascia di 1,2 m dal bordo. L'incatenamento può contenere armatura utilizzata come parte di un incatenamento interno.

L'incatenamento deve di regola essere in grado di resistere ad una forza di trazione

$$F_{tie} = 10 l_i \text{ kN/m} \quad (\geq 5 \text{ kN/m})$$

con  $l_i$  = lunghezza della campata finale in m.

Nelle strutture con bordi interni (quali atri, cortili, ecc.) si dovranno disporre incatenamenti perimetrali lungo tali bordi, come per i bordi esterni, incatenamenti che dovranno essere efficacemente ancorati ed avere al minimo una sezione di  $3 \text{ cm}^2$  ( $4 \text{ cm}^2$  per le zone sismiche).

#### **b) Incatenamenti interni**

Questi incatenamenti dovranno essere posti alla quota dei piani e della copertura in due direzioni pressoché ortogonali. Dovranno essere efficacemente continui su tutta la lunghezza ed essere ancorati agli incatenamenti perimetrali in entrambe le estremità. Dovranno ancora garantire il funzionamento a diaframma – tenuto conto della forma, di interruzioni, di vuoti, ecc... - assorbendone gli sforzi di trazione.

Gli incatenamenti interni possono, in tutto o in parte, essere distribuiti uniformemente nelle solette o possono essere raggruppati in corrispondenza delle pareti, al loro interno o in altre posizioni opportune. Nelle pareti devono di norma restare entro 0,5 m dall'estradosso o dall'intradosso della soletta di piano.

Gli incatenamenti interni devono essere collegati a quelli verticali in modo tale che sia assicurato il trasferimento delle forze.

#### **c) Incatenamenti verticali**

In edifici a pannelli di due o più piani e in ogni caso in zone sismiche occorre che siano posizionati incatenamenti verticali nelle pareti al fine di limitare il danneggiamento prodotto se la parete di sotto viene meno per cause eccezionali. Gli incatenamenti dovranno far parte di un sistema a ponte per coprire l'intera luce della zona danneggiata.

Il nodo deve garantire la trasmissione delle forze di trazione tra due tiranti ortogonali, con l'ausilio di puntoni in calcestruzzo, in schemi secondari formati a seguito di collassi locali per azioni eccezionali di cui al punto 1.2.4 e l'appensione degli orizzontamenti nel caso di espulsione dell'elemento portante sottostante.

Gli incatenamenti dovranno essere continui dal livello delle fondazioni a quello più alto ed in grado di portare almeno il carico ultimo di progetto applicato dal solaio

immediatamente soprastante la parete venuta meno per cause eccezionali.

Quando una parete è sorretta al suo livello più basso da un elemento che non sia una fondazione (quale una trave o una piastra), si dovrà considerare nel calcolo la possibilità che tale elemento venga meno per cause eccezionali e prevedere quindi un percorso alternativo per i carichi.

#### 1.2.4 - Azioni eccezionali

L'intera struttura, ed in particolare i collegamenti, devono essere in grado di resistere alle azioni eccezionali eventualmente prescritte dalla normativa vigente e dai capitolati.

La struttura deve comunque essere organizzata in modo da evitare che la distruzione eventuale di un elemento principale delle dimensioni di un vano, se in posizione interna, o di due metà di tali elementi, se in posizione d'angolo, possa comportare un collasso a catena di una estesa parte della costruzione. In tale eventualità si dovrà garantire pertanto la ridistribuzione dei carichi tra gli elementi residui, sia pure a prezzo di dissesti locali, attraverso schemi strutturali "secondari" risultanti dall'eliminazione dell'elemento portante suddetto.

## 2 - Prescrizioni costruttive

### 2.1 - Armatura dei pannelli

Le armature del pannello devono essere dimensionate per tutte le fasi di vita del pannello, comprese quelle di trasporto e sollevamento.

Qualora il pannello sia considerato non armato, eventuali armature costruttive devono essere impediti all'instabilità per carico di punta. Qualora il pannello sia considerato come armato, l'armatura dovrà rispettare le seguenti prescrizioni:

- rapporto geometrico minimo di armatura  $\rho_1 \geq 0.003$
- distanza massima delle barre:  $s \geq 2b < 300 \text{ mm}$  (con  $b$  spessore della parete).

Le armature verticali saranno accompagnate da armature orizzontali con  $\rho_2 \geq 0.002$  e saranno collegate da appropriati legamenti trasversali.

Elementi di pannello isolati di lunghezza orizzontale inferiore a un metro devono essere trattati come pilastri in calcestruzzo armato ed essere pertanto armati nel rispetto della relativa regola.

## 2.2 - Aperture

Tutti i vani e fori praticati nelle pareti vanno contornati con armature opportunamente ancorate.

Gli architravi ed i parapetti dovranno essere verificati sia per i carichi locali che per gli sforzi dovuti alla funzione di controvento svolta dai pannelli. Dovranno essere armati con barre orizzontali superiori ed inferiori collegati da staffe chiuse, opportunamente prolungati nel corpo del pannello.

## 2.3 - Pareti esterne

I pannelli costituenti pareti esterne devono essere provvisti di una rete superficiale d'armatura destinata a contrastare gli effetti del ritiro e degli sbalzi termici. Tale armatura va disposta il più vicino possibile alla faccia esterna, tenendo presenti le normali tolleranze di posa e la dovuta protezione dell'armatura.

Il diametro minimo dei fili è  $\Phi = 5$  mm, la spaziatura massima è di 150 mm.

Nel caso di pannelli multistrato, la lastra di facciata dovrà avere spessore utile minimo di 60 mm.

Nel caso di pannelli a più strati occorre evitare lo sviluppo di sollecitazioni eccessive dovute al collegamento tra due strati rigidi (per esempio per effetto termico).

La resistenza dei pannelli a questo tipo di sollecitazioni potrà essere giustificata sperimentalmente, tenendo conto delle possibili combinazioni delle azioni.

Gli elementi di collegamento tra le lastre dovranno essere di materiale resistente alla corrosione o protetti opportunamente al fine di garantire la durabilità dell'elemento.

## 2.4 - Montaggio dei pannelli

Nel montaggio di pannelli prefabbricati si dovrà aver cura di realizzare superfici di appoggio regolari in grado di trasmettere i carichi senza concentrarli.



Per il livellamento dei pannelli durante il montaggio si dovranno impiegare elementi di limitate dimensioni e di basso modulo elastico o di resistenza controllata in modo che la concentrazione degli sforzi che essi provocano venga rapidamente eliminata con il prosieguo della costruzione.

Nel caso di pannelli con aperture si dovrà aver cura di realizzare un adeguato appoggio sui due lati dell'apertura anche durante le fasi di montaggio, onde evitare lesioni negli elementi di collegamento.

## *2.5 - Verifiche agli stati limite ultimi*

Il pannello va verificato riguardo a:

- effetti locali di carichi concentrati,
- resistenza a presso flessione e stabilità di forma,
- resistenza a taglio composto.

### *2.5.1 - Verifica agli effetti locali*

La diffusione entro un pannello di parete dei carichi localizzati, a partire dai bordi dell'impronta caricata, può ipotizzarsi sviluppata entro superfici inclinate di 1/3 o di 2/3 sulla verticale, a seconda rispettivamente che si tratti di calcestruzzo semplice o armato.

### *2.5.2 - Resistenza a presso-flessione*

Nelle verifiche a sforzo normale dei pannelli di parete si terrà conto anche degli effetti delle eccentricità inintenzionali dovute alle tolleranze di tracciamento, di produzione e di montaggio, oltre che del modello di calcolo.

La verifica si effettua sulla sezione orizzontale a mezza altezza del pannello.

Essa deve tener conto dello sforzo normale unitario  $n = N/t$  agente localmente, di una «eccentricità iniziale di calcolo» della risultante di compressione rispetto al piano medio, e degli effetti del second'ordine dovuti alla deformazione del pannello.

Per semplicità la verifica verrà riferita ad uno sforzo normale resistente centrato  $n_{R,d}$ , (rispetto al piano medio), il quale verrà modificato fittiziamente in funzione della

eccentricità laterale iniziale e della snellezza del pannello, come precisato nel seguito (v. punto 2.5.4).

Quando lo sforzo normale unitario non è uniforme lungo la sezione del pannello, la verifica verrà compiuta nei seguenti punti della sezione stessa:

- nel caso di pannello con bordo verticale vincolato, e con un rapporto altezza/larghezza ( $l/b \leq 1$ ):  
al bordo libero;
- nel caso di pannello con due bordi verticali vincolati, e con  $l/b \leq 0,5$  :  
a metà della larghezza del pannello;
- negli altri casi:  
ad una distanza dal bordo più compresso pari alla più piccola delle grandezze seguenti:

$$l/4; \quad y/3$$

( $l$  = altezza del pannello;  $y$  = larghezza della zona compressa).

In questi casi occorre inoltre effettuare la verifica al bordo più compresso, astraendo dall'inflessione laterale.

#### *Piano meccanico medio di un pannello*

E' quello parallelo ai parametri esterni, passante per il baricentro della sezione resistente orizzontale media, supposta di inerzia costante lungo l'altezza.

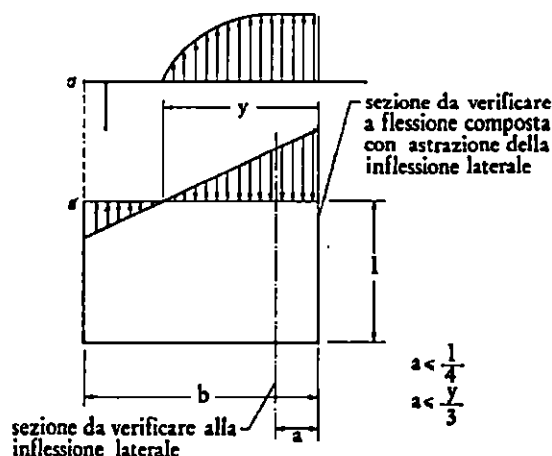


Figura 1

La figura 1 indica la posizione dei punti da verificare nel caso di parete con due bordi verticali liberi.

Nel calcolo della posizione del piano meccanico medio si può tener conto degli eventuali elementi di irrigidimento se la loro spaziatura è inferiore alla semialtezza del pannello, o a 10 volte lo spessore della lastra, se disposti secondo due direzioni ortogonali.

Per i pannelli composti da materiali diversi la valutazione del baricentro si effettua considerando le aree delle sezioni come affette da « pesi » proporzionali ai moduli di elasticità dei materiali.

### 2.5.3 - Eccentricità iniziale di calcolo

Per eccentricità iniziale, o del primo ordine, si intende la distanza del centro di pressione della sollecitazione di calcolo dal piano meccanico, calcolata senza tener conto della deformazione. Essa si ottiene come sovrapposizione più sfavorevole delle « eccentricità strutturali » e delle eccentricità generate dalle azioni esterne nelle combinazioni richieste:

$$e_0 = e_0 \text{ (strutt.)} + e_0 \text{ (azioni)}$$

#### 2.5.3.1 - Eccentricità strutturale

Sono le eccentricità della risultante verticale nella sezione di verifica, dovute alle azioni trasmesse al pannello della struttura.

L'eccentricità strutturale di calcolo in mezzzeria del pannello si ricava in funzione delle diverse eccentricità seguenti, con i valori ed il segno più sfavorevoli ai fini della verifica:

$$e_0 \text{ (strutt.)} = \sqrt{0,3(e_s^2 + e_i^2)} + 0,4e_s e_i + e_p$$

$e_p$  è un'eccentricità non intenzionale dovuta a difetto di planarità del piano medio della parete (v. Fig. 2). Tale difetto è dovuto a imprecisioni esecutive nella geometria della carpenteria e nel getto. Per l'eccentricità  $e_p$  va assunto il valore caratteristico (frattile 0,05) della distribuzione statistica sperimentale. In mancanza di determinazione statistica sperimentale essa va assunta pari a 0,002 l.

$e_s$  ,  $e_i$  sono le eccentricità delle risultanti ai vincoli superiori ed inferiori della parete, composte a loro volta di una parte nominale e di una parte non intenzionale, come specificato nel seguito.

a) Posizione delle risultanti nominali

Le eccentricità nominali superiore ed inferiore sono le distanze dal piano medio meccanico teorico delle rispettive risultanti. Influisce nell'eccentricità nominale il disassamento verticale fra unione e pannello e fra pannello e pannello.

La posizione delle risultanti va determinata in linea di massima in relazione alle grandezze di progetto:

- posizione dell'unione rispetto al piano meccanico medio della parete;
- posizione mutua degli elementi collegati;
- dimensioni dell'unione e tipo di vincolo da essa esercitato.

Qualora il vincolo sia riconducibile a quello dell'articolazione, e in mancanza di determinazione più raffinata, si potranno prendere in conto i fattori suddetti assumendo le seguenti ipotesi semplificate:

- nel vincolo inferiore, la risultante si suppone applicata nel baricentro della parte comune alle proiezioni orizzontali delle sezioni dell'unione, e delle estremità del pannello in esame e del pannello (o altra struttura) sottostante;
- nel vincolo superiore, per i carichi trasmessi dal pannello sovrastante, come per il vincolo inferiore; per i carichi trasmessi dai solai, la reazione si suppone applicata ad 1/3 della superficie di appoggio, a partire dallo spigolo della parete.

Nel caso di parete continua con i solai, se si è assunto tale schema di calcolo occorre tener conto della eccentricità introdotta dai momenti di continuità di:

- sovraccarichi permanenti e accidentali, nel caso di solaio prefabbricato (oltre all'eccentricità di posa del solaio stesso come specificato nel seguito);
- tutti i carichi, nel caso di solaio gettato in opera.

b) Eccentricità non intenzionali

Ad entrambe le eccentricità nominali andranno aggiunte le seguenti eccentricità non intenzionali nel verso più sfavorevole.

### *Eccentricità dovuta a imprecisioni di posa dei pannelli*

Il valore dell'eccentricità per difetto di posa di due pannelli sovrapposti tiene conto del fatto che l'errore di verticalità in un pannello comporta, all'atto della posa del pannello superiore, una rettifica che induce un errore di sovrapposizione. Tale eccentricità viene assunta pari a  $e \geq 10$  mm se il pannello viene riscontrato all'atto della posa del pannello superiore.

Tale valore potrà essere ridotto fino alla metà qualora nel progetto sia dichiarato e documentato che i sistemi costruttivi e di montaggio adottati garantiscano tolleranze ridotte in proporzione, rispetto a quelle di cui al paragrafo 3.

Se invece il pannello non viene automaticamente riscontrato si assume  $e \geq 15$  mm (in tal caso peraltro si procederà al controllo in corso d'opera).

### *Eccentricità dovuta all'indeterminazione del piano medio meccanico della parete*

L'indeterminazione del piano meccanico medio è dovuto a disomogeneità del materiale legate alle modalità di getto e «costipamento» in posizione orizzontale. Anche per questa grandezza può assumersi il «valore caratteristico» della distribuzione statistica sperimentale. In mancanza di determinazione sperimentale si assumerà, per i pannelli gettati in orizzontale, una eccentricità pari a:

$$e \geq 0,015 t$$

Tale valore dovrà essere raddoppiato nel caso di pannelli multistrato, mentre può considerarsi nullo nel caso di pareti gettate in verticale.

