



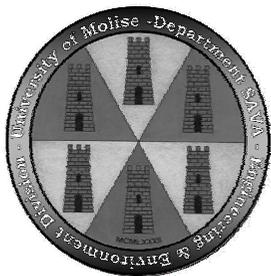
Corso di aggiornamento professionale

*La progettazione in zona sismica*

*Il nuovo quadro normativo*

*Castellammare di Stabia, 3 Maggio 2007*

# Strutture prefabbricate: Principi generali ed esempi applicativi



Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino

Dipartimento SAVA - Sezione Ingegneria & Ambiente

Facoltà di Ingegneria

Università del Molise

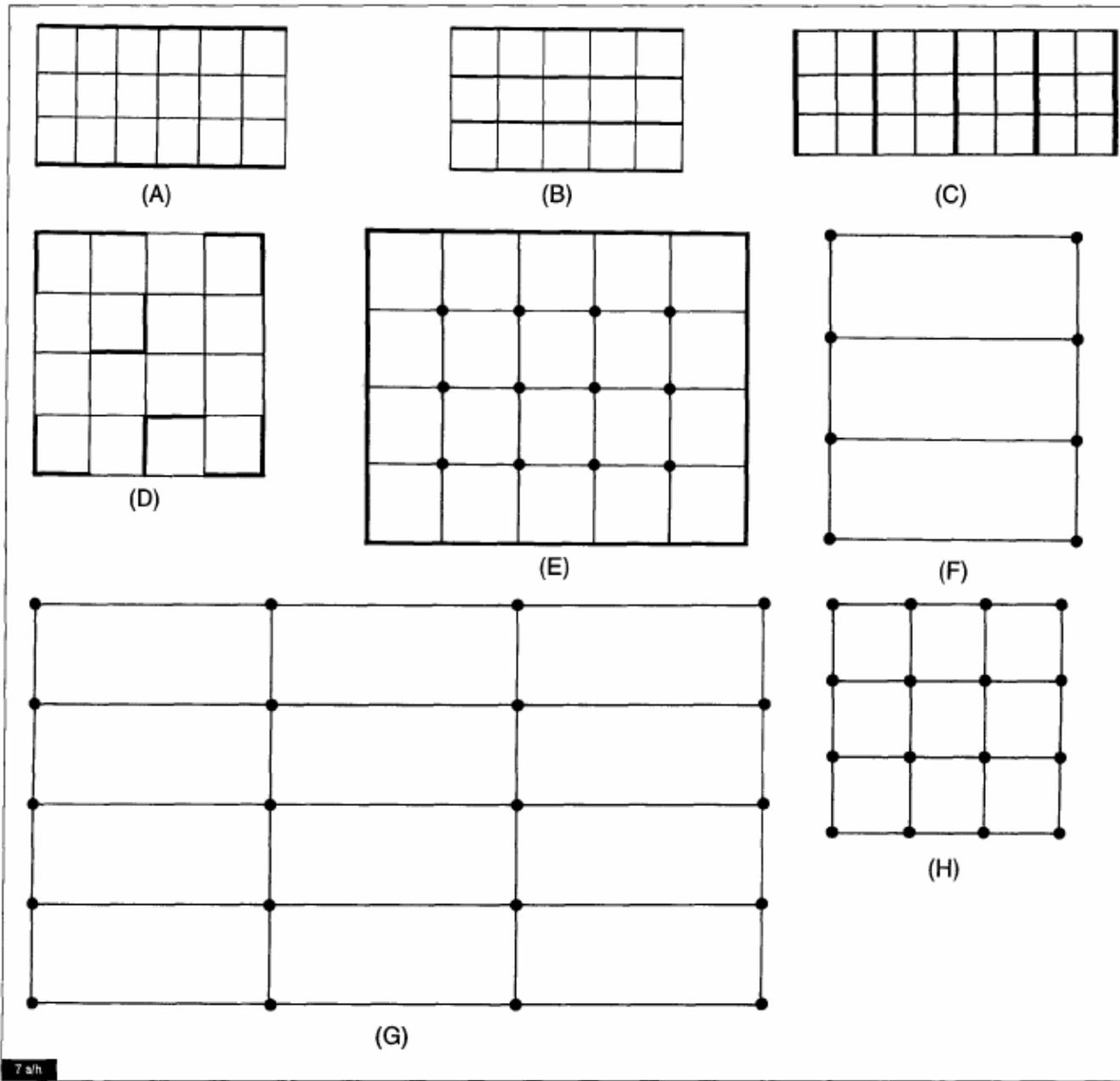
# Introduzione

- La prefabbricazione si presenta al mercato organizzata in forma di *sistemi costruttivi* autonomamente concepiti per risolvere specifiche tipologie edilizie
  - Per *sistema* si intende un insieme strutturato di componenti capace di definire compiutamente una tipologia costruttiva, le sue caratteristiche e i relativi limiti applicativi
-

# Classificazione dei sistemi

- Natura delle strutture portanti
    - Sistemi continui (pannelli)
    - Sistemi misti (pannelli e pilastri)
    - Sistemi puntuali (pilastri)
  - Elevazione
    - Sistemi monopiano
    - Sistemi pluripiano
-

# Natura delle strutture portanti



Dislocazione elementi strutturali verticali su grigliati di coordinamento

A) Struttura continua longitudinale periferica

B) Struttura continua longitudinale periferica ed intermedia

C) Struttura continua trasversale

D) Struttura continua scatolare

E) Struttura continua periferica e puntuale centrale

F) Struttura puntuale in maglia rettangolare ad una navata

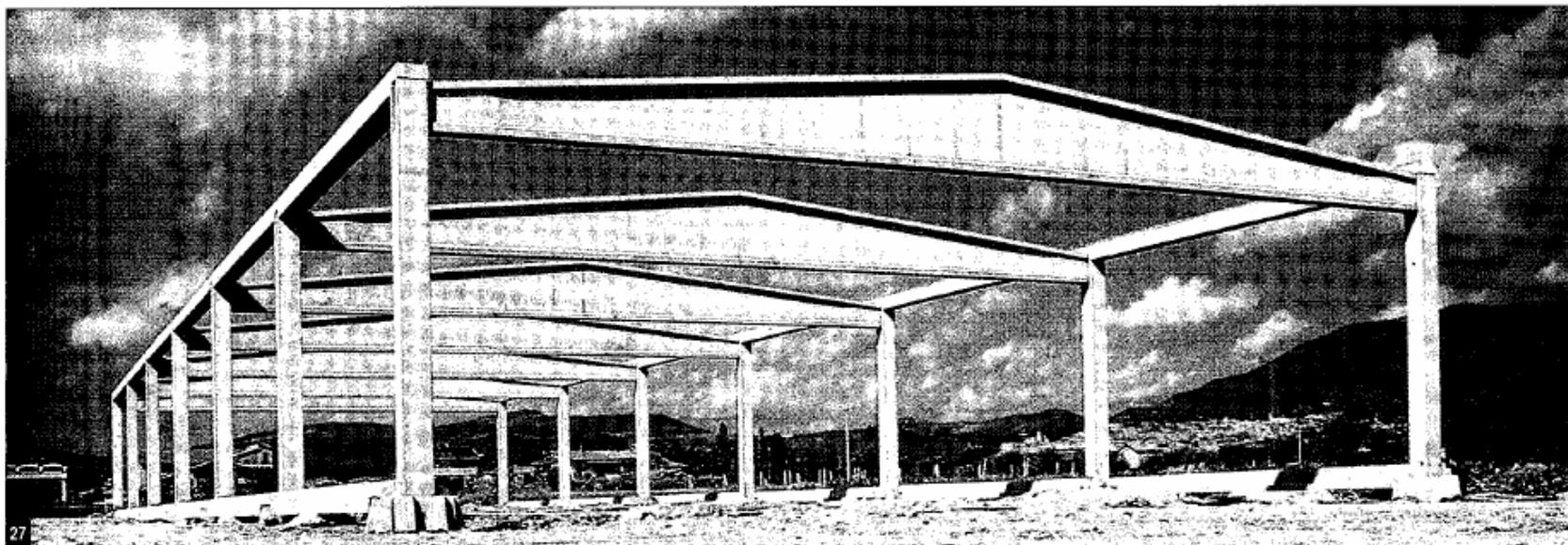
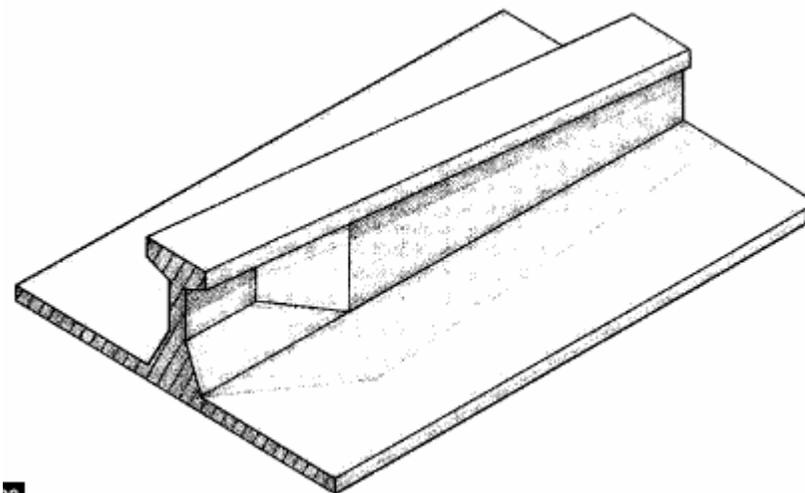
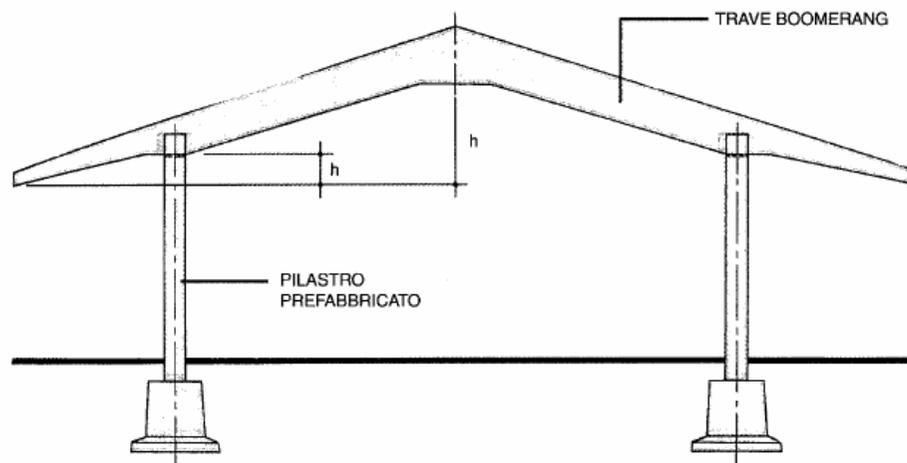
G) Struttura puntuale in maglia rettangolare a più navate

H) Struttura puntuale in maglia quadrata

# Classificazione dei sistemi

- Andamento della copertura
    - Doppia pendenza (5% - 15%)
      - Travi doppia pendenza
      - Capriate a doppia pendenza
      - Travi doppia pendenza con soletta piana inferiore
      - Travi boomerang
    - Piana continua
      - Tegoli  $\Pi$  e  $\Omega$  eventualmente distanziati da lastre sottili
    - Piana discontinua
      - Elementi a Y
      - Elementi alari
    - Shed
      - Elementi macroshed
      - Elementi microshed
-

# Sistemi costruttivi



# Classificazione dei sistemi

- Utilizzo dei sistemi prefabbricati
    - Sistemi totalmente prefabbricati; calcestruzzo gettato in opera presente solo per la solidarizzazione di unioni
    - Sistemi misti, ove esistono parti consistenti di struttura gettata in opera
    - Sistemi ibridi, nei quali agli elementi prefabbricati vengono affiancate strutture realizzate in materiali differenti come acciaio o legno
-

# Le destinazioni d'uso

- Sistemi totalmente prefabbricati
    - Edilizia industriale, commerciale, agricola
    - Parcheggi fuori terra
    - Terziario
    - Edilizia sociale (scuole, ospedali, alberghi...)
  - Sistemi misti
    - Edilizia residenziale e sociale
    - Parcheggi entro terra
    - Terziario
  - Sistemi ibridi
    - Edilizia residenziale
    - Edilizia commerciale
    - Impianti sportivi
-

# Campate strutturali preferenziali

Tipologia funzionale	Campate ( in m)					
	4-6	6-8	8-12	5-15	12-20	>20
residenza	*					
Alberghi/Ospedali		*				
Uffici/terziario			*			
Scuola		*	*			
Sport					*	*
Commercio			*		*	
Industria					*	*
Parcheggi				*		

---

# Dimensioni indicative maglie strutturali

TIPO DI STRUTTURA	INTERASSE PILASTRI (m)	LUNGHEZZA MASSIMA (m)
Doppia pendenza	7.5	30÷35
Trave Boomerang	7.5	20÷24
Trave rettilinea	7.5	25÷30
Alari	12÷15	28÷30
Y h80/100	12÷15	23/30
Tegoli II, Ω	12÷15	30
Microshed	12÷15	28
Tegoli II (H 100) con soletta collaborante, ali tagliate sovr. 2000 Kg	10÷12	16
Tegoli II (H 80) con soletta collaborante, largh. 250 sovr. 3000 Kg	10÷12	10

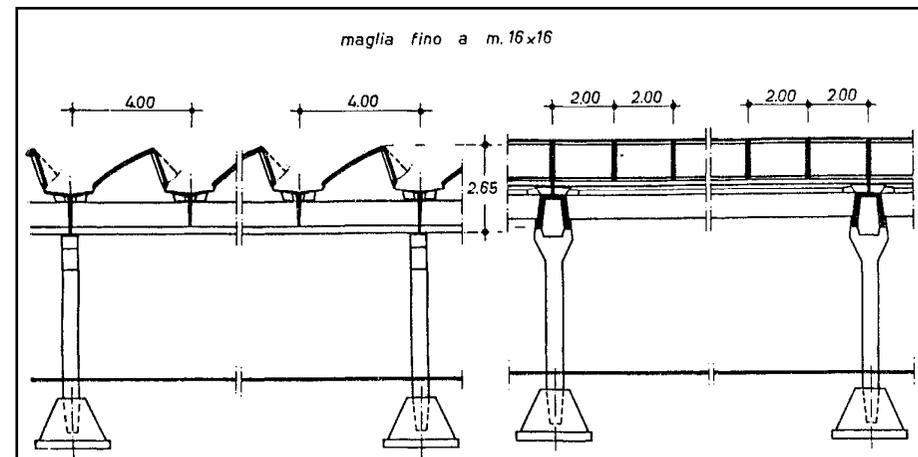
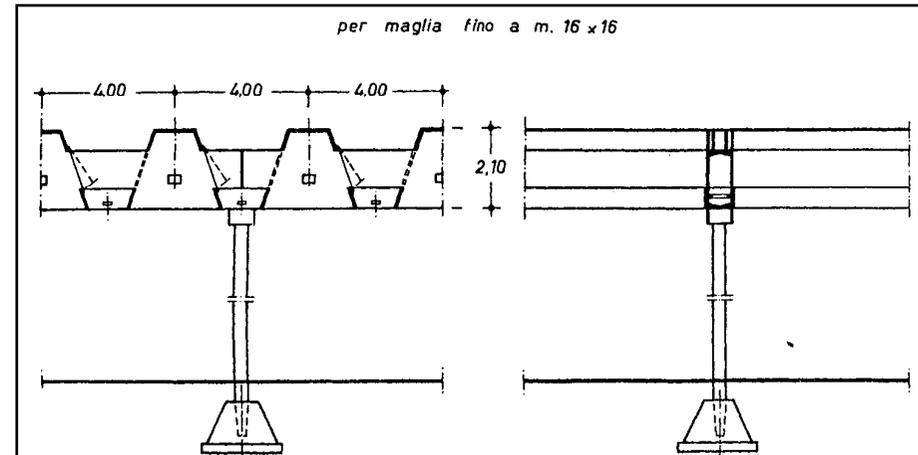
---

*Sovraccarico accidentale richiesto fino a 200 m di altitudine*

# STRUTTURE TIPICHE CAPANNONI

## Maglia quadrata

- ❖ Luce massima 16x16 m
- ❖ Travi principali in c.a.p. a sez. costante ad  $\Omega$  o ad I poggiate su pilastri
- ❖ Pilastri a capitello o a forcella
- ❖ Copertura a shed, pannelli, elementi precompressi a T, TT o con coppelle ad  $\Omega$
- ❖ Tamponature con pannelli verticali o orizzontali lisci o nervati

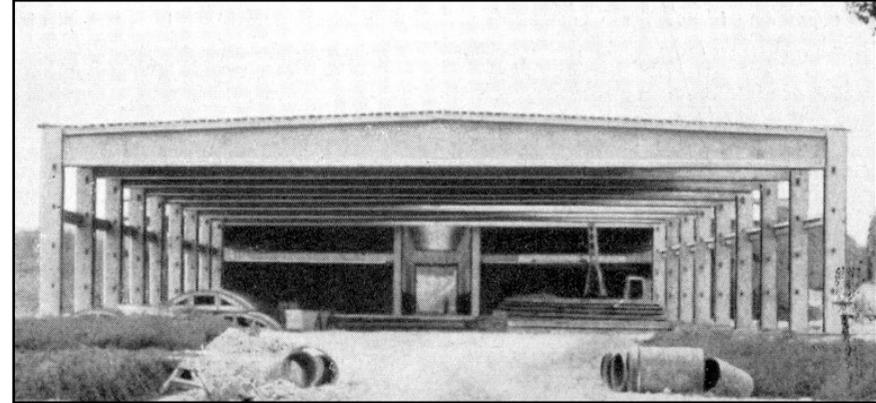


# STRUTTURE TIPICHE

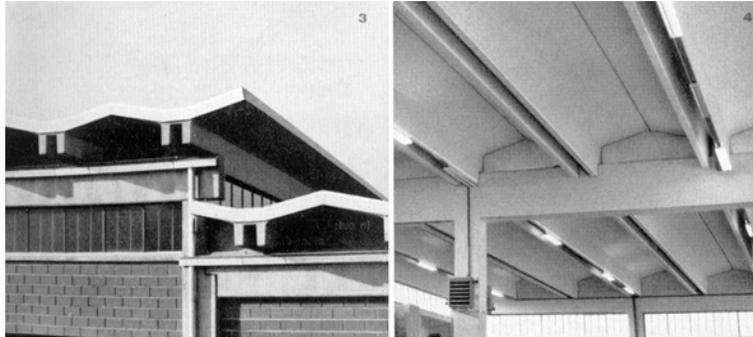
## CAPANNONI

### Maglia rettangolare

- ❖ Luce massima 30 m ed interasse fino a 14 m
- ❖ Travi principali in c.a.p. a sez. variabile ad I poggiate sui pilastri
- ❖ Pilastri a capitello o a forcina
- ❖ Copertura con pannelli, elementi precompressi a T, TT o con coppelle ad  $\Omega$
- ❖ Tamponature con pannelli verticali o orizzontali lisci o nervati



# STRUTTURE TIPICHE CAPANNONI



Travi a doppio T ordite sulla  
struttura portante a telaio

Travoni ad  $\Omega$  rovescio  
con pilastri a forcella



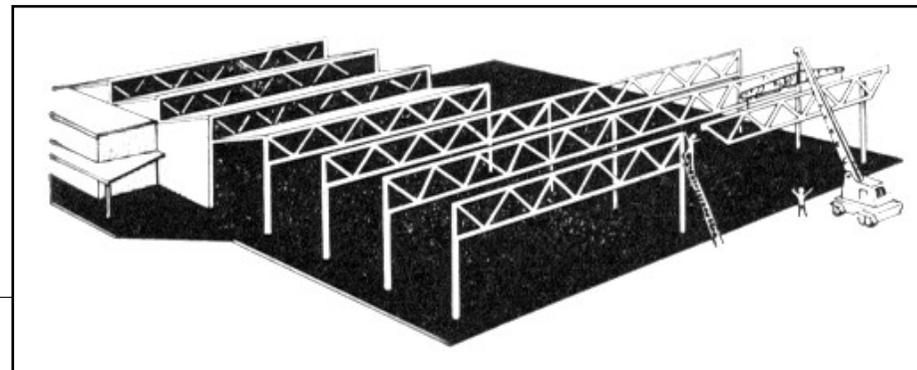
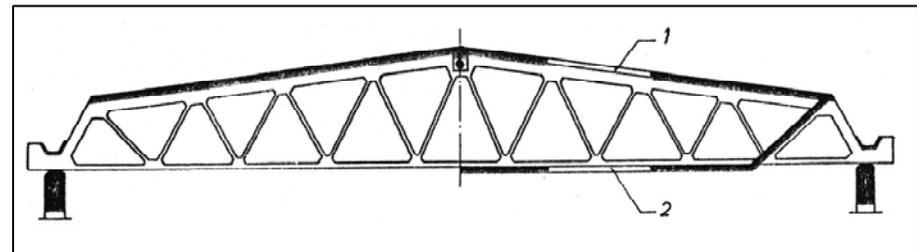
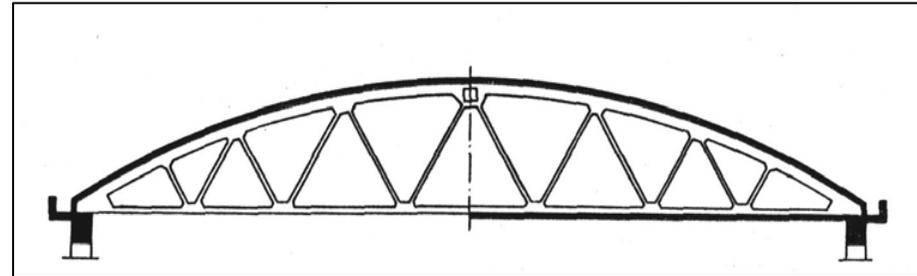
Copertura a shed ordita sui  
telai principali con trave ad I

# STRUTTURE TIPICHE

## TRVATURE RETICOLARI

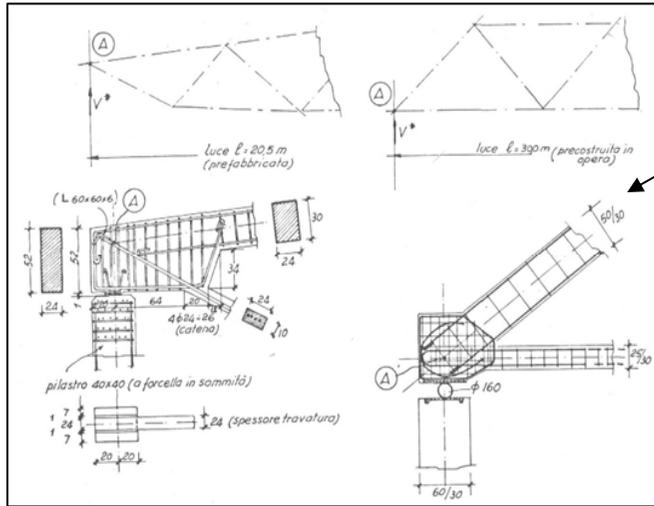
### Maglia rettangolare

- ❖ Luce massima 30-35 m ed interasse fino a 12 m circa
- ❖ Per luci maggiori di 24 m il corrente inferiore (e anche le aste in qualche caso) sono realizzate in c.a.p.
- ❖ La struttura può essere prefabbricata in pochi elementi da assemblare con cavi post-tesi
- ❖ Copertura con pannelli o shed
- ❖ Tamponature con pannelli verticali o orizzontali

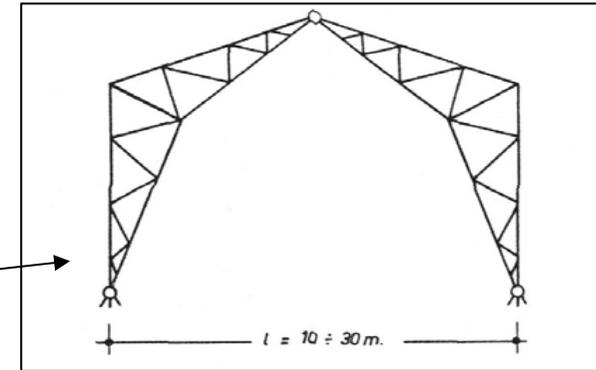


# STRUTTURE TIPICHE

## TRAVATURE RETICOLARI

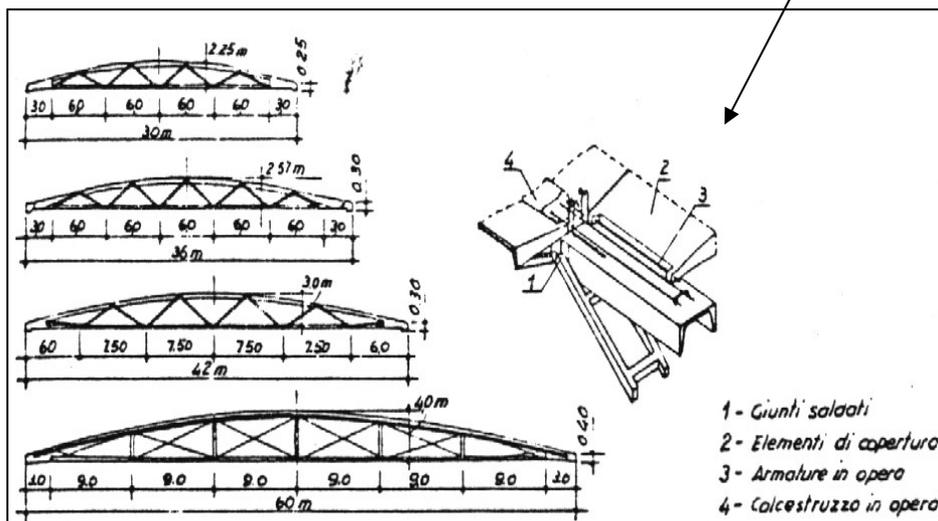


Dettagli di estremità



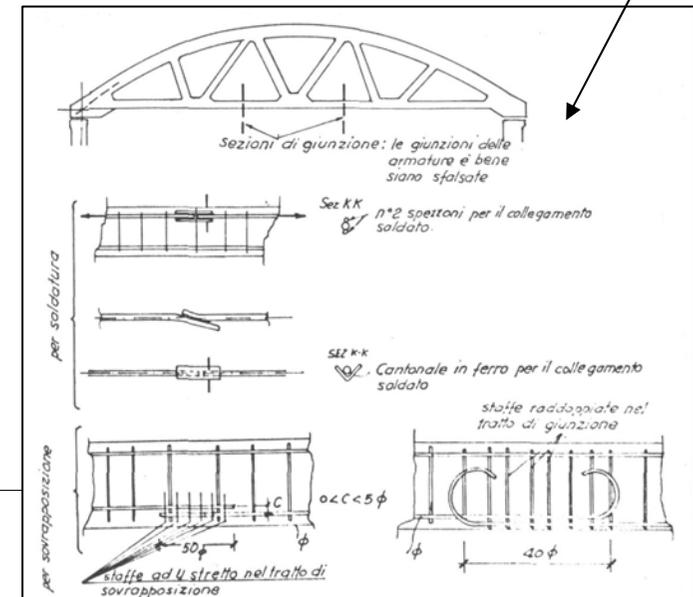
Schema a 3  
cerniere

Travatura a conci  
assemblati



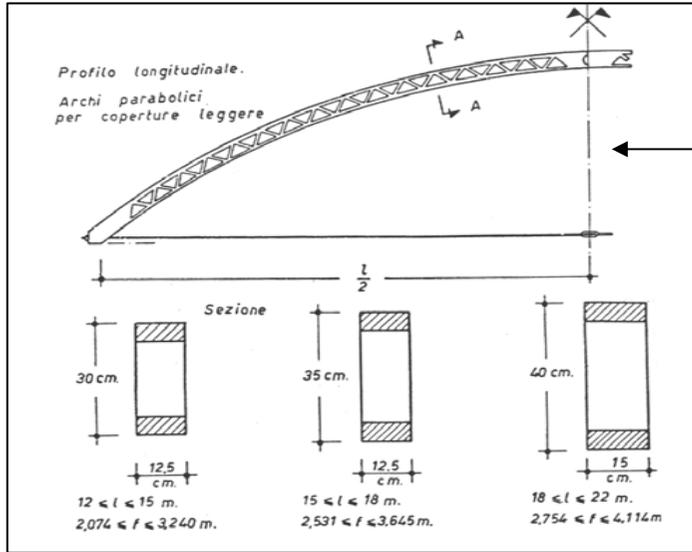
- 1- Giunti saldati
- 2- Elementi di apertura
- 3- Armature in opera
- 4- Calcestruzzo in opera