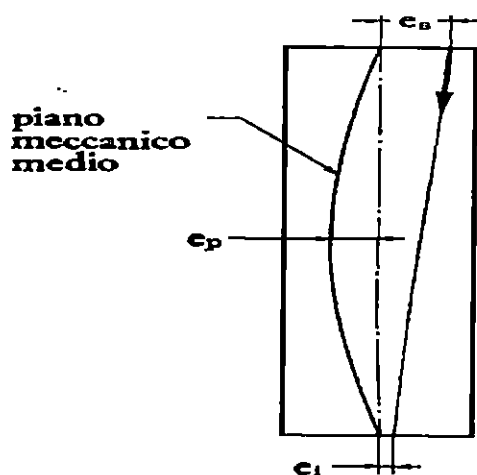


Figura 2

## 2.5.3.2 - Eccentricità dovuta alle azioni esterne

Trattasi essenzialmente delle azioni del vento, termiche e sismiche agenti direttamente sul pannello. Per le combinazioni da considerare si fa riferimento alla normativa sulle azioni. Va tenuto presente che l'azione del vento può tradursi in una pressione o in una depressione.

L'eccentricità generata dall'applicazione di dette azioni esterne direttamente sul pannello si calcola dividendo il momento flettente trasversale di tali azioni di calcolo sulla sezione di mezzeria del pannello per lo sforzo normale unitario di calcolo presente, nella combinazione più sfavorevole.

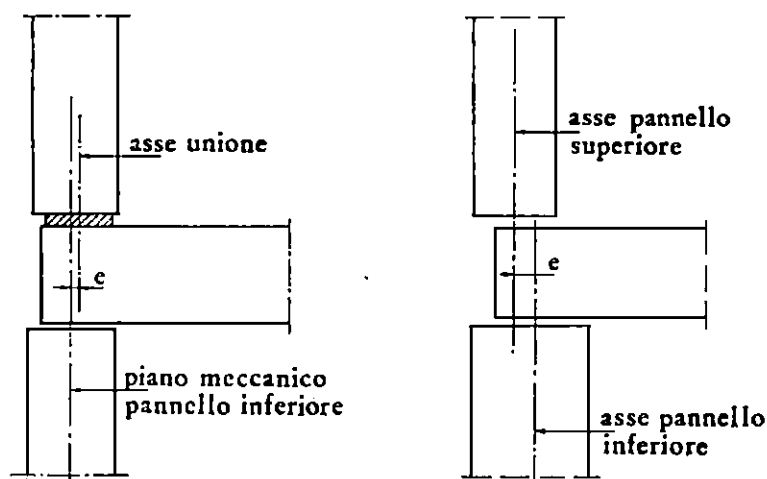


Figura 3

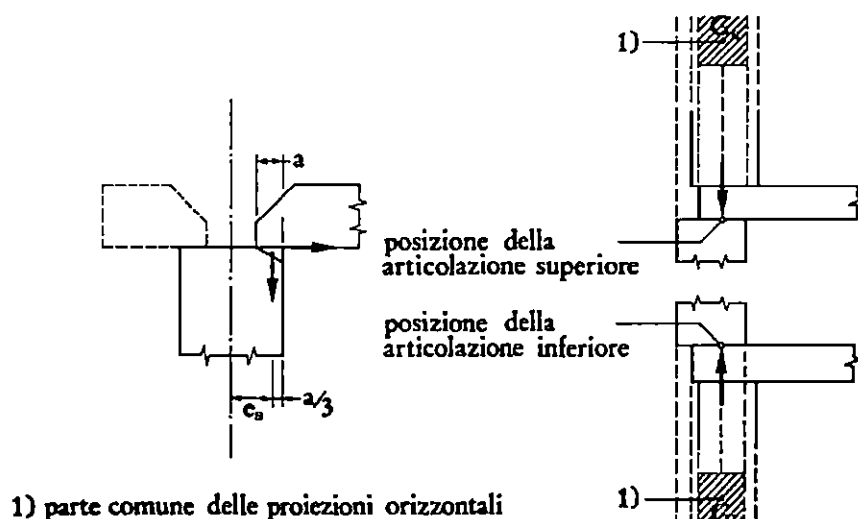


Figura 4

## 2.5.4 - Effetto del secondo ordine

### 2.5.4.1 - Lunghezza libera di inflessione

La lunghezza libera di inflessione  $l_0$  è data da:

$$l_0 = kl$$

ove:

$l$  è l'altezza totale del pannello;

$k$  è un coefficiente da assumersi come segue, nell'ipotesi di vincolo orizzontale a cerniera:

a) pannello vincolato su due bordi verticali

$$k = 1 \quad \text{per } l/b \leq 1/2$$

$$k = 3/2 - 1/b \quad \text{per } 1/2 \leq l/b \leq 1$$

$$k = 1 / \left[ 1 + (1/b)^2 \right] \quad \text{per } l/b > 1$$

b) pannello vincolato su un bordo verticale

$$k = 1 \quad \text{per } l/b \leq 1$$

$$k = 1 - \left( 1 - \sqrt{3}/3 \right) (1/b - 1) \quad \text{per } 1 \leq l/b \leq 2$$

$$k = 1 / (1 + 1/2b)^{1/2} \quad \text{per } l/b > 2$$

c) pannello libero su due bordi verticali

$$k = 1$$

Assumendo lo schema della continuità, il coefficiente  $k$  può desumersi mediante un'analisi elastica della struttura. Non si assumerà mai comunque un valore di  $k$  inferiore a 0,8.

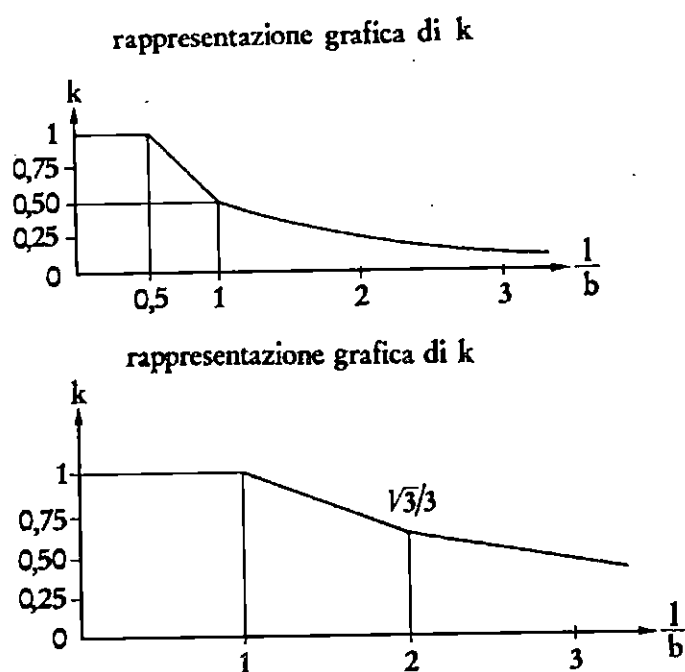


Figura 5

#### 2.5.4.2 – Strutture controventate

Potranno essere considerate controventate solo le strutture per cui gli elementi controventanti abbiano una rigidezza complessiva almeno pari a:

$$\begin{aligned} H\sqrt{N/E_c J} &\leq 0,6 && \text{per } n \geq 4 \\ H\sqrt{N/E_c J} &\geq 0,2 + 0,1n && \text{per } n < 4 \end{aligned}$$

$H$  = altezza totale del telaio

$E_c J$  = somma delle rigidezze dei nuclei di controvento (circa costante sull'altezza)

$N$  = somma dei carichi verticali di esercizio

$n$  = numero dei piani

#### 2.5.4.3 - Snellezza ridotta

Si definisce snellezza ridotta del pannello il rapporto:

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\alpha}}$$



in cui  $\alpha = 1000/(1 + \beta\xi)$

$\beta$  = coefficiente funzione del fluage del congelamento

$\xi$  = rapporto fra i valori dello sforzo  $n$  dovuto al carico di lunga durata e quello totale.

Per il coefficiente  $\beta$  si debbono assumere i valori seguenti:

$\beta = 1,2$  per pannelli prefabbricati in calcestruzzo ordinario

$\beta = 1,8 \div 2,4$  per pannelli prefabbricati in calcestruzzo leggero

(Il valore 1,8 può assumersi per conglomerati da  $1800 \text{ Kg/m}^3$ , giungendo fino a 2,4 per conglomerati da  $1200 \text{ Kg/m}^3$ ).

#### 2.5.4.4 - Verifica di stabilità

Lo sforzo normale unitario ultimo di calcolo  $n_{R,d}$ , che il pannello può raggiungere, viene ridotto del coefficiente  $\varphi$ , funzione di  $e_0/s$  e di  $\lambda$ . In mancanza di formulazioni più precise, si può impiegare il grafico di fig. 6 (valido per le sezioni rettangolari).

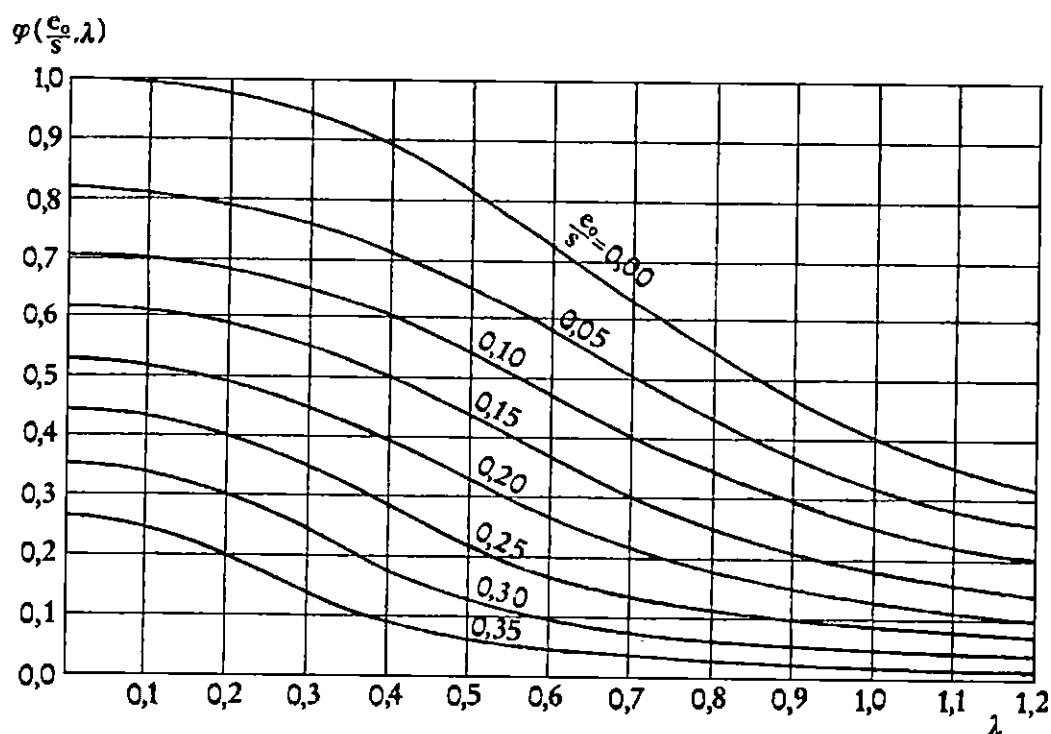


Figura 6

La verifica diviene quindi

$$n_{S,d}(Q_k, \gamma_F, \psi) \leq n' = \varphi \cdot n_{R,d}(f_k, \gamma_m, \lambda_n)$$

Si ricorda che questa verifica riguarda pannelli non armati, ivi compresi quelli con armatura inferiore a quella prevista in 2.1.

Nel caso di pannelli armati, la verifica va fatta come dalle norme per le strutture in cemento armato, prendendo in conto, eventualmente con i metodi approssimati previsti, gli effetti del secondo ordine, e ferme restando le eccentricità iniziali stabilite in 2.5.3 nonché le quantità minime di armatura stabilite nel punto 2.1.

Verrà considerata una colonna di larghezza unitaria estratta dal pannello nelle posizioni prescritte, e vincolata coerentemente col coefficiente  $k$  ricavato come al punto « lunghezza libera d'inflessione ».

Per i pannelli degli ultimi piani soggetti a sforzi normali modesti può accadere che l'eccentricità relativa  $e_0/s$  superi il valore massimo 0,35 considerato nel grafico. In tal caso si potrà disporre un'adeguata armatura ed eseguire le verifiche come sopra. Oppure si potrà giustificare la sicurezza in base a risultanze di adeguate sperimentazioni e di metodi di calcolo da esse derivabili; per i pannelli multistrato sarà dato particolare riguardo alla collaborazione tra lastra portante e lastra esterna, considerate legate elasticamente dalle armature di cucitura.

Il calcolo o la sperimentazione potranno prescindere dagli effetti del second'ordine qualora risulti

$$\lambda \sqrt{\frac{n}{sf_{cd}}} \leq 10$$

#### 2.5.5 - Verifica a taglio (condizione d'integrità del pannello)

Va verificato che la tensione principale di trazione, per effetto della combinazione di sforzo normale e taglio, calcolata sul baricentro della sezione orizzontale del pannello, non superi la resistenza a trazione del materiale.

Il comportamento dei pannelli situati in zona tesa si può assimilare a quello di bielle compresse orientate secondo le diagonali che risulterebbero compresse sotto l'azione degli sforzi taglianti agenti nella costruzione supposta monolitica.

La verifica della resistenza della sezione d'estremità di una biella è condotta ammettendo che gli sforzi si trasmettano attraverso una superficie d'appoggio limitata dal bordo verticale e centrata sull'asse della biella con distribuzione uniforme delle sollecitazioni.

L'equilibrio diagonale produce nei pannelli degli sforzi secondari dei quali è necessario tener conto nelle verifiche di integrità dei pannelli.

Con ciò si ammette che l'eccentricità dello sforzo verticale rispetto al piano medio del pannello non riduca la resistenza di quest'ultimo agli sforzi di taglio. Per pannelli con nervature verticali si dovrà considerare lo sforzo medio agente nel pannello (escluse le nervature), calcolato tenendo conto dell'eccentricità del carico.

Indicando con  $s$  lo spessore della sezione resistente, con  $v_d$  la sollecitazione tangenziale di calcolo per unità di lunghezza, e posto:

$$\tau = v_d/s$$

$$\sigma = n_d/s$$

deve verificare la condizione

$$\left| \frac{\sigma - \sqrt{\sigma^2 + 4\tau^2}}{2} \right| \leq f_{ctk}$$

Per sforzi di taglio importanti (azione sismica, cedimenti d'appoggio), si dovrà invece verificare che il cerchio di Mohr costruito partendo da  $\sigma$  e  $\tau$  resti all'interno della curva intrinseca del materiale.

In figura è rappresentato il modo con cui si trasmettono gli sforzi tra le mensole A-B-C attraverso la biella attiva D.

Questo tipo di funzionamento è sconsigliato per pannelli in cui il rapporto altezza-larghezza sia inferiore a 2/3 o superiore a 3.

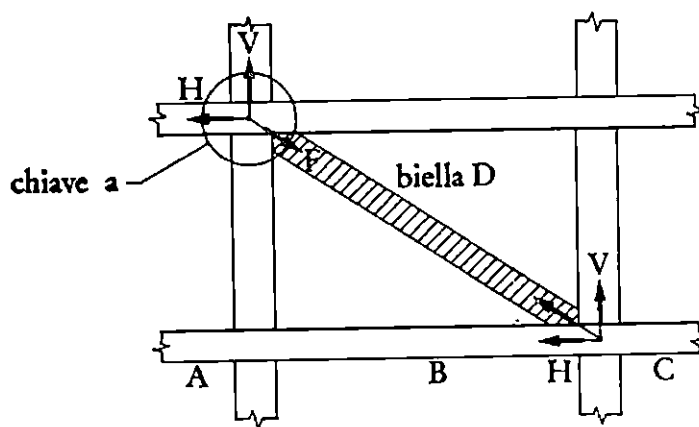


Figura 7

La figura precisa come viene equilibrata la biella e indica le sollecitazioni  $V$  ed  $H$  che la sua estremità superiore esercita sulla chiave  $a$ .

La reazione verticale  $V_i$  esercitata dalla biella sulla chiave è equilibrata dallo sforzo tangenziale  $T_{i-1}$  e dalla trazione  $N_i$  indotta dall'armatura verticale.

Può essere dedotto il peso di eventuali pannelli trasversali gravanti sulla chiave. La componente orizzontale  $H$  è equilibrata dall'armatura di incatenamento ma perché ciò sia possibile è necessaria la messa in opera di dentature ed armature di collegamento emergenti dagli angoli del pannello (vedi figura).

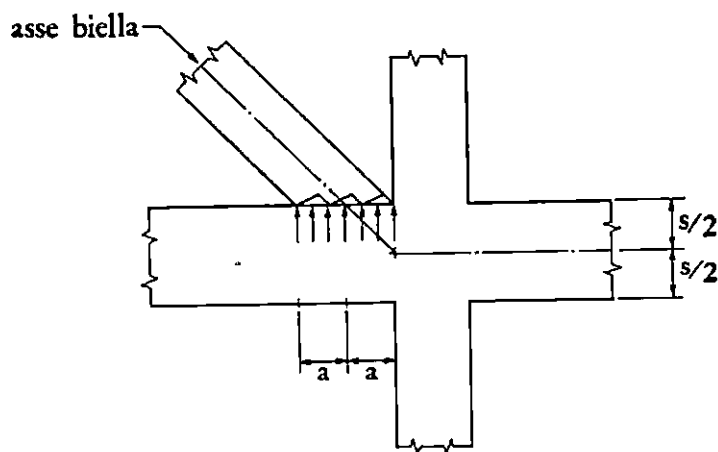


Figura 8

#### 2.5.6 - Verifica delle unioni orizzontali

Sono da effettuarsi le verifiche seguenti:

##### a) verifica a pressoflessione

- si verifica lo sforzo normale unitario sulla superficie di contatto pannello-unione
- nel caso che lo schema assunto preveda la continuità muro-solaio, andrà aggiunta una verifica a pressoflessione in direzione parallela allo spessore del pannello.

##### b) verifiche a taglio

#### 2.5.6.1 - Verifiche allo sforzo normale

In mancanza di giustificazione sperimentale, si verifica la disuguaglianza

$$n \leq sf_{cd}/\gamma_n$$

in cui il coefficiente di comportamento  $\gamma_n$  assume i valori:

$\gamma_n = 1,5$  se la larghezza corrente di incatenamento è uguale allo spessore del pannello, oppure se il solaio è gettato in opera;

$\gamma_n = 1,7$  se il solaio entra nell'unione e se la continuità tra i pannelli di solaio è stabilita con apposita armatura;

$\gamma_n = 2,4$  in tutti gli altri casi.

#### 2.5.6.2 – Verifica al taglio

Le unioni orizzontali fra i pannelli sovrapposti devono assicurare la trasmissione degli sforzi tangenti orizzontali malgrado la fessurazione in essi provocata dallo sforzo di trazione esistente alla superficie di contatto.

Quando non sia possibile predisporre adeguate armature al bordo inferiore del pannello, quest'ultimo deve essere munito di risalti o intagli che consentano la formazione di bielle compresse a 45° malgrado la fessurazione dell'unione.

#### *Unioni di conglomerato*

Nelle unioni interamente in conglomerato, non è richiesta alcuna disposizione

particolare per la trasmissione degli sforzi tangenziali se non esistono sforzi di trazione nell'unione stessa, e se lo sforzo tangenziale  $V_d$  soddisfa la disuguaglianza:

$$V_d \leq 0,35 N_d$$

Se le condizioni suddette non si verificano, la parte dello sforzo tangenziale eccedente  $0,20 N_d$  deve essere equilibrata da armature di collegamento.

L'unione si può intendere in conglomerato solo se questo viene gettato dopo la posa del pannello superiore e se ha uno spessore superiore a 50 mm.

In tali unioni inoltre si dovrà provvedere a trattare adeguatamente le superfici per assicurare l'appoggio delle bielle a  $45^\circ$  che vengono a configurarsi.

#### *Unioni in malta*

Se l'unione comporta uno strato di malta, non è richiesta alcuna disposizione particolare se non esiste sforzo di trazione e se

$$V_d \leq 0,20 N_d$$

Altrimenti, l'intero sforzo tangenziale dev'essere equilibrato da acciai di collegamento.

Si osserva che lo sforzo  $N_d$  di calcolo deve essere valutato nelle condizioni più sfavorevoli. In particolare i coefficienti  $\gamma_F$  sulle azioni verticali devono essere minimi, compatibilmente con quelli usati per calcolare  $V_d$ .

Nei casi in cui il bordo inferiore del pannello non abbia tali armature, esso diviene sede di sforzi secondari in quanto, mancando l'armatura di cucitura, le spinte delle bielle formatesi nell'unione orizzontale sono riprese solo nelle unioni verticali. Poiché queste spinte sono più intense sul bordo inferiore che su quello superiore, nasce nel pannello un momento flettente di asse perpendicolare al suo piano di cui bisogna tener conto nelle verifiche di integrità del pannello.

#### 2.5.6.3 - Sezione di pannello

Quando le sezioni d'appoggio differiscono notevolmente dalla sezione corrente, sia per la loro forma geometrica, sia per le sollecitazioni meccaniche che subiscono (carichi concentrati, carichi molto eccentrici), occorre disporvi armature appropriate.

### 2.5.7 - Unioni verticali

Le unioni verticali andranno verificate allo stato limite ultimo tenendo conto dei coefficienti di comportamento precisati nel seguito.

Come resistenza ultima verrà considerato il massimo sforzo tangenziale che l'unione può fornire, indipendentemente dalla riduzione che il diagramma taglio/scorrimento denuncia coll'innescarsi della deformazione plastica, salvo quanto prescritto in 2.6.3 .

#### 2.5.7.1 - Unioni di semplice contatto

La verifica della resistenza di una unione di semplice contatto alle azioni tangenziali si effettua solo allo stato limite di danno, non essendo lecito prendere in conto tali unioni per le verifiche di resistenza (salvo quando siano sfavorevoli alla stabilità).

#### 2.5.7.2 - Verifica delle unioni realizzate con chiavi elastiche

Si assumerà un coefficiente di comportamento

$$\gamma_n = 1,2$$

Per chiavi costituite da cordoli ed incatenamenti orizzontali o da getto nello spessore dei pannelli da collegare la resistenza al taglio può valutarsi mediante le usuali ipotesi di calcolo.

Per chiavi costituite da solai gettati in opera che prevedano nella zona chiave una rete di ferri superiori disposti secondo due direzioni ortogonali, in mancanza di prove speciali, si possono applicare le seguenti condizioni:

- per una chiave disposta tra due mensole elementari (fig. 9a):

$$V \leq 0,6(s + 4s_1)s_1 f_{ctk}$$

- per una chiave disposta tra una mensola elementare ed una unione di bordo verticale (fig. 9b):

$$V \leq 0,6(s + 3s_2)s_1 f_{ctk}$$

- per una chiave d'angolo (tra mensola elementare e incatenamento verticale o pannello d'angolo) (fig. 9c):

$$V \leq 0,6(s + s_2) s_1 f_{ctk}$$

ove

$V$  = taglio assorbito

$s$  = spessore del pannello

$s_1$  = spessore utile del solaio

$s_2$  = spessore dell'incatenamento verticale nel senso parallelo al pannello.

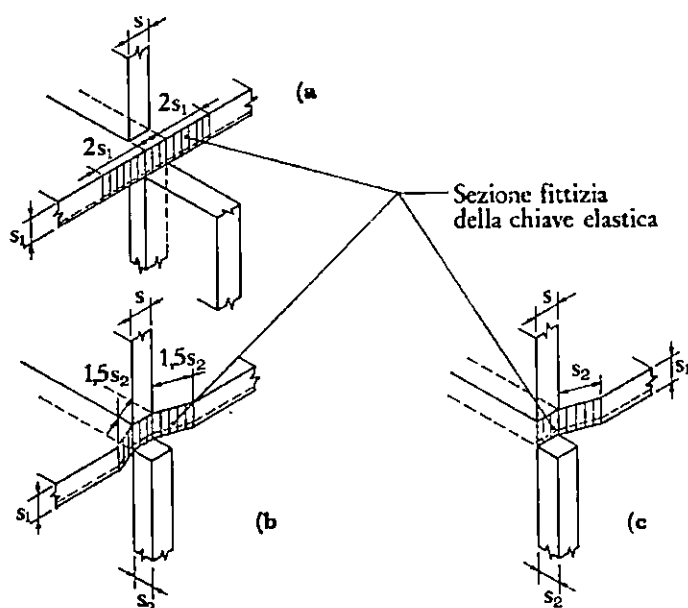


Figura 9

### 2.5.7.3 - Verifica delle unioni organizzate

Per il calcolo della resistenza di tali collegamenti si ammette che essi si fessurino a 45° sotto l'effetto delle azioni tangenti e si verifica:

- la resistenza a compressione delle bielle di conglomerato;
- la resistenza dello scorrimento sui bordi verticali del pannello;
- la resistenza delle armature alle trazioni orizzontali esercitate dalle bielle.

#### *Resistenza delle bielle a compressione*

Poiché la resistenza delle bielle è garantita dalla presenza di incavi di appoggio e dalle armature, la larghezza delle bielle da considerare nel calcolo è quella degli incavi.



La resistenza di calcolo per unità di lunghezza del collegamento sarà:

$$n_d = \frac{h_l \times f_{cd}}{\gamma_n}$$

Nella verifica si adotterà un coefficiente di comportamento pari a  $\gamma_n = 1,5$ .

#### *Resistenza delle armature*

Oltre alla resistenza a trazione delle sezioni delle armature trasversali, si dovranno verificare le seguenti prestazioni:

- aderenza,
- ancoraggi,
- continuità dell'armatura.

La continuità può essere garantita mediante saldatura o sovrapposizione.

Particolare cura dovrà essere adottata per il collegamento di pannelli non complanari.

### *2.6 - Verifiche agli stati limite di esercizio*

Per le verifiche agli stati limite di esercizio e di danno sismico, lo schema statico può essere diverso da quello relativo allo stato limite ultimo, per la diversa presenza di alcuni elementi ed unioni.

#### *2.6.1 - Deformazione*

Le deformazioni d'insieme per la verifica dello stato limite di deformazione verranno calcolate nell'ipotesi di sezioni elastiche reagenti in calcestruzzo, per le mensole monolitiche ovvero complesse a unioni organizzate.

Per le mensole con unioni di semplice contatto o chiavi elastiche, le deformazioni così ottenute vengono aumentate di un terzo.

Le deformazioni calcolate dovranno essere tali da non generare inconvenienti nelle opere strutturali.

#### *2.6.2 - Fessurazione*

Non è necessaria la verifica a fessurazione per le pareti verticali se la deformazione

massima calcolata come in 2.6.1 produce uno spostamento in sommità inferiore a

$$H/2000$$

(ove  $H$  è l'altezza totale della mensola); parimenti non è necessaria se la mensola è interamente compressa.

Per i solai e gli architravi vale la Normativa sulle strutture in cemento armato, come pure per le pareti ove non si verifichi la condizione precedente.

Per l'integrità dei pannelli di facciata valgono le prescrizioni di minimo di cui in 2.3 .

### 2.6.3 - Unioni organizzate

Le unioni organizzate non debbono raggiungere lo sforzo di plasticizzazione di calcolo sotto le azioni di esercizio, tenuto anche conto di un coefficiente di comportamento:

$$\gamma_n = 1,2$$

Va inteso come sforzo di plasticizzazione il valore minimo che si mantiene in fase plastica, non lo sforzo per cui ha inizio la plasticizzazione.

## 3 - Tolleranze dimensionali

Oltre a quelle generali date al paragrafo 2.11 della Parte I, per i pannelli di parete vengono date in particolare le tolleranze di produzione descritte nella Fig. 1.

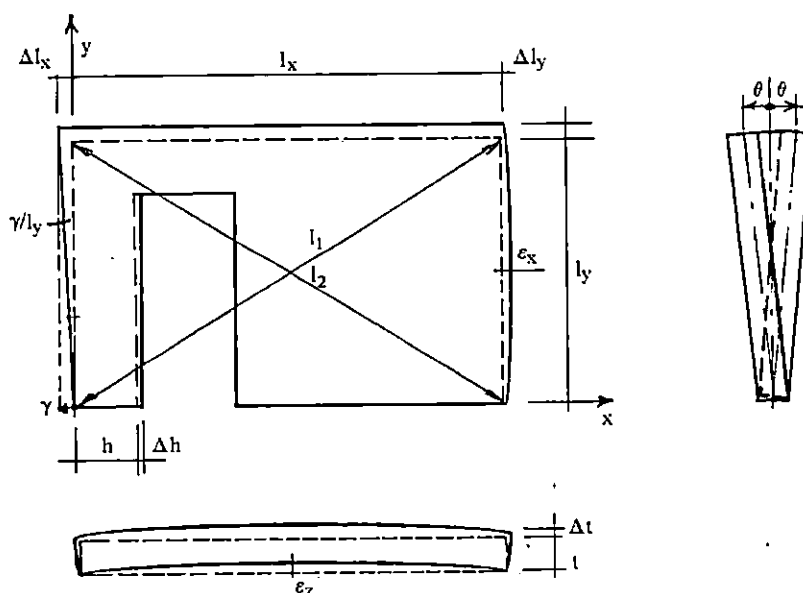


Figura 1

I valori limite delle tolleranze dati qui di seguito si riferiscono a misure rilevate a 20 °C di temperatura dopo una sufficiente maturazione del getto. Essi non comprendono gli eventuali effetti dei carichi applicati.

Rispetto a quelli dati nel seguito, si potranno adottare valori diversi, purchè specificati nella documentazione di progetto e compatibili con la corretta esecuzione delle opere.

Nel seguito sono riportate le tolleranze. Tutti i valori sono espressi in mm.

- lunghezza “*l*” dei bordi e delle diagonali ( $l > 1000$ )  $\pm \Delta l = 9 + l/1000$
- lunghezza “*h*” e misure corte ( $h \leq 1000$ )  $\pm \Delta h = 10$
- spessori “*t*” totali e parziali ( $t \leq 300$ )  $+ \Delta t = 10$   
 $- \Delta t = 5$
- squadratura “ $\delta$ ” globale del pannello  $\pm \Delta \delta = l/1000$
- ortogonalità “ $\gamma$ ” tra i bordi contigui  $\pm \gamma = l/700$
- rettilineità “ $\varepsilon$ ” dei lati e delle diagonali  $\pm \varepsilon = l/700$
- svergolamento “ $\theta$ ” globale del pannello  $\pm \theta = l/700$

In particolare la tolleranza di squadratura globale del pannello è calcolata come semidifferenza di quelle di lunghezza delle due diagonali:

$$\delta = (\Delta l_1 - \Delta l_2)/2$$

#### 4 - Controllo sul prodotto finito

La seguente tabella fornisce la carta di controllo di possibile riferimento per l'accettazione dei pannelli di parete all'uscita della linea di produzione. Non sono previste in questa sede le proprietà relative all'estetica delle superfici a vista.