Particolari tecnologici

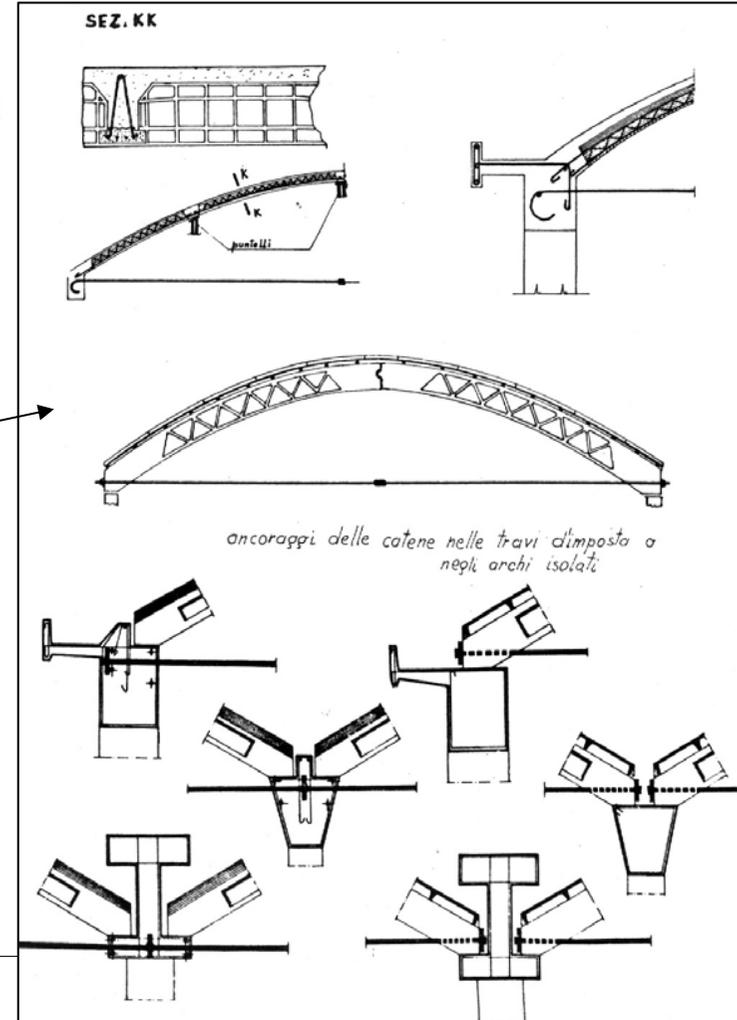


# STRUTTURE TIPICHE

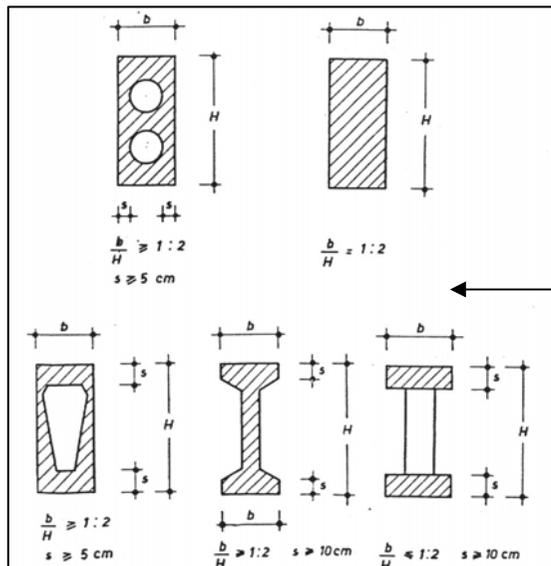
## STRUTTURE AD ARCO



Arco parabolico a spinta eliminata

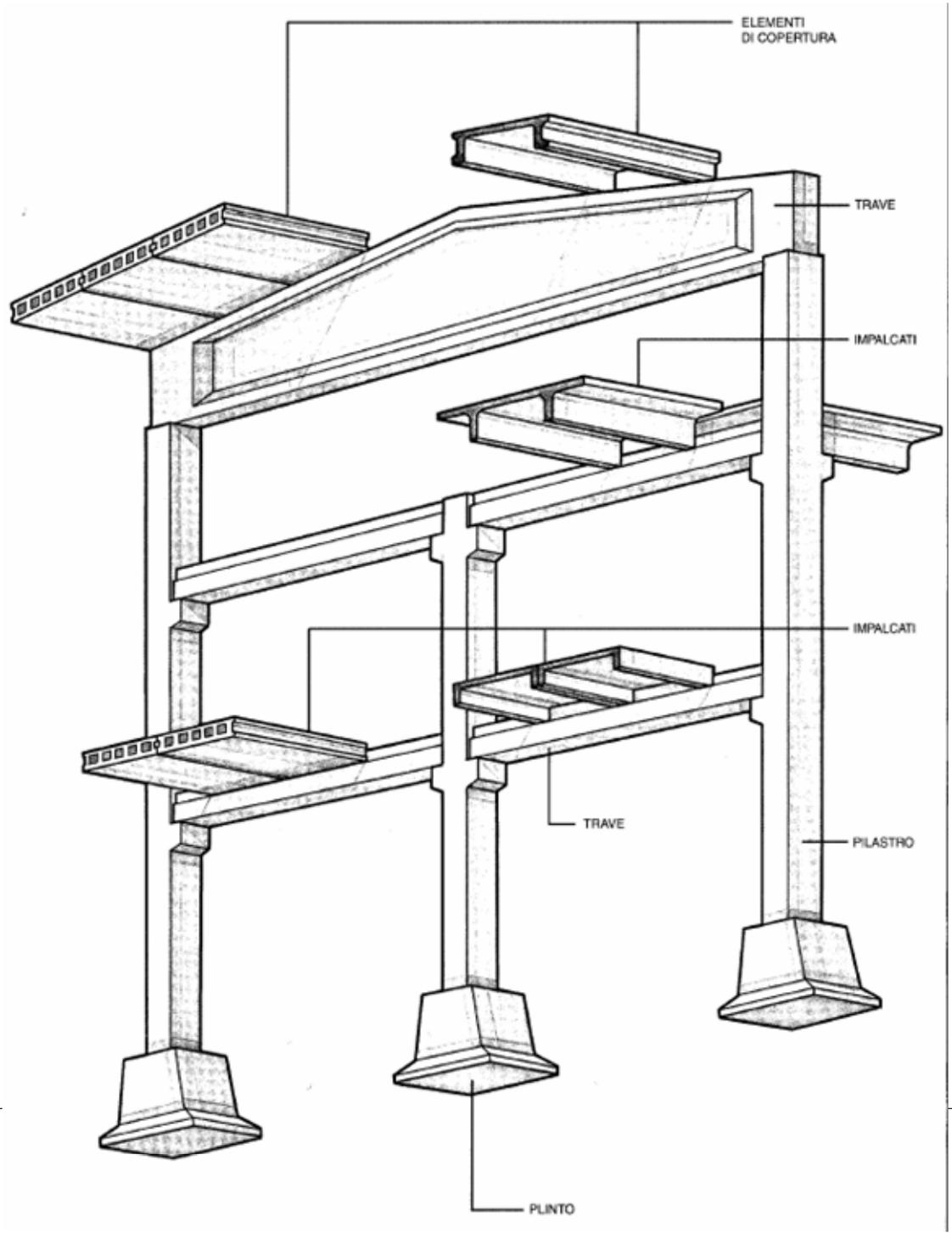


Esempi di ancoraggio della catena

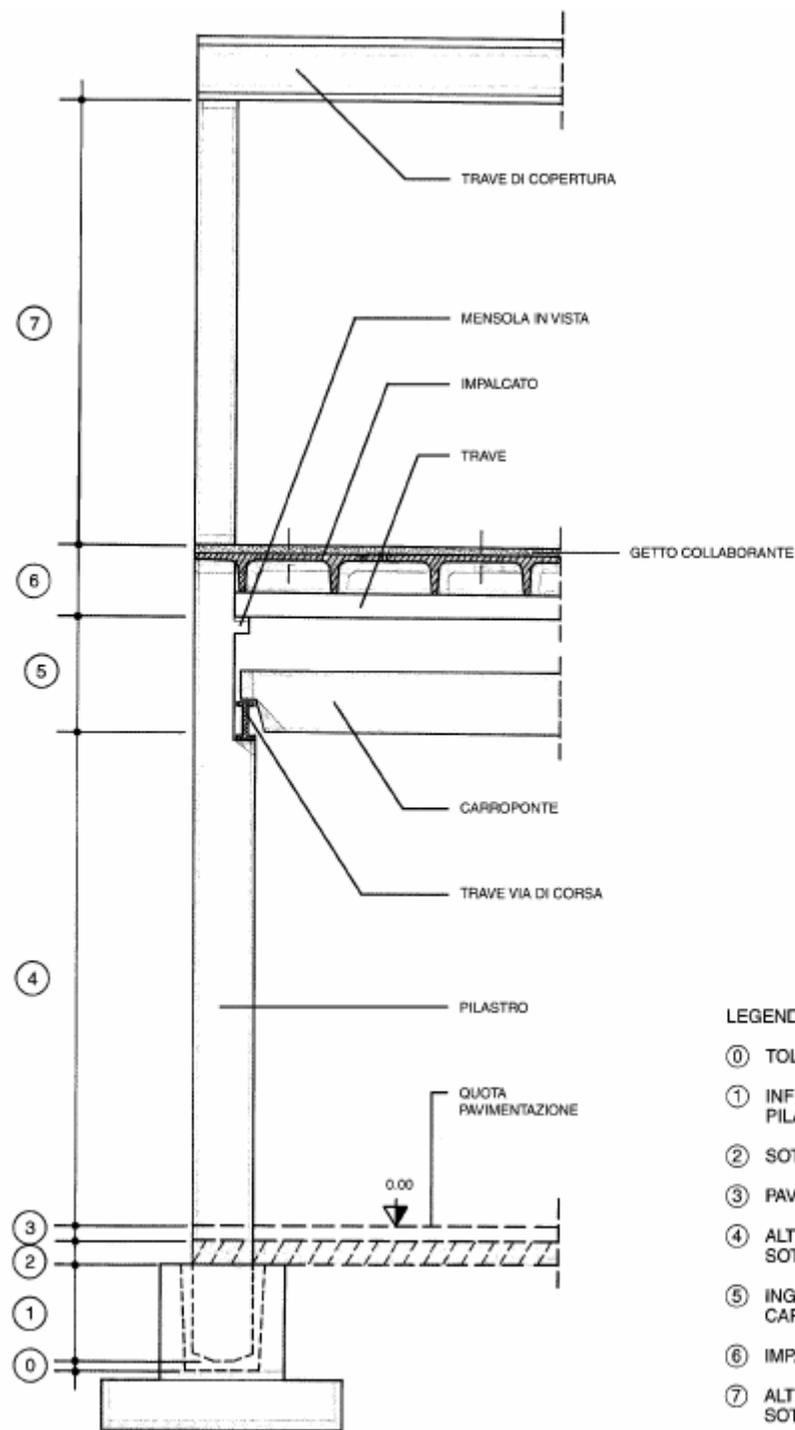
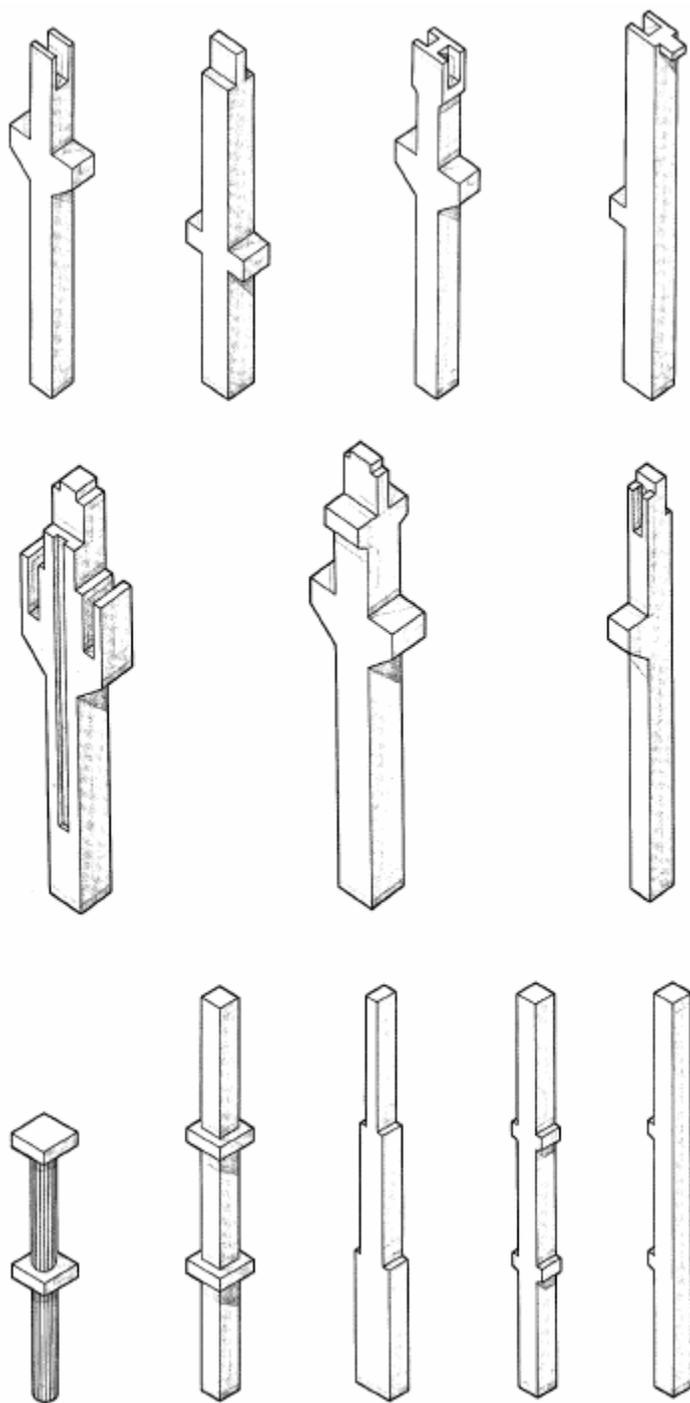


Sezioni alleggerite per luci più impegnative

# I componenti strutturali



# I componenti strutturali



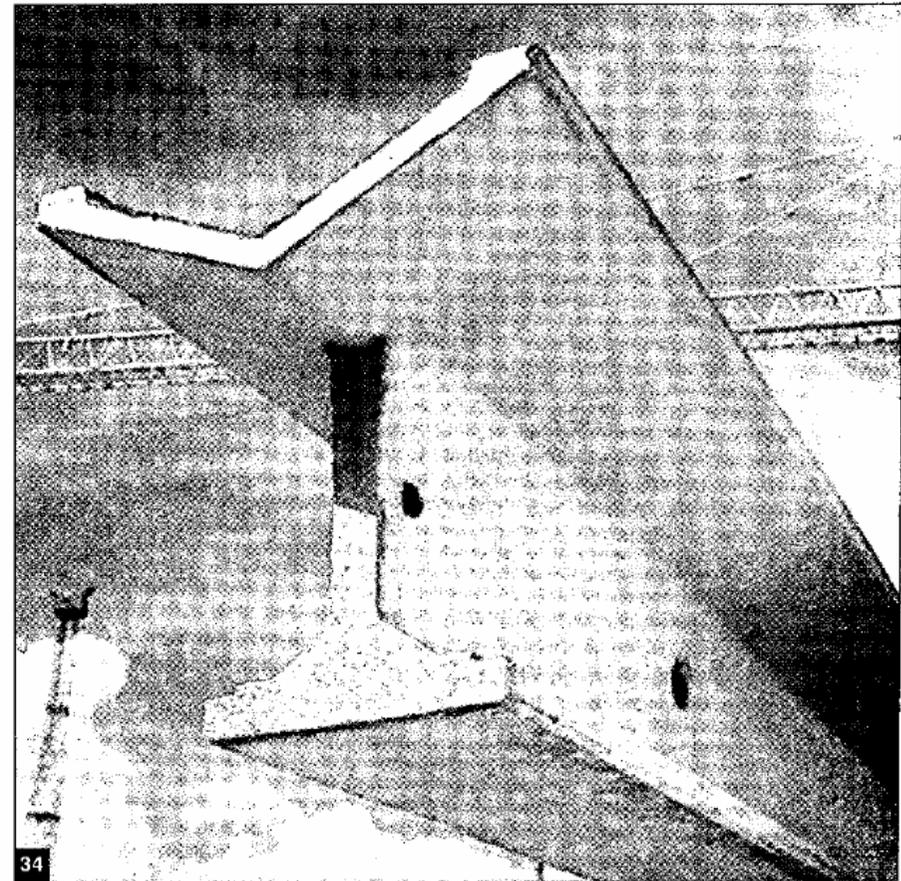
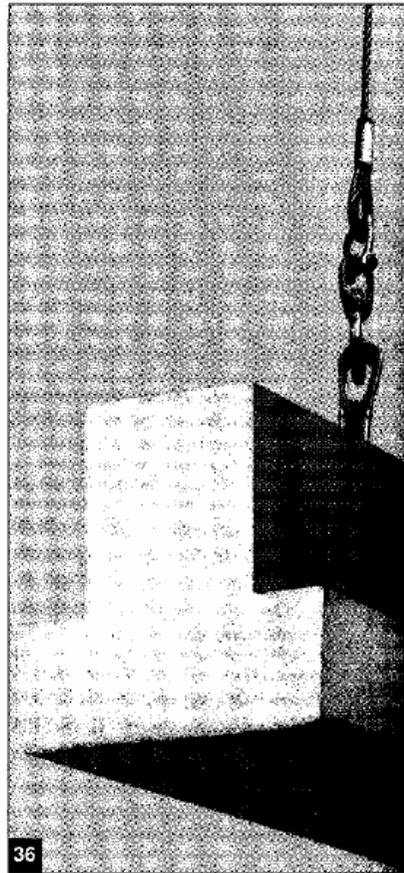
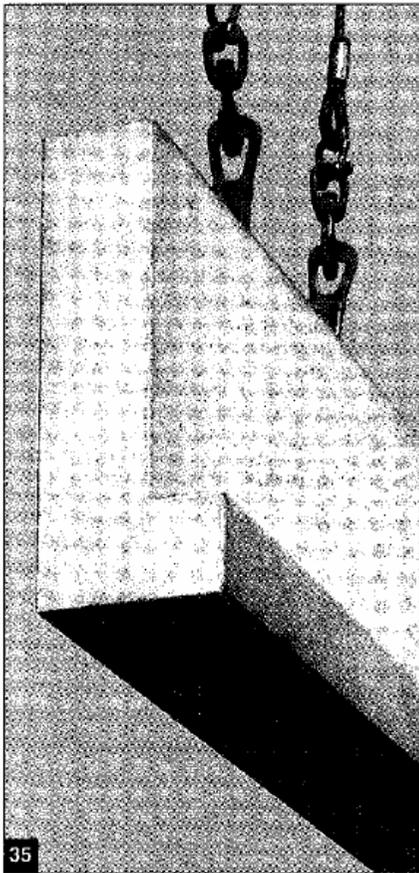
## LEGENDA:

- ⑦ TOLLERANZA
- ① INFISSIONE PILASTRO
- ② SOTTOFONDO
- ③ PAVIMENTAZIONE
- ④ ALTEZZA LIBERA SOTTOCARRO
- ⑤ INGOMBRO CARROPONTE
- ⑥ IMPALCATO
- ⑦ ALTEZZA LIBERA SOTTO TRAVE

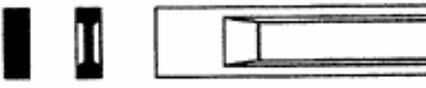
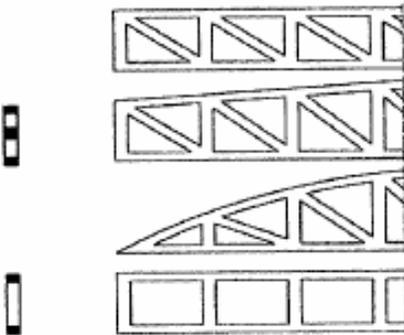
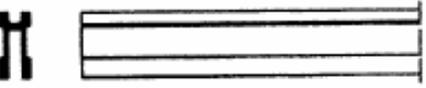
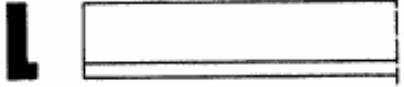
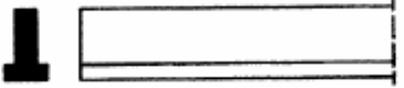
# Strutture prefabbricate



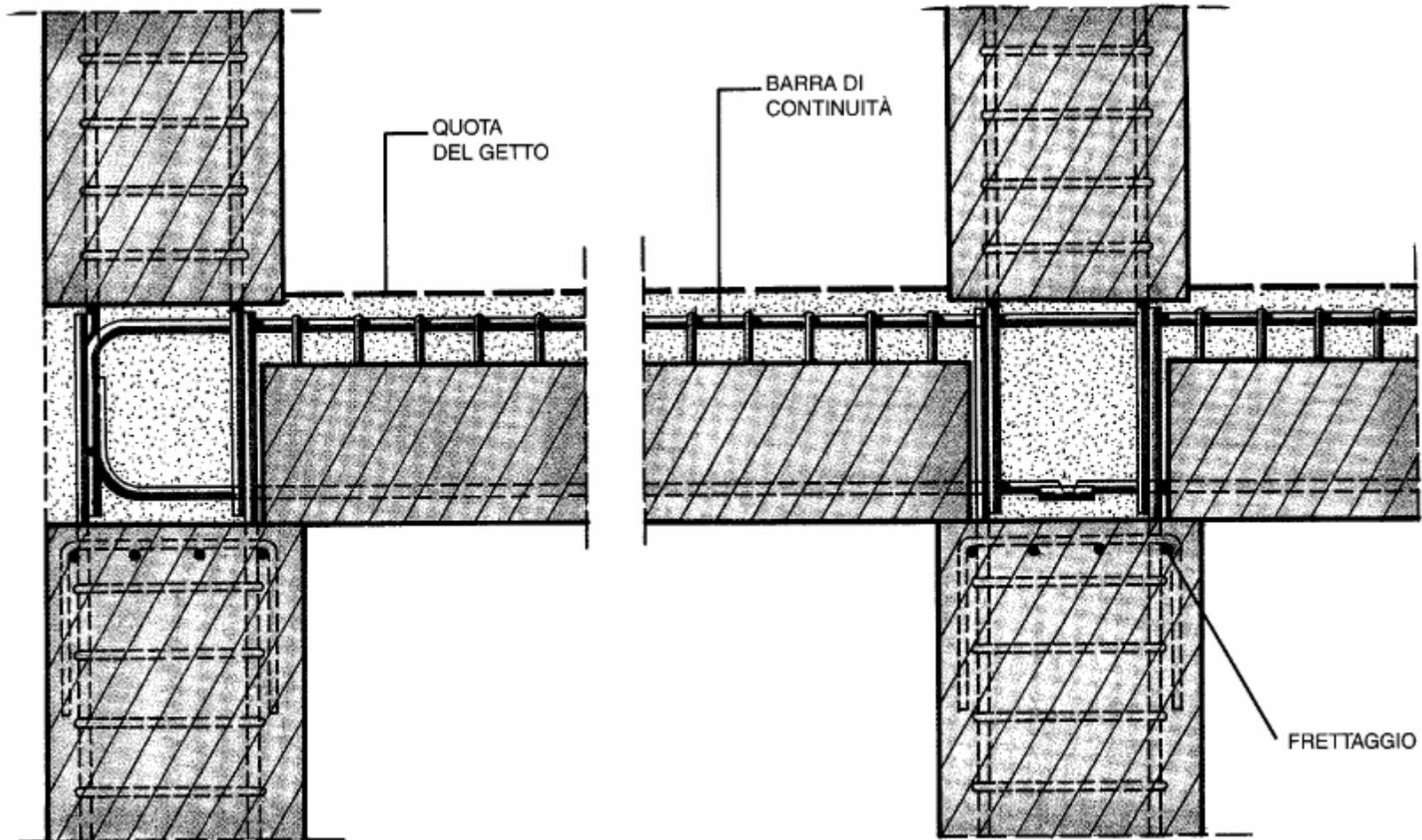
# Le sezioni trasversali



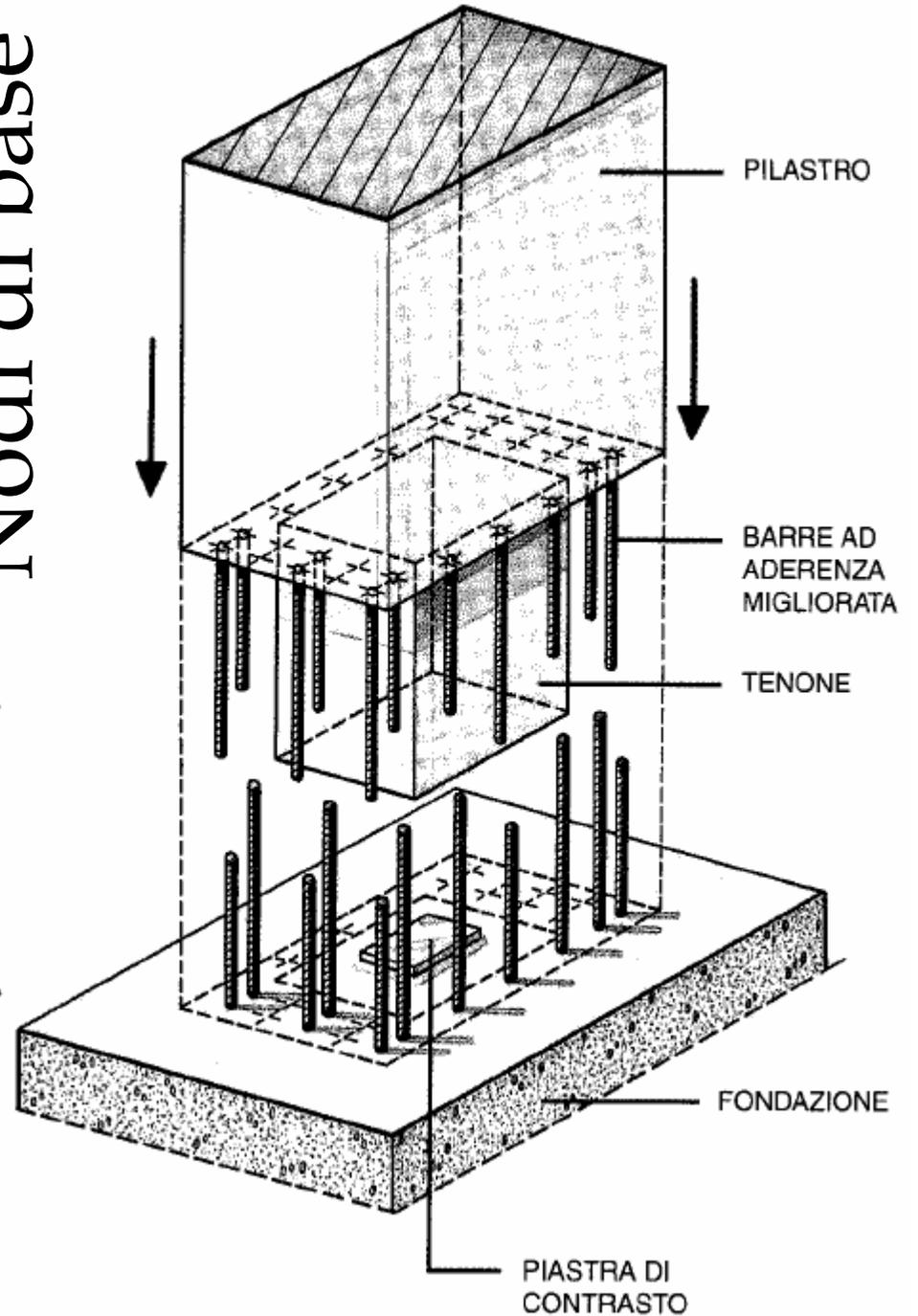
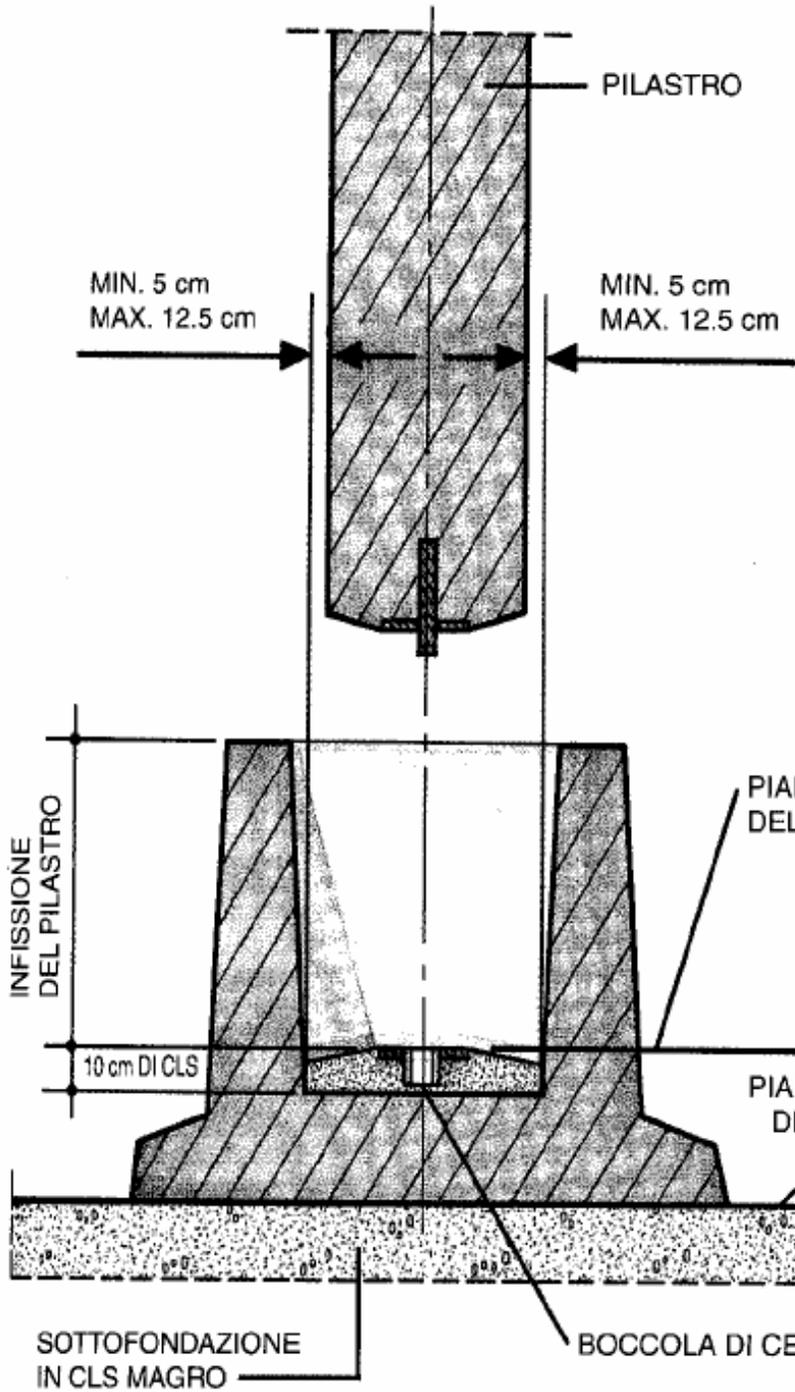
# Sezioni trasversali ricorrenti

SEZIONE/PROFILO	DENOMINAZIONE	UTILIZZO PREFERENZIALE	ALTEZZE MEDIE (in cm)	LUCI DI PROGETTO CORRENTI (in m)
	Doppia pendenza/Delta	Edilizia industriale e tipologie assimilate	150-240 (mezzeria)	10-35
	Rettilinea	Coperture in genere	80-150	10-30
	Reticolare (lombi paralleli, a doppia pendenza, parabolica, a struttura intelaiata tipo Vierendeel)	Edilizia industriale	120-240	12-30
	H	Edilizia industriale con coperture	90-120	8-20
	Y	Edilizia industriale con coperture	60-80	8-15
	L	Travi di bordo in genere Edifici multipiano	50-120	8-12
	T rovescio	Travi intermedie Edifici multipiano	50-120	8-12
	Rettangolari	Edifici multipiano con solai in continuità	Variabile in funzione dello spessore del solaio	Variabile in funzione del calcolo

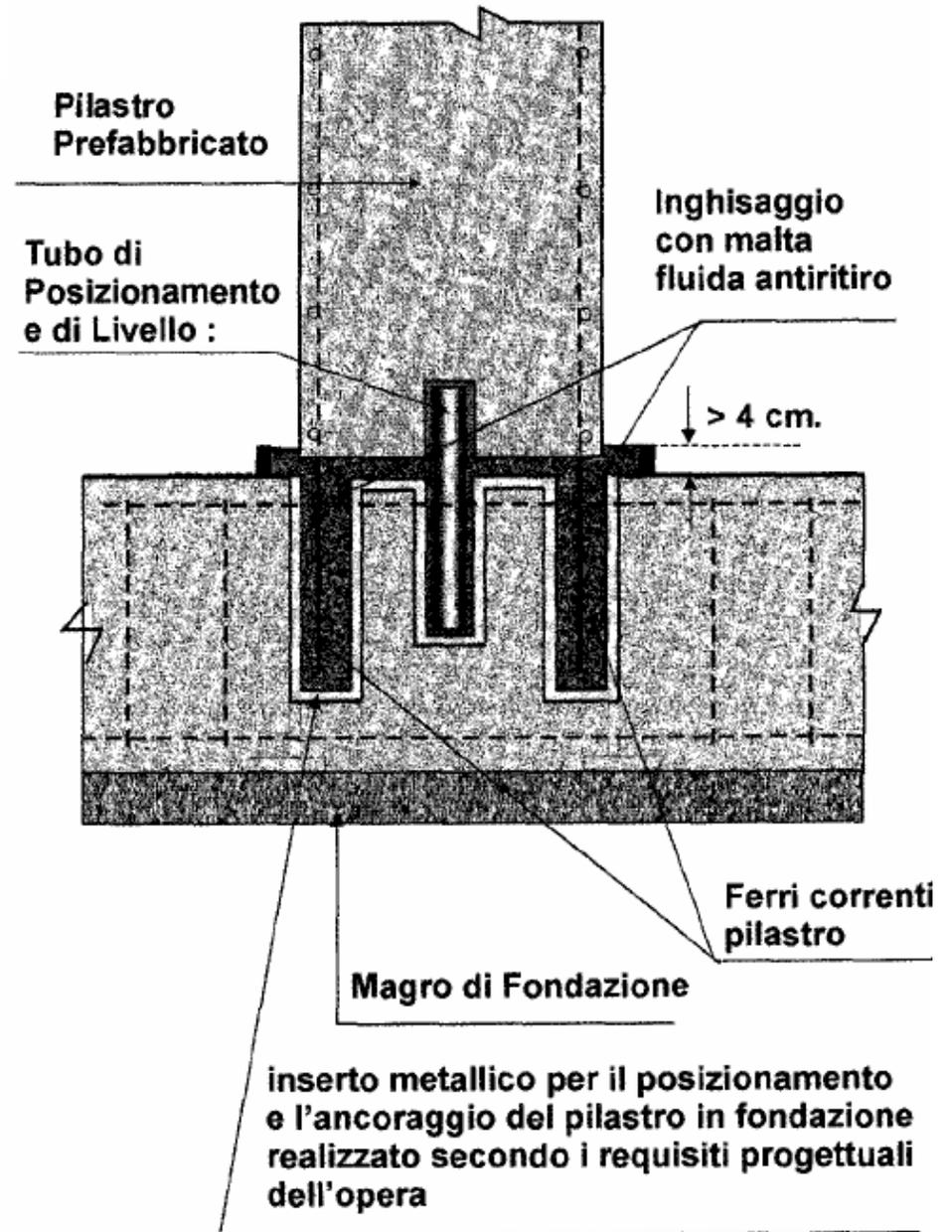
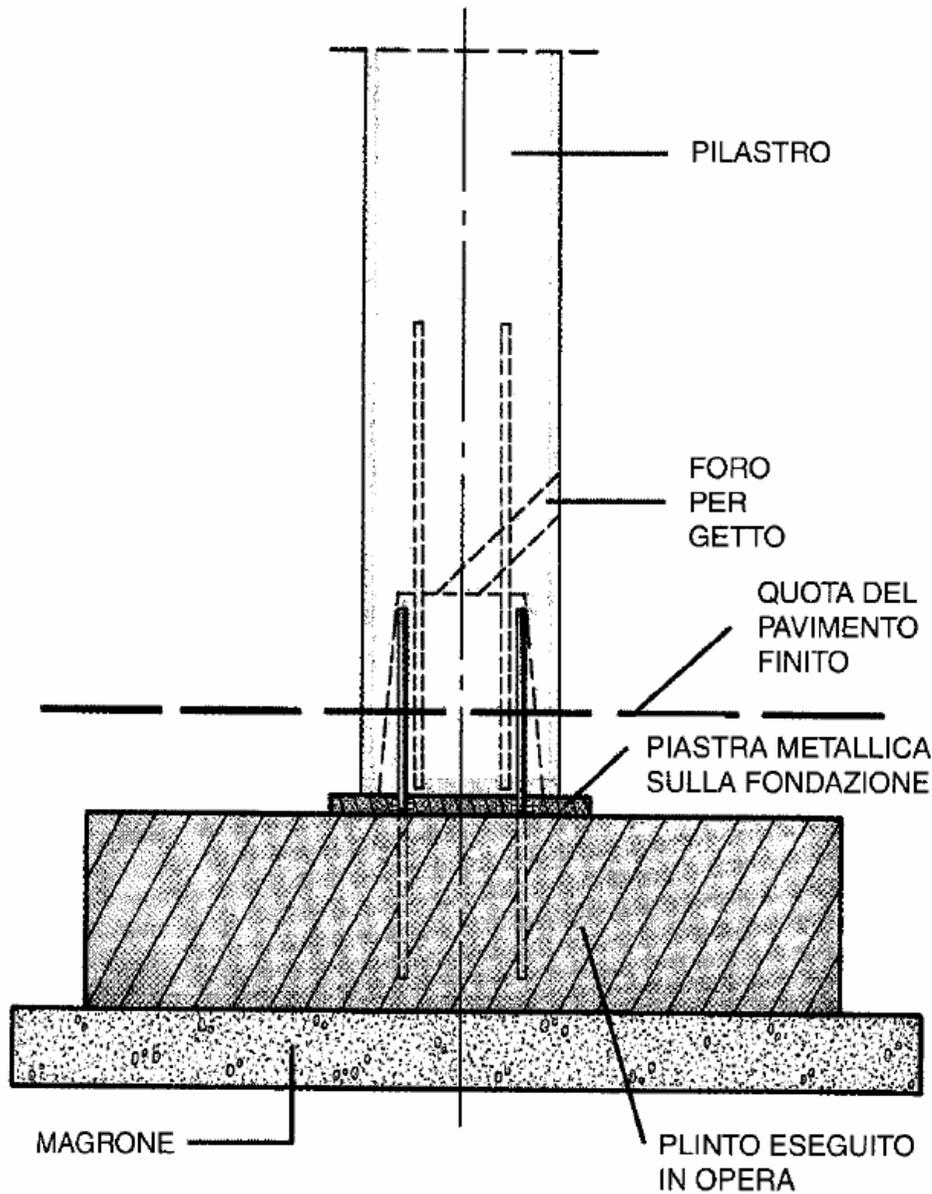
# Collegamenti umidi



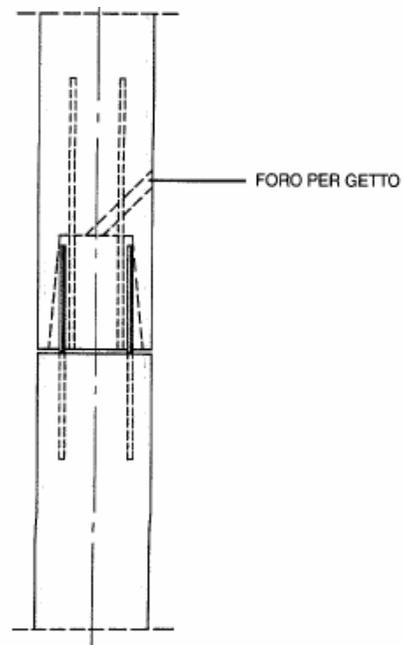
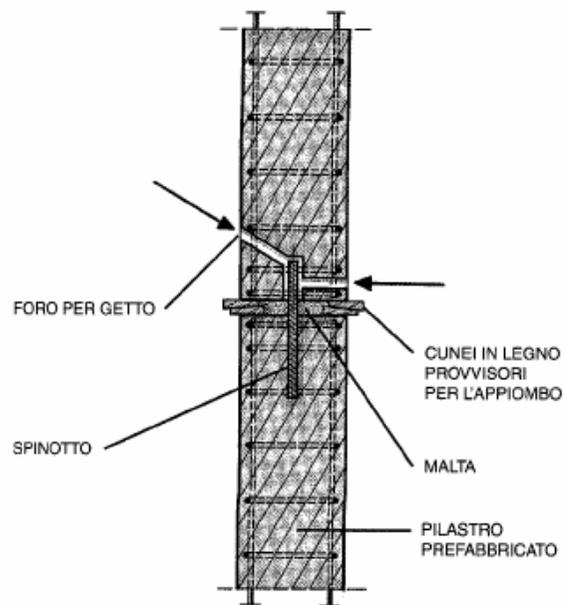
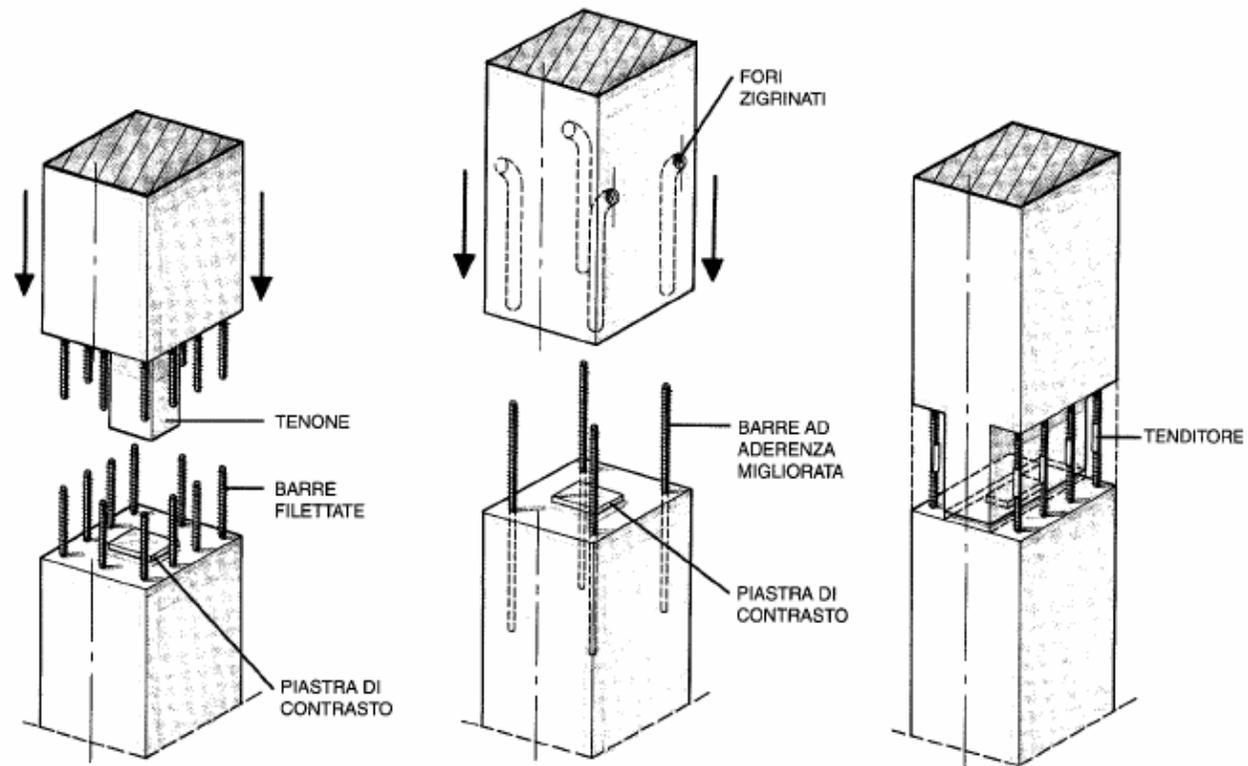
# Nodi di base



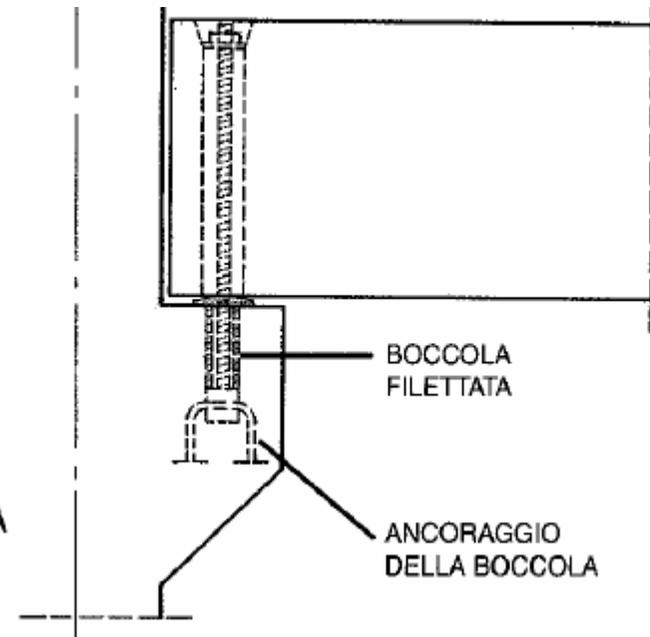
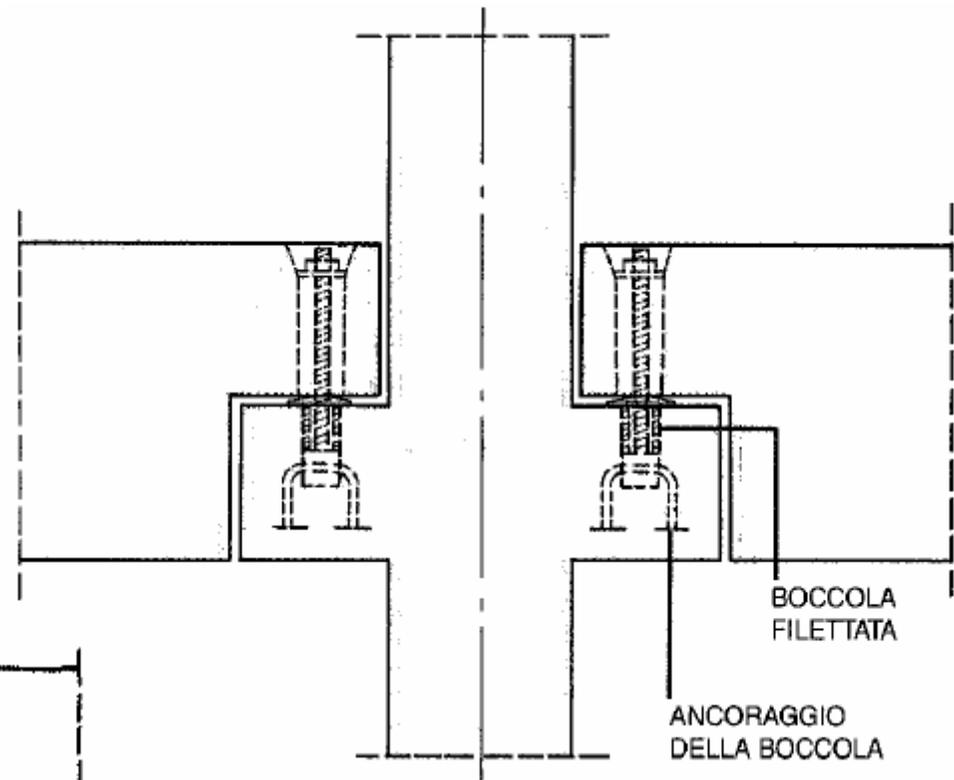
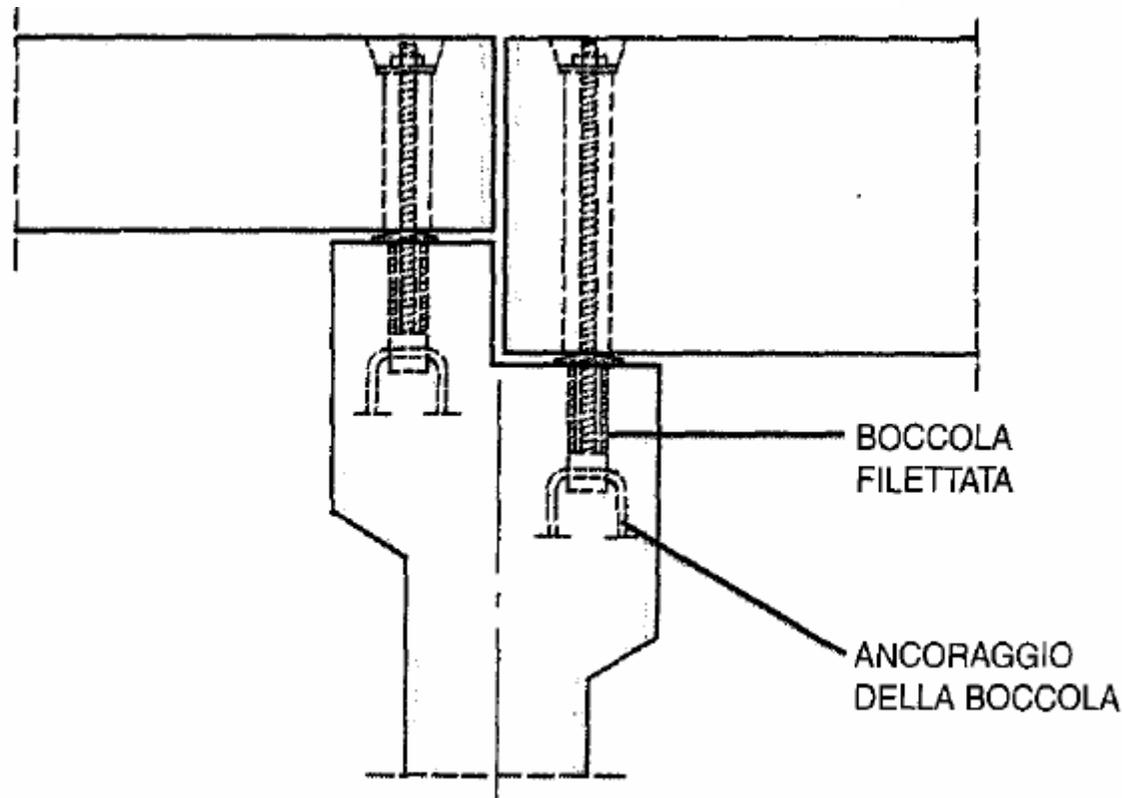
# Nodi di base



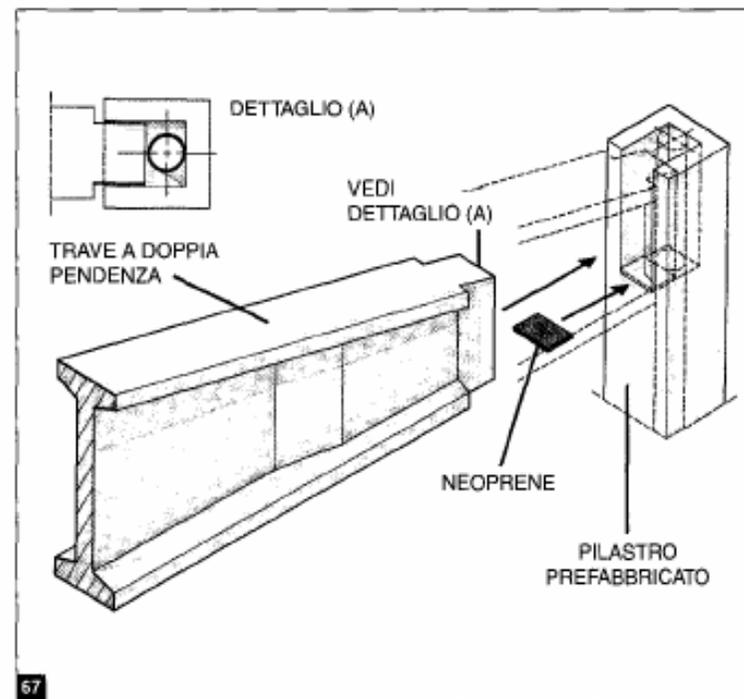
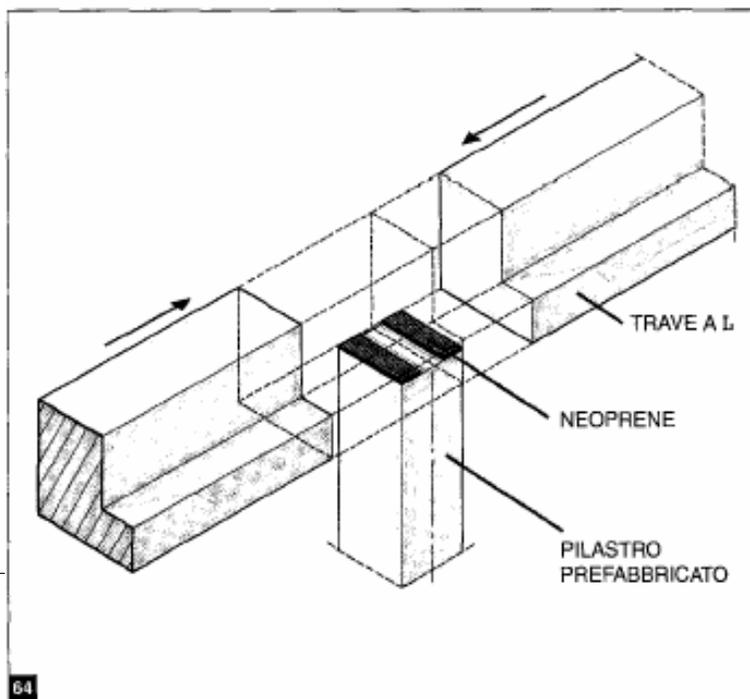
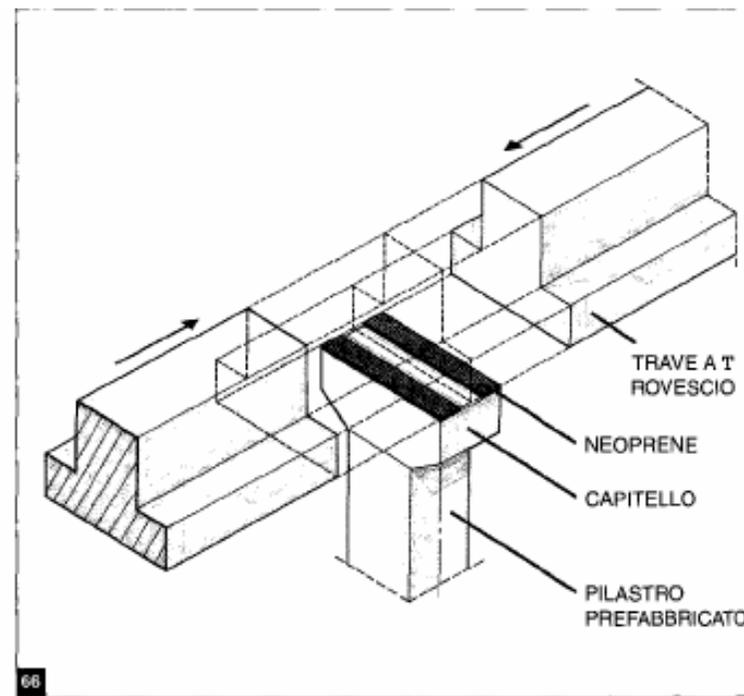
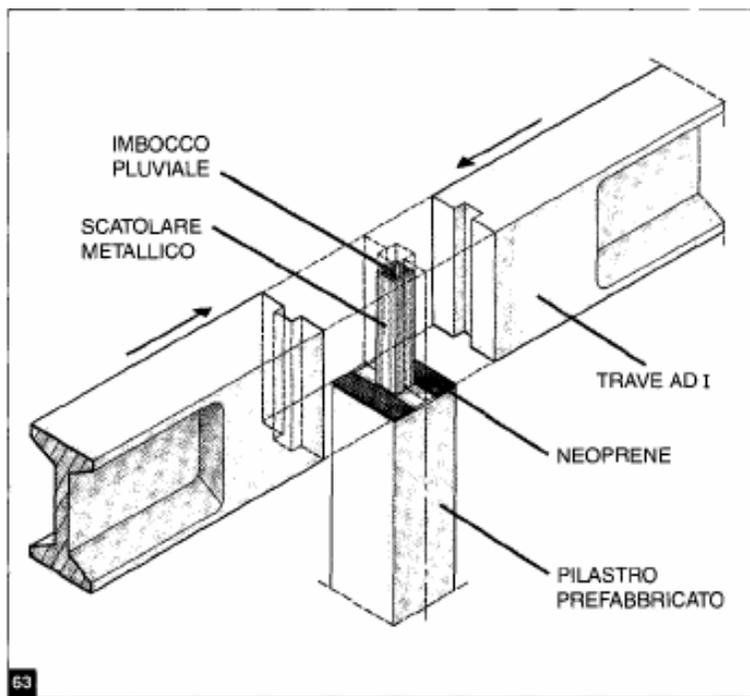
# Nodi tra pilastri



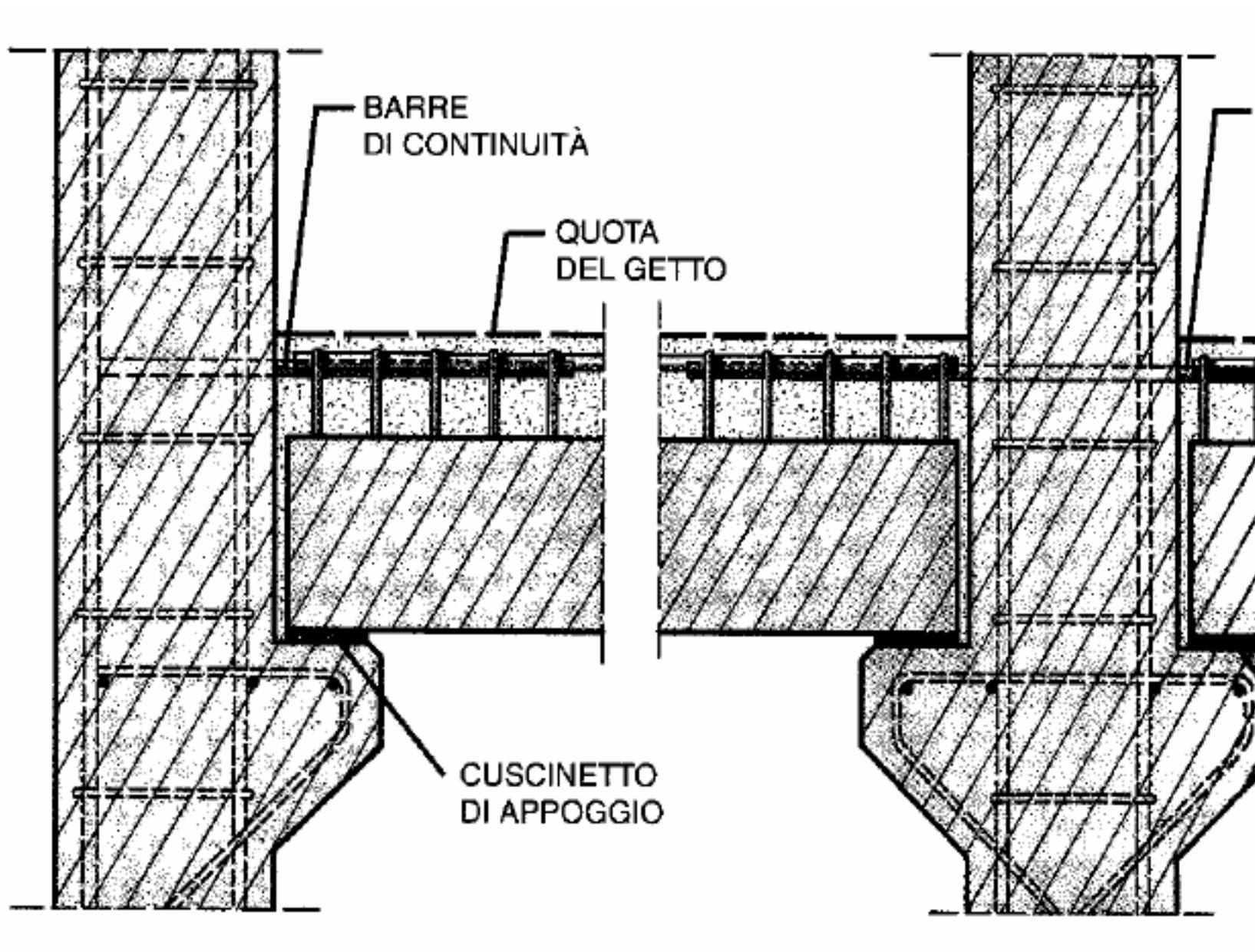
# Nodi trave-colonna



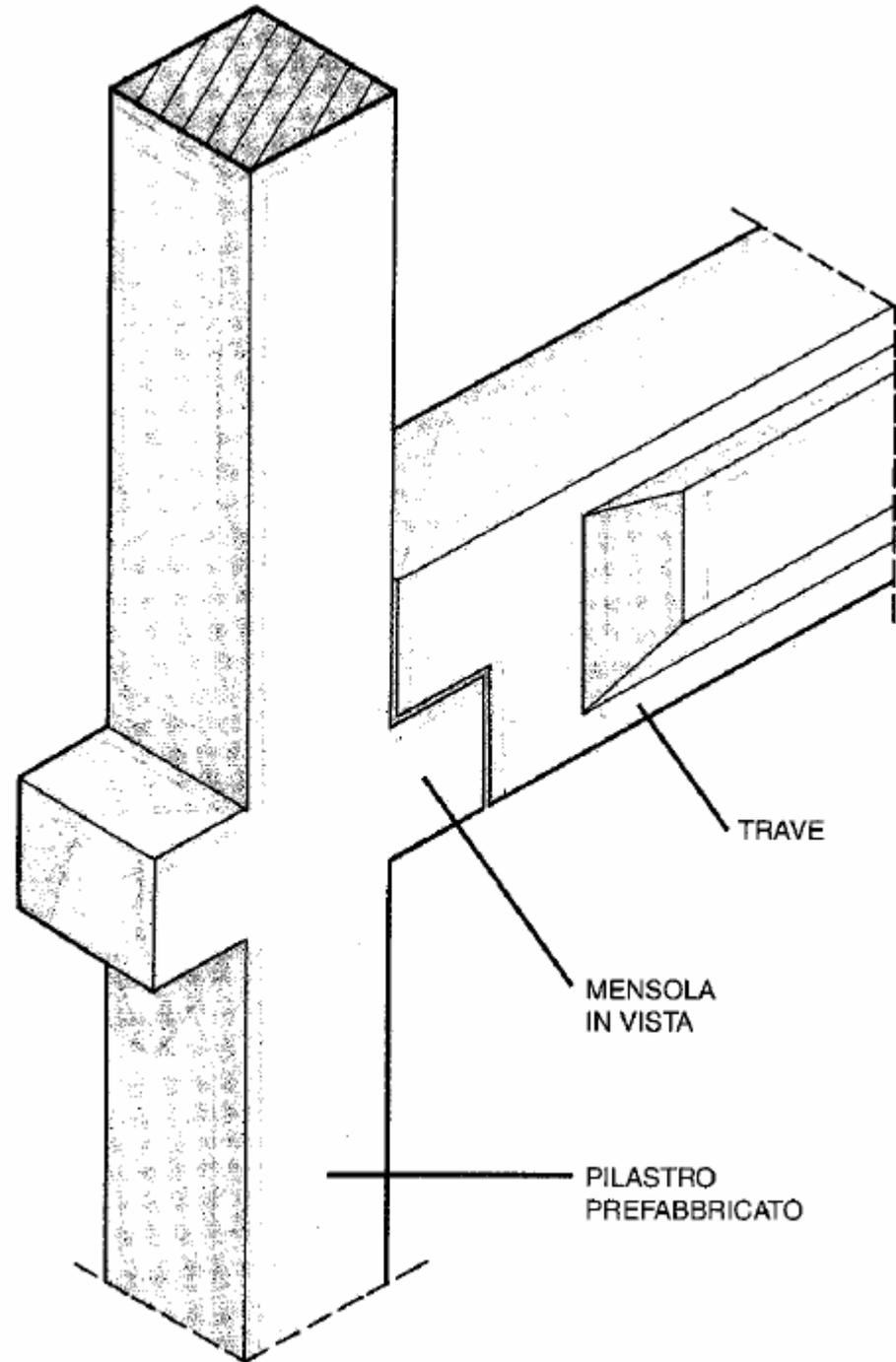
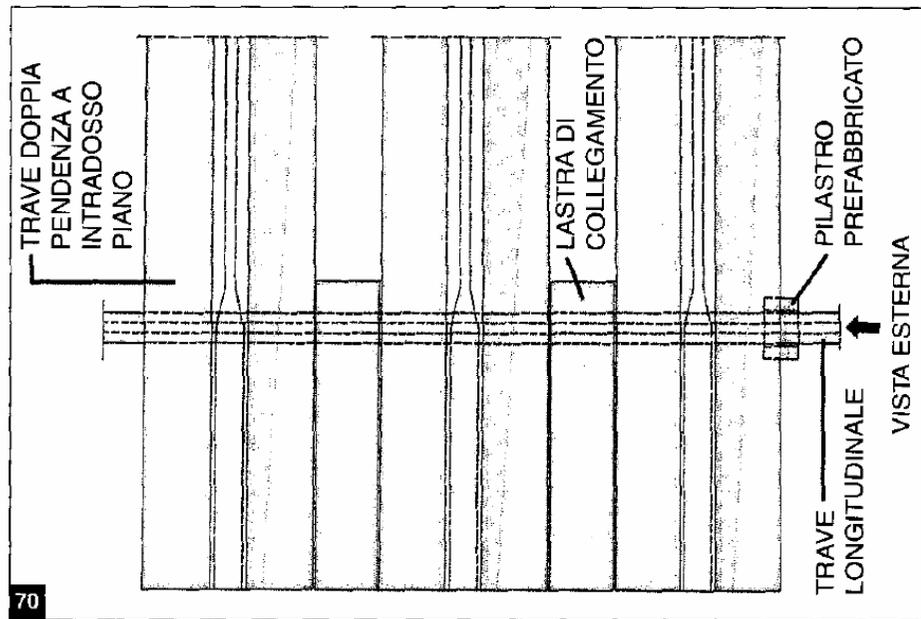
# Nodi trave-colonna



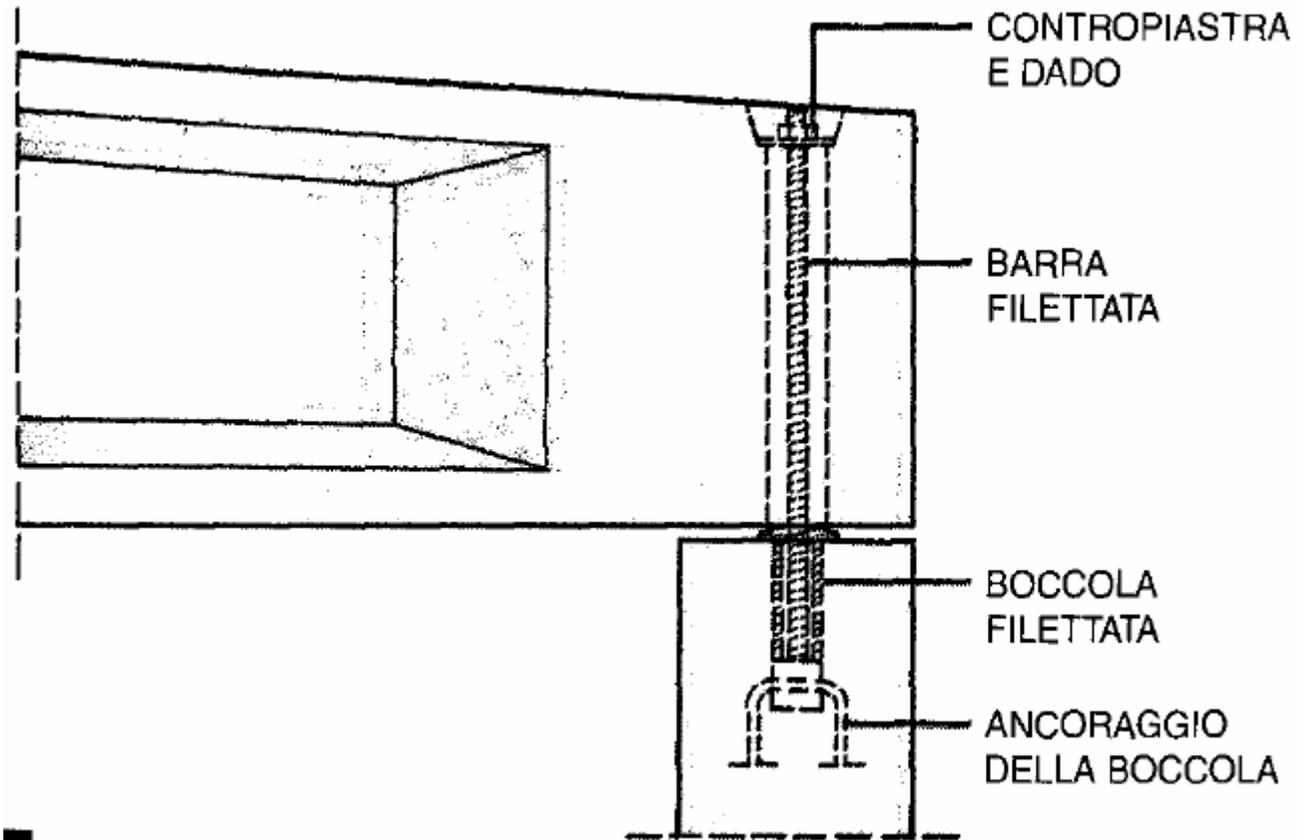
# Nodi trave-colonna



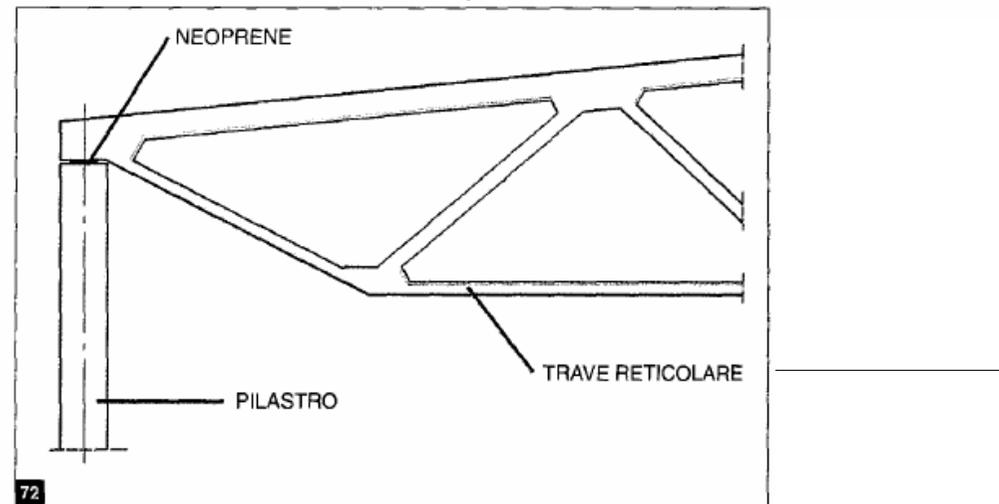
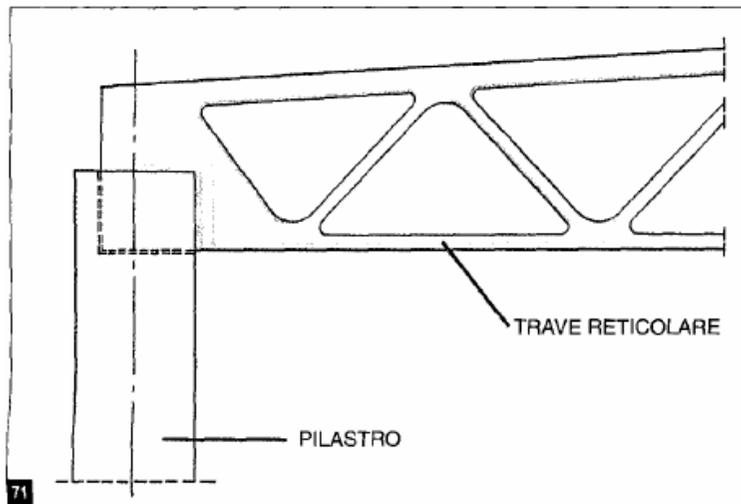
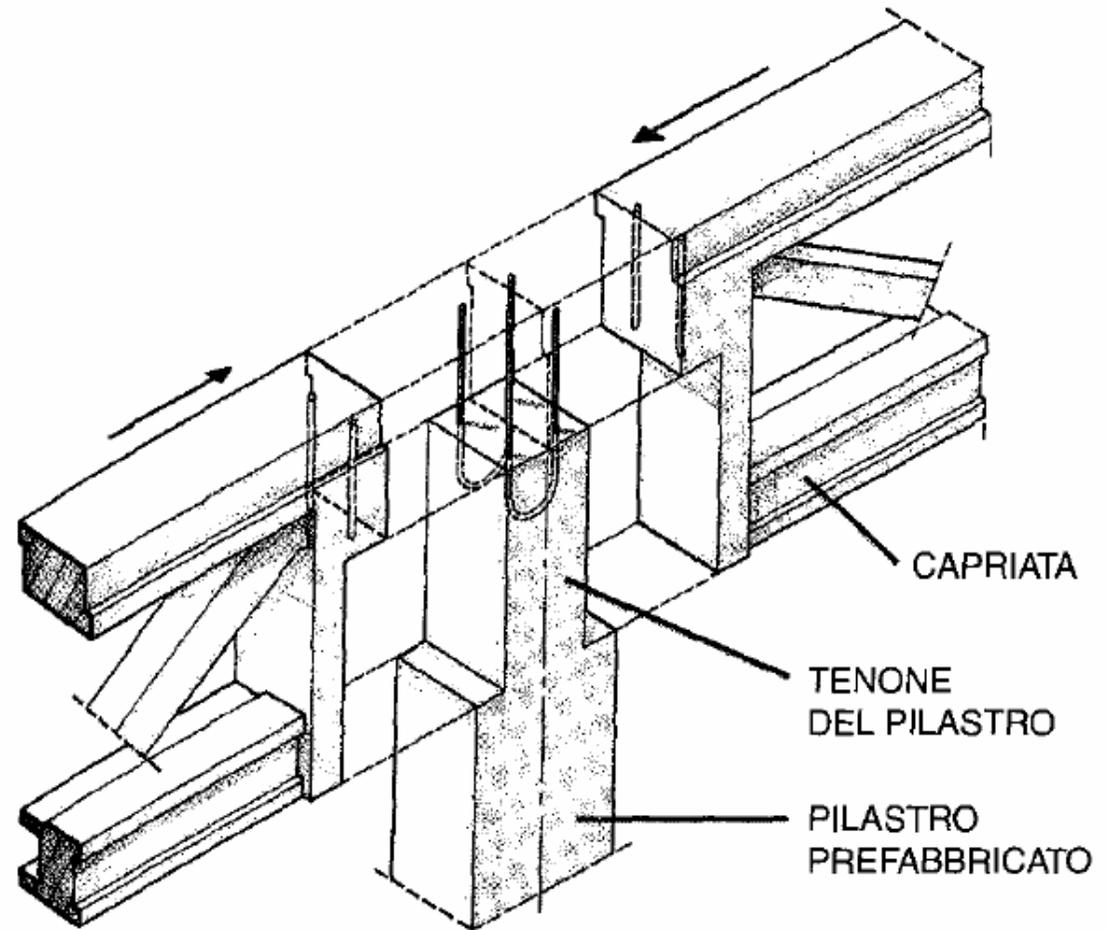
# Nodi trave-colonna