Carta di controllo per l'accettazione a stoccaggio pannelli prodotti				
Oggetto	proprietà	metodo	frequenza	registrazione
cartellino di produzione	contrassegni precedenti	ispezione visiva	ogni pannello	avviso di mancanza
inserti di sollevamento	integrità e funzionalità	ispezione visiva	ogni pannello	notifica delle imperfezioni
pannelli	finitura superficiale	ispezione visiva	ogni pannello	notifica delle imperfezioni
pannelli	lunghezza lati	misurazione metrica	4 lati ogni 10 pannelli	registrazione delle misure
pannelli	spessori totali	misurazione metrica	5 punti ogni 10 pannelli	registrazione della misura
pannelli	eventuali aperture	misurazione metrica	lati e posizione ogni 10 pannelli	registrazione della misura
pannelli	squadratura globale	misurazione metrica	ogni mese o 1/100 pannelli	registrazione della misura
pannelli	ortogonalità ai 4 spigoli	misurazione metrica	ogni mese o 1/100 pannelli	registrazione della misura
Pannelli	rettilineità dei 4 lati	misurazione metrica	ogni mese o 1/100 pannelli	registrazione della misura
Pannelli	svergolamento globale	misurazione metrica	ogni mese o 1/100 pannelli	registrazione della misura

## PARTE V

## ELEMENTI SPECIALI E COMPLEMENTARI

## 1 - Elementi per fondazioni

## 1.1 - Plinti a pozzetto

## 1.1.1 - Generalità

I plinti a pozzetto in calcestruzzo devono essere in grado di trasmettere azioni verticali  $N$ , momenti flettenti  $M$  ed azioni di taglio orizzontali  $V$ , dai pilastri al suolo.

I pozzetti devono essere abbastanza ampi da permettere un buon riempimento di calcestruzzo o di malta al di sotto ed intorno al pilastro.

Gli interspazi tra pilastro e pozzetto devono essere dimensionati tenendo conto delle tolleranze di posa dei pilastri, del diametro degli inerti del riempimento e permettere una corretta costipazione del getto. Essi devono essere almeno pari a 30 mm effettivi.

I plinti prefabbricati vanno posati su di una superficie di fondazione opportunamente preparata al fine di garantire il corretto posizionamento plani-altimetrico, oltre che una uniforme distribuzione delle pressioni di contatto.

Quando fondati su di una soletta di calcestruzzo preventivamente gettata in opera, va interposto un allettamento di malta sul quale a fresco posare i plinti.

Per i plinti realizzati con bicchiere prefabbricato su soletta gettata in opera si applicano le stesse regole di calcolo sotto specificate. Il pozzetto, nel quale si realizza l'incastro del piede del pilastro, può avere la superficie interna liscia o dentata.

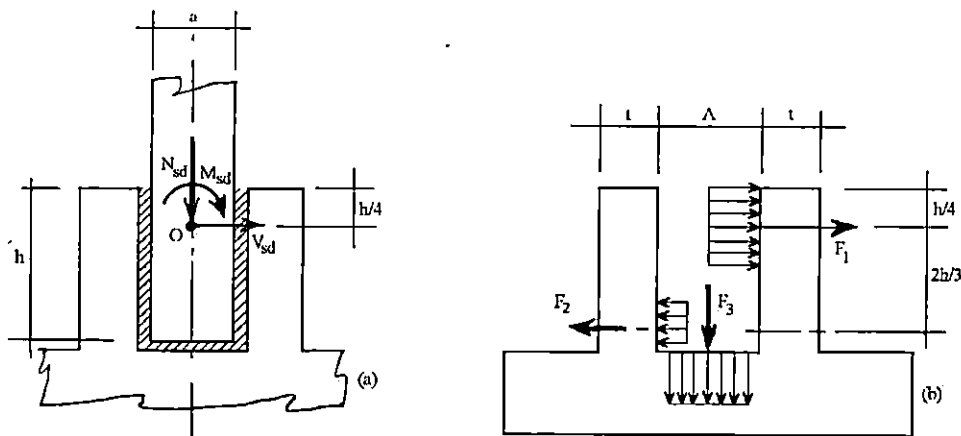


Fig. 1

### 1.1.2 – Plinti con pozzetti lisci

I calcoli di resistenza si effettuano sul modello di fig. 1, valido se sono rispettate le seguenti limitazioni:

$$\begin{aligned} h &\geq 1,2 \text{ a} && \text{per } M_{sd}/N_{sd} \leq 0,15 \text{ a} \\ h &\geq 2,0 \text{ a} && \text{per } M_{sd}/N_{sd} \geq 2,00 \text{ a} \end{aligned}$$

, con interpolazione lineare tra i due valori, e ancora:

$$t \geq B/3$$

In ogni caso dovrà essere  $h \geq 300 \text{ mm}$  e  $t \geq 100 \text{ mm}$ .

Le azioni  $M_{sd}$ ,  $V_{sd}$ ,  $N_{sd}$  si intendono valutate sul baricentro O della sezione che sta ad  $h/4$  dal bordo superiore del pozzetto (v. fig. 1a).

I dettagli delle armature dovranno essere progettati in modo da assicurare la trasmissione delle forze assunte nel modello, con particolare cura per le necessarie lunghezze d'ancoraggio.

Il modello considera le sole compressioni frontali  $F_1$ ,  $F_2$  ed  $F_3$  scambiate tra piede del pilastro e pozzetto, trascurando le azioni tangenziali da adesione ed attrito (v. fig. 1b).

- Azioni sul bicchiere

$$F_1 = V_{sd} + \frac{3}{2} \frac{M_{sd}}{h}$$

$$F_2 = \frac{3}{2} \frac{M_{sd}}{h}$$

$$F_3 = N_{sd}$$

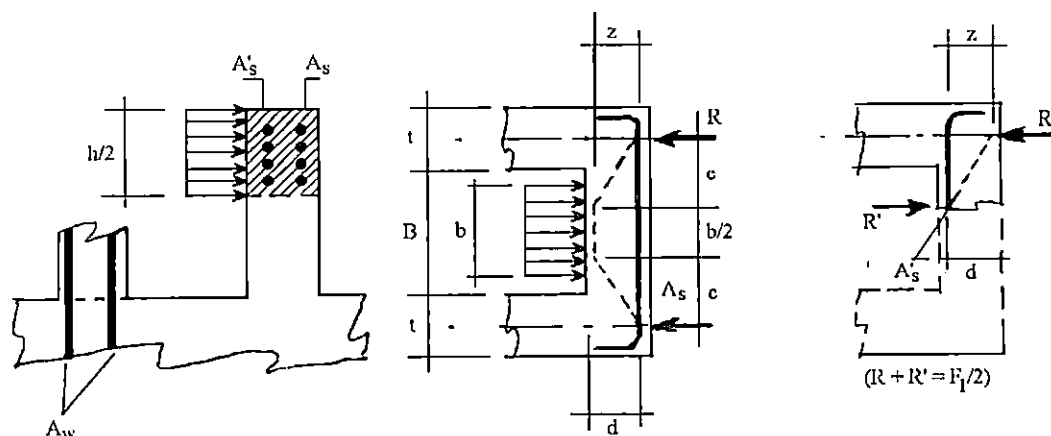


Fig. 2

- Verifica bordi frontali (v. fig. 2)

$$\begin{aligned} 2 A_s (1 + \alpha) f_{sd} / \lambda &> F_1 && \text{(ferri)} \\ 2 \cdot 0,4 d (h / 2) f_{ctd} / (1 + \lambda^2) &> F_1 && \text{(calcestruzzo)} \\ [t(b + t) + \alpha_e A_w] f_{ctd} &> F_2 && \text{(base)} \end{aligned}$$

con

$$\alpha = A'_s / A_s \quad \alpha_e = E_s / E_c$$

$$\lambda = c / z \quad z \approx 0,9 d \quad c = \frac{B + t}{2} - \frac{b}{4}$$

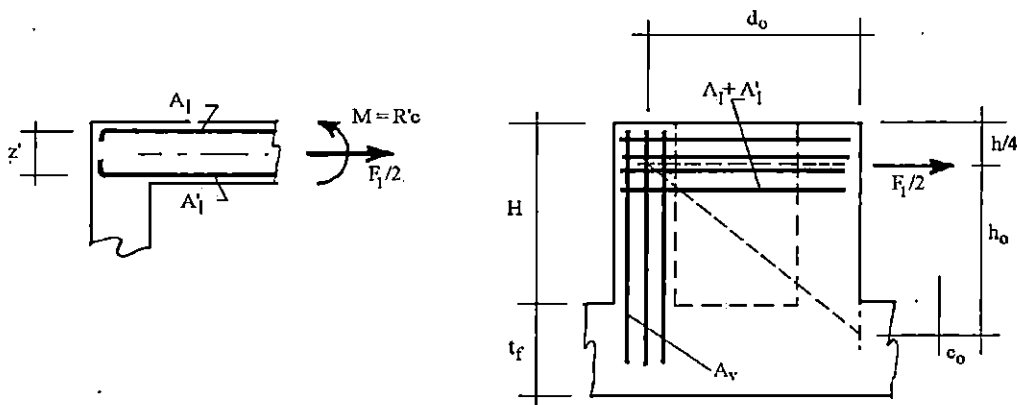


Fig. 3

- Verifica bordi laterali (v. fig. 3)

$$\begin{aligned} 2 A_I f_{sd} / (1 - \alpha c / z') &> F_1 && \text{(ferri esterni)} \\ 2 A'_I f_{sd} / (1 + \alpha c / z') &> F_1 && \text{(ferri interni)} \end{aligned}$$

- Verifica pareti laterali (v. fig. 3)

$$\begin{aligned} 2 A_v f_{sd} / \lambda_o &> F_1 && \text{(ferri verticali)} \\ 2 \cdot 0,4 d_o t f_{ctd} / (1 + \lambda_o^2) &> F_1 && \text{(calcestruzzo)} \end{aligned}$$

con  $\lambda_o = h_o / d_o$   $c_o = \min (0,2 d_o, t f / 2)$  (vedi figura 3)

- *Verifica della soletta di fondo* (v. fig. 4)

Le sporgenze della soletta di fondo, sollecitate dalla reazione elastica del terreno, vanno verificate flessionalmente con modelli fatti di puntoni e tiranti come per le mensole tozze, per es. con

$$A_x f_{sd} / \lambda_x > R_g$$

dove  $\lambda_x = (e + 0,2 d_x) / d_x$ .

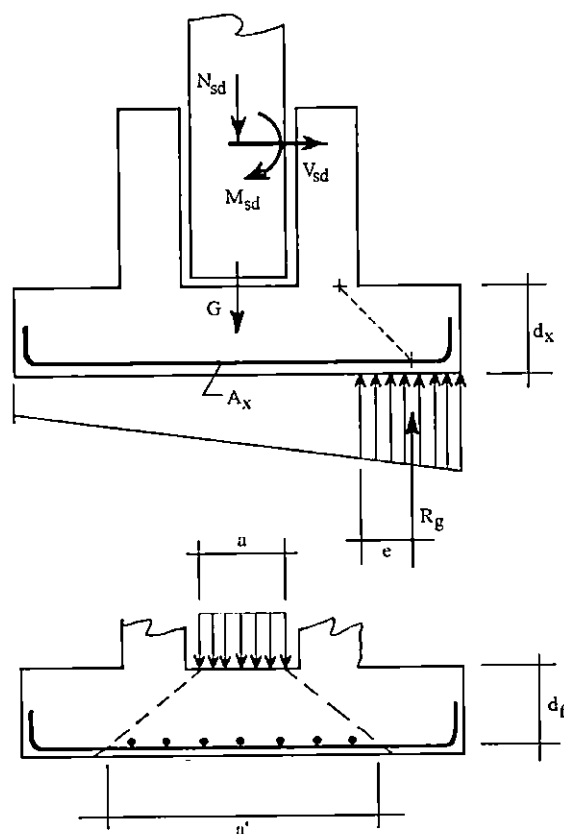


Fig. 4

- *Verifica al punzonamento* (v. fig. 4)

La verifica al punzonamento della soletta di fondo del pozzetto sotto l'azione verticale massima centrale va effettuata con riferimento ad un'impronta caricata di lati a,b pari alla sezione del pilastro, con la formula

$$0,25d_f u f_{ctd} \kappa(1,2 + 40\rho_f) > N_{sd}(1 - a'b'/A_{tot})$$



con

$$d_f = (d_x + d_y) / 2$$

$$u = 2a + 2b + 3\pi d_f$$

$$\kappa = 1,6 - d_f \geq 1$$

$$(d_f \text{ espresso in m})$$

$$\rho_f = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$$

$$\rho_x = A'_x / b'$$

$$(A'_x \text{ area dei ferri compresi in } b')$$

$$\rho_y = A'_y / a'$$

$$(A'_y \text{ area dei ferri compresi in } a')$$

$$a' = a + 3d_f$$

$$b' = b + 3d_f$$

$$A_{\text{tot}} = \text{area totale di fondazione}$$

Nella condizione di forte momento flettente con superficie di fondazione parzializzata, nella formula precedente va introdotta la sola parte del perimetro  $u$  prospiciente l'area compressa, senza depurazione alcuna dell'azione verticale  $N_{sd}$ .

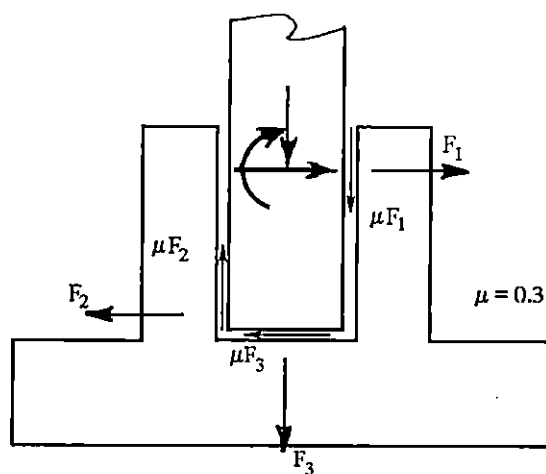


Fig. 5

#### - Altre verifiche

Vanno aggiunte le normali verifiche di resistenza e di stabilità come per i comuni plinti monolitici (al ribaltamento, allo slittamento e di resistenza del terreno di fondazione).

Diversi modelli, più perfezionati rispetto a quello sopra riportato, possono impiegarsi

per i calcoli di resistenza dei plinti con pozzetti lisci, purché comprovati per via teorico-sperimentale (v. per es. fig. 5).

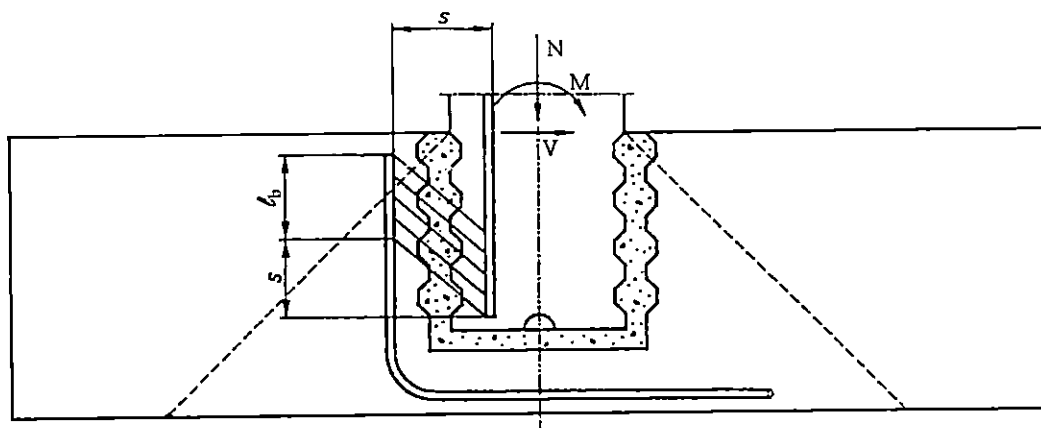


Fig. 6

### 1.1.3 - Plinti con pozzetti indentati

I plinti con pozzetti provvisti di apposite rugosità atte ad assicurare la perfetta adesione dei getti possono essere considerati monolitici e come tali progettati.

La malta di riempimento degli interstizi fra il piede del pilastro ed il pozzetto deve essere trattata con additivi antiritiro e fluidificanti atti ad assicurare il pieno costipamento.

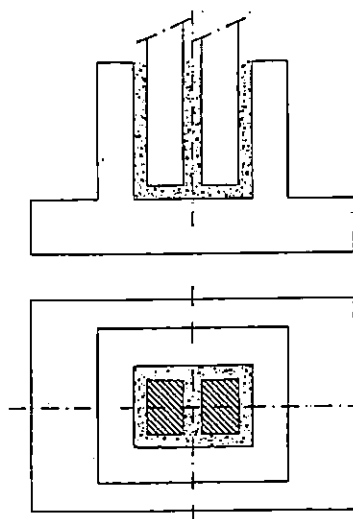
Per consentire il trasferimento delle trazioni verticali indotte dal momento flettente al piede del pilastro, occorre sovrapporre adeguatamente le armature del pilastro stesso con quelle della fondazione, tenendo conto del fatto che le barre riprese per sovrapposizione sono distanziate. A tal fine la lunghezza di sovrapposizione richiesta in base all'aderenza barre-calcestruzzo deve essere incrementata almeno della distanza orizzontale fra le barre stesse (v. fig. 6). Va anche prevista un'armatura orizzontale di collegamento per il tratto di sovrapposizione.

La verifica al punzonamento va condotta come per i comuni plinti monolitici riferendosi a tutta l'altezza del plinto stesso.

#### *1.1.4 - Plinti di giunto*

Per i plinti di giunto, come in fig. 7 , possono essere applicati i modelli di calcolo riportati ai punti precedenti.

Nella fase di montaggio dei pilastri, e nelle fasi transitorie prima del getto di riempimento devono essere adottati dei dispositivi idonei a fornire una adeguata stabilità ai pilastri.



**Fig. 7**

#### *1.2 - Pali da fondazione*

##### *1.2.1 - Oggetto*

Il presente capitolo si riferisce ai pali prefabbricati in calcestruzzo destinati ad essere posti in opera per infissione.

##### *1.2.2 - Definizioni*

**Palo monolitico:** palo di un solo elemento;

**Palo giuntato:** palo composto da due o più elementi muniti di dispositivi che li rendono atti ad essere uniti in opera;

**Elemento di palo:** singolo elemento di un palo giuntato;

**Unione:** complesso dei dispositivi di due elementi contigui atto a realizzarne la continuità;

**Fattore di forma:**  $K$  = rapporto tra la lunghezza del palo, o di un elemento del palo, e la dimensione trasversale minima dello stesso.

### 1.2.3 - Caratteristiche geometriche

I pali possono avere sezione quadrata, rettangolare, circolare o poligonale, piena o cava; la sezione può essere costante o rastremata, in parte o per tutta la lunghezza.

Le teste e le basi dei pali devono essere smussate a  $45^\circ$  sul perimetro con uno smusso della lunghezza almeno di 20 mm.

Il coefficiente di forma deve essere  $K \leq 50$  per i pali in c.a. e  $K \leq 70$  per i pali in c.a.p. .

### 1.2.4 - Requisiti del calcestruzzo

La compattazione del calcestruzzo può essere ottenuta per mezzo della vibrazione, della centrifugazione, sottovuoto o con altri sistemi.

La classe del calcestruzzo per i pali vibrati deve essere pari almeno a C 35/45; per i pali centrifugati la classe sarà almeno C 40/50.

Il ciclo di maturazione deve essere tale da non pregiudicare la resistenza delle teste dei pali alle ripetute sollecitazioni dinamiche che subiscono all'atto dell'infissione.

Allo scopo di evitare sboiaccature è indispensabile avere guarnizioni di gomma lungo le connessioni delle casseforme.

### 1.2.5 - Armatura dei pali in c.a.

Per i pali vibrati il diametro minimo delle armature longitudinali è di 10 mm e il numero minimo è di una barra per ogni spigolo del poligono della sezione o di sei per sezioni circolari. Per i pali centrifugati a sezione circolare cava l'armatura minima è di sei barre longitudinali del diametro di 8 mm.

Sono ammesse armature con barre accoppiate anche per parte del numero totale degli spigoli purchè le coppie siano disposte simmetricamente rispetto alle diagonali.

Le barre longitudinali, alla testa dei pali, non devono essere provviste di uncini e devono distare da questa almeno 10 mm con un massimo di 50 mm; la differenza tra tali distanze delle singole barre non può superare i 10 mm.

L'armatura longitudinale deve essere almeno pari allo 0,6%.

Le giunzioni delle barre longitudinali devono essere sfalsate di almeno 40 diametri.

Il diametro delle armature trasversali deve essere pari almeno ad  $\frac{1}{4}$  di quello delle armature longitudinali. Per i pali vibrati il diametro minimo delle staffe o delle spirali è di 5 mm, mentre per i pali centrifugati è di 3 mm.

La distanza tra le staffe o il passo delle spirali non può superare i 200 mm o essere superiore a 15 volte il diametro delle barre longitudinali. Per i pali centrifugati inoltre tale passo non deve superare 1,5 volte lo spessore della parete.

La sezione dell'acciaio delle staffe lungo il corpo del palo deve essere, per i pali vibrati, almeno pari a 0,10% della sezione longitudinale del calcestruzzo e per i pali centrifugati almeno pari a 0,15% di tale sezione.

L'armatura trasversale deve essere rinforzata alla testa ed alla base o alla punta per una lunghezza pari a 1,5 volte la dimensione trasversale massima della sezione. Tale rinforzo si ottiene di regola dimezzando la distanza tra le staffe o le spirali.

Il ricoprimento delle armature per i pali prefabbricati deve essere dimensionato in conformità al punto 2.9.3 della parte I.

#### 1.2.6 - Armatura dei pali in c.a.p.

La sezione dell'acciaio di precompressione deve essere pari almeno allo 0,25% di quella del calcestruzzo.

I fili o i trefoli devono essere disposti simmetricamente rispetto alle diagonali o ai diametri delle sezioni ed il loro numero minimo è di 4 .

L'armatura trasversale alla testa e alla base o alla punta dei pali deve essere pari a quella prevista per i pali in c.a. Non è necessario avere la armatura trasversale lungo il corpo del palo, salvo che in zona sismica.

### 1.2.7 - Tolleranze

Si devono rispettare le seguenti tolleranze:

- dimensioni trasversali:  $\pm 10$  mm
- lunghezza:  $\pm 30$  mm

La deviazione dalla rettilineità, misurata su tutta la lunghezza o anche su tratti parziali, non deve essere superiore a 1/500 della lunghezza misurata.

La superficie della testa e quella della base devono essere perpendicolari all'asse dei pali con la tolleranza del 1% .

### 1.2.8 - Unioni

Le unioni devono essere tali da trasmettere le sollecitazioni di progetto, tenendo conto anche di quelle dovute alla infissione.

Le parti metalliche delle unioni devono essere convenientemente protette.

### 1.2.9 - Documentazione tecnica

Il produttore dei pali deve fornire le caratteristiche meccaniche dei pali stessi con le indicazioni delle dimensioni, delle armature, della classe del calcestruzzo e dell'acciaio. Il progetto deve essere completo dei diagrammi di impiego (N,M) dei singoli pali.

Il produttore deve fornire inoltre tutte le istruzioni necessarie per la corretta movimentazione dei pali, per il loro trasporto, per l'accatastamento in cantiere e per la infissione.

Nel caso di pali giuntati dovrà essere fornito il dettaglio dell'unione.

## 2 - Pannelli di tamponamento

### 2.1 - Oggetto

Per gli scopi delle presenti istruzioni si intende per pannello non portante un elemento bidimensionale su cui, oltre al peso proprio, possono agire i carichi prodotti dal vento, dalle variazioni termiche, dalla spinta del terreno sui piani interrati e quelli da computarsi al fine della sicurezza delle persone (per esempio parapetti).

I pannelli non portanti sono supportati da elementi strutturali e sono ininfluenti per la stabilità dell'edificio.

I pannelli non portanti si distinguono strutturalmente in pannelli precompressi e non precompressi e tipologicamente in:

- monostrato - pannelli prodotti come un tutt'uno consistenti di uno strato;
- multistrato (sandwich) - sono composti di più strati. Questi strati possono essere: strato «base», strati di isolamento termico, camere d'aria, strato a vista. Il sistema di connessioni deve essere progettato in modo da collegare lo strato «base» con lo strato a vista e in modo da trasferire allo strato base i carichi agenti sullo strato a vista. Si distinguono due tipi di pannelli sandwich a seconda della connessione fra strato «base» e a vista:
  - pannelli sandwich rigidamente collegati sono pannelli nei quali lo strato «base» e lo strato a vista sono collegati con nervature «rigide»;
  - pannelli sandwich liberamente dilatabili sono pannelli nei quali il sistema di connessioni deve garantire l'indipendenza dello strato base da quello a vista per quanto riguarda le sollecitazioni termiche. Per questo tipo di pannelli lo strato a vista deve essere libero di spostarsi verticalmente ed orizzontalmente una volta fissato alla struttura. In particolare questo requisito riguarda anche i giunti fra i diversi pannelli.
- alleggeriti - sono pannelli prodotti come un tutt'uno. Possono consistere di due strati di calcestruzzo esterni e di blocchi di alleggerimento interni (per es. polistirolo, poliuretano) o essere cavi. Gli strati di calcestruzzo esterni sono collegati tramite connessioni di calcestruzzo o attraverso nervature che non alterino sensibilmente le proprietà di isolamento termico.

Le prestazioni che questi pannelli devono offrire in riferimento al loro utilizzo come elementi di facciata riguardano:

- aspetto, derivante dalla forma, dalla tessitura, dal colore e dai materiali di prefabbricazione della faccia esterna;

- esigenze di comfort interno, che comprende il comportamento all'isolamento termico ed acustico dei materiali assemblati;
- durabilità contro i danni e gli agenti esterni (pioggia, neve, vento, isolamento).

## *2.2 - Prescrizioni di progetto*

### *2.2.1 - Inserti e connessioni*

Inserti e connessioni soddisferanno i seguenti principali criteri prestazionali

- resistenza

la capacità che questi hanno di resistere alle forze a cui saranno sottoposti durante la loro vita prevista in esercizio (carichi esterni, deformazioni limite o imposte, stabilità generale);

- duttilità

dovrebbero avere la capacità di sopportare i sovraccarichi senza repentine perdite di resistenza;

- durabilità

la resistenza che questi hanno agli effetti avversi delle variazioni di temperatura e della esposizione alla umidità o agli agenti corrosivi, secondo gli impieghi previsti.

In particolare, si dovrà porre particolare attenzione alla compatibilità dei materiali ed evitare gli effetti corrosivi.

Salvo giustificazione, si applicheranno le protezioni seguenti:

- elementi ispezionabili

acciaio galvanizzato per immersione a caldo;

zinco placcato o altro metallo placcato con processo elettrolitico;

- elementi non ispezionabili o in ambiente aggressivo

materiali inossidabili.

### *2.2.2 - Armature minime*

Gli elementi di parete contengono una armatura minima definita come segue, secondo il tipo di pannello.



### 2.2.2.1 - Pannelli monostrato

#### (a) Armatura verticale ed orizzontale

Sezione minima:

Dimensione massima del pannello in m	$\leq 5$	da 5 a 10	$> 10$
armatura in $\text{cm}^2/\text{m}^2$	1.3	2	2.5

La sezione minima per l'armatura orizzontale sarà il 50 % dell'armatura verticale. La sezione massima sarà  $0.04 A_c$ , con  $A_c$  area del calcestruzzo.

L'armatura dovrà essere distribuita:

per un pannello di spessore  $\leq 8$  cm: in un solo strato posizionato nel piano medio del pannello,

per un pannello di spessore  $> 8$  cm: in due strati distribuiti tra le due facce del pannello.

Lo spazio tra due barre adiacenti non può essere maggiore di:

tre volte lo spessore dello strato

300 mm.

#### (b) Staffatura

La staffatura sarà usata quando la percentuale di armatura verticale è maggiore di 0,02  $A_c$  (conformemente a quanto indicato al punto 5.4.7.4 della norma UNI ENV 1992-1-1).

#### (c) Armatura perimetrale

Una armatura minima di  $50 \text{ mm}^2$  di sezione sarà posizionata lungo i bordi perimetrali degli strati.

#### (d) Armatura di cornice

Ogni apertura deve essere ricucita con armatura di cornice secondo i seguenti criteri.

Per aperture in lastre di spessore  $\leq 8$  cm una barra di almeno  $50 \text{ mm}^2$  per ogni lato in corrispondenza delle armature di parete.

Per aperture in lastre di spessore  $> 8$  cm due barre di almeno  $50 \text{ mm}^2$  ciascuna per ogni lato in corrispondenza delle armature di parete.

Gli angoli dovranno essere rinforzati con una o due barre inclinate perpendicolari alle diagonali dell'apertura.

#### 2.2.2.2 - Armatura per i pannelli multistrato (sandwich)

##### *Lastra di base*

Dovrebbe essere armata come un pannello monostrato in accordo con quanto previsto al punto 2.2.2.1.

##### *Lastra esterna*

Si dovrebbe inserire nella lastra un minimo di armatura verticale ed orizzontale.

Le sezioni della armatura minima e massima sono state definite precedentemente al punto 2.2.2.1.

L'armatura dovrebbe essere progettata per assorbire le azioni prodotte dalle connessioni e dal peso proprio della lastra.

#### 2.2.2.3 - Pannelli alleggeriti

Caratteristiche delle nervature esterne e delle nervature interne:

- massimo spazio tra due nervature      40 volte lo spessore dello strato più sottile,
- massimo spazio tra due nervature interne 20 volte lo spessore dello strato più sottile,
- minimo spessore di una nervatura esterna o diametro di una nervatura interna 5 cm.

Ogni nervatura esterna dovrà essere armata con armatura longitudinale ( diametro minimo 8 mm) completata da staffatura ancorata negli strati con spaziatura tre volte lo spessore totale o con un massimo di 300 mm.

Ogni nervatura interna dovrà essere rinforzata da una armatura trasversale posizionata nel centro della nervatura interna.

### 2.3 - Requisiti geometrici e superficiali

#### 2.3.1 - Limiti dimensionali

Spessore minimo:

- (a) per i pannelli monostrato 8 cm
- (b) per i pannelli multistrato (sandwich),  
     lastra esterna 6 cm nel caso generale  
     7 cm per la lastra esterna a dilatazione libera del pannello multistrato
- (c) per i pannelli alleggeriti 15 cm (6+3+6)

Per le tipologie dei pannelli monostrato e alleggeriti, il minimo spessore in funzione della dimensione maggiore (L o H) del pannello stesso assume i valori indicati nella sotto riportata tabella:

Tipologia Pannello	Massima dimensione (L o H in m)	Spessore mm	Note
Monostrato	1	80	I valori non contemplati in tabella si ottengono per interpolazione lineare
	10	170	
	> 10	1/60 di L o H	
Alleggerito	1 - 8	150	
	10	200	
	> 10	1/50 di L o H	

In ogni caso dovranno essere rispettati i seguenti limiti dimensionali

Massima lunghezza: 7 m nel caso di lastra esterna a dilatazione libera del pannello multistrato

Massima altezza: in genere altezza di piano

Massima superficie: 50 m<sup>2</sup>

### 2.3.2 - Caratteristiche superficiali

Si classificano le seguenti categorie di finiture superficiali:

- finitura fondo cassero,
- finitura filo getto,
- trattamenti del calcestruzzo fresco,
- trattamenti del calcestruzzo indurito,
- rivestimenti ceramici, laterizi, ...
- coloritura per pigmentazione del calcestruzzo o per pitturazione successiva.