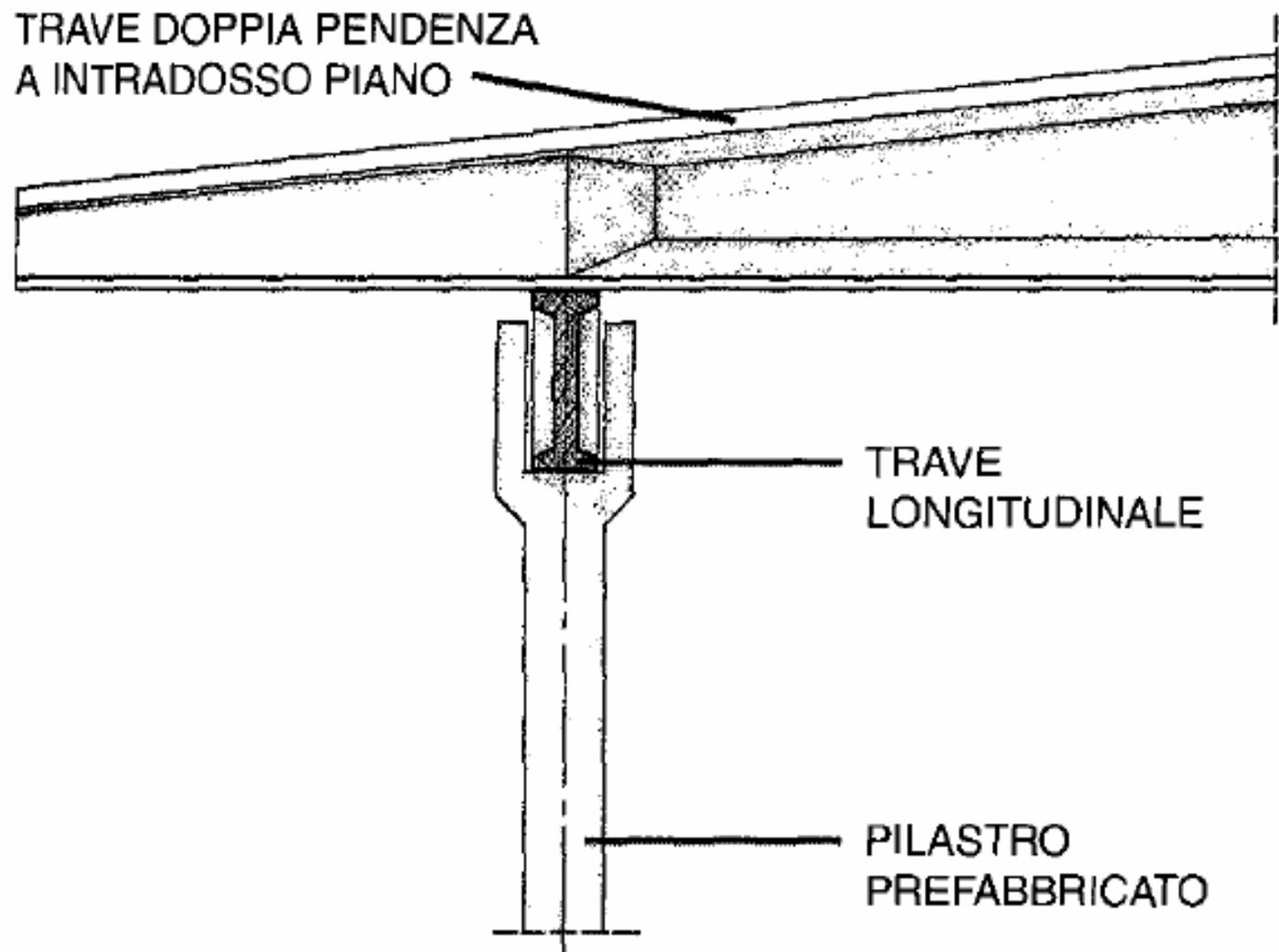
# Nodi trave-colonna



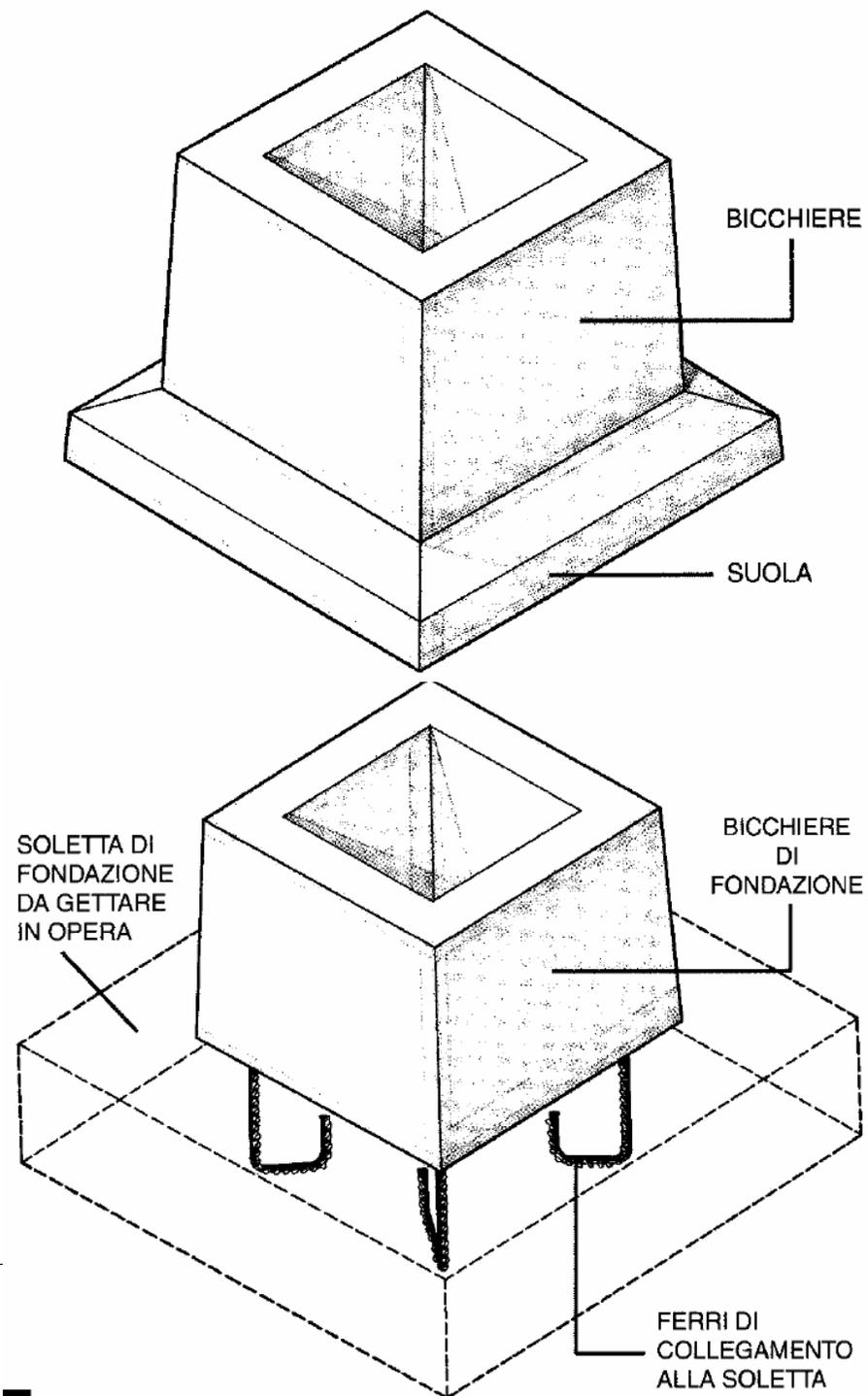
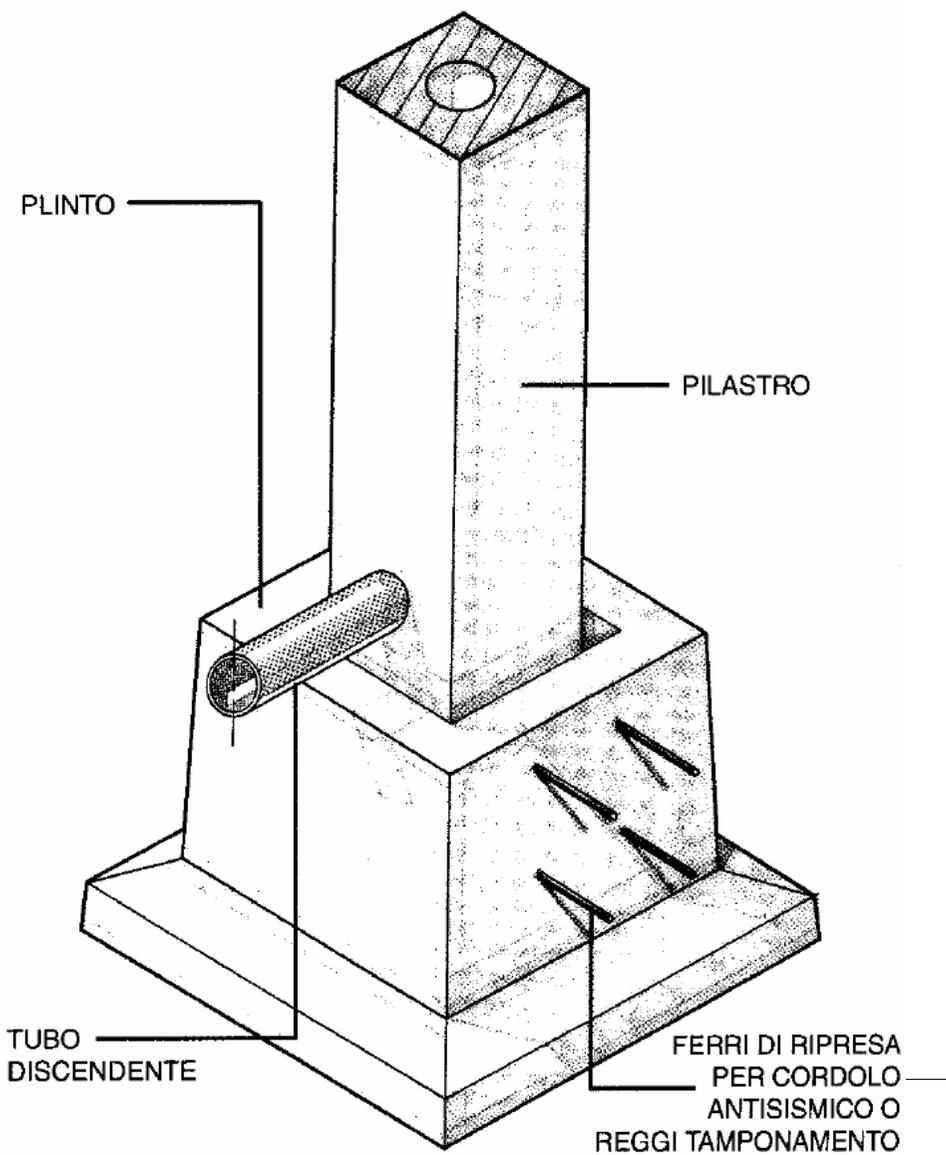
# Nodi trave-colonna



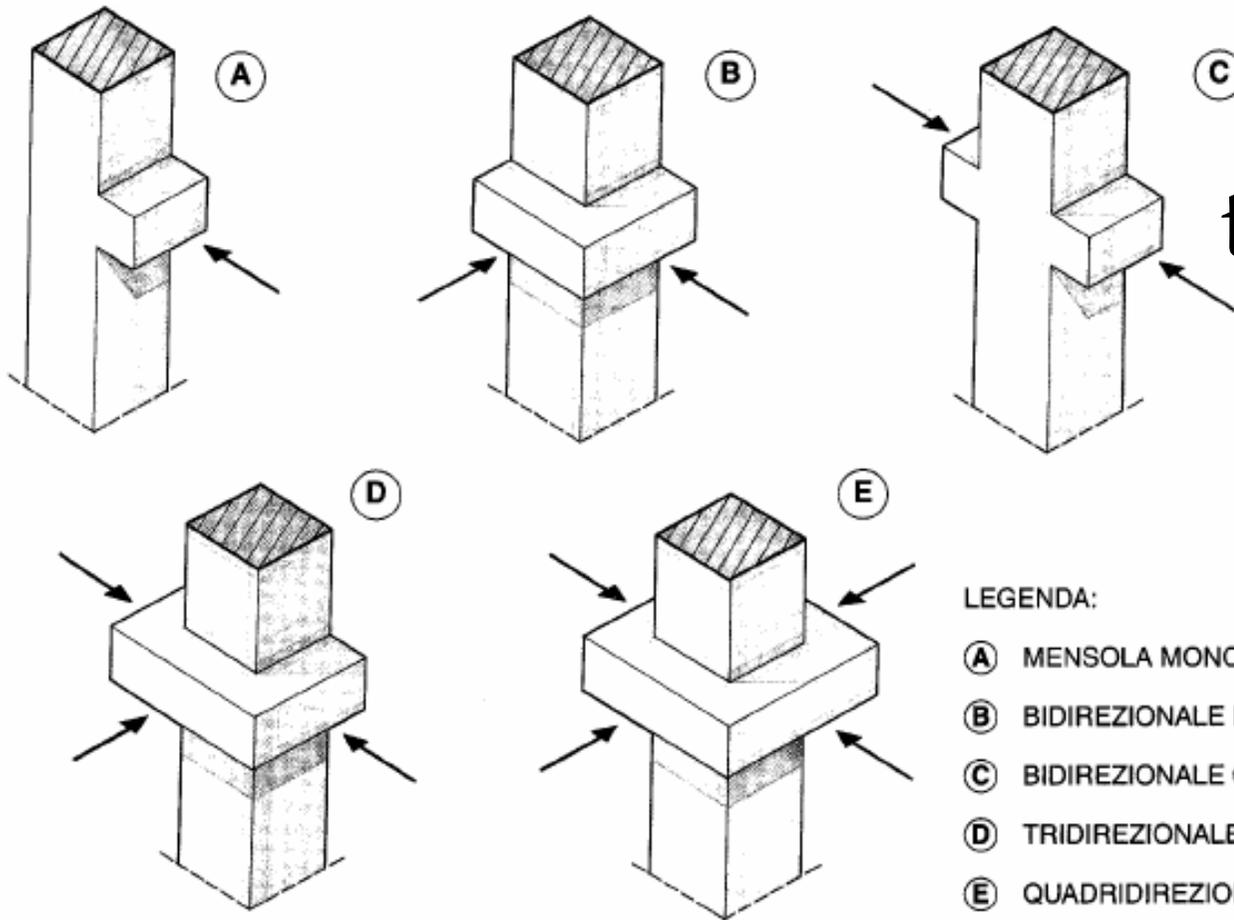
# Nodi trave-colonna



# Plinti

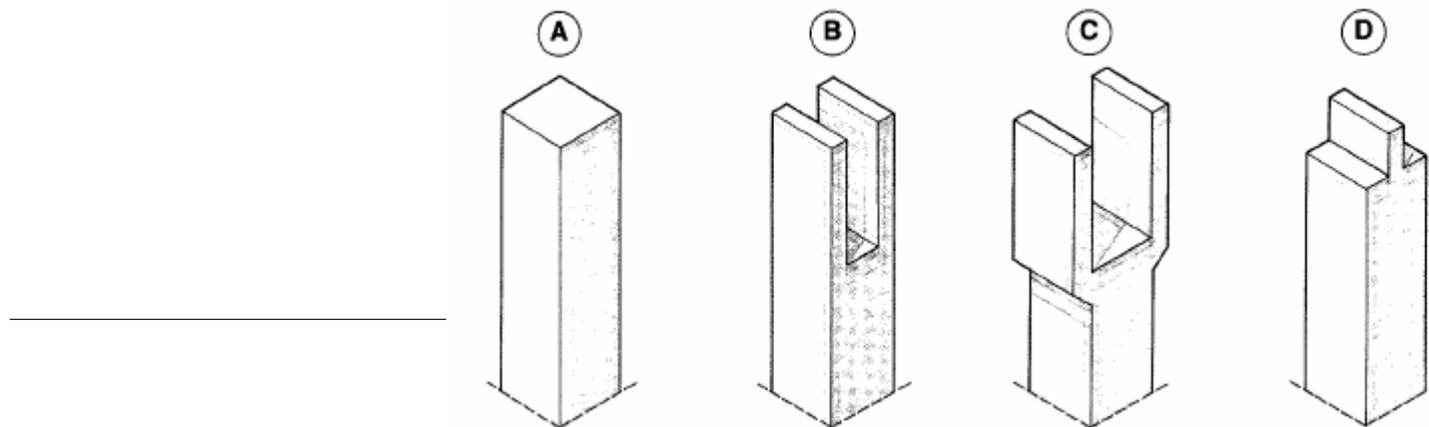


# Nodi trave-colonna



LEGENDA:

- (A) MENSOLA MONO DIREZIONALE
- (B) BIDIREZIONALE D'ANGOLO
- (C) BIDIREZIONALE CONTRAPPOSTA
- (D) TRIDIREZIONALE
- (E) QUADRIDIREZIONALE



LEGENDA:

- (A) TESTA PIATTA
- (B) FORCELLA
- (C) FORCELLA ALLARGATA
- (D) A TENONE

# Quadro normativo – EC2 1-3

Nelle strutture prefabbricate va posta attenzione a:

- Particolari costruttivi degli appoggi strutturali;
  - Particolari costruttivi dei giunti/collegamenti
  - Sicurezza strutturale e stabilità in tutte le fasi della costruzione;
  - Pre-tensionamento
-

# Quadro normativo – EC2 1-3

- L'analisi delle strutture prefabbricate deve rispettare i criteri dell'EC2 parte 1-1, ma portare in conto la risposta delle unioni tra gli elementi;
  - In particolare tenere conto:
    - Del comportamento delle membrature in tutte le fasi di costruzione e della loro interazione con altri elementi (azione composta per il completamento con calcestruzzo in opera)
    - Delle effettive deformazioni e sollecitazioni sui collegamenti
    - Delle incertezze che caratterizzano i vincoli e la trasmissione delle forze tra gli elementi
-

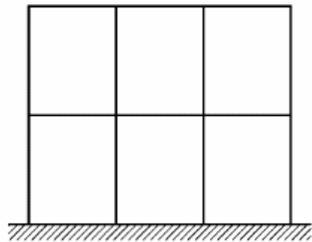
# Quadro normativo – EC2 1-3

## □ Tipologie costruttive:

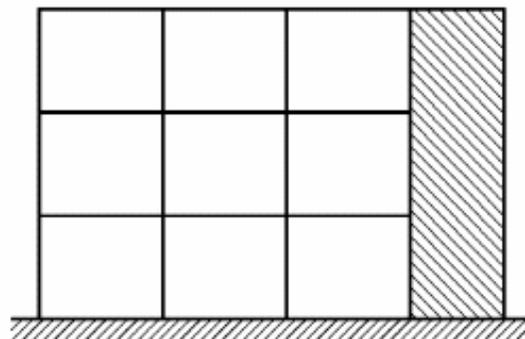
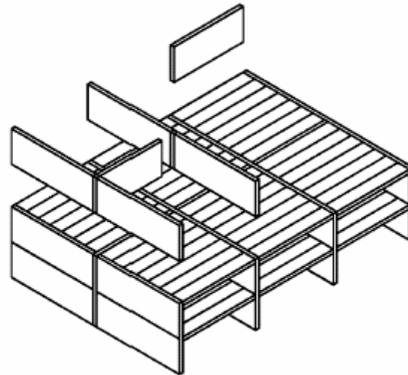
- Strutture a telaio fatte da elementi lineari (pilastri e travi). I pilastri possono essere continui a mensola oppure del tutto o in parte come intelaiature continue
  - Strutture a pareti trasversali o a pannelli
  - Strutture controventate
  - Diaframmi di solaio o di copertura
  - Strutture a celle tridimensionali
-

# Quadro normativo - EC2 1-3

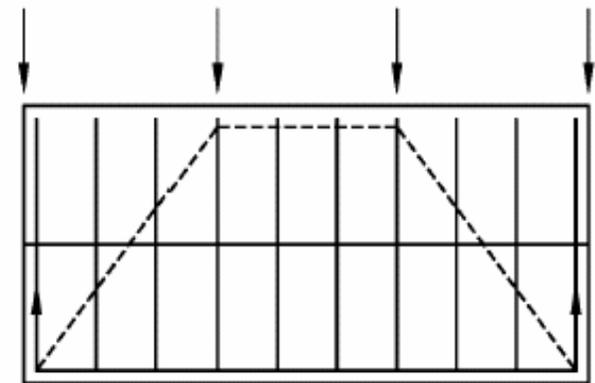
## □ Tipologie costruttive:



a) Struttura a telaio



c) Struttura controventata



d) Pianta di diaframma di solaio o di copertura

# Quadro normativo – EC2 1-3

- Diaframmi, strutture piane soggette ad azioni nel proprio piano eventualmente costituito da elementi prefabbricati collegati tra loro;
  - Incatenamenti, elementi tesi resi efficacemente continui presenti nei solai, nelle pareti o nei pilastri;
  - Elementi prefabbricati isolati, elementi per i quali, in caso di cedimento, non è disponibile alcun sistema secondario di trasmissione dei carichi (ridistribuzione delle forze o dei momenti interni)
-

# Quadro normativo – EC2 1-3

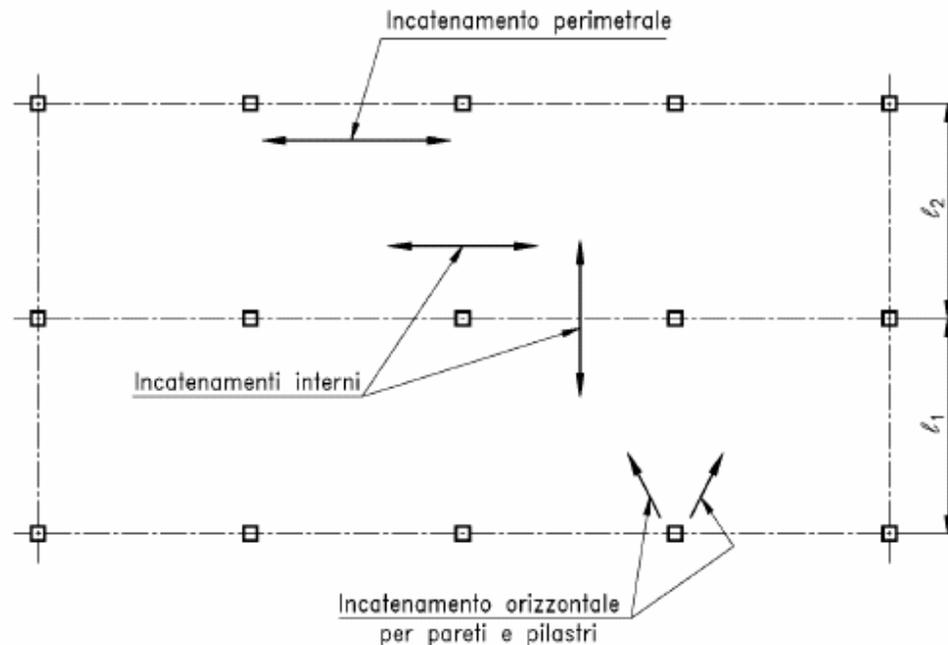
- La continuità nei giunti può essere assunta se:
    - Si utilizzano getti integrativi di cls e particolari costruttivi convenzionali per le armature;
    - La continuità è assicurata da collegamenti bullonati o saldati;
    - La continuità del collegamento è provata mediante prove sperimentali, condotte considerando la resistenza e la rigidezza nelle condizioni più sfavorevoli
-

# Quadro normativo – EC2 1-3

- Gli incatenamenti vanno previsti per:
    - Prevenire un danno locale dovuto ad azioni eccezionali quali un impatto o un'esplosione;
    - Per creare percorsi alternativi ove avvenga un danno locale
  
  - Si distinguono incatenamenti:
    - Perimetrali;
    - Interni;
    - Incatenamenti orizzontali di pilastri o pareti;
    - Verticali negli edifici a pannelli.
-

# Quadro normativo – EC2 1-3

- Dimensionamento degli incatenamenti:
  - Le sollecitazioni di progetto vanno definite a partire dalla più gravosa azione eccezionale o quella che consegue alla deviazione di un percorso alternativo del carico intorno alla zona danneggiata
  - Possono essere trascurate azioni legate a fenomeni diversi da quelli eccezionali



# I requisiti progettuali in zona sismica – OPCM 3431

## □ Impostazione prestazionale:

### ■ Stato limite ultimo

- Sotto l'effetto della azione sismica di progetto con una probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni, le strutture degli edifici pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.
-

# I requisiti progettuali in zona sismica - OPCM 3431

## □ Impostazione prestazionale:

### ■ Stato limite di danno

- Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto, ma non maggiore del 50% in 50 anni, e che hanno quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera; i danni strutturali sono di entità trascurabile

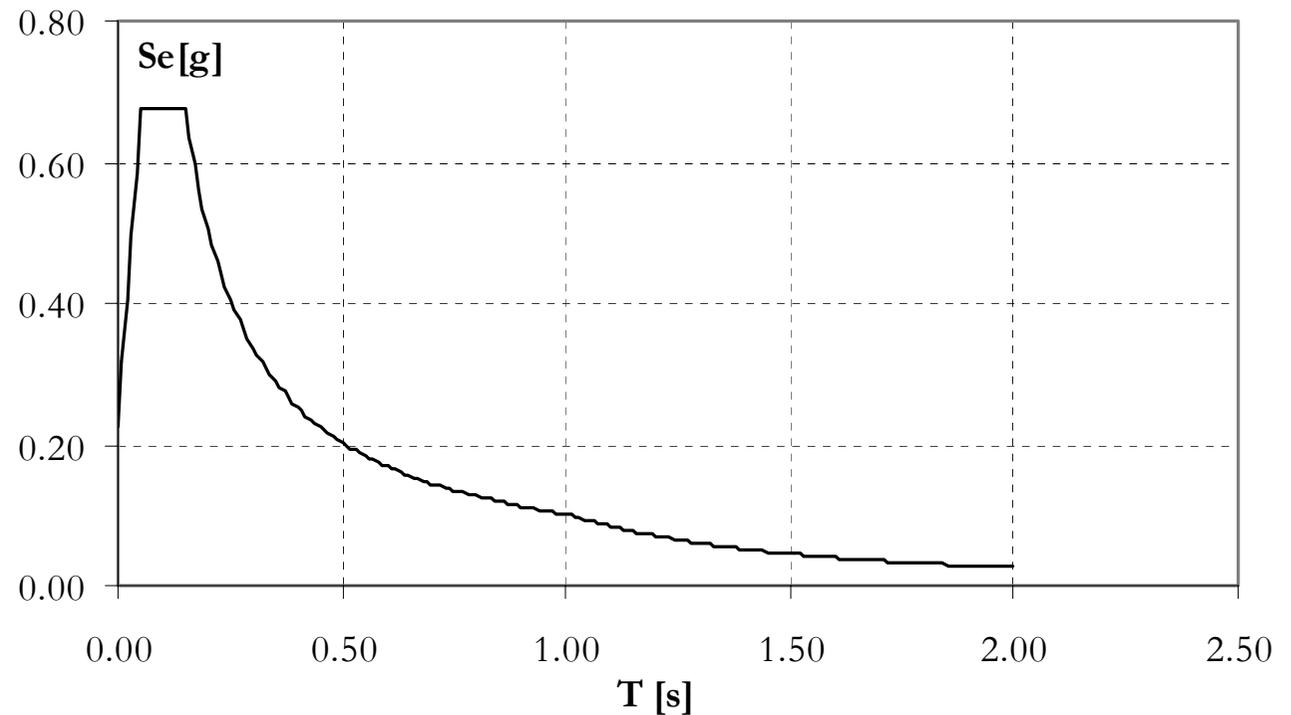
# I principali temi della progettazione in zona sismica

- ❑ Comportamento e capacità dissipativa di collegamenti di base
  - ❑ Qualificazione dei componenti e dei sistemi di collegamento
  - ❑ Comportamento, capacità dissipativa di collegamenti trave-colonna
  - ❑ Diaframmi orizzontali in assenza di getti di completamento
  - ❑ Azioni sismiche verticali
-

# Azione sismica verticale

□ Indipendentemente dalla categoria del suolo, la Norma prevede i seguenti valori:

- $S = 1$
- $T_{B'} = 0,05$
- $T_C = 0,15 \text{ sec}$
- $T_D = 1,0 \text{ sec}$



---

□ Si assume  $q = 1,5$  per ogni tipologia strutturale ed ogni materiale

# Quando si deve considerare lo spettro verticale

- in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m
  - di elementi principali precompressi
  - di elementi a mensola
  - di strutture di tipo spingente,
  - di pilastri in falso
  - edifici con piani sospesi
- 
- L'analisi sotto azione sismica verticale potrà essere limitata a modelli parziali comprendenti gli elementi indicati. In ogni caso il modello, parziale o globale, dovrà prendere correttamente in conto la presenza di masse eccitabili in direzione verticale.
  - Quando per gli elementi di cui sopra l'azione orizzontale produce effetti superiori al 30 % di quelli dovuti alle azioni verticali in qualche sezione, si considereranno gli effetti massimi risultanti dall'applicazione di ciascuna delle azioni nelle tre direzioni sommati al 30 % dei massimi prodotti dall'azione in ciascuna delle altre due direzioni.
-

# La progettazione nell'OPCM 3431

## □ Le strutture prefabbricate

- composte con elementi in cemento armato o precompresso, eseguiti a piè d'opera o in appositi stabilimenti con procedimenti industrializzati, ed assemblate in opera mediante unioni strutturali di vario tipo, a secco ovvero a umido.
-

# La progettazione nell'OPCM 3431

- La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni contenute ai punti 5.1-5.7 non richiede altre prescrizioni aggiuntive se non la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidezza e duttilità.
-

# La progettazione nell'OPCM 3431

- Oggetto dell'ordinanza sono strutture composte da elementi lineari, ossia travi e pilastri.
  - Per edifici prefabbricati a pannelli portanti la loro idoneità a soddisfare i requisiti di cui alla parte generale sotto l'azione sismica di progetto deve essere adeguatamente dimostrata con riferimento alle caratteristiche specifiche del sistema adottato.
-

# Tipologie e fattori di struttura

- strutture multipiano intelaiate, definite tali quando tutti gli elementi strutturali: travi, pilastri e solai, sono collegati tra loro da vincoli di continuità;
  - strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da pilastri isostatici.
  - *Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori struttura adottati e adottando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.*
-

# Fattore di struttura $q$

$$q = q_0 K_D K_R$$

Tipologia	$q_0$
Strutture a telaio	5
Strutture a pilastri isostatici	3,75

- $q_0$  è mutuato dalle strutture in acciaio
- $K_D$  fattore dipendente dalla classe di duttilità.
  - 1.0 CD "A"
  - 0,7 CD "B"
- $K_R$  fattore dipendente dalla regolarità dell'edificio.