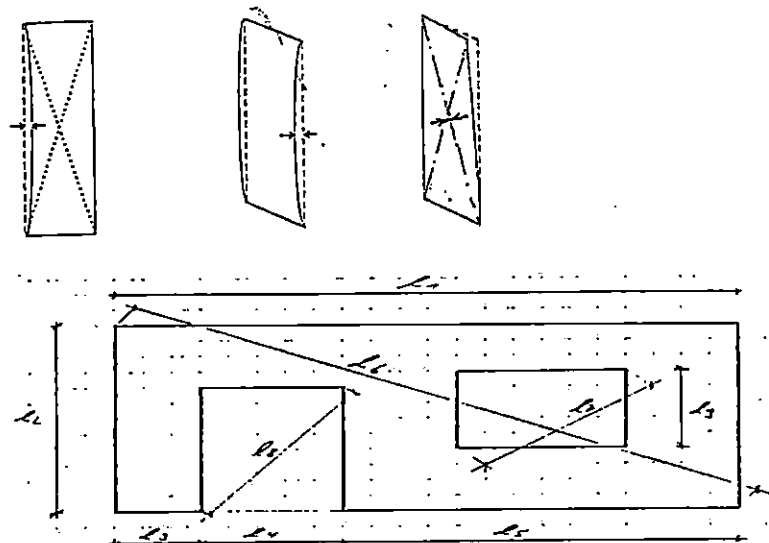
Le caratteristiche qualitative da perseguire sono:

- uniformità del trattamento precisato,
- uniformità della superficie,
- permanenza del colore (pigmentazione e/o coloritura).

### 2.4 - Tolleranze

Le tolleranze ammesse per gli spessori e le distanze sono date nella seguente tabella

Tolleranze sugli spessori	Tolleranze sulle distanze				Misure in mm per distanze fra i punti	
	Lunghezze base					
	0 - 3 m	> 3 - 6 m	> 6 - 10 m	> 10 m	< 0,2 m	< 2 m
8 mm	10 mm	12 mm	16 mm	20 mm	6 mm	10 mm



### 3 - Elementi tozzi

#### 3.1 - Definizioni

Sono elementi tozzi quelli le cui dimensioni geometriche sono tra loro paragonabili. Le istruzioni che seguono riguardano le mensole con snellezza di taglio  $0.1 \leq \lambda_v \leq 1.0$  sollecitate da forze verticali  $V_{Sd}$  direttamente applicate dall'alto su aree ristrette e da forze orizzontali  $H_{Sd}$ .

Si definisce snellezza di taglio il rapporto  $\lambda_v = a/d$ , con riferimento ai simboli indicati nella figura 1. Quando l'intradosso della mensola è sagomato, è opportuno che l'altezza  $d_o$  sia non inferiore a  $0.5d$ .

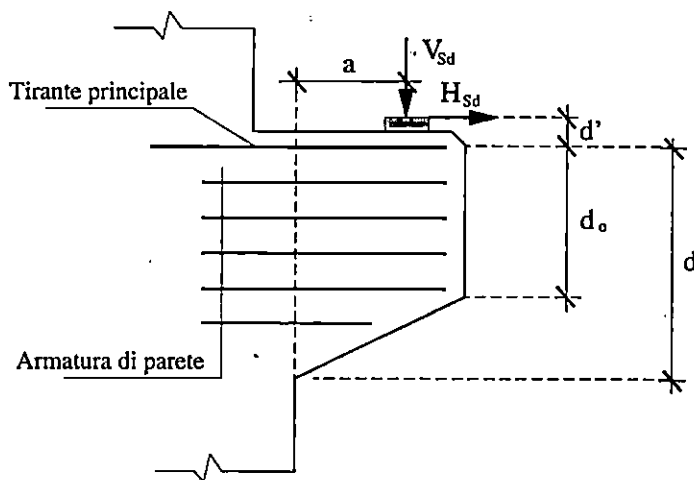


Figura 1: Geometria delle mensole

#### 3.2 - Modello resistente ultimo per forze verticali $V$

Il modello di calcolo allo stato limite ultimo è costituito da un traliccio isostatico integrato da un meccanismo taglio-resistente.

Il traliccio isostatico è finalizzato al progetto del tirante principale di area  $A_{s1}$  ed alla verifica del conglomerato compresso; il meccanismo taglio-resistente al progetto delle armature di parete, di area  $A_v$ , parallele al tirante principale.



**b) Sollecitazioni di calcolo**

Con le notazioni della figura 2, le sollecitazioni di calcolo nella biella compressa e nel tirante principale valgono rispettivamente:

$$N_{cSd} = \frac{V_{Sd}}{\sin \beta}$$

$$N_{sSd} = \frac{V_{Sd}}{\tan \beta}$$

con  $\beta$  ricavabile, una volta fissato  $\psi$ , dalla relazione seguente:

$$\tan \beta = \frac{1}{\lambda_v + \psi / \sin \beta} = \frac{\lambda_v - \sqrt{\lambda_v^2 - (\lambda_v^2 - \psi^2) \cdot (1 - \psi^2)}}{(\lambda_v^2 - \psi^2)}$$

In tale relazione il coefficiente  $\psi$ , da cui dipende l'altezza della biella, deve essere scelto rispettando la disequazione:

$$\psi \leq 0.176$$

Il valore massimo imposto su  $\psi$  ha lo scopo di ottenere, per ogni valore della snellezza nel campo ( $0.1 \div 1.0$ ), un taglio non superiore al taglio massimo ammesso per le travi snelle ( $V_{Rd2} = 0.45 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot v$ ).

**c) Resistenze di calcolo**

Le resistenze di calcolo della biella compressa e del tirante principale sono date rispettivamente dalle espressioni:

$$N_{cRd} = 2 \cdot \psi \cdot \frac{v}{V} \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 2 \cdot k \cdot \psi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$N_{sRd} = A_{sl} \cdot f_{yd}$$

essendo:

$$k = 0.85 \cdot \frac{v}{\bar{v}} = 1.328 \cdot v$$

$$v = 0.7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0.5 \quad , \text{ con } f_{ck} \text{ in N/mm}^2 \quad \left[ \bar{v} = 0.7 - \frac{12}{200} = 0.64 \right]$$

Fermo restando che cautelativamente si può sempre assumere  $\psi = 0.176$ , il valore minimo ed ottimale dello stesso  $\psi$  si può ottenere uguagliando lo sforzo resistente della biella  $N_{cRd}$  con lo sforzo sollecitante  $N_{cSd}$ ; ricavando tali sforzi dalle formule sopra scritte si ottiene la seguente equazione:

$$2 \cdot k \cdot \psi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} = \frac{V_{Sd}}{\sin \beta}$$

che, utilizzando la relazione geometrica tra  $\beta$  e  $\psi$

$$\tan \beta = \frac{d}{a + \psi \cdot d / \sin \beta}$$

fornisce:

$$\tan \beta = \frac{k + \sqrt{k^2 - (v_{Sd} + 2 \cdot k \cdot \lambda_v) \cdot v_{Sd}}}{(v_{Sd} + 2 \cdot k \cdot \lambda_v)}$$

$$\psi_{\min} = \frac{v_{Sd}}{2 \cdot k \cdot \sin \beta} = \frac{v_{Sd}}{2 \cdot k} \cdot \frac{\sqrt{1 + \tan^2 \beta}}{\tan \beta}$$

con

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Se risulta  $\psi_{\min} > 0.176$ , occorre ridimensionare la mensola.

### 3.4 - Meccanismo taglio-resistente

Il meccanismo taglio-resistente corrisponde al comportamento di due elementi tozzi



di calcestruzzo, cuciti da armature che li attraversano, sotto sollecitazioni taglianti. Tale meccanismo tende a formarsi per mensole molto tozze ( $\lambda_v \leq 0.5$ ).

La resistenza di calcolo per tale meccanismo vale:

$$V_{Rd} = \frac{c \cdot A_v \cdot f_{yd}}{\gamma_n}$$

essendo:

- c un coefficiente che tiene conto dell'attrito ( $c = 1.2$  per getto monolitico ,  $c = 1.0$  per getto in due fasi);
- $\gamma_n$  un coefficiente di comportamento ( $\gamma_n = 1.2$  in presenza di sollecitazioni di fatica ,  $\gamma_n = 1.0$  altrimenti).

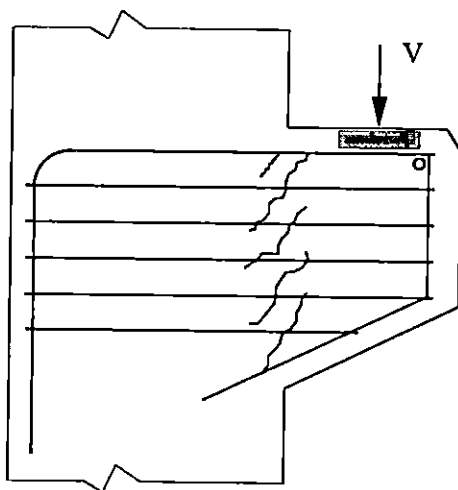


Figura 3: Meccanismo taglio-resistente

### 3.5 - Progettazione dell'armatura

La progettazione dell'armatura della mensola si consegue definendo l'area di ferro, da disporre nella parte superiore della mensola tozza per costituire il tirante principale ( $A_t$ ), e l'area dell'armatura di parete, da disporre nei due terzi superiori della mensola tozza ( $A_p$ ).

Si definiscono inizialmente le seguenti componenti di armatura:

$$A_{s1} = \frac{V_{Sd}}{\text{tg } \beta \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s2} = \frac{H_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \left(1 + \frac{d'}{d}\right) \quad \left[\text{con } H_{Sd} \geq 0.1 \cdot V_{Sd}\right]$$

$$A_v = \frac{\gamma_n}{c} \cdot \frac{V_{Sd}}{f_{yd}}$$

Le armature del tirante superiore ( $A_t$ ) e di parete ( $A_p$ ) risultano quindi:

$$A_t = \max\left(\frac{A_v}{2}, A_{s1}\right) + A_{s2}$$

$$A_p = \max\left(\frac{A_v}{2}, \frac{A_{s1}}{2}\right)$$

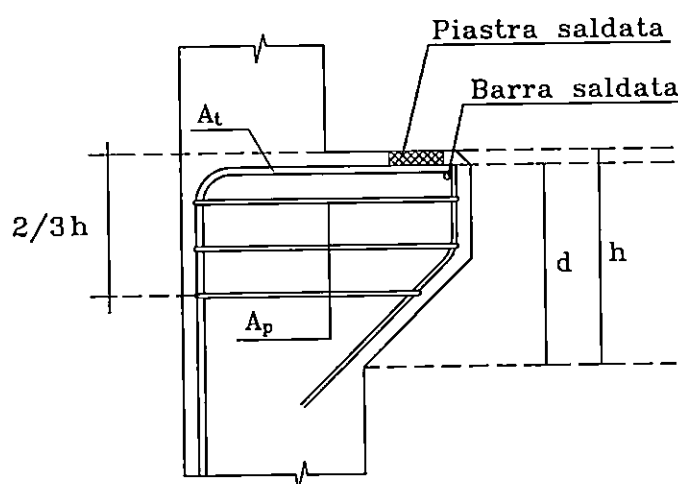


Figura 4: Distribuzione delle armature nella mensola

### 3.6 - Armatura minima

L'armatura  $A_t$  complessiva del tirante principale dovrà in ogni caso risultare non inferiore a  $0.003 \cdot b \cdot d$ ; l'armatura complementare di parete  $A_p$  non inferiore a  $0.0015 \cdot b \cdot d$ .

### 3.7 - Verifica di esercizio

La verifica di esercizio si può ritenere soddisfatta se nella mensola le armature vengono disposte come indicato nei punti 3.4 e 3.5, con il rispetto delle disposizioni complementari di cui al punto 3.6.

### 3.8 - Disposizioni costruttive complementari

La disposizione delle armature del tirante principale deve essere configurata in modo da garantire l'ancoraggio; bisogna inoltre accertare l'integrità della biella compressa.

L'ancoraggio delle armature del tirante principale può essere ottenuto impiegando ad esempio uno dei seguenti sistemi:

- a) saldando le armature ad una barra trasversale dello stesso diametro e dimensionando le saldature in modo da consentire lo snervamento di tali armature;
- b) utilizzando barre foggiate a cappio nel piano orizzontale.

Nella figura 5 è rappresentata una possibile disposizione delle armature del tirante principale con le estremità saldate ad una barra trasversale. Nella figura 6 è rappresentata una possibile disposizione delle armature del tirante principale foggiate a cappio nel piano orizzontale.

L'eventuale piastra metallica di applicazione del carico (preferibilmente saldata alle armature del tirante principale) dovrà essere posizionata:

- all'interno della saldatura più interna, se si impiega una barra trasversale saldata;
- all'interno della sezione in cui le armature, se disposte a cappio nel piano orizzontale, cominciano ad incurvarsi;
- in ogni caso, a non meno di 5 cm dal bordo esterno della mensola.

Nella Figura 4 è rappresentata, inoltre, una possibile disposizione della piastra di applicazione del carico.

Lungo il profilo esterno della mensola devono essere disposte almeno due barre, tenute in posizione dalle armature di parete di area  $A_p$ . Tali barre, insieme alle armature di parete, contribuiscono a creare un utile confinamento della biella compressa di calcestruzzo.

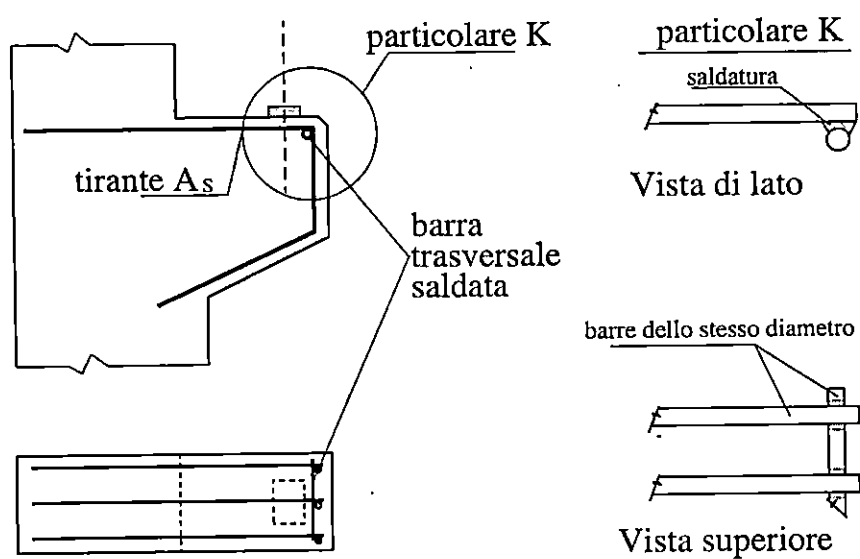


Figura 5: Disposizioni costruttive

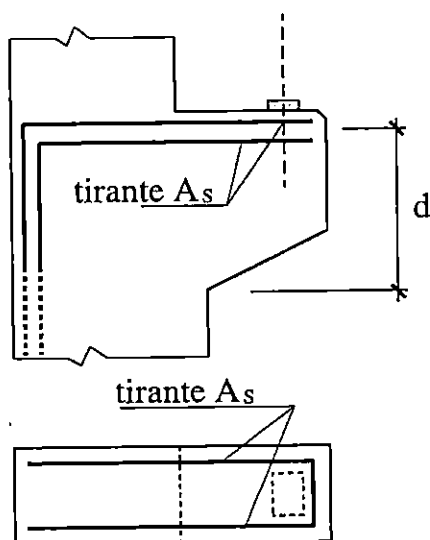


Figura 6: Disposizioni costruttive

## PARTE VI

### INSERTI

#### 1 - Disposizioni per il sollevamento

##### 1.1 - Generalità

Al fine di garantire la sicurezza nella movimentazione e di preservare le prestazioni del prodotto, il sollevamento e la movimentazione dovranno essere prese in considerazione nel progetto degli elementi. Apposite verifiche andranno condotte, con i dovuti livelli di sicurezza, riguardo gli inserti d'ancoraggio e l'armatura locale necessaria per la trasmissione delle forze di sollevamento.

Il produttore degli elementi prefabbricati dovrà fornire le istruzioni per la movimentazione in cantiere con le prescrizioni circa il necessario equipaggiamento. In particolare dovrà fornire lo schema di sollevamento con i particolari dell'aggancio, i punti di sospensione, l'intensità e la direzione delle corrispondenti forze, l'assetto globale del sistema comprese le eventuali attrezzature ausiliarie. Vanno indicate inoltre le possibili deviazioni e le eventuali misure speciali necessarie per la stabilità.

##### 1.2 - Definizioni

In aggiunta a quelle riportate al punto 1.4.2 della parte I, vengono date le seguenti definizioni:

**Ancorante** (o **zanca**) - *anchor*: Apposito inserto conglobato nel getto, che fa parte dell'elemento prefabbricato, sul quale viene inserito il gancio di sollevamento, direttamente o attraverso una chiave interposta.

**Chiave** - *key*: Attrezzo che viene accoppiato all'ancorante per connettervi il gancio di sollevamento.

**Cuffia** (o **scatola**) - *Recess former*: Dispositivo posizionato per creare un apposito spazio nella parte superiore del calcestruzzo attorno all'ancorante e consentirvi l'inserimento della chiave o del gancio di sollevamento.

### *1.3 - Dispositivi di sollevamento*

I dispositivi di sollevamento possono consistere in :

- a) sistemi meccanici di serie forniti da ditte specializzate;
- b) inserti fabbricati dal produttore usando barre d'armatura, trefolo da precompressione o altri elementi metallici;
- c) particolari di attacco come fori, scassi o rientranze realizzate nell'elemento prefabbricato.

Per il tipo «a» possono essere usati solo sistemi con chiave certificata (marchio CE secondo 89/392 EEC). Inoltre il fornitore del sistema dovrà garantire le caratteristiche del materiale e le prestazioni globali del sistema. Egli dovrà anche precisare le procedure di manutenzione e revisione dei pezzi. Solo sistemi completi dovranno usarsi in ogni elemento.

Per il tipo «b» dovranno usarsi materiali adeguati, conformi alla vigente normativa, con particolare riguardo ai possibili fenomeni di invecchiamento dell'acciaio e di fragilità alle basse temperature.

Per il tipo «c» dovranno essere forniti i relativi particolari costruttivi nell'ambito delle tavole di progetto.

In ogni caso un'apposita armatura locale potrà essere richiesta per resistere ad eventuali sforzi trazione trasmessi dal dispositivo di sollevamento nelle zone di appensione dell'elemento prefabbricato.

#### *1.3.1 - Sistemi meccanici di serie*

Ci sono due tipi di sistemi meccanici di serie:

- sistemi a singola unità consistenti in un ancorante compatibile con una vasta gamma di ganci di sollevamento;
- sistemi a doppia unità consistenti in un ancorante accoppiabile solo con la sua corrispondente chiave.

Per evitare errori nell'accoppiamento delle chiavi con i corrispondenti ancoranti (per esempio la chiave a vite con la sua boccia filettata) le due parti dovranno essere provviste di appositi contrassegni.

### 1.3.2 - Inserti di sollevamento

I requisiti per i ganci ad occhiello fatti con barre d'armatura sono :

- solo barre lisce di acciaio tipo FeB22k o FeB32k (punto 2.2.2 del DM 09.01.96) vanno impiegate;
- l'acciaio deve essere di tipo non invecchiante;
- l'uso di saldature è consentito solo per una documentata saldabilità del materiale;
- è richiesta la classe C di resilienza ( $\geq 27$  J a 0 °C);
- in particolare dovrà risultare  $f_t/f_y \geq 1,20$ ;
- diametro del mandrino per la piegatura del gancio  $d \geq 5\Phi$ .

I requisiti per i ganci ad occhiello fatti con trefolo da precompressione sono:

- l'acciaio deve essere conforme alle vigenti normative nazionali ed europee;
- in corrispondenza della piegatura il trefolo deve essere fissato ad una data curvatura per mezzo di un manicotto rigido (o redancia) opportunamente sagomato di adeguata resistenza;
- il materiale del manicotto deve essere conforme ai medesimi requisiti sotto precisati per gli altri tipi di inserti metallici;
- il gancio di sollevamento deve essere applicato al manicotto in modo da trasmettere su di esso la forza di sollevamento;
- il momento flettente dovuto all'assegnata curvatura deve essere tenuto in conto assieme con la forza di trazione nelle verifiche di resistenza del trefolo nelle condizioni di sollevamento.

I requisiti per gli altri tipi di inserti metallici sono:

- vanno impiegati gli acciai di cui al capo 2 delle Parte II del D.M. 09.01.96;
- in particolare dovrà risultare  $f_t/f_y \geq 1,20$ ;
- dovrà usarsi la classe C di resilienza (27 J a 0 °C).

### 1.4 - Resistenza meccanica

La documentazione di progetto degli elementi prefabbricati dovrà indicare le prestazioni dei dispositivi di sollevamento assieme ai relativi requisiti (vedi 1.1).

I modi di rottura degli ancoranti nelle condizioni di sollevamento dovranno essere specificati assieme con le corrispondenti capacità portanti allo stato limite ultimo. I possibili modi di rottura sono:

- rottura dell'acciaio;
- «pull out» (rottura con estrazione di cono di calcestruzzo);
- crisi per aderenza (sfilamento dell'ancorante dal calcestruzzo);
- cedimento per «splitting» (fenditura del calcestruzzo);
- cedimento per scorrimento laterale del calcestruzzo.

### 1.5 - Verifiche di resistenza

#### 1.5.1 - Generalità

Gli inserti come le zanche ed i ganci ad occhiello sono parte dell'elemento prefabbricato in calcestruzzo e per questo devono seguire le regole di progetto della vigente normativa tecnica (D.M. 09.01.96 e relative circolari). Si applicano inoltre le regole complementari date dalla presente norma. Le prove su prototipi, fatte al fine di verificare i relativi modelli di calcolo, possono essere condotte secondo le indicazioni del punto 3.2 della Parte I.

A causa delle maggiori incertezze sul modello di calcolo e sulle condizioni di sollevamento, le verifiche degli ancoranti vanno fatte con un coefficiente di sicurezza addizionale  $\gamma_0$ , da associarsi a quello dato ai coefficienti  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  per la combinazione fondamentale di carico allo stato limite ultimo:

$\gamma_0 = 1,4$	per la rottura dell'acciaio (associato a $\gamma_s$ )
$\gamma_0 = 1,2$	per gli altri modi di rottura del punto 1.4 (associato a $\gamma_c$ )

Nessuna riduzione dei coefficienti di sicurezza  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  è consentita, per cui vanno assunti i «valori di base» dati alla voce «b1» del punto 2.2 della Parte I.

Per gli altri tipi di inserti metallici lo stesso coefficiente aggiuntivo di sicurezza  $\gamma_0 = 1,4$  va associato al coefficiente  $\gamma_m$  di cui al capo 4.0.3 della Parte II del D.M. 09.01.96



ovvero al coefficiente  $\gamma_{M2}$  di cui al prospetto 8-I della Sezione III del medesimo Decreto.

Se gli ancoranti sono posizionati nelle zone di possibile fessurazione del calcestruzzo dovuta agli elevati sforzi di trazione nelle condizioni di sollevamento, i coefficienti di sicurezza vanno aumentati del 10%.

Se sono possibili fenomeni di fatica, i coefficienti di sicurezza vanno aumentati del 30% per tutti i tipi di inserti.

#### 1.5.2 - Condizioni di sollevamento

I dispositivi di sollevamento devono essere progettati per la opportuna combinazione delle seguenti azioni:

- peso proprio dell'elemento;
- effetti dell'attrito con la cassaforma;
- effetti della adesione a ventosa sulla cassaforma;
- effetti dinamici;
- azioni del vento (se del caso);

e tenendo in conto della effettiva direzione delle forze di sollevamento.

Valori indicativi della forza di adesione per i calcoli di verifica sono:

- |                               |                       |
|-------------------------------|-----------------------|
| - casseri d'acciaio oliato o  |                       |
| in laminato plastico oliato   | 1,0 kN/m <sup>2</sup> |
| - casseri di legno verniciato | 2,0 «                 |
| - casseri di legno oliato     | 3,0 «                 |

L'adesione a ventosa è rappresentata da una pressione atmosferica negativa applicata alla superficie aderente dell'elemento.

Gli effetti dell'attrito e dell'adesione possono essere determinati per via diretta attraverso prove preliminari. In ogni caso essi non possono essere superiori alle forze di reazione che le casseforme stesse sono in grado di restituire.

Gli effetti dinamici sui dispositivi di sollevamento possono essere calcolati amplificando il peso proprio dell'elemento con il coefficiente 1,20 , sempre che sia impiegata un'attrezzatura di sollevamento a bassa velocità.

### 1.5.3 - Progetto per via sperimentale

Gli ancoranti e gli altri tipi di inserti per il sollevamento possono essere progettati attraverso prove in numero sufficientemente elevato ed elaborando i risultati con criteri statistici. Le prove devono riprodurre in modo fedele le effettive condizioni di sollevamento.

Per i sistemi meccanici di serie progettati per via sperimentale vanno documentate tutte le informazioni relative alla valutazione probabilistica del livello di sicurezza, come:

- l'assetto di prova
- la classe del calcestruzzo
- il numero delle prove
- il meccanismo di rottura (tipo e posizione)
- i risultati sperimentali (e la precisione)
- il valor medio dei risultati sperimentali
- lo scarto quadratico medio
- il valore caratteristico (frattile 0.05).

### 1.6 - Istruzioni per il sollevamento

Prima di ogni fornitura di elementi prefabbricati, le istruzioni necessarie per la loro movimentazione devono essere presenti in cantiere ed un apposito sopralluogo preventivo deve aver accertata la presenza di un'adeguata attrezzatura di sollevamento e la disponibilità dei necessari attrezzi (chiavi, ...).

A titolo esemplificativo viene dato qui nel seguito un possibile elenco delle informazioni da fornire nell'ambito delle istruzioni per la movimentazione degli elementi. Tale elenco dovrà essere adattato caso per caso ed integrato con le necessarie prescrizioni complementari.

#### *Schema di sollevamento*

- assetto globale (disegno schematico – v. fig. 1a/b/c)
- peso totale dell'elemento (valore nominale  $G_d = \text{tot kN}$ )

- punti di sospensione (arretramento “a” su lunghezza “l”)
- forza di sollevamento (valore di calcolo:  $S_d = \text{tot kN}$ )
- forze locali di sospensione (per es.:  $V_d = S_d/2$ )
- inclinazione minima ( $\alpha' = \text{tot}^\circ$ ;  $F'_d = V_d/\cos \alpha'$ ;  $H'_d = V_d \tan \alpha'$ )
- inclinazione massima ( $\alpha'' = \text{tot}^\circ$ ;  $F''_d = V_d/\cos \alpha''$ ;  $H''_d = V_d \tan \alpha''$ )
- attrezzature ausiliarie (per es.: «bilancino tipo xx»)
- misure per la stabilità (per es.: «forcelle tipo zz – 2 autogru»)
- particolari d'aggancio (disegno schematico – v. fig. 2a/b/c)
- chiave eventuale (per es.: «chiave Special – tipo zz»)