---

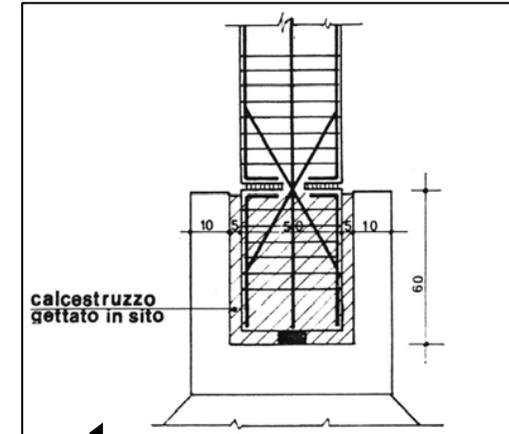
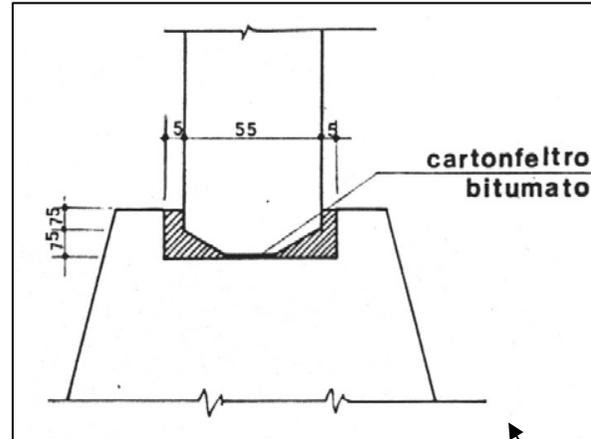
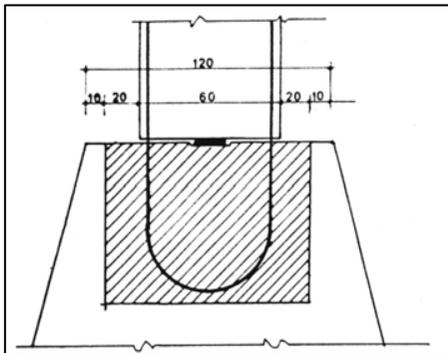
  - 0,8 in caso di edifici irregolari.

# Collegamenti

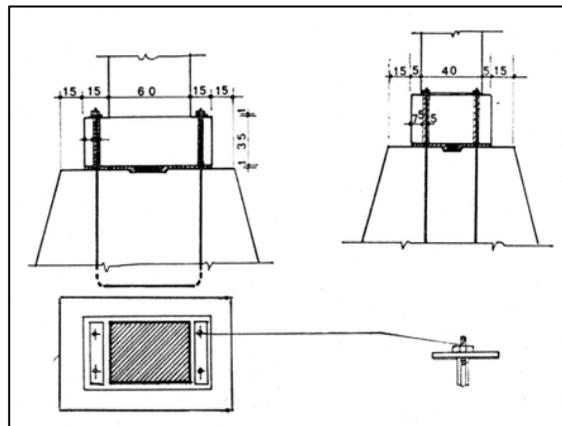
- I collegamenti tra gli elementi prefabbricati influenzano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche.
-

# UNIONI PILASTRO-FONDAZIONE

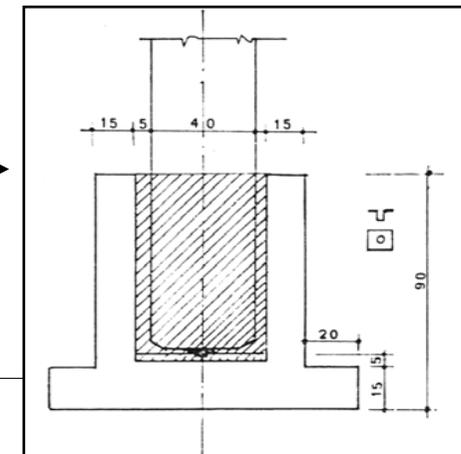
Unioni  
semiarticolate



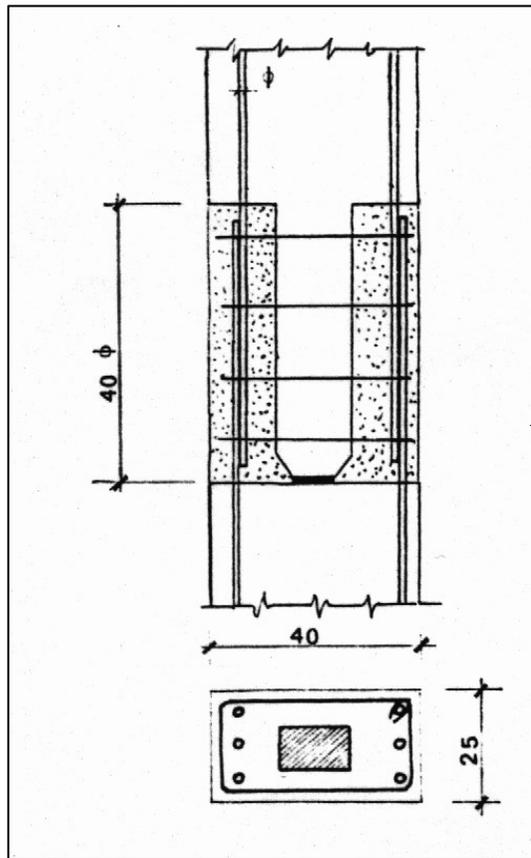
Unioni articolate



Unioni rigide  
con plinto a bicchiere

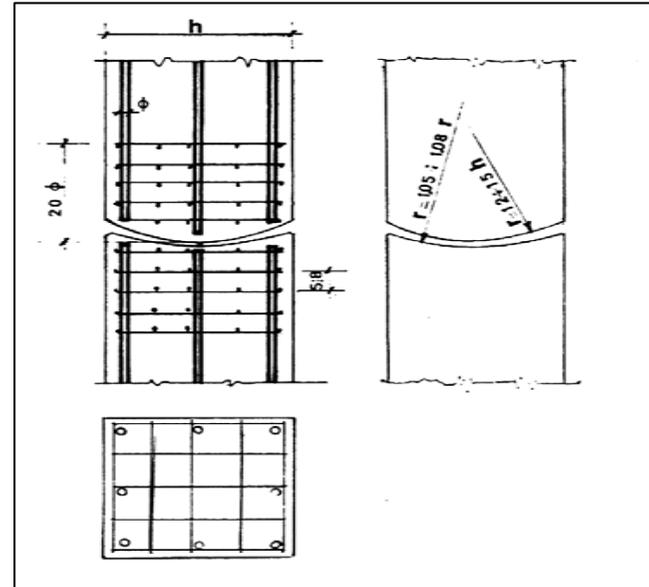


# UNIONI PILASTRO-PILASTRO

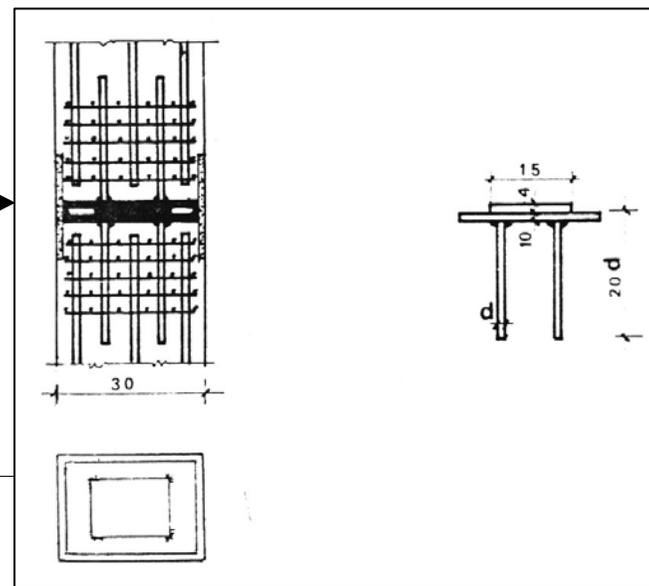


Unioni rigide

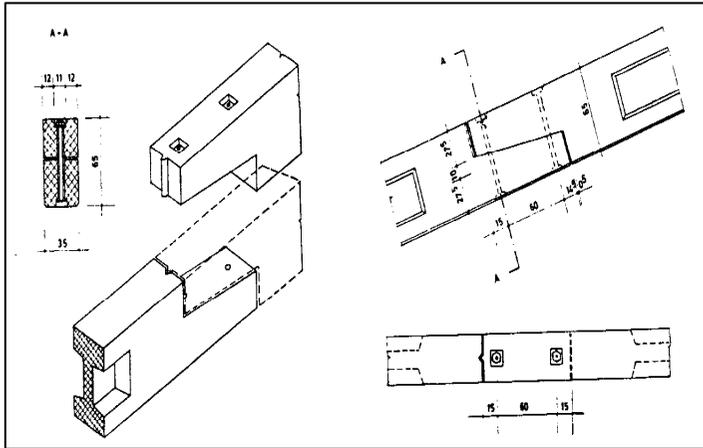
Unioni articolate



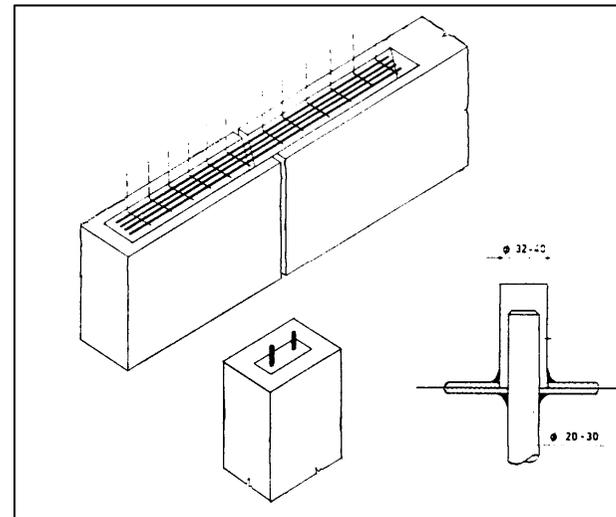
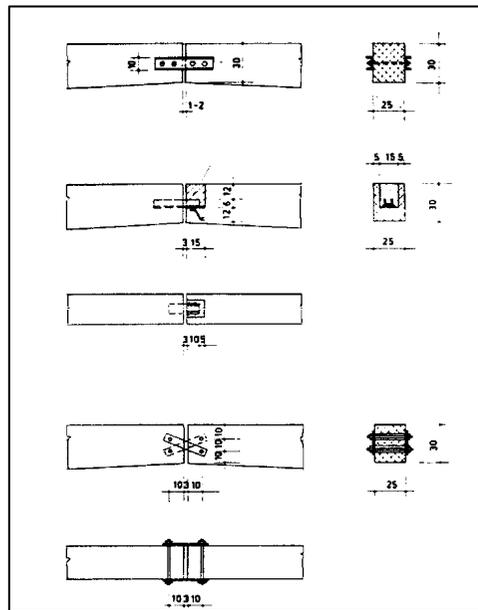
Unioni semiarticolate



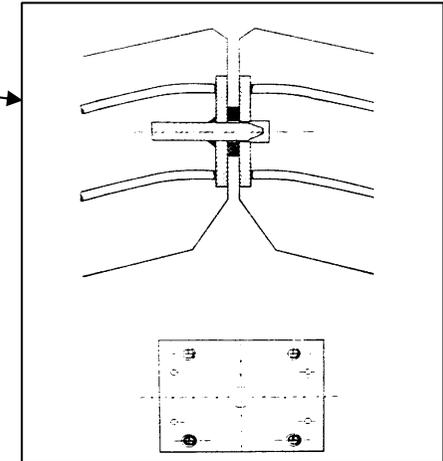
# UNIONI TRAVE-TRAVE



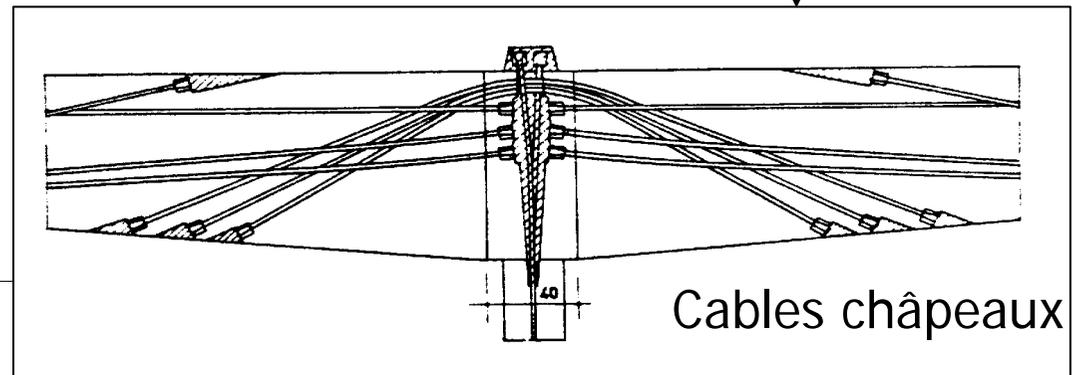
Unioni  
semiarticolate



Unioni rigide

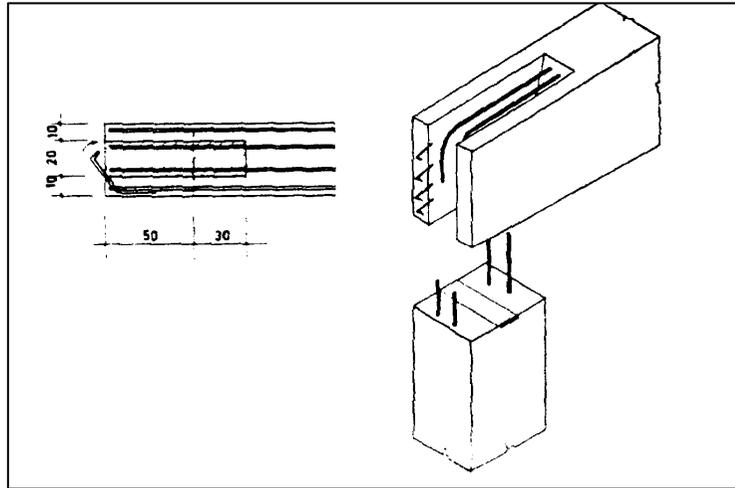


Unioni  
articolate

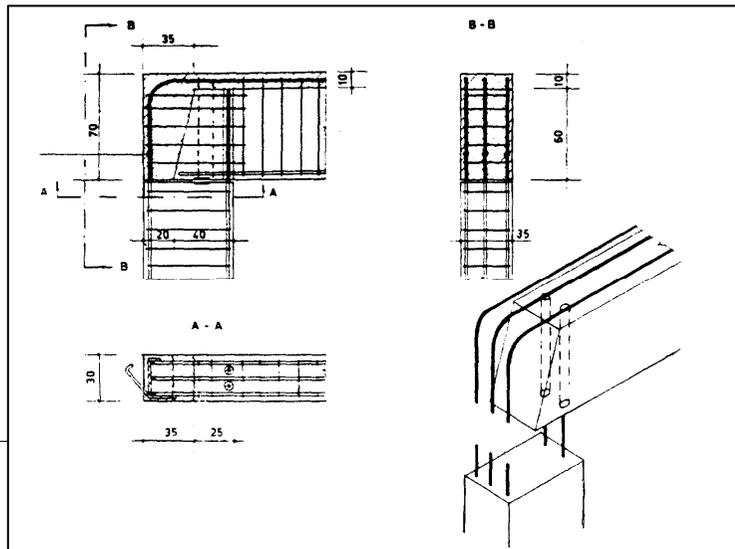


Cables chapeaux

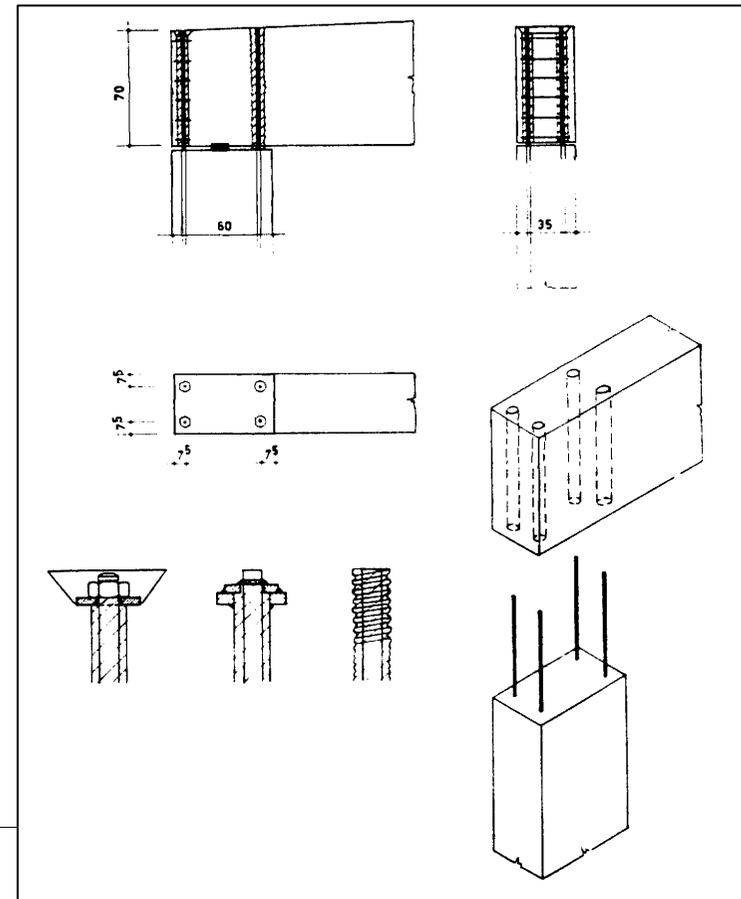
# UNIONI PILASTRO-TRAVE



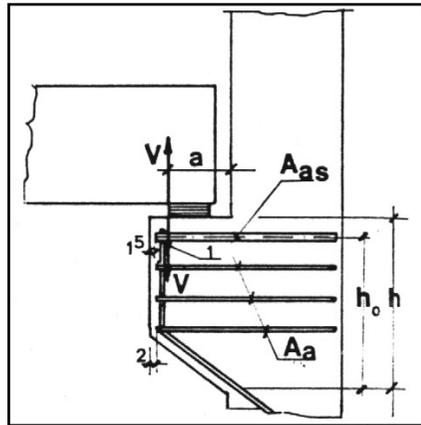
Unioni rigide



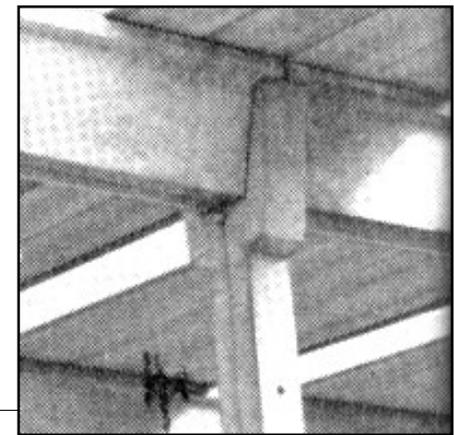
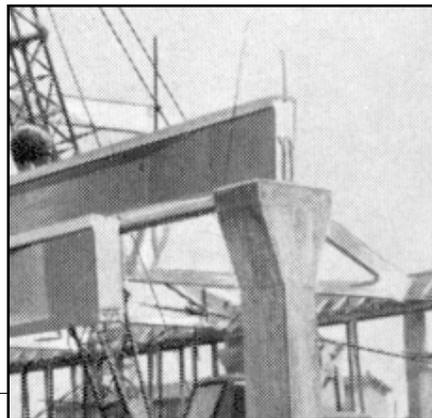
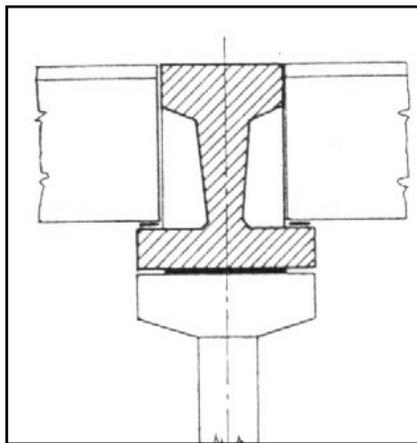
Unioni  
semiarticolate



# PILASTRI



Le differenze si possono avere essenzialmente in corrispondenza della estremità superiore. La sezione è rettangolare o ad I



# Collegamenti

- Sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali corrisponde un diverso criterio di dimensionamento:
    - a) collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
    - b) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità delle travi e dei pilastri, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
    - c) collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità di travi e pilastri, e dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.
-

# Dimensionamento dei collegamenti

## □ Caso a)

- Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, pari alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.
  - La resistenza del collegamento, da valutare con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo, moltiplicata per il fattore  $\gamma_{Rd} = 1,15$ , per entrambe le classi CD "A" e CD "B".
-

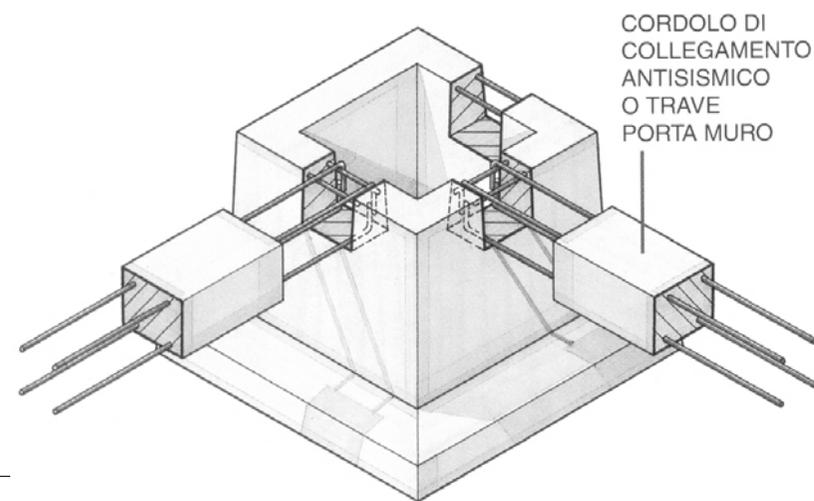
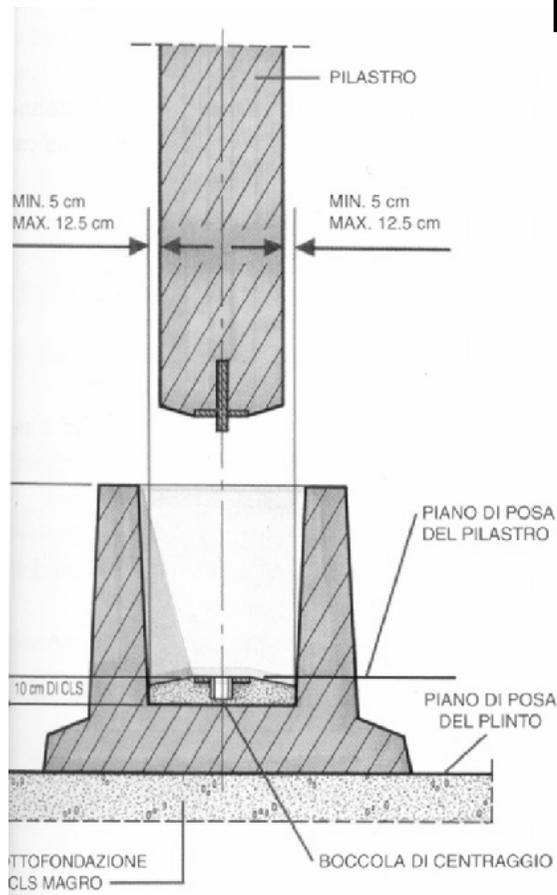
# Dimensionamento dei collegamenti

## □ Caso b)

- La resistenza del collegamento deve essere pari a quella che la sezione della trave o del pilastro dovrebbe possedere nell'ipotesi di costruzione monolitica, moltiplicata per un fattore  $\gamma_{Rd}$  pari a 1,5, per entrambe le classi CD"A" e CD"B".
  - Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti previsti in 5.4 per le strutture monolitiche, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura (punto 5.5) che ne assicurino la prevista duttilità.
  - Per strutture di CD"A" non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi o nelle sezioni adiacenti.
-

# OPCM 3431 - Collegamenti

## □ Caso b)



# Dimensionamento dei collegamenti

## □ Caso c)

- Fanno parte di questa tipologia le unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera, effettuati dopo il posizionamento definitivo degli elementi prefabbricati. Previa dimostrazione analitica che il funzionamento del collegamento è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera, e che soddisfa le prescrizioni di cui ai punti 5.4 e 5.5, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico.
-

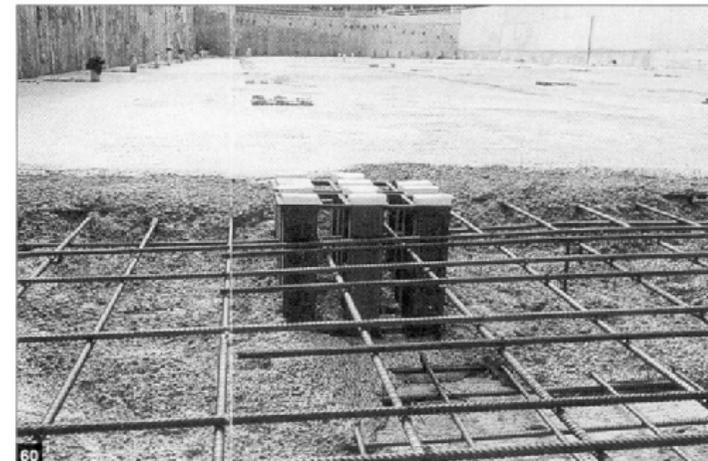
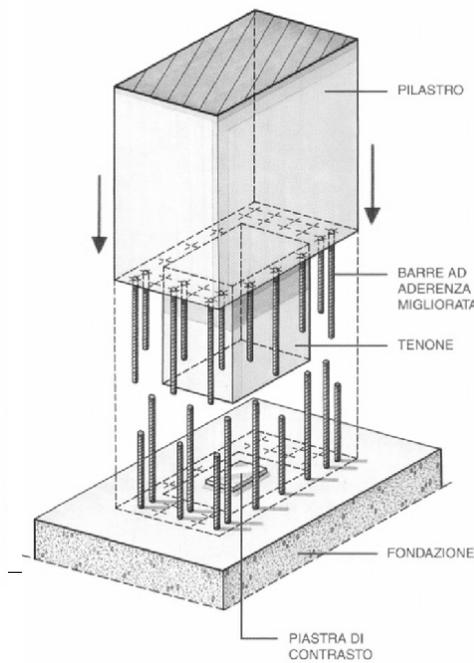
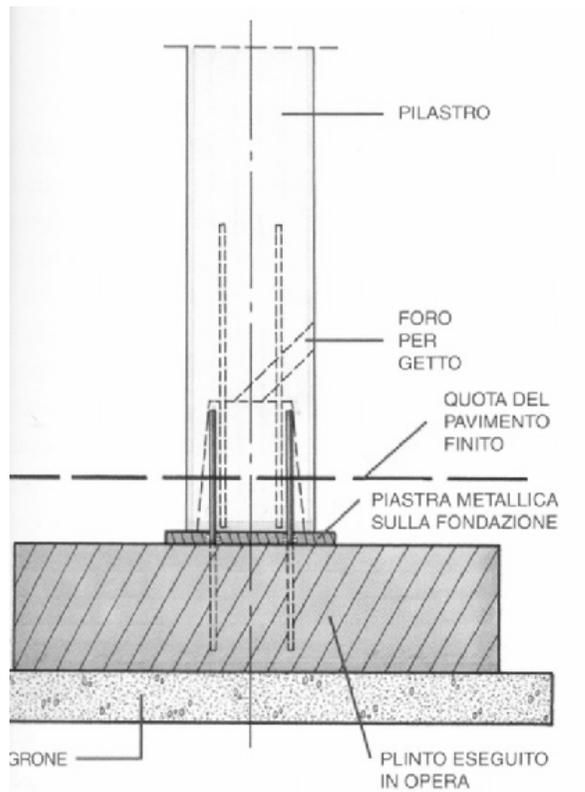
# Dimensionamento dei collegamenti

## □ Caso c)

- Fanno altresì parte di questa tipologia giunzioni realizzate da elementi metallici, o comunque con dispositivi diversi dalla sezione corrente degli elementi. L' idoneità di tali giunzioni a realizzare il meccanismo inelastico previsto per le strutture a telaio, ed a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente al livello di duttilità "A" e "B" deve essere comprovata da prove sperimentali in vera scala su sotto-insiemi strutturali significativi.
-

# OPCM 3431 - Collegamenti

## □ Caso c)



# Strutture a pilastri isostatici

- ❑ Il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere di tipo fisso (rigido o elastico), oppure scorrevole.
  - ❑ Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto).
  - ❑ Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento all'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.
-

# Strutture a pilastri isostatici

- I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza a taglio pari alla minore delle due quantità seguenti:
    - la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore  $\gamma_{Rd} = 1,35$  per la classe CD"A", e  $\gamma_{Rd} = 1,20$  per la classe CD"B";
    - la forza di taglio derivante dall'analisi con una azione sismica non ridotta del fattore di struttura ( $q = 1$ ).
-

# Strutture a pilastri isostatici

- I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:

$$\Delta = \left( d_e^2 + d_r^2 \right)^{1/2}$$

- $d_e$  è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate dall'apparecchio scorrevole, dovuto all'azione sismica e calcolato come indicato al punto 4.8, assumendo che le due parti collegate oscillino in opposizione di fase;
  - $d_r$  è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (i e j).
-

# Calcolo degli spostamenti $d_e$

- Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite ultimo potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente per il fattore di struttura  $q$  e per il fattore di importanza  $\gamma_I$  utilizzati.
  - Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente (punto 3.2.6) per il fattore di importanza utilizzato.
  - In caso di analisi non lineare, statica o per integrazione delle equazioni del moto, gli spostamenti saranno ottenuti direttamente dall'analisi.
-

# Strutture a pilastri isostatici

- $d_r$  è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (i e j).
  - Lo spostamento  $d_r$  può essere trascurato quando le fondazioni delle parti da collegare distano fra loro meno di 20 m o quando il profilo stratigrafico di fondazione appartiene alle categorie A, B, C ed E, per qualunque distanza.
  - Quando, invece, le fondazioni delle parti da collegare distano fra loro più di 20 m ed il profilo stratigrafico del terreno di fondazione di almeno una delle parti collegate appartiene alla categoria D, lo spostamento  $d_r$ , salvo più accurata determinazione, può essere valutato tenendo conto delle proprietà meccaniche del suolo di fondazione, mediante l'espressione:

---

$$d_r = 0.5 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

---

# Strutture a pilastri isostatici

$$d_r = 0.5\sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

- dove  $d_{gi}$  e  $d_{gj}$  sono gli spostamenti massimi del suolo in corrispondenza delle fondazioni delle due parti  $i$  e  $j$ , calcolati con riferimento alle caratteristiche di suolo locali in accordo
-

# Spostamento e velocità del terreno

□ I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo ( $d_g$ ) e ( $v_g$ ) sono dati dalle seguenti espressioni:

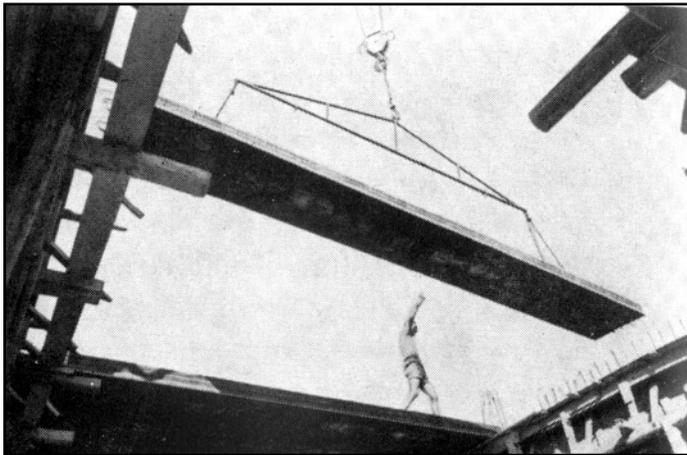
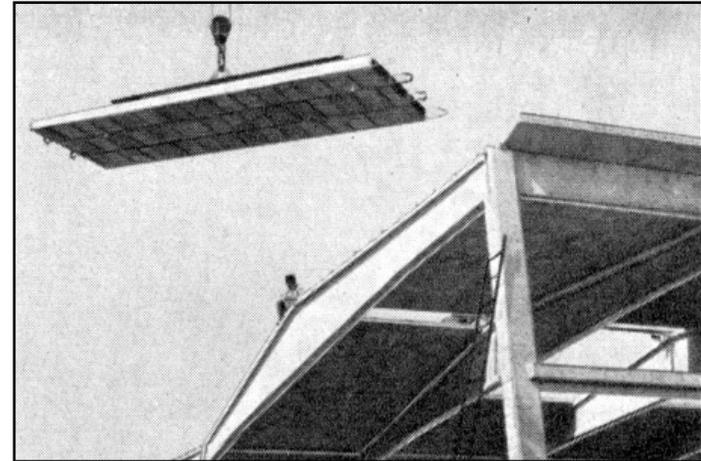
■  $d_g = 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g$

■  $v_g = 0,16 S \cdot T_C \cdot a_g$

---

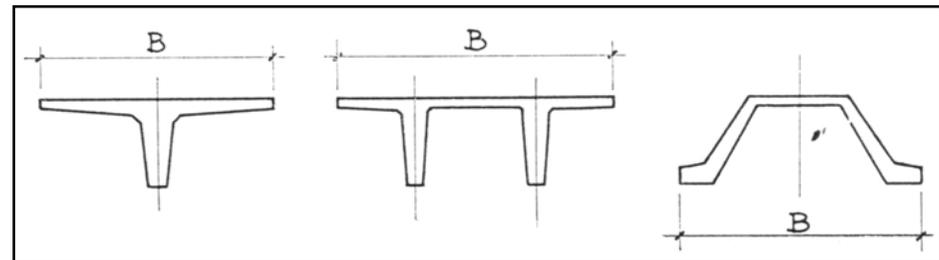
# COPERTURE

- ❖ Pannelli Bisap o Neosap fino ad interassi tra le travi principali di 6-7m



- ❖ CelerSap (in c.a.o. o c.a.p.) per luci fino a circa 10m

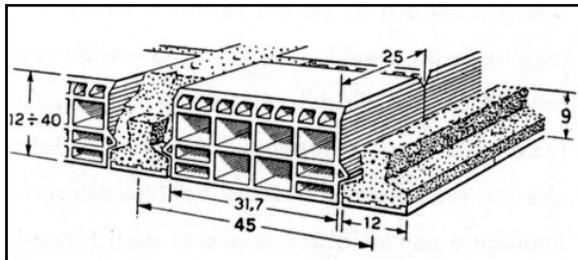
- ❖ Architravi prefabbricati precompressi per sezioni a T, TT ed  $\Omega$  per le grandi portate



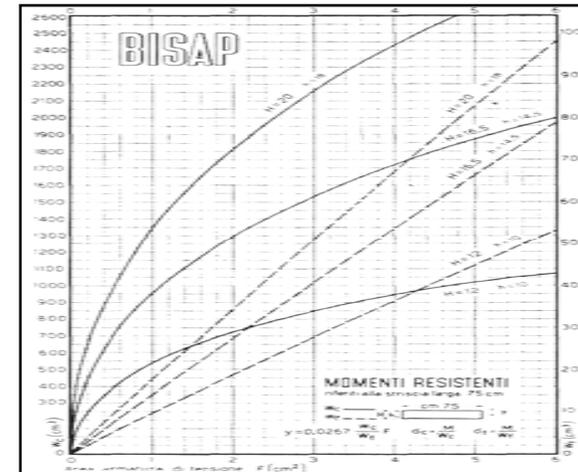
# COPERTURE

## Caratteristiche meccaniche di pannelli prefabbricati

BANCO DI PROVA		N°	1	2	3	4	5	
STAGIONATURA DEL BANCO		giorni	21	21	21	21	98	
			Monotrave (2 travetti)		Bitrave (4 travetti)	Monotr. (3travetti)		
<b>CARATTERISTICHE GENERALI</b>								
Luce netta fra gli appoggi	$l$	= m.	5,-	5,-	6,-	6,50	4,80	
Altezza della sezione	$H$	= cm.	12	16,5	35+3	40	16,5	
Larghezza della sezione	$b$	= cm.	90	90	90	114	102	
Carico di rottura del conglomerato	$\sigma_{cr}$	= Kg/cm <sup>2</sup> .	210	300	220	250	260	
Tipo di travetto		N°	2	5	8	8	2	
Area dell'armatura metallica	$A_f$	= mm <sup>2</sup> .	80	120	108	386	120	
Altezza utile del banco	$h'$	= cm.	9,15	13,66	35,25	37,28	13,65	
Peso proprio del banco	$q$	= Kg/ml.	104	140	324	515	202	
Momento flettente dovuto a $q$	$M_q$	= Kgm.	324	438	1.460	2.880	581	
<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE TEORICHE</b>								
Momenti di servizio totale	$M_s$	= Kgm.	570	1.290	4.770	9.950	1.297	
Momento di servizio per solo sovracc.	$M_s - M_q$	$M'_s$	= Kgm.	246	852	3.310	7.060	716
<b>RISULTANZE SPERIMENTALI</b>								
Momento di rottura { totale	$M_r$	= Kgm.	1.462	3.236	12.646	25.177	3.281	
per solo sovraccarico	$M_r$	= "	1.138	2.798	11.189	22.297	2.700	
Momento di fessurazione { totale	$M_f$	= "	685	1.760	7.750	15.500	1.736	
per solo sovraccarico	$M'_f$	= "	861	1.922	6.290	12.020	1.155	
Coeff. di sicurezza a fessurazione { totale	$M_r / M_s$	=	1,202	1,36	1,62	1,56	1,34	
per solo sovraccarico	$M'_r / M'_s$	=	1,47	1,55	1,90	1,79	1,60	
Coefficiente di sicurezza a rottura { totale	$M_r / M_s$	=	2,57	2,50	2,65	2,53	2,53	
per solo sovraccarico	$M'_r / M'_s$	=	4,63	3,28	3,38	3,16	3,77	

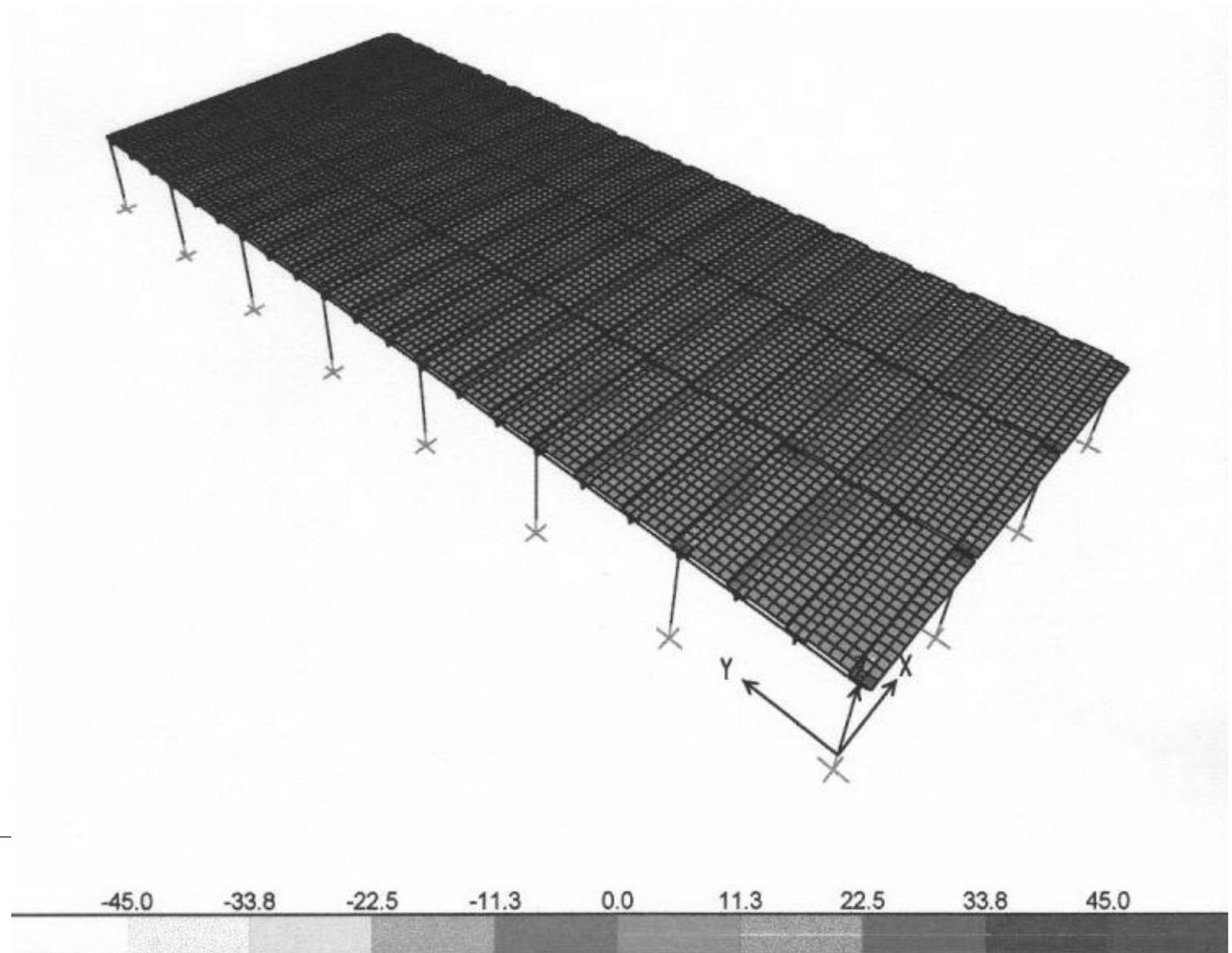


Pannelli Celersap

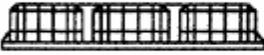
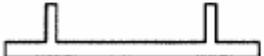


BANCO DI PROVA BISAP		N°	1	2	3	4
<b>CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE</b>						
Luce netta fra gli appoggi	$l$	= m	4,80	4,80	4,80	3,50
Altezza della sezione	$H$	= cm	16,5	16,5	16,5	12+3,5
Altezza utile	$h$	= cm	14,5	14	14	13,5
Larghezza della sezione	$b$	= cm	150	135	135	140
Peso proprio del banco	$q$	= Kg/ml	210	195	195	286
Area dell'armatura inferiore	$A_f$	= cm <sup>2</sup>	5,70	5,70	5,70	5,28
Carico di rottura del conglomerato	$\sigma_R$	= Kg/cm <sup>2</sup>	270	200	280	180
Carico medio di snervamento dell'acciaio	$\sigma_{sR}$	= Kg/cm <sup>2</sup>	4650	4900	4900	3910
Carico medio di rottura dell'acciaio	$\sigma_{rR}$	= Kg/cm <sup>2</sup>	6360	6300	6300	5850
<b>DATI DI CALCOLO</b>						
Distanza dell'asse neutro dal lembo superiore	$x$	= cm	2,96	3,04	3,04	2,84
Modulo resistente superiore	$W_s$	= cm <sup>3</sup>	3000	2970	2970	2490
Modulo resistente inferiore	$W_i$	= cm <sup>3</sup>	77	74	74	69,3
Momento di servizio	$M_s$	= Kgm	1500	1330	1330	1250
Compressione teorica del calcestruzzo	$\sigma_c$	= Kg/cm <sup>2</sup>	50	50	50	50
Tensione teorica nelle armature	$\sigma_f$	= Kg/cm <sup>2</sup>	1950	1800	1800	1980
Momento flettente per peso proprio	$M_0$	= Kgm	605	565	565	407
<b>RISULTANZE SPERIMENTALI</b>						
Momento di fessurazione	$M_f$	= Kgm	1650	1370	1465	1347
Momento di rottura	$M_r$	= Kgm	4100	3965	4015	2927
Coeff. di sicurezza a fessurazione { totale	$M_r / M_s$	=	1,10	1,03	1,10	1,08
per sovracc.	$M'_r - M_0 / M'_s - M_0$	=	1,17	1,05	1,17	1,12
Coeff. di sicurezza a rottura { totale	$M_r / M_s$	=	2,73	2,59	3,01	2,10
per sovracc.	$M'_r - M_0 / M'_s - M_0$	=	3,88	4,45	4,50	2,63

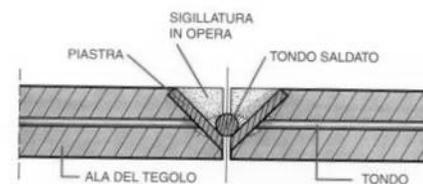
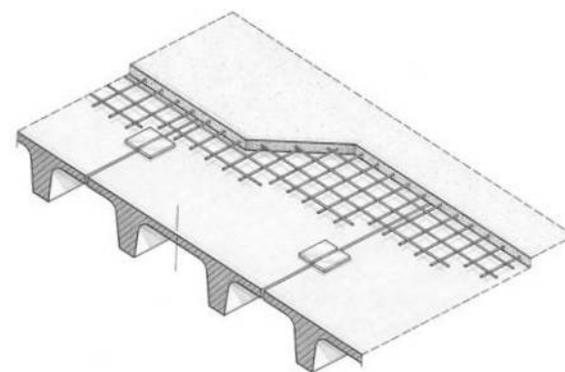
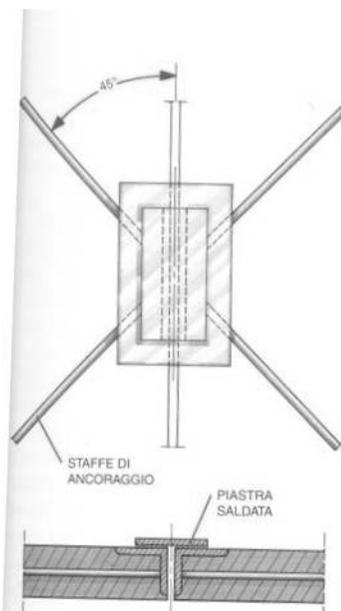
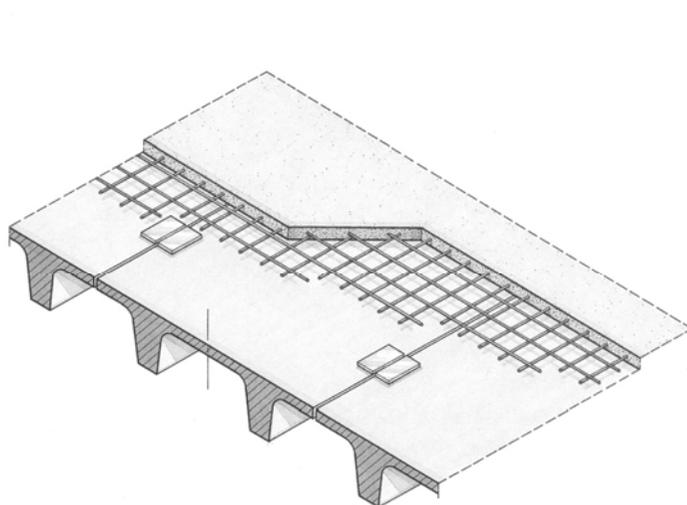
# La ripartizione delle forze sismiche!



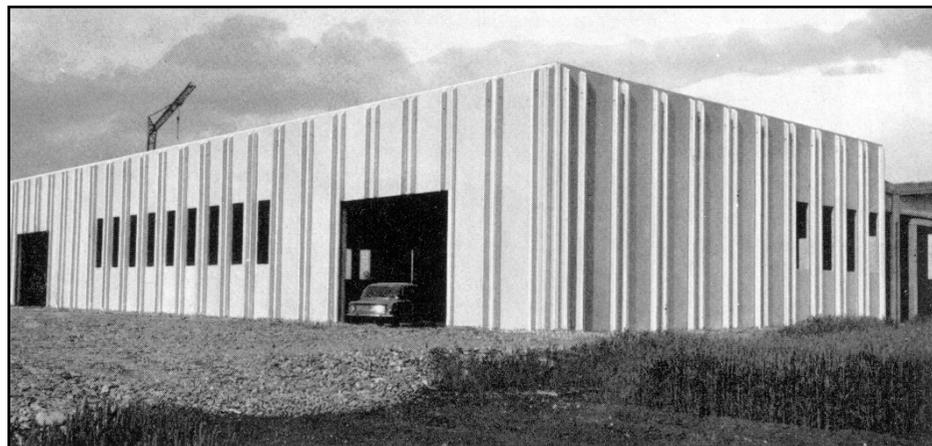
# Gli impalcati

SEZIONE	DENOMINAZIONE	PREFAB.	UTILIZZO PREFERENZIALE	SPESORE (in cm) esclusi getti di completamento	LARGHEZZA STANDARD (in cm)	LUCI DI PROGETTO CORRENTI (in m)
	Travetti interposti (laterizio-laterizio)	parziale	Residenziale Solai in genere Ristrutturazioni	12-28	Interasse 50	3-8
	Travetti interposti (laterizio-cap)	parziale	Residenziale Solai in genere Ristrutturazioni Locali tecnici	12-25	Interasse 50	3.5-8.5
	Lastre tralicciate (predalles)	parziale	Residenza Multipiano Commerciale	15-60	120/250	3.5-13
	Solaio misto	totale	Solai in genere	12-26	80/120	3.5-10
	Alveolari	totale	Solai in genere	15-70	120	6-20
	Lastre nervate	parziale	Commerciale Industriale Terziario	18-30	120	3-10
	Pi-greco	totale	Industriale Commerciale	40-100	180/250	8-30
	Omega	totale	Commerciale Industriale	40-90	125	10-24
	Elementi nervati ad intradosso piano	parziale	Impalcati con forti sovraccarichi	60-100	75-120	10-20
	Elementi sottili piani o nervati di completamento	totale	Commerciale Industriale	5-15	250 max	1.8-2.5

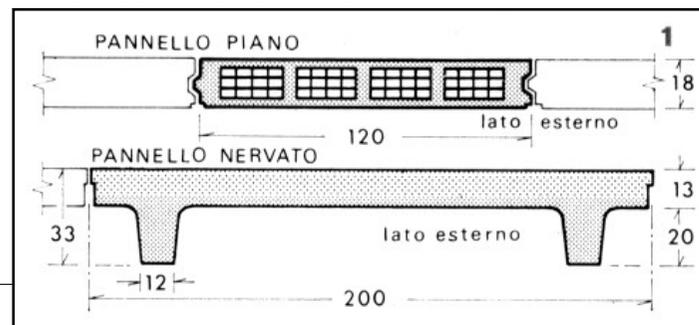
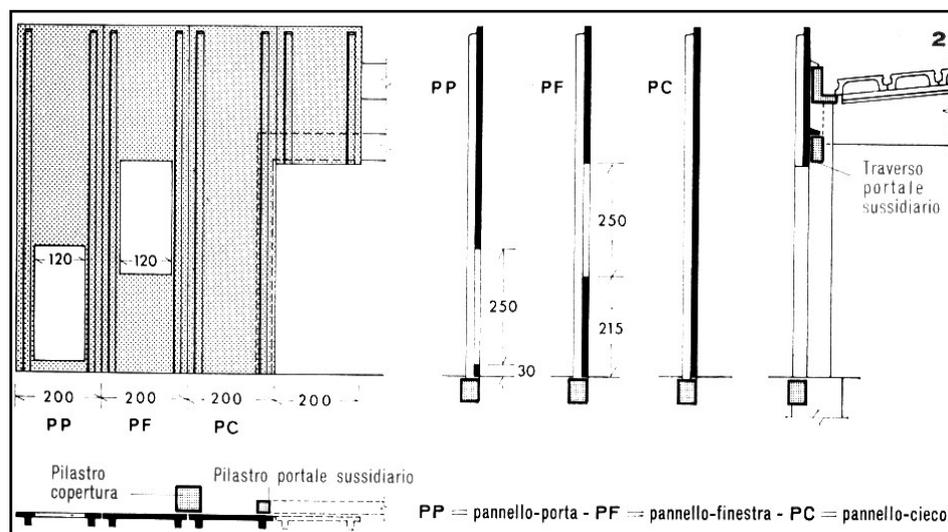
# I diaframmi...



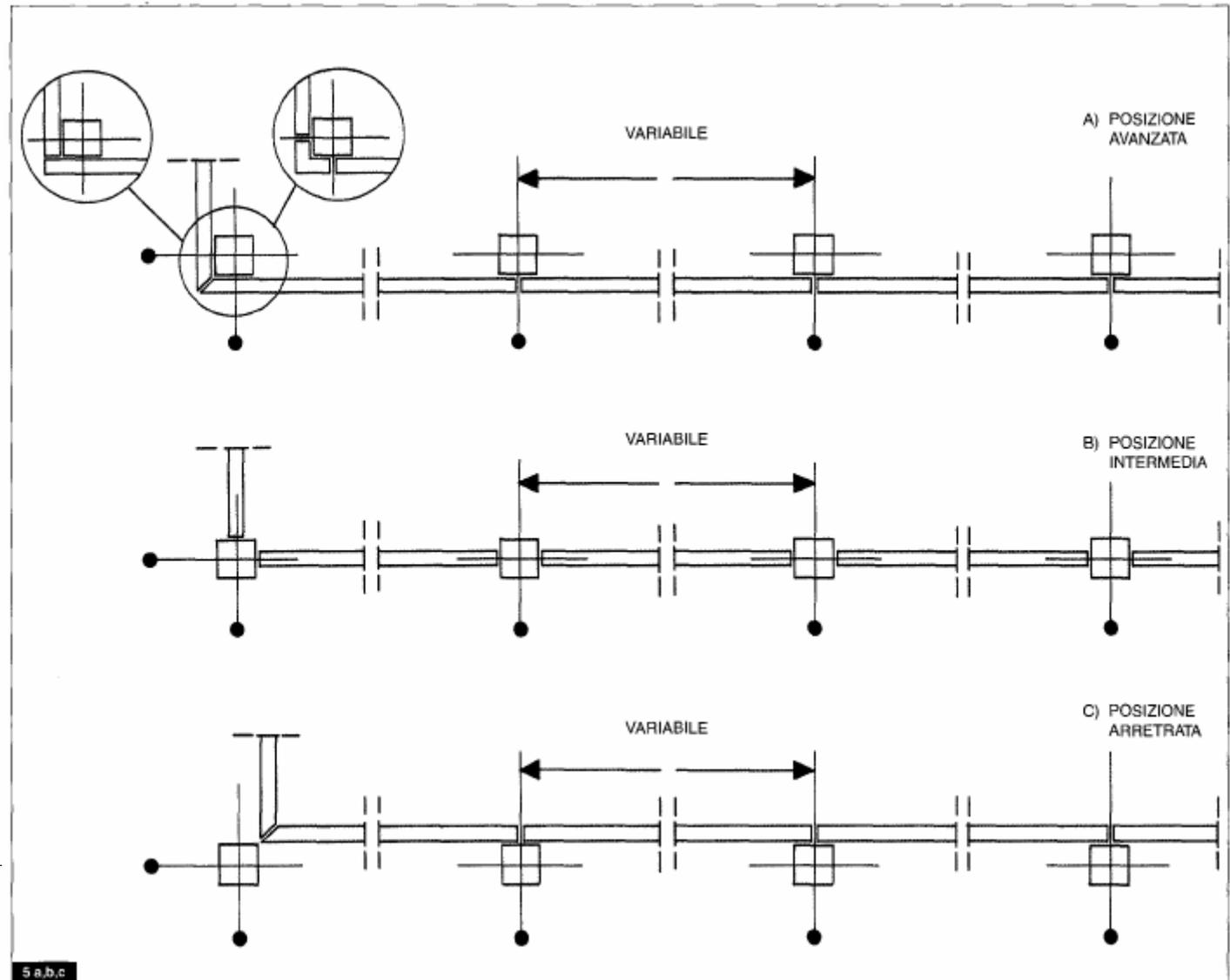
# Pannelli di tamponamento



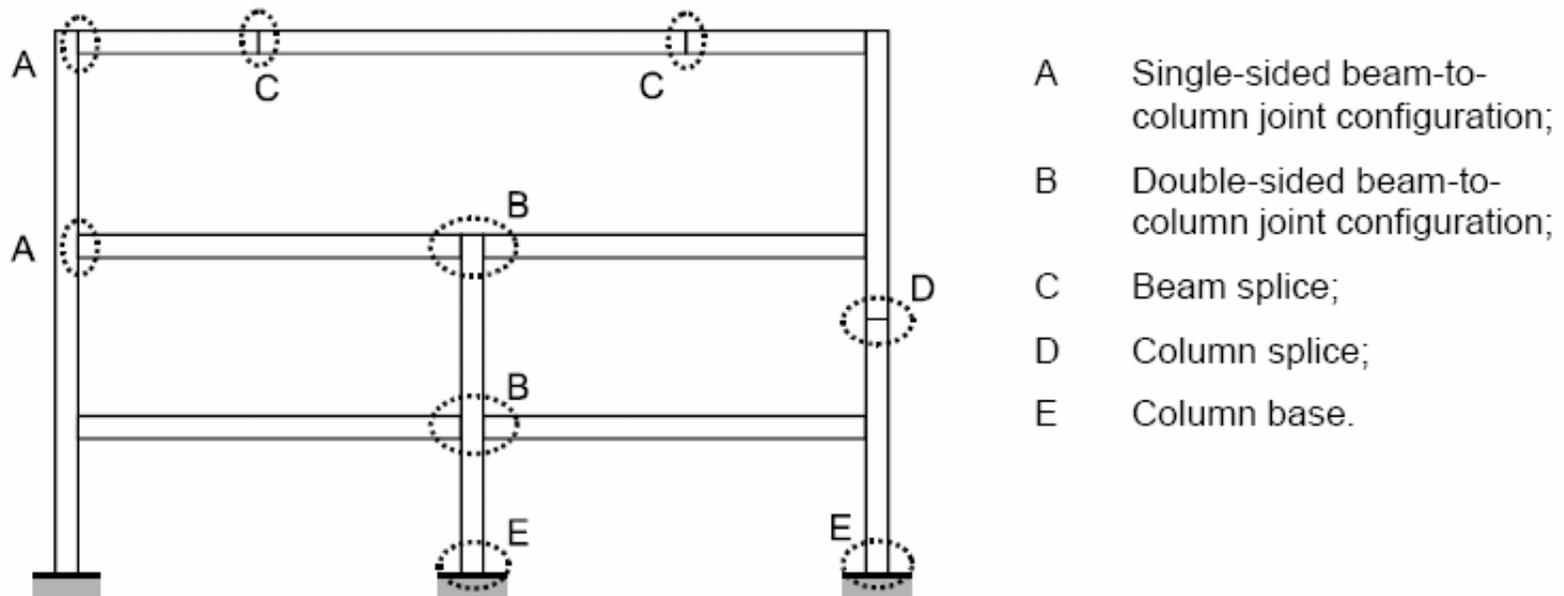
- ❖ Pannelli verticali collegati in basso ad un cordolo di fondazione ed in sommità agli elementi orizzontali dell'ossatura
- ❖ Pannelli lisci: struttura mista di cls e blocchi di laterizio forati o lastre di polistirolo, coprono altezze fino a 8.50 m
- ❖ Pannelli nervati: struttura in cls con eventuale lastra di polistirolo, raggiungono altezze di 10-12 m



# La tamponatura

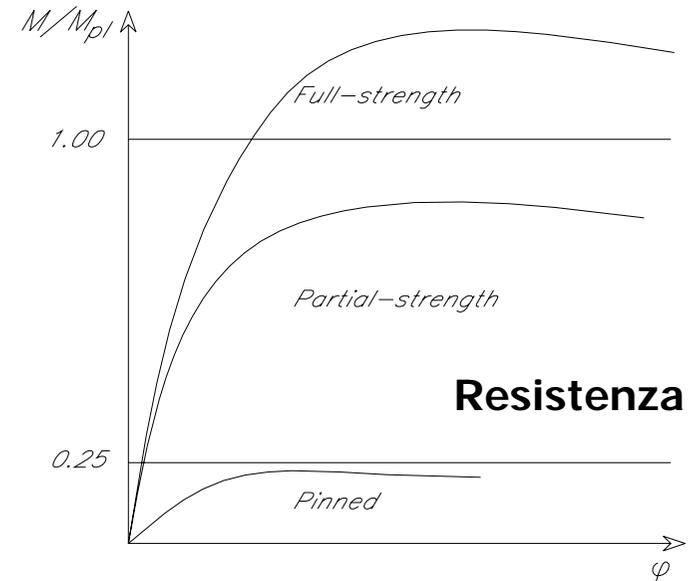
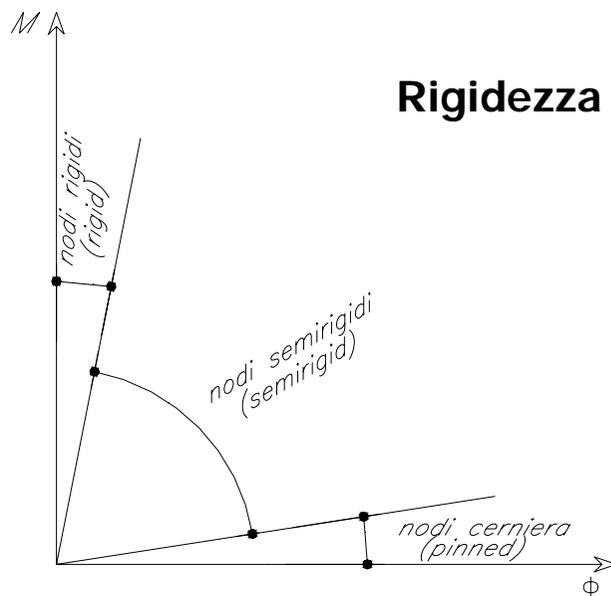


# Alcune riflessioni...



Eurocodice 3 Parte 1-8 Design of Joints

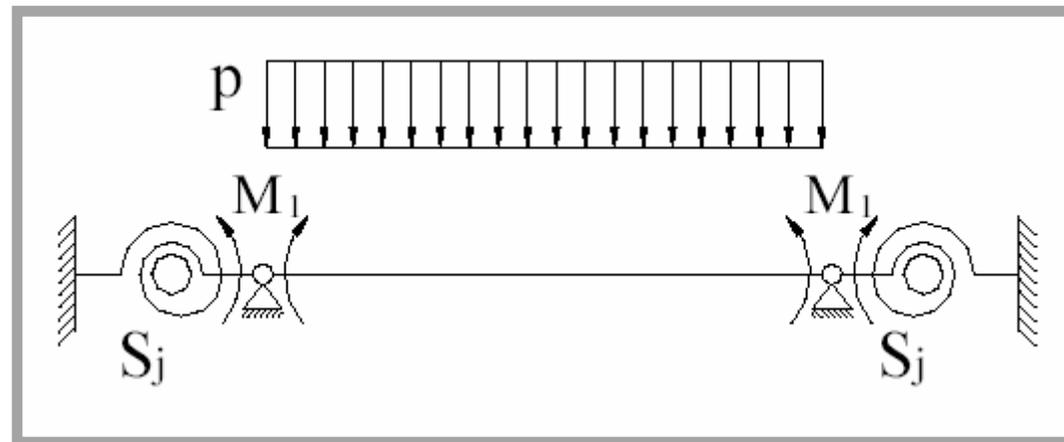
# Alcune riflessioni...