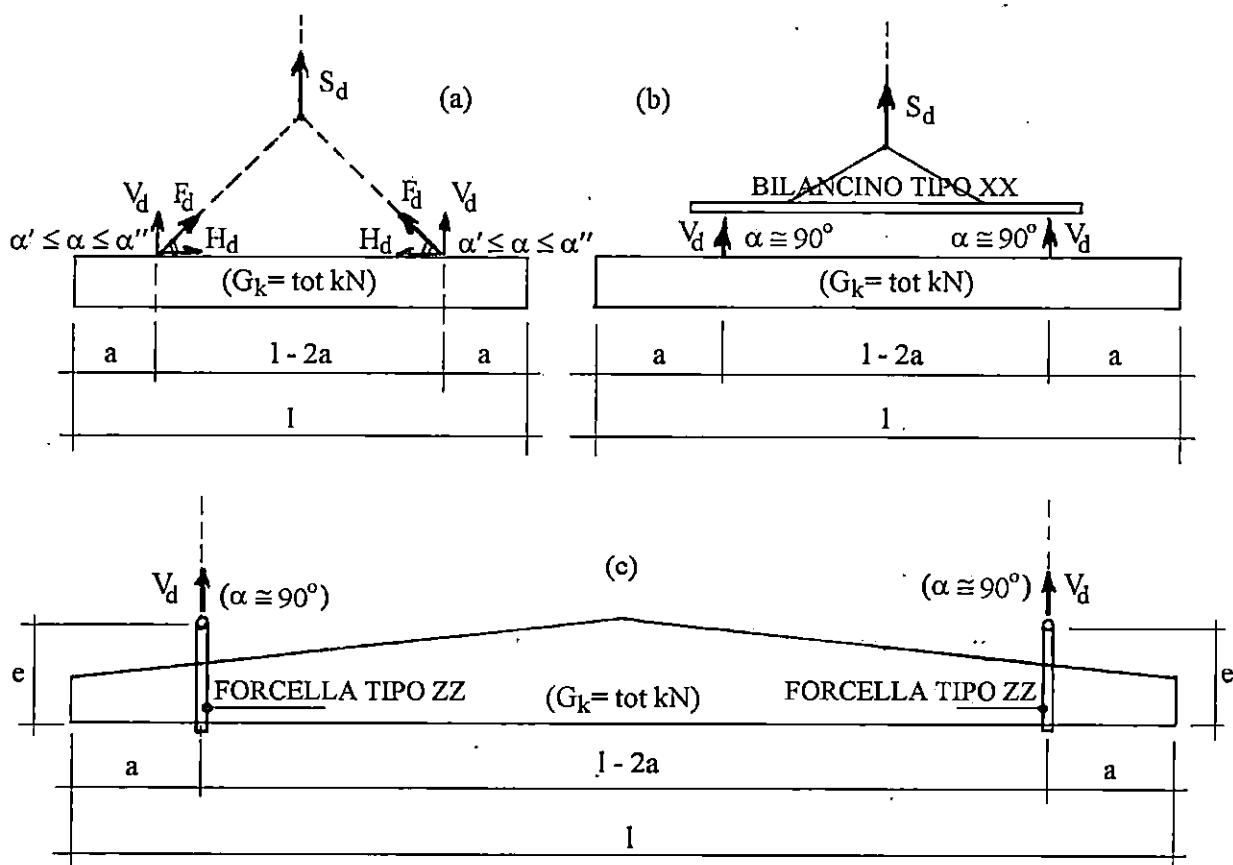


Figura 1

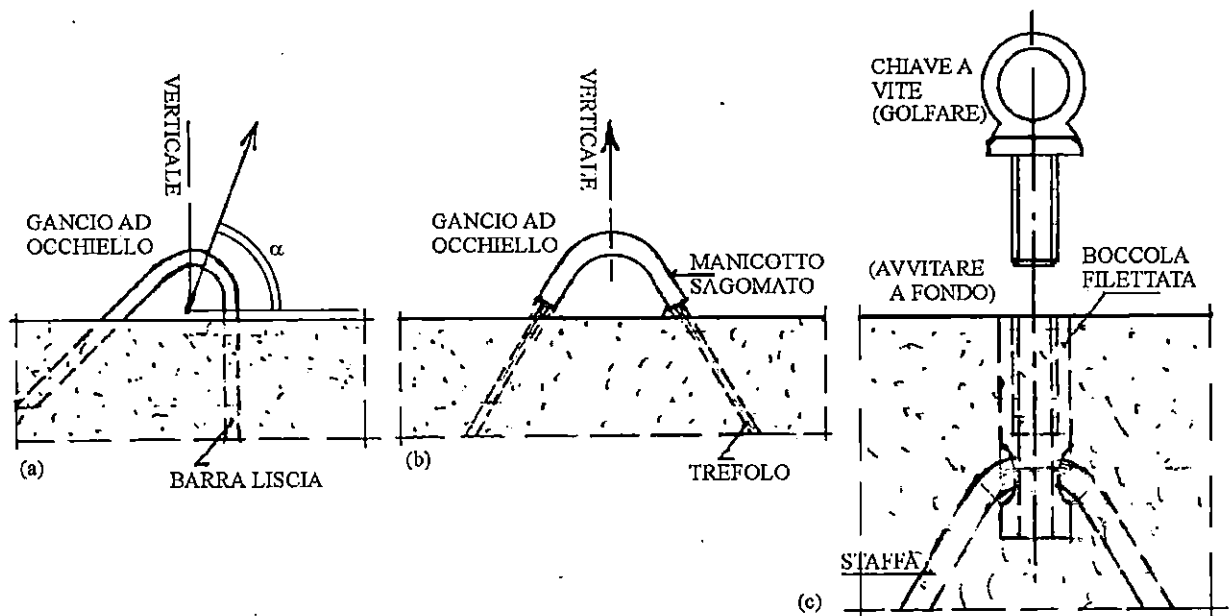


Figura 2

## 2 - Dispositivi di fissaggio

### 2.1 - Definizioni

In aggiunta a quelle fornite al punto 1.4.2 della parte I, vengono date le seguenti definizioni:

**Profilo incavo – *channel bar*:** Profilato metallico a C munito di zanche per il suo ancoraggio al calcestruzzo nel quale viene conglobato (indicato anche brevemente come “profilo”).

**Connettore – *interlock*:** Parte del sistema di fissaggio, di sagoma appropriata, che viene connessa al profilo incavo per permettervi il trasferimento delle azioni vincolari (per es. bullone testa ad ancora o a martello).

**Infisso– *fixture*:** Parte che viene fissata attraverso il connettore

**Sistema di fissaggio (o di ancoraggio) – *fastening system*:** dispositivo di collegamento di un elemento alla struttura composto da un ancorante (per es. un profilo incavo), da un infisso e da uno o più connettori, con eventuali altri pezzi accessori.

## 2.2 – Sistemi di fissaggio

Il più semplice sistema di fissaggio a mezzo di profili incavi è illustrato dalla fig. 3.

Altri sistemi di fissaggio sono descritti in fig. 4, che mostra alcuni tipi di accessori con particolari atti a consentire i necessari giochi dell'accoppiamento a compensazione delle tolleranze.

Devono essere usati solo sistemi di fissaggio completi.

Per evitare errori nell'accoppiamento tra profili incavi e relativi connettori e accessori, devono essere applicati opportuni contrassegni nelle parti di ogni sistema.

La ditta fornitrice del sistema di fissaggio deve garantire le caratteristiche del materiale e le prestazioni globali del sistema. Essa dovrà anche fornire la scheda tecnica con le istruzioni di installazione, di revisione e di manutenzione.

In particolare vanno forniti i seguenti dati:

- il massimo carico puntuale (di trazione o di taglio)
- il massimo carico per un metro di barra (di trazione o di taglio)
- il minimo spazio tra i punti di applicazione dei carichi
- la classe minima del calcestruzzo
- il minimo interspazio tra gli ancoraggi al calcestruzzo
- il minimo spessore di calcestruzzo
- il minimo interspazio tra i sistemi di ancoraggio
- per ogni tipo di accoppiamento i materiali ausiliari (dadi, dadi autobloccanti, rosette, ecc.) e le coppie di serraggio
- tipo e spessore degli apporti galvanici
- qualità dell'acciaio del profilo e dei connettori.

## 2.3 - Resistenza meccanica

I profili incavi possono essere sottoposti a sforzi di trazione, a taglio, a trazione e taglio combinati, così come a flessione e a torsione.

Non sono ammesse forze lungo il loro asse longitudinale se la loro superficie interna non è stata zigrinata.

Con riferimento agli ancoraggi del profilo, i possibili modi di rottura da prendere in considerazione nelle verifiche di resistenza relative al **calcestruzzo** sono:

**In trazione:**

- rottura per sfilamento
- rottura di un cono di calcestruzzo
- rottura per fessurazione

**Al taglio:**

- rottura per sbeccatura
- rottura di uno spigolo

Con riferimento alle parti in **acciaio** alcuni dei possibili modi di rottura da prendere in considerazione nelle verifiche di resistenza sono:

- apertura delle labbra del profilo
- flessione del profilo
- rottura della connessione tra staffa e schiena del profilo
- rottura del connettore (bullone testa-ancora o martello)
- distorsione o rottura degli eventuali pezzi accessori.

## 2.4 - Progetto

### 2.4.1 - Calcoli di verifica

A causa della grande incertezza sulla cura dell'installazione e sull'effettivo uso nel cantiere di montaggio, nelle verifiche di resistenza dei sistemi a profili incavi si dovrà aggiungere un coefficiente di sicurezza addizionale  $\gamma_0$  (da associare al coefficiente  $\gamma_c$ ).

Si utilizzerà pertanto il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_m = \gamma_c \cdot \gamma_0$  dove  $\gamma_c$  e  $\gamma_0$  dovranno assumere i valori qui di seguito indicati.

*Carichi di trazione*

$\gamma_c = 1,8$  coefficiente di sicurezza parziale per calcestruzzo sotto carichi di trazione

$\gamma_0 = 1,0$  coefficiente di sicurezza parziale per sistemi con alto livello di precisione al montaggio

$\gamma_0 = 1,2$  coefficiente di sicurezza parziale per sistemi con normale livello di precisione al montaggio

$\gamma_o = 1,4$  coefficiente di sicurezza parziale per sistemi con basso livello di precisione al montaggio

*Carichi taglienti*

$\gamma_c = 1,8$  coefficiente di sicurezza parziale

$\gamma_o = 1,0$  in ogni caso

Queste regole sono relative ad ancoraggi eseguiti con profili incavi dotati di due o più zanche connesse sulla schiena del profilo.

In base alle prove di qualificazione di cui in 2.4.2, vanno definiti e documentati, per ciascun sistema di fissaggio, i dati relativi ai limiti ammissibili di:

- interasse degli ancoraggi
- dimensioni delle zanche
- distanza dai bordi del calcestruzzo
- interasse dei profili.

Se sono possibili fenomeni di fatica i coefficienti di sicurezza vanno incrementati del 30%.

#### 2.4.2 - Prove preliminari

A causa delle grandi incertezze sul modello di calcolo dei sistemi di fissaggio con profili incavi si rendono necessarie prove di prequalificazione. I risultati delle prove vanno documentati fornendo

- l'assetto di prova
- la classe del calcestruzzo
- il numero delle prove
- il meccanismo di rottura (tipo e posizione)
- i risultati sperimentali (e la precisione).

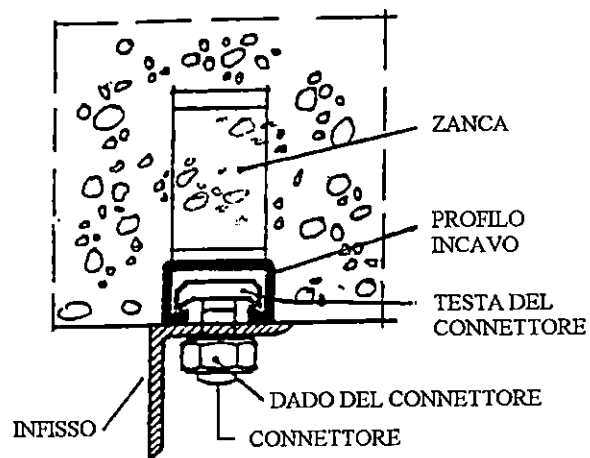


Figura 3

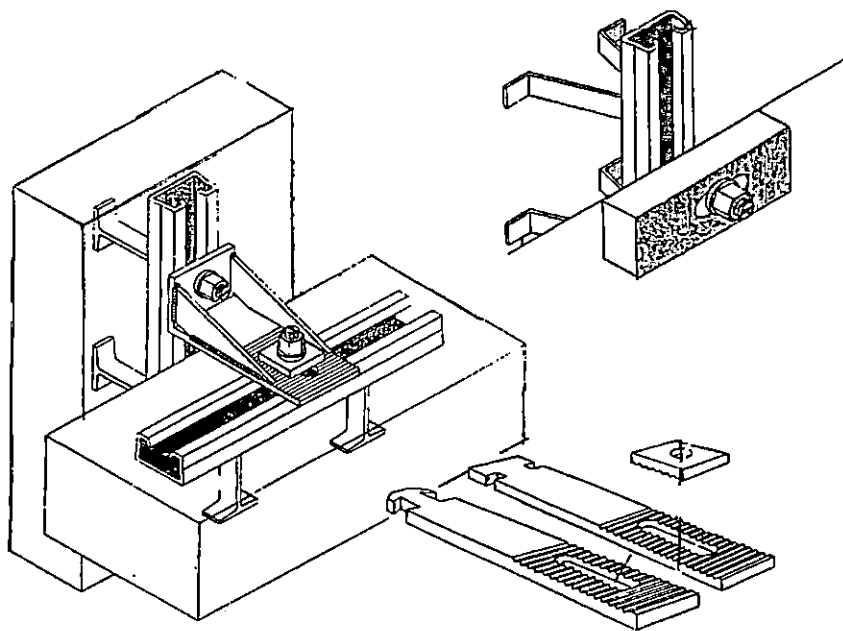


Figura 4

CNR 10025/98

Roma 10 dicembre 1998



Le presenti Istruzioni sono state predisposte dal Gruppo di studio “Strutture prefabbricate” nell’ambito della Commissione di Studio per le norme relative alle costruzioni in cemento armato e cemento armato precompresso, ai leganti idraulici ed ai laterizi del Consiglio Nazionale delle Ricerche così composto :

Marco Menegotto	- Università di Roma "La Sapienza " -
Coordinatore	
Franco Angotti	- Università di Firenze
Marcello Mauro	- Consiglio Superiore dei LLPP. Roma
Antonio Migliacci	- Politecnico di Milano
Luca Sanpaolesi	- Università di Pisa
Giandomenico Toniolo	- Politecnico di Milano – Esperto.

In qualità di Relatori revisori hanno contribuito Antonio La Tegola dell’Università di Lecce e Giulio Rovelli dell’Assobeton.

Ha collaborato nella raccolta di documentazione, proposte ed osservazioni un gruppo di esperti coordinati nel Collegio dei Tecnici dell’Industrializzazione Edilizia (CTE).

Le presenti Istruzioni sono state definitivamente approvate nella riunione del 10 dicembre 1998 dalla Commissione di Studio per le norme relative alle costruzioni in cemento armato e cemento armato precompresso, ai leganti idraulici ed ai laterizi costituita con Decreto del Presidente del Consiglio Nazionale delle Ricerche, n° 14141 del 31 dicembre 1996 così composta :

<b>Prof. Piero Pozzati</b>	- Università di Bologna - Presidente
<b>Prof. Franco Angotti</b>	- Università di Firenze
	- Vice Presidente - Segretario Tecnico
<b>Prof. Luca Sanpaolesi</b>	- Università di Pisa - Vice Presidente
<b>Prof. Vito Alunno Rossetti</b>	- Università di Roma "La Sapienza "
<b>Prof. Luigi Ascione</b>	- Università di Salerno
<b>Prof. Giuliano Augusti</b>	- Università di Roma "La Sapienza "
<b>Ing. Angelo Balducci</b>	- Consiglio Superiore dei LL.PP. Roma
<b>Prof. Alessandro Baratta</b>	- Università di Napoli "Federico II"
<b>Prof. Raffaello Bartelletti</b>	- Università di Pisa
<b>Prof. Remo Calzona</b>	- Università di Roma "La Sapienza "
<b>Ing. Enrico Castiglioni</b>	- Ministero dell'Ind., del Comm. e dell'Art.
<b>Prof. Claudio Ceccoli</b>	- Università di Bologna
<b>Prof. Giulio Ceradini</b>	- Università di Roma "La Sapienza "
<b>Prof. Giuseppe Creazza</b>	- Ist. Univ. di Architettura di Venezia
<b>Prof. Angelo Di Tommaso</b>	- Ist. Univ. di Architettura di Venezia
<b>Prof. Leo Finzi</b>	- Politecnico di Milano
<b>Prof. Cesare Foti</b>	- Politecnico di Bari
<b>Prof. Giuseppe Frigione</b>	- Università di Calabria
<b>Prof. Pietro Gambarova</b>	- Politecnico di Milano
<b>Prof. Elio Giangreco</b>	- Università di Napoli "Federico II"
<b>Prof. Luigi Goffi</b>	- Politecnico di Torino
<b>Prof. Carlo Greco</b>	- Università di Napoli "Federico II"
<b>Prof. Antonio Grimaldi</b>	- Università di Roma "Tor Vergata"
<b>Prof. Ivo Iori</b>	- Università di Parma

<b>Prof. Antonio La Tegola</b>	- Università di Lecce
<b>Prof. Franco Levi</b>	- Politecnico di Torino
<b>Prof. Giorgio Macchi</b>	- Università di Pavia
<b>Prof. Franco Maceri</b>	- Università di Roma "Tor Vergata"
<b>Prof. Piero Marro</b>	- Politecnico di Torino
<b>Prof. Francesco Martinez y Cabrera</b>	- Politecnico di Milano
<b>Ing. Marcello Mauro</b>	- Consiglio Superiore dei LL.PP. Roma
<b>Prof. Marco Menegotto</b>	- Università di Roma "La Sapienza "
<b>Prof. Antonio Migliacci</b>	- Politecnico di Milano
<b>Prof. Emanuele Radogna</b>	- Università di Roma "La Sapienza "
<b>Prof. Riccardo Sersale</b>	- Università di Napoli "Federico II"
<b>Ing. Giuseppe Traini</b>	- Ente Ferrovie dello Stato, Roma









Prezzo del presente fascicolo L. 70.000