- 1 **rigido**  $S_{j,ini} \geq 8EI_b / L_b$
- 2 **semirigido**
- 3 **cerniera**  $S_{j,ini} \leq 0,5EJ_b / L_b$

RIGIDEZZA	RESISTENZA		
	Completa Resistenza	Parziale Resistenza	Cerniera
Rigido	<b>Continuo</b>	<b>Semi-continuo</b>	*
Semi-rigido	<b>Semi-continuo</b>	<b>Semi-continuo</b>	*
Cerniera	*	*	<b>Semplice</b>
*: Senza significato			

# Alcune riflessioni...



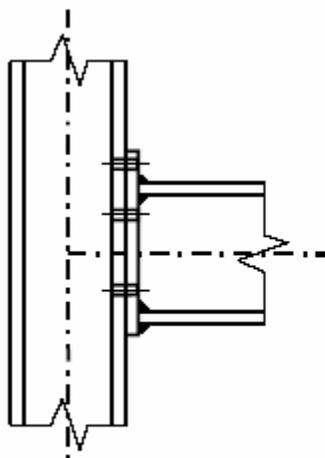
$$M_1 = -\frac{\frac{pL^2}{24EI}}{\left(\frac{L}{2EI} + \frac{1}{S_j}\right)} = -\frac{S_j}{S_j + \frac{2EI}{L}} \frac{pL^2}{12} = k \frac{pL^2}{12} \quad \text{con } k \leq 1$$

---

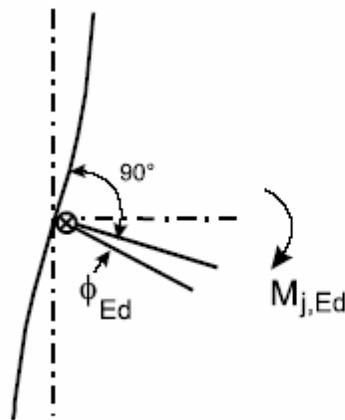
$$f = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI} - k \frac{pL^2}{12} \frac{1}{8EI} = \frac{pL^2}{96EI} \left( \frac{5}{4} - k \right)$$

# Alcune riflessioni...

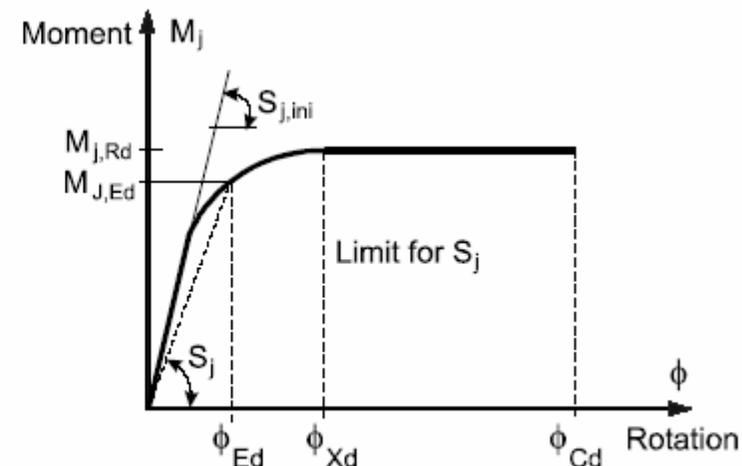
- I legami momento-rotazione dei collegamenti configurano tre primarie caratteristiche strutturali:
  - Resistenza;
  - Rigidezza;
  - Capacità rotazionale



a) Joint



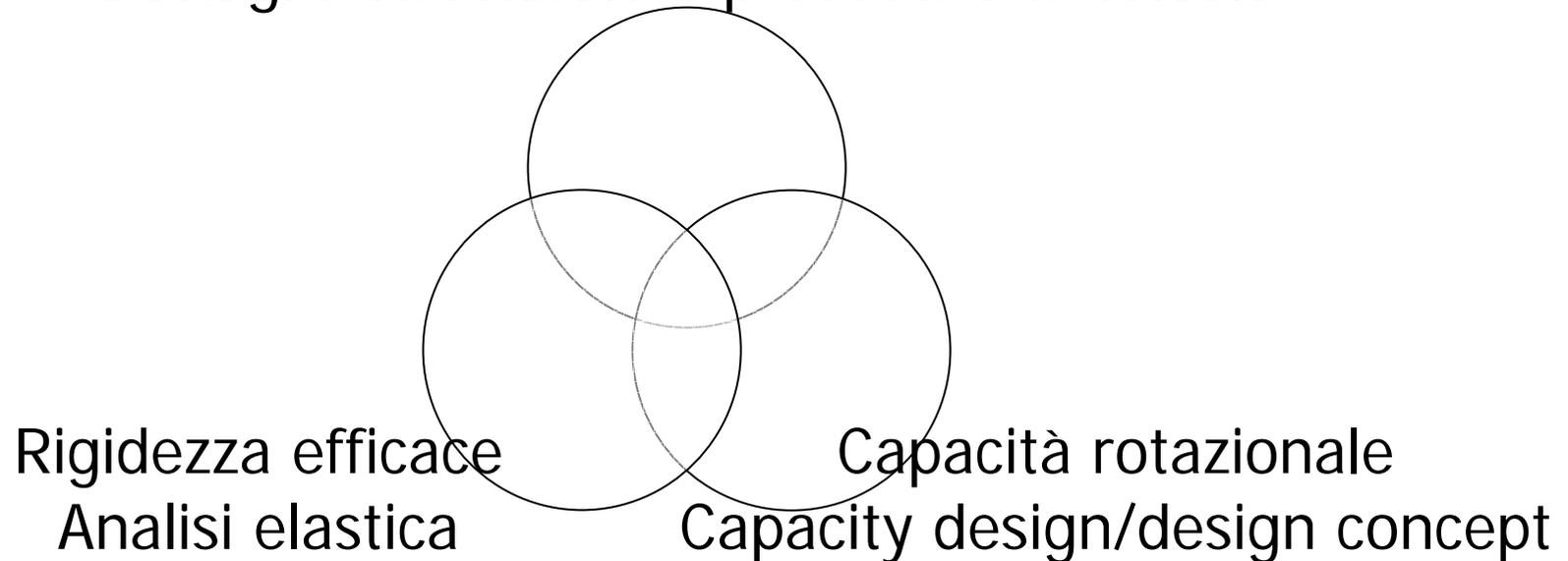
b) Model



c) Design moment-rotation characteristic

# Alcune riflessioni...

Collegamenti alla base e trave-colonna  
Dettaglio strutturale e procedure di calcolo



# Le procedure di verifica

- Comportamento duttile:
  - Analisi plastica → Equilibrio
  
- Comportamento fragile:
  - Analisi elastica → Equilibrio e controllo tensionale

$$R_d \left( \frac{f_{i,k}}{\gamma_{m,i}} \right) \geq E_d \left( \sum \gamma_{F,i} \cdot F_{i,k} \right)$$

---

# Le procedure di verifica

## □ Calcolo plastico

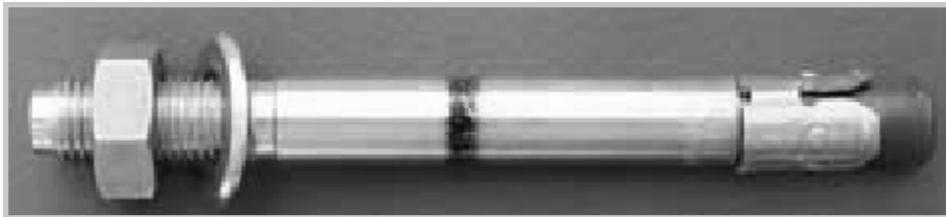
- I componenti primari devono avere una sufficiente capacità di deformazione in campo plastico
- Materiali elastici-perfettamente plastici
- I componenti possono essere sollecitati in campo plastico

## □ Calcolo elastico

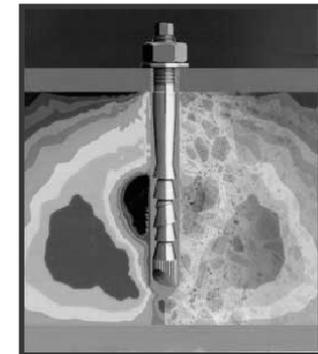
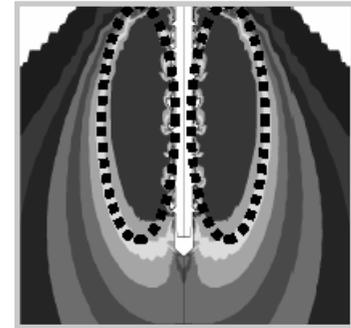
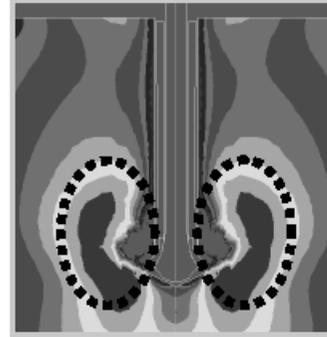
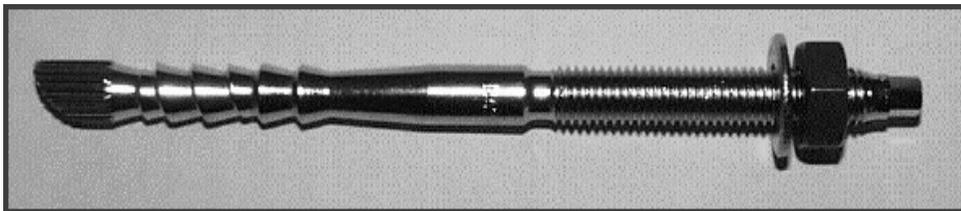
- I componenti critici non hanno una sufficiente capacità di deformazione in campo anelastico
  - I ripartitori devono essere rigidi.
  - La massima tensione nei componenti di carpenteria metallica deve essere inferiore a quella di snervamento di calcolo  $f_{yk}/\gamma_{ms}$
-

# Gli ancoranti

## *Ancoranti Meccanici*



## *Ancoranti Chimici*

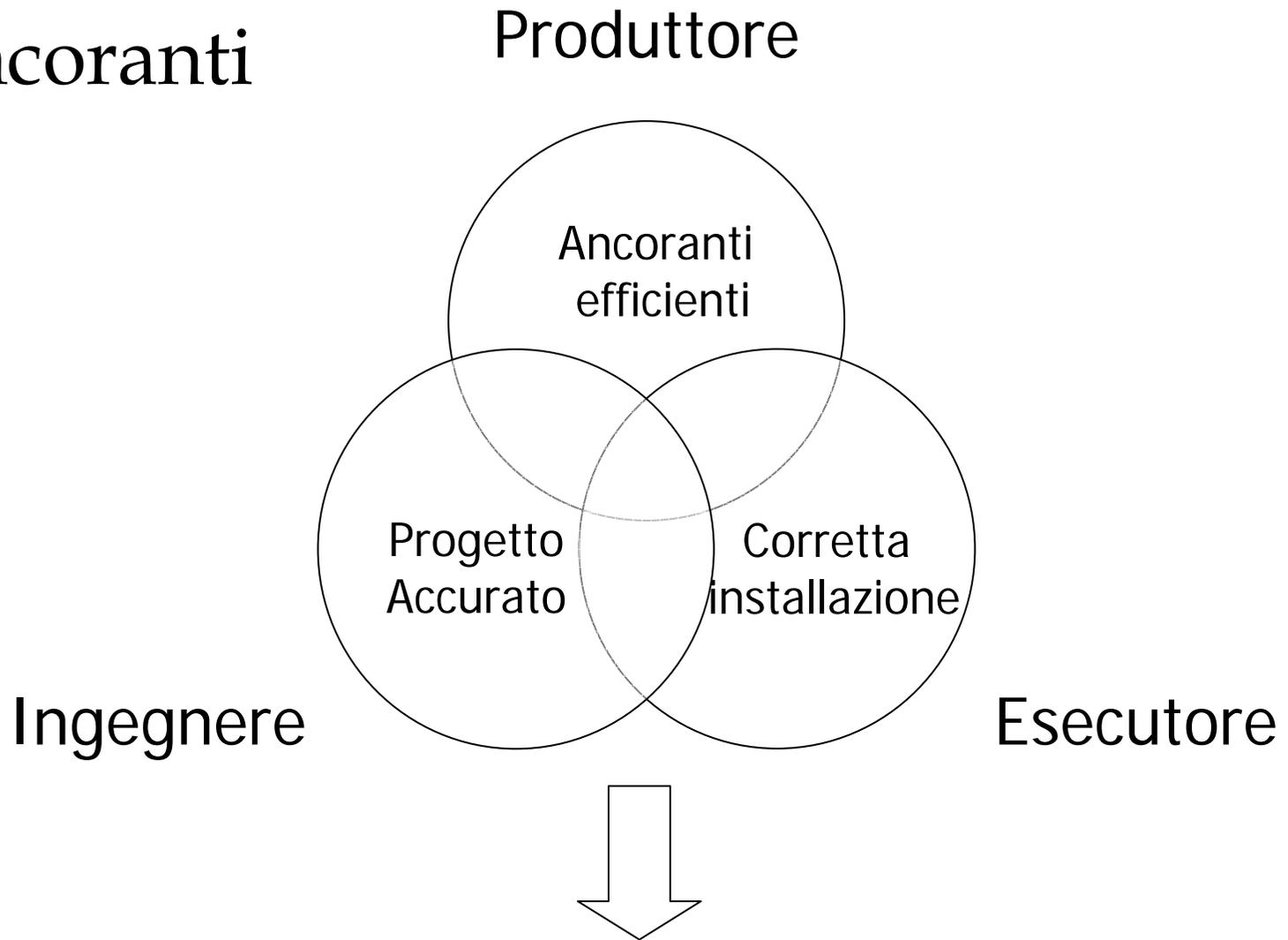


## ELEMENTI INTERAGENTI:

- Lunghezza di aderenza:
  - C.A. 30-40  $\Phi$
  - Ancoranti 10-15  $\Phi$

- ✓ CALCESTRUZZO
- ✓ MURATURA
- ✓ ACCIAIO
- ✓ ADESIVI

# Le prestazioni degli ancoranti



---

**ANCORANTI AFFIDABILI!**

# Le norme Europee per i dispositivi di fissaggio

- CEB-fib “Design of Fastenings in Concrete. CEB Guide. Part 1-3” Bollettino CEB 233
  - EOTA “Guideline for European Technical Approval of Anchors (Metal anchors). Part 1, 2, 3 (ETAG)
-

# La resistenza del componente acciaio in un ancorante metallico

## Trazione

Norma	Equazione	4.6	5.8	8.8	10.9
EC3	$F_{tR,d} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb}$	288 $A_s$	360 $A_s$	576 $A_s$	720 $A_s$
CEB/EOT A	$N_{R,d,s} = f_{yk} A_s / \gamma_{Ms}$	200 $A_s$	333 $A_s$	533 $A_s$	750 $A_s$

## Taglio puro

Norma	Equazione	4.6	5.8	8.8	10.9
EC3	$F_{tR,d} = 0.6 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb}$ $F_{tR,d} = 0.5 f_{ub} A_s / \gamma_{Mb}$	192 $A_s$	200 $A_s$	384 $A_s$	400 $A_s$
CEB/EOT A	$N_{R,d,s} = 0.6 f_{yk} A_s / \gamma_{Ms}$	120 $A_s$	150 $A_s$	320 $A_s$	360 $A_s$

# La resistenza degli ancoranti soggetti a trazione e taglio

## □ CEB - EOTA

### ■ Formula generale

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right) + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right) \leq 1,2 \quad \text{con} \quad \left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right) \leq 1,0 ; \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right) \leq 1,0$$

### ■ Rottura governata dall'acciaio

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1,0$$

## □ EUROCODICE 3

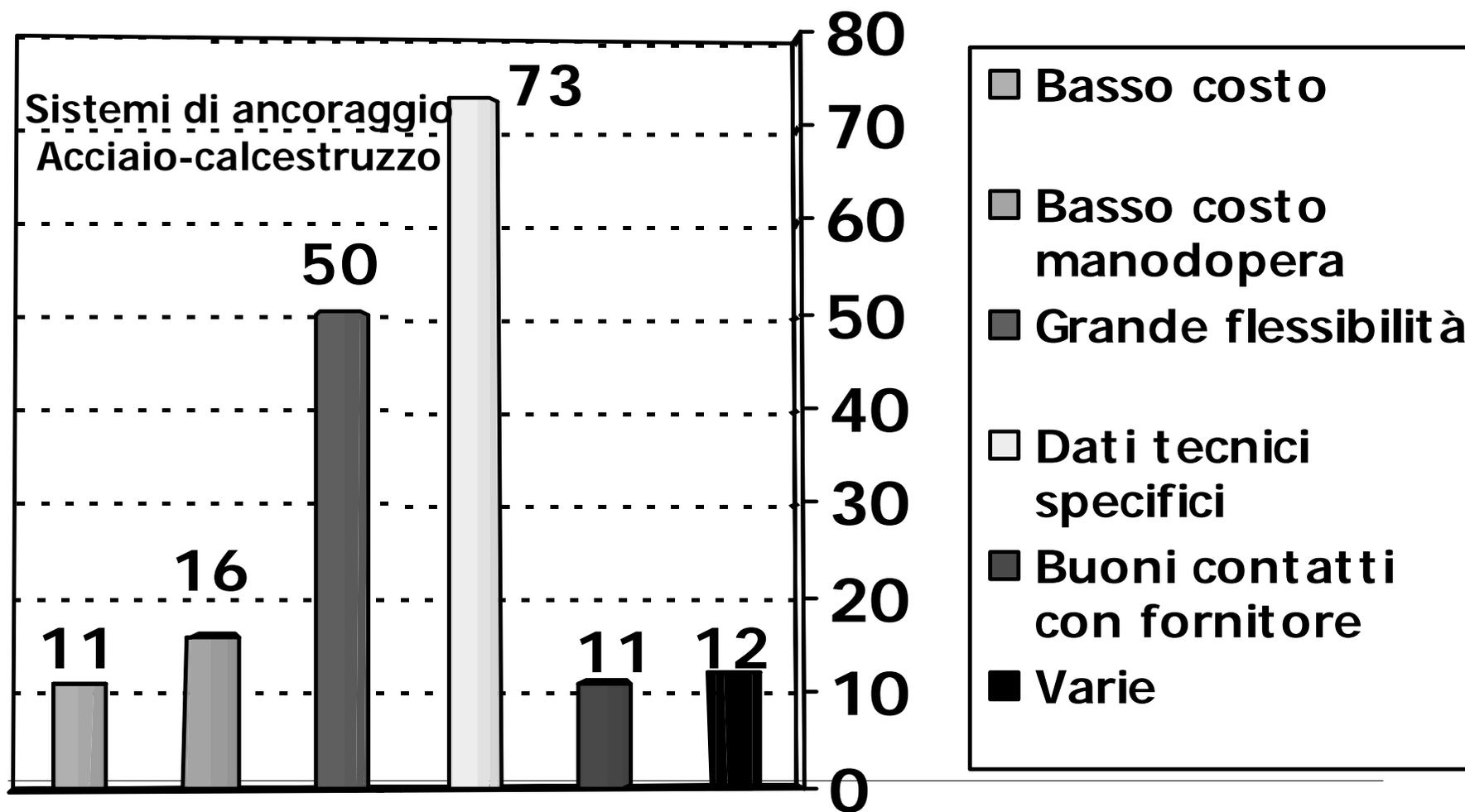
$$\left(\frac{F_{vSd}}{F_{vRd}}\right) + \left(\frac{F_{tSd}}{1,4 \cdot F_{tRd}}\right) \leq 1,0 \quad \text{con} \quad \left(\frac{F_{tSd}}{F_{tRd}}\right) \leq 1,0$$

---

# Il progetto del collegamento

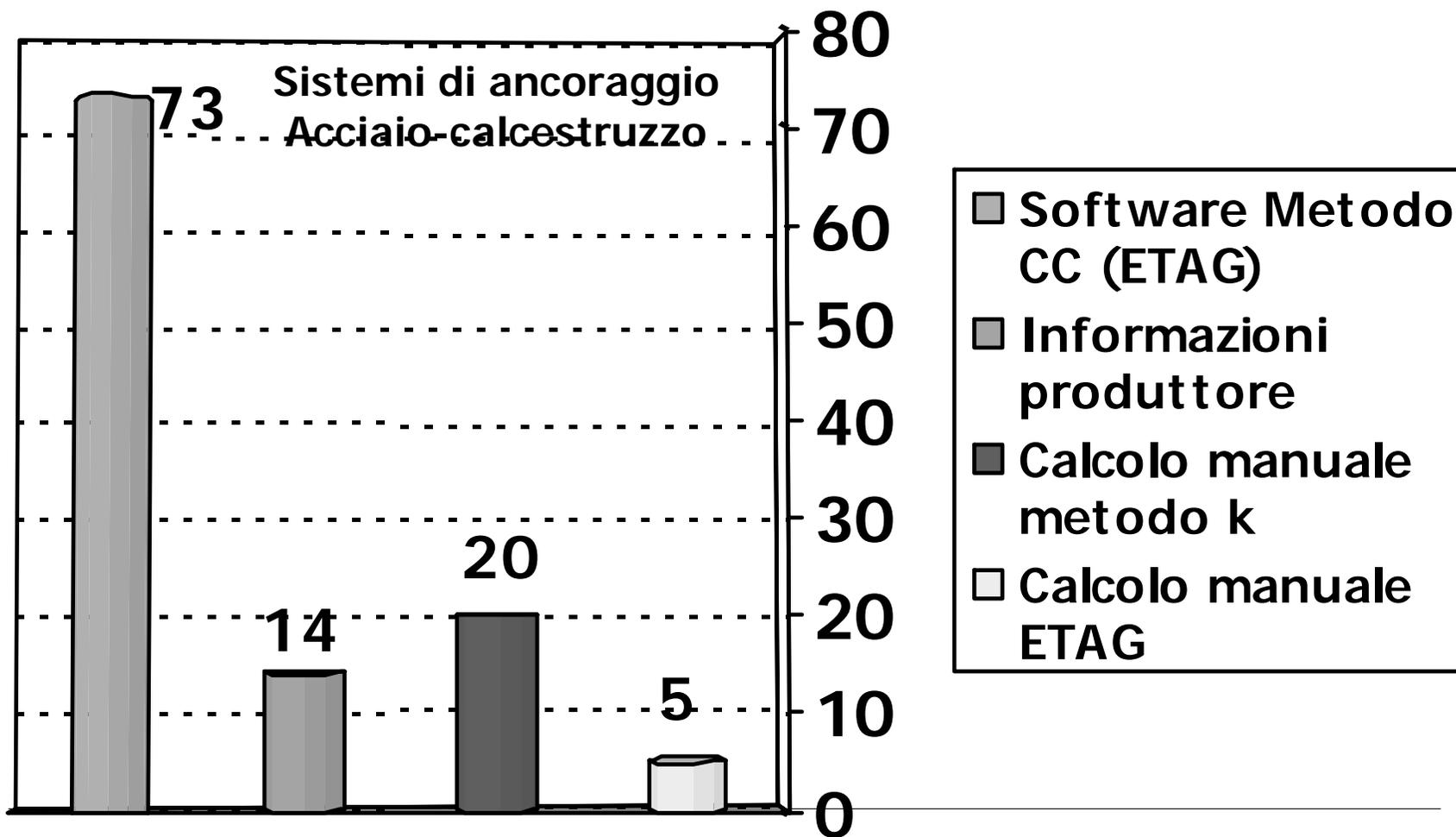
- Calcolo plastico
    - Gli ancoranti devono avere una sufficiente capacità di deformazione in campo plastico
    - Materiali elastici-perfettamente plastici
    - I dettagli di carpenteria possono essere sollecitati in campo plastico
  
  - Calcolo elastico
    - Gli ancoranti non hanno una sufficiente capacità di deformazione in campo anelastico
    - I dettagli di carpenteria devono essere rigidi.
    - La massima tensione nei componenti di carpenteria metallica deve essere inferiore a quella di snervamento di calcolo  $f_{yk}/\gamma_{ms}$
-

# Le scelte dei progettisti...



Eligehausen – Dati riferiti alla Germania (2002)

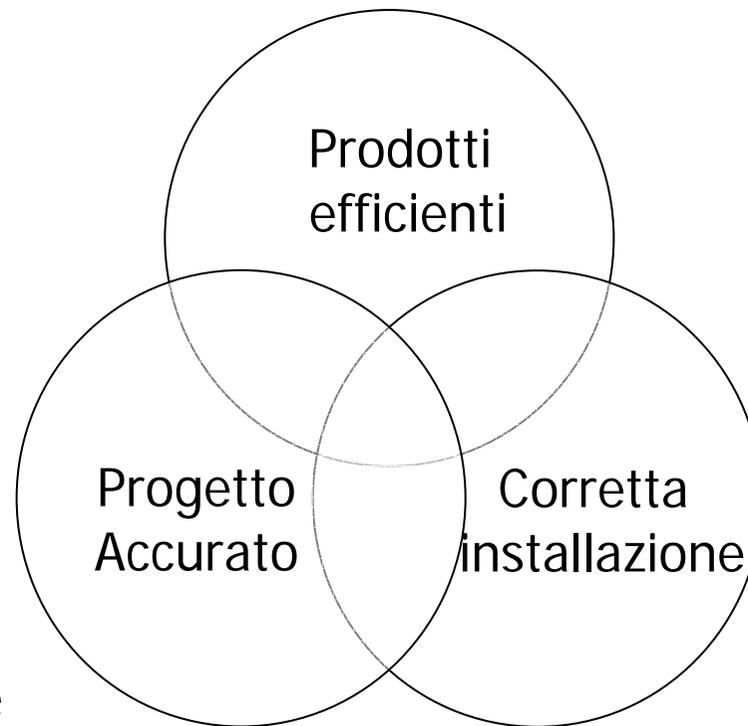
# Le scelte dei progettisti...



Eligehausen – Dati riferiti alla Germania (2002)

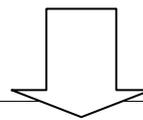
# Trasferimento tecnologico...

Produttore



Ingegnere

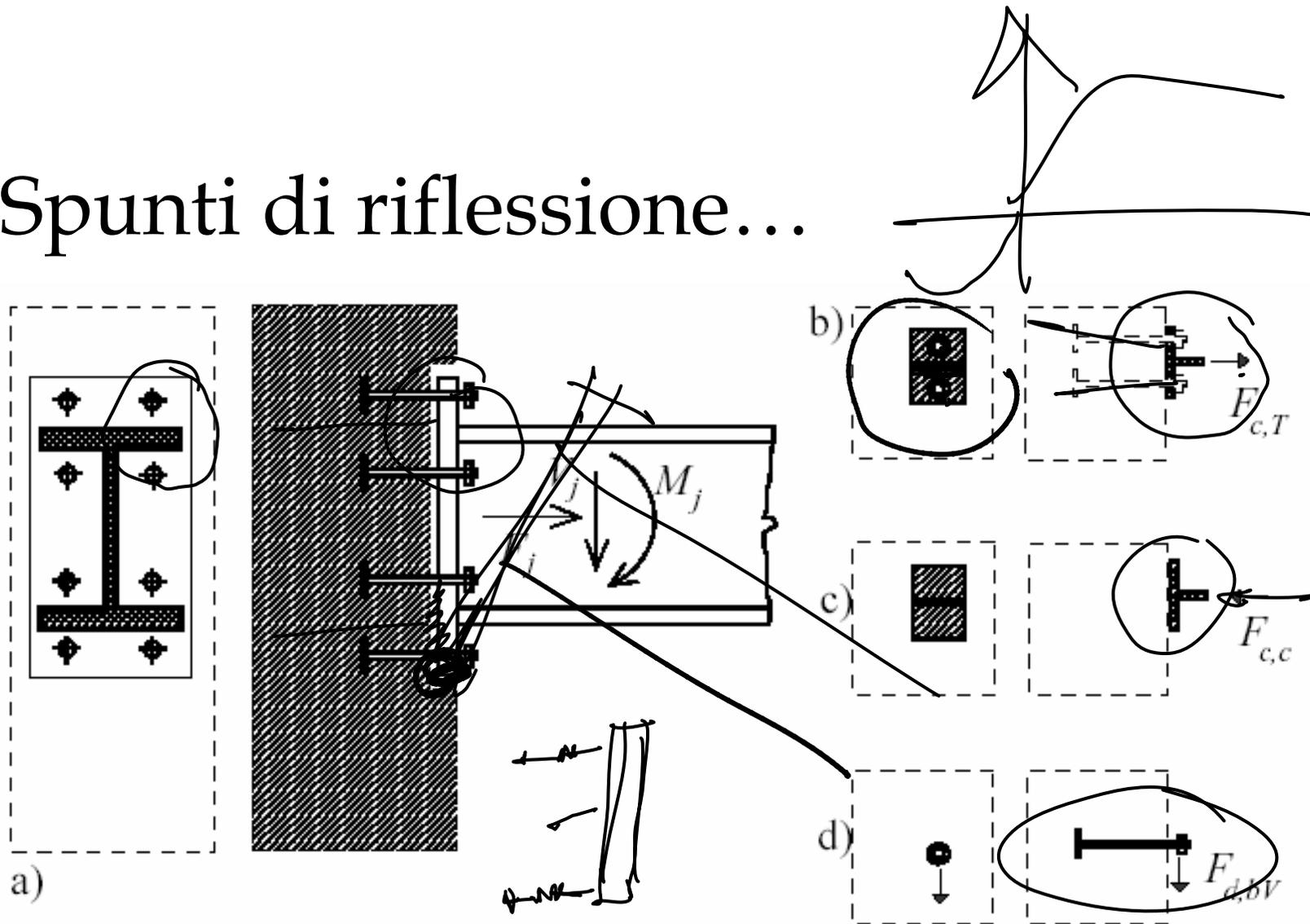
Esecutore



---

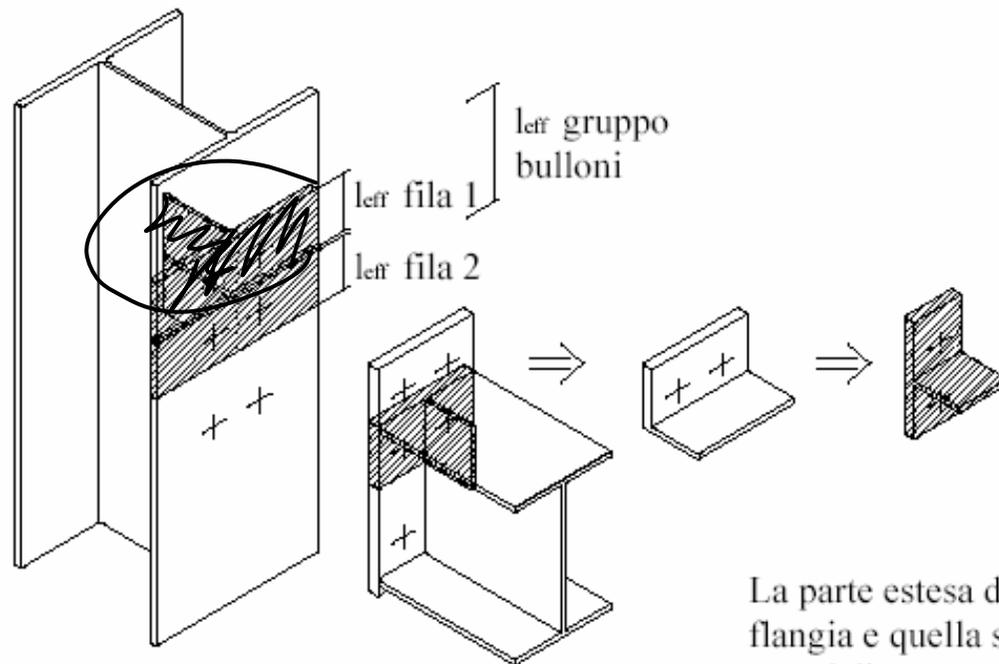
Realizzazioni affidabili!

# Spunti di riflessione...



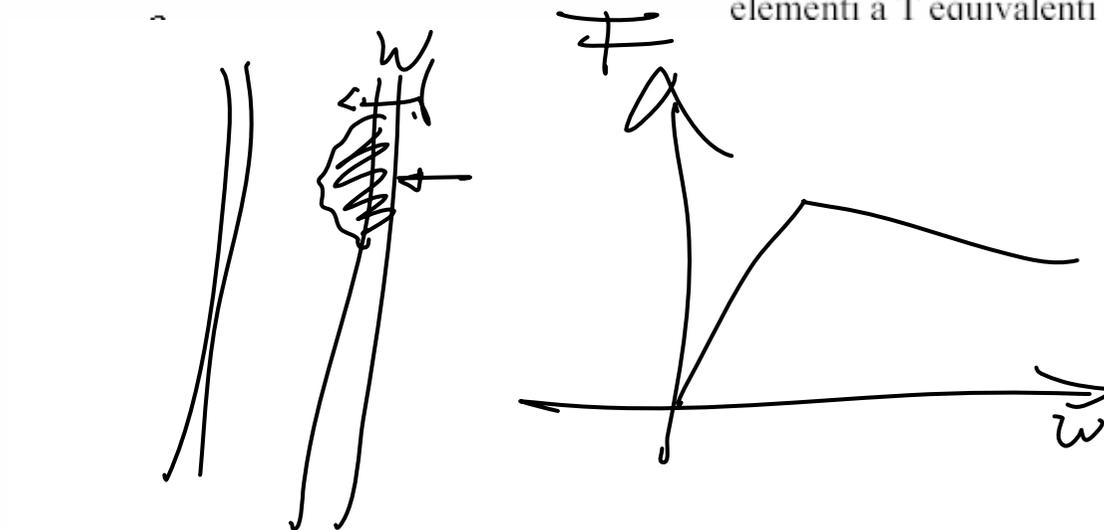
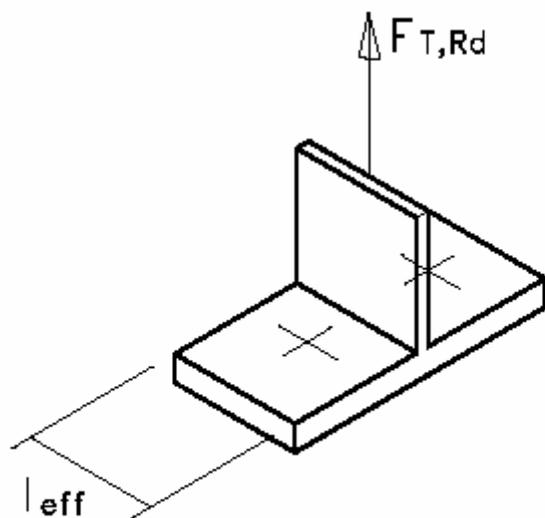
- Collegamento flangiato di edifici composti (a)
- Ancorante in trazione e flangia inflessa (b)
- Calcestruzzo compresso e flangia compressa (c)
- Ancorante soggetto a taglio (d)

# Il T-Stub

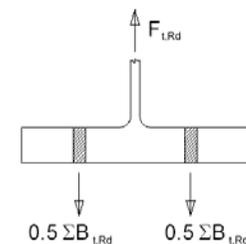
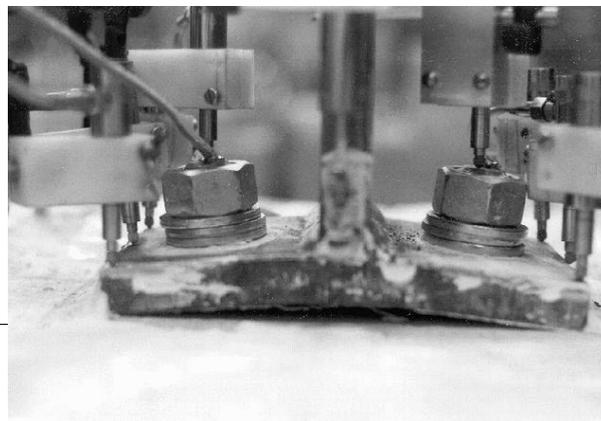
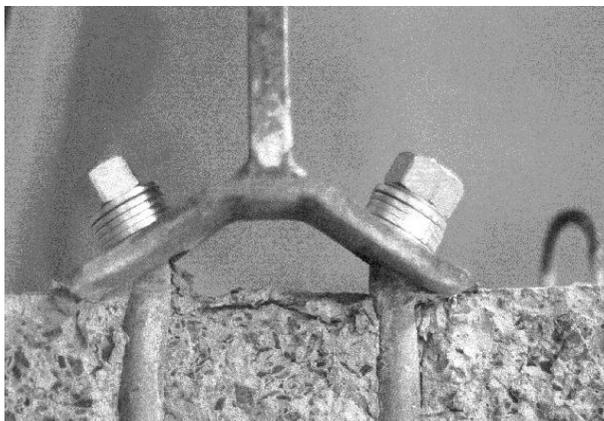
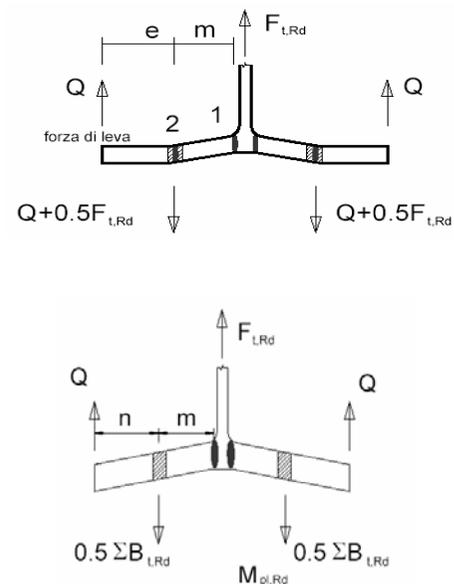
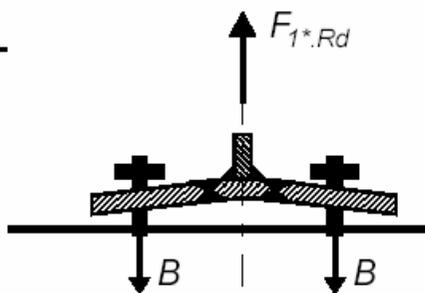
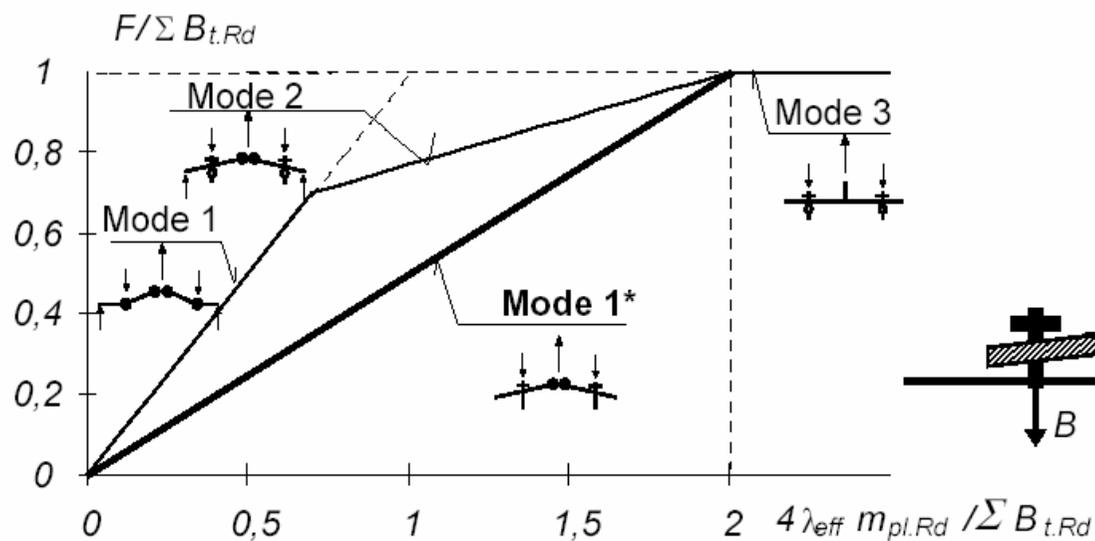


Caso senza irrigidimenti

La parte estesa della flangia e quella sotto l'ala tesa della trave sono modellate come due elementi a T equivalenti



# I dettagli di collegamento in carpenteria metallica



# I modalità di rottura

- Modalità 1: meccanismo plastico completo dell'ala

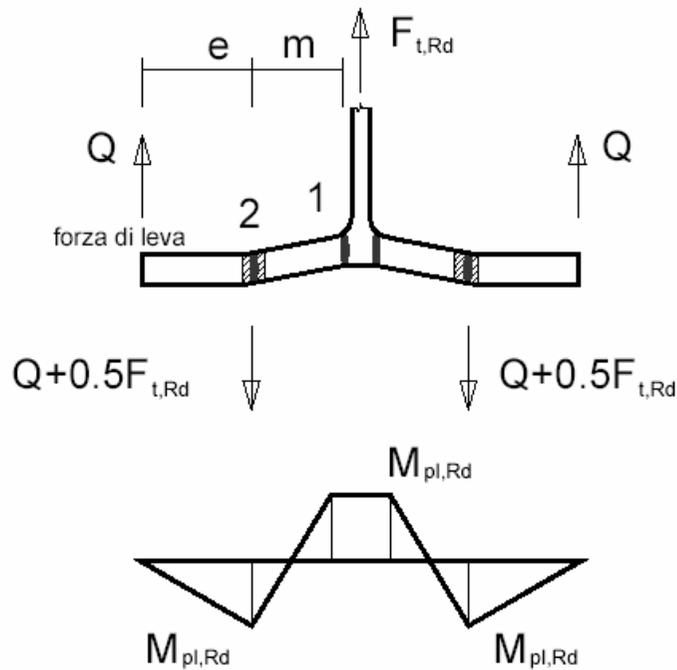


Fig. 4

Momento nella cerniera plastica 1:

$$(Q + 0.5F_{t,Rd})m - Q(e + m) = M_{pl,Rd} \quad \text{da cui:}$$

$$0.5F_{t,Rd} m - Q e = M_{pl,Rd} \quad \text{(a)}$$

Momento nella cerniera plastica 2:

$$Q \cdot e = M_{pl,Rd} \quad \text{sostituendo nella (a) si ricava:}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m}$$

$$\text{dove: } M_{pl,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$$

con  $\sum l_{eff,1}$  = lunghezza efficace per la modalità 1.

# II modalità di rottura

- Modalità 2: rottura dei bulloni con snervamento dell'ala

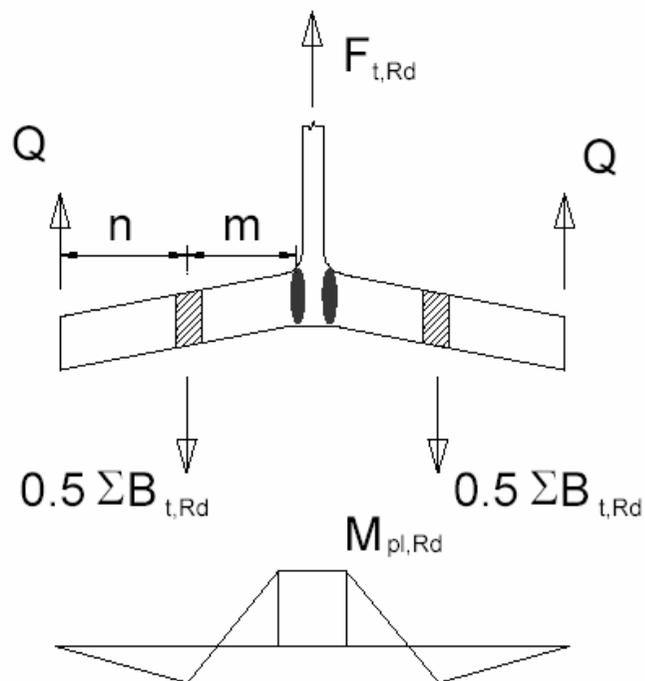


Fig. 5

Equilibrio alla traslazione:

$$\sum B_{t,Rd} - 2Q = F_{t,Rd} \rightarrow Q = (\sum B_{t,Rd} - F_{t,Rd})/2$$

Momento nella cerniera plastica:

$$0.5 \sum B_{t,Rd} m - Q(n + m) = M_{pl,Rd}$$

Sostituendo l'espressione di Q si ottiene:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

dove:  $M_{pl,Rd} = 0.25 \sum l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{M0}$

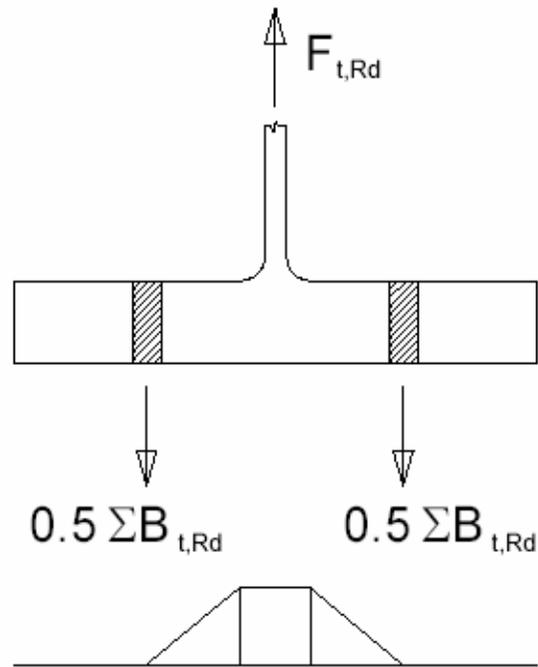
con  $\sum l_{eff,2}$  = lunghezza efficace per la modalità 2

$\sum B_{t,Rd}$  = resistenza totale a trazione di tutti i bulloni dell'elemento a T.

$n = e_{min}$  ma:  $n \leq 1.25m$  (v. Fig. 3)

# III modalità di rottura

## Modalità 3: rottura dei bulloni



$$F_{T,Rd} = \sum B_{t,Rd}$$

Fig. 6

# I meccanismi di rottura dei collegamenti

Flangia d'estremità: fila esterna

linea di snervamento circolare

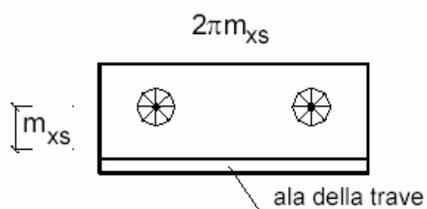


Fig. a)

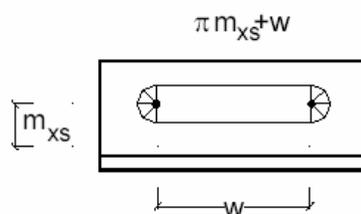


Fig. b)

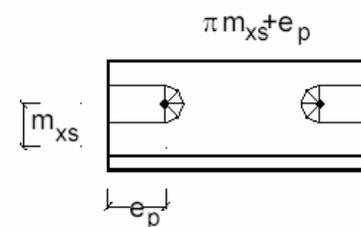


Fig. b)

altre linee di snervamento

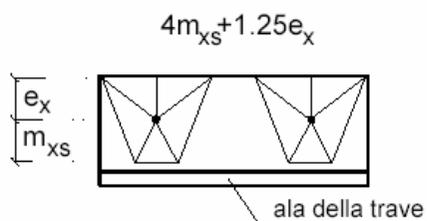


Fig. d)

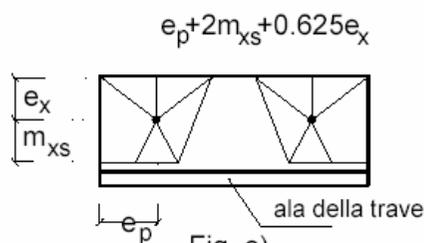


Fig. e)

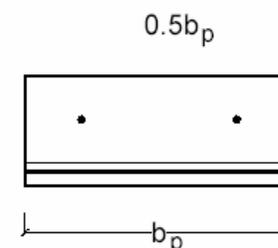


Fig. f)

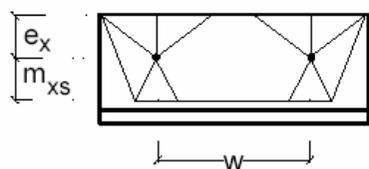


Fig. g)

# Spunti di riflessione...

- L'uso di materiali differenti (acciaio e calcestruzzo) è assai comune
  - L'interazione tra i componenti è affidata ad interazioni assai localizzate
  - L'integrazione di conoscenze provenienti dal mondo del cemento armato e da quelle dell'acciaio è auspicabile
-

# Gli effetti del II Ordine e Lo stato limite ultimo di instabilità

- I fenomeni di instabilità dell'equilibrio sono stati tradizionalmente considerati piuttosto rari nel campo delle ordinarie strutture in cemento armato; per questo motivo gli studi connessi a questa problematica venivano ritenuti di interesse teorico, ma non applicativo.
  - Con il passare del tempo si è avuto un progressivo miglioramento della qualità dei conglomerati cementizi, che ha consentito di ottenere resistenze crescenti con componenti tradizionali, non solo negli elementi prefabbricati, ma anche nelle realizzazioni gettate in opera; si è passati, infatti, da resistenze ordinarie di 20÷25 MPa, a valori di 50÷60 MPa.
-

# Gli effetti del II Ordine e Lo stato limite ultimo di instabilità

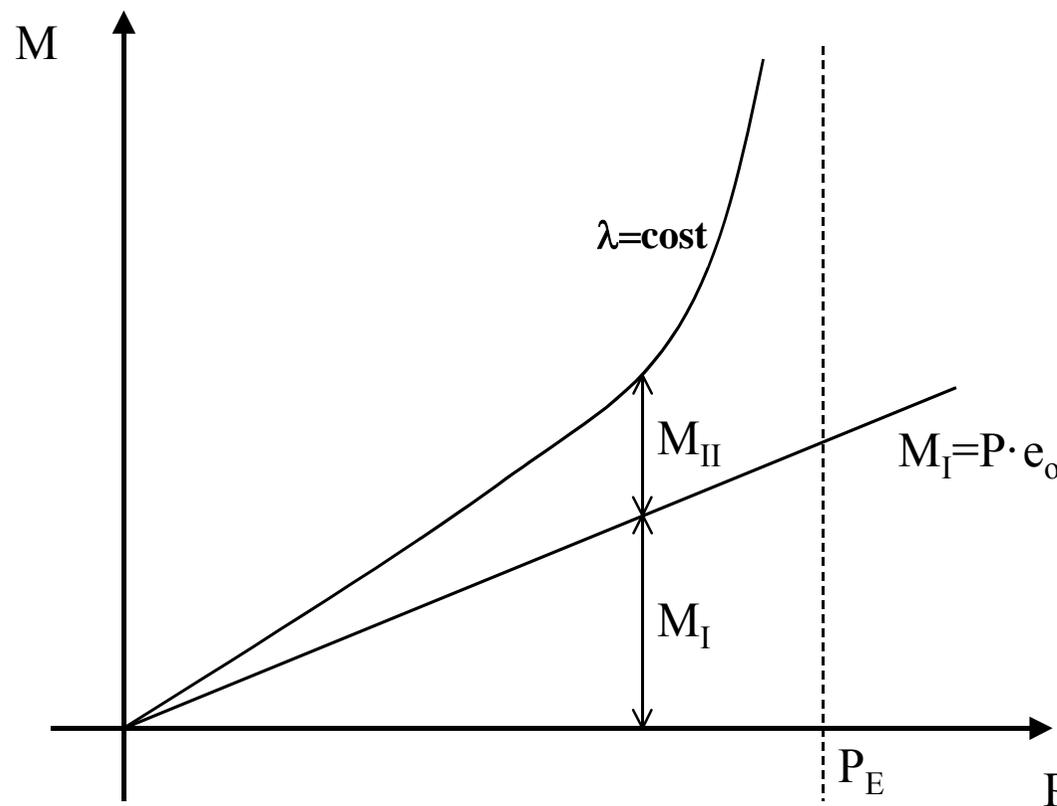
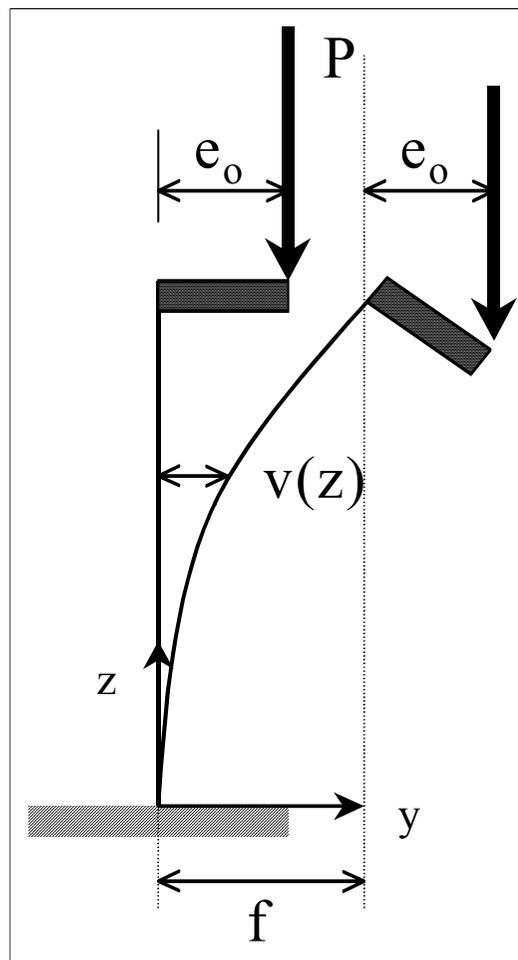
- La classica trattazione di Eulero fornisce il valore del carico critico di un pilastro soggetto a sforzo assiale centrato nell'ipotesi di comportamento elastico del materiale; nel caso di un pilastro in cemento armato, riferendosi ad una sezione resistente di calcestruzzo ed acciaio, si ha :

$$N_E = \frac{\pi^2 \cdot E_c \cdot J_i}{L_0^2}$$

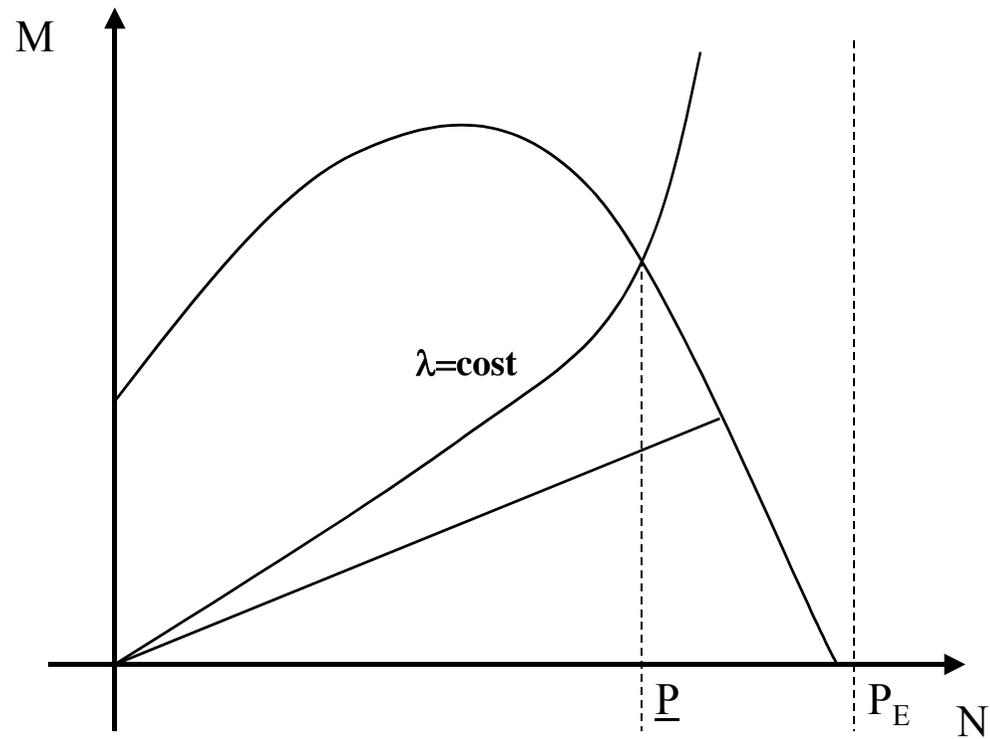
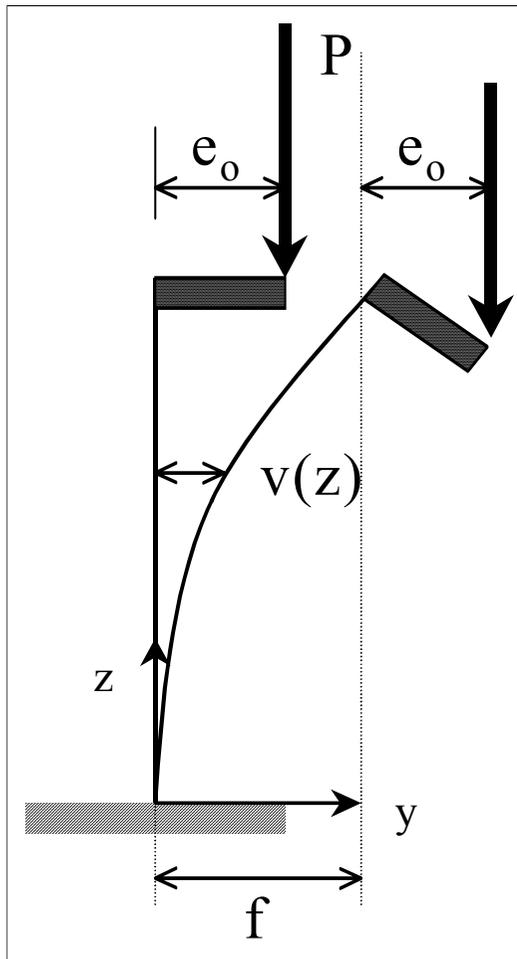
nella quale le caratteristiche geometriche sono valutate per la sezione omogeneizzata.

- La validità di questa formulazione è peraltro inficiata dalla circostanza che il calcestruzzo non ha un reale comportamento elastico se non per tensioni molto modeste e per la significativa influenza del fenomeno della viscosità.
-

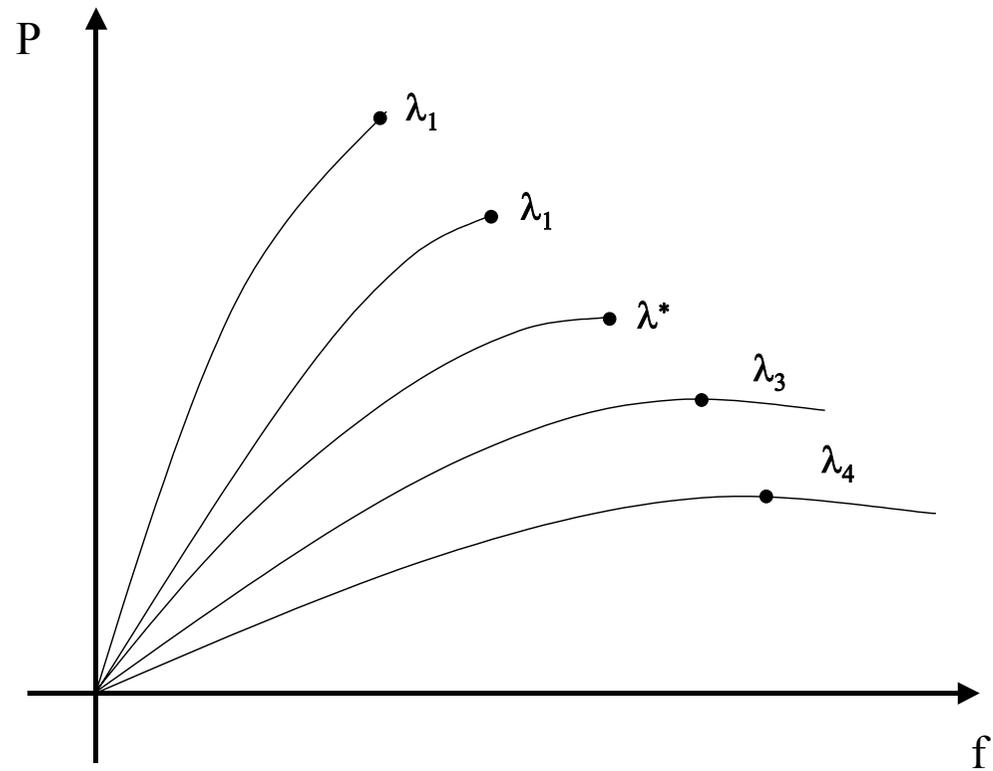
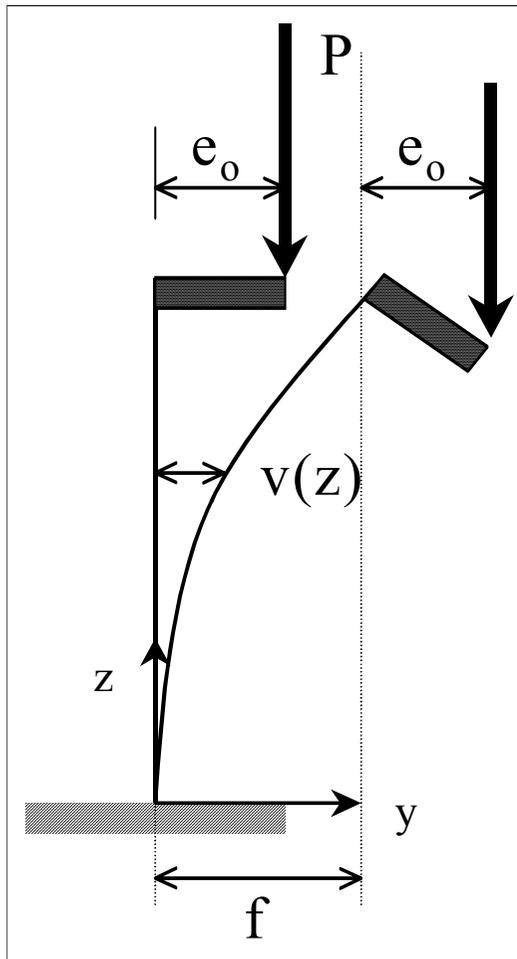
# Gli effetti del II Ordine e Lo stato limite ultimo di instabilità



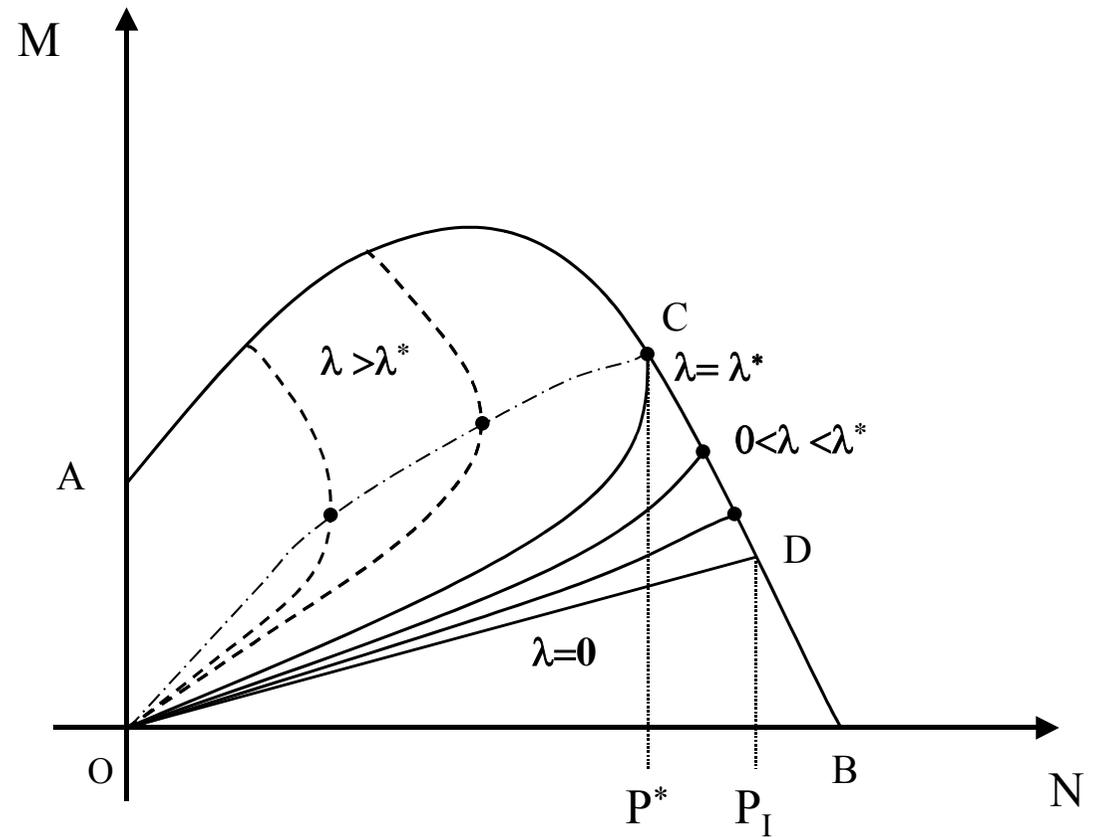
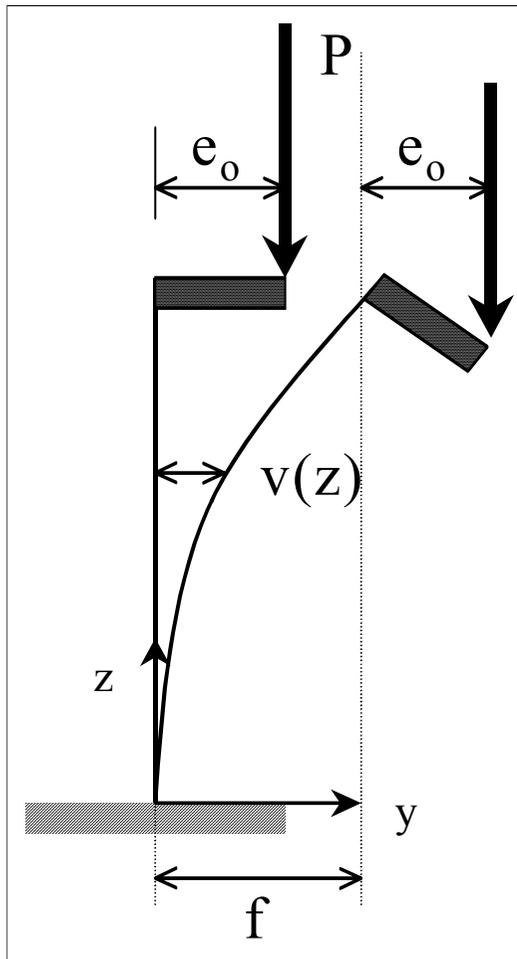
# Lo stato limite ultimo di instabilità



# Lo stato limite ultimo di instabilità

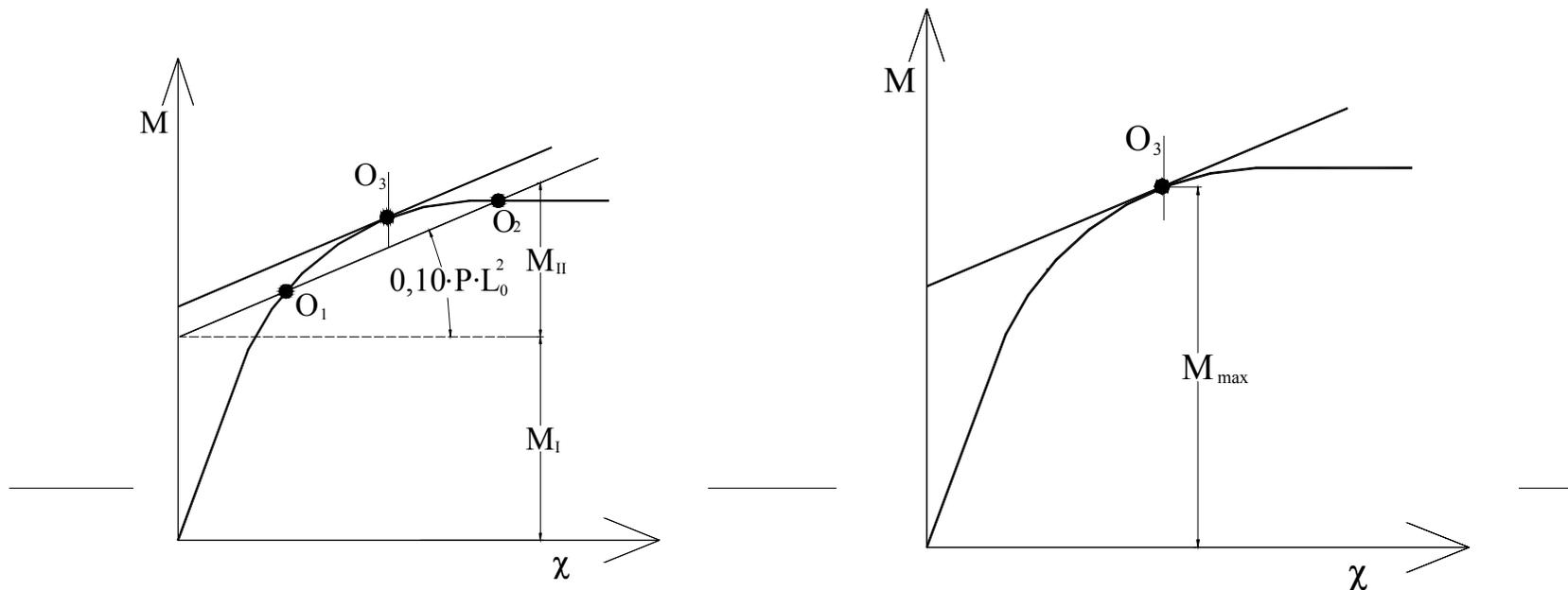


# Lo stato limite ultimo di instabilità



# Il metodo dell'eccentricità totale

- Le normative suggeriscono un procedimento per la definizione dell'eccentricità complessiva - che tenga conto anche degli effetti del secondo ordine - con il quale effettuare le verifiche strutturali.
- Lo scopo è, quindi, la valutazione dell'eccentricità alla quale corrisponde il momento massimo



# L'eccentricità totale

- L'eccentricità totale è fornita dalla somma:

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_{\text{II}}$$

- La prima aliquota di tale eccentricità è costituita da quella del primo ordine  $e_0$  data dal rapporto fra il momento agente del primo ordine e lo sforzo assiale.
-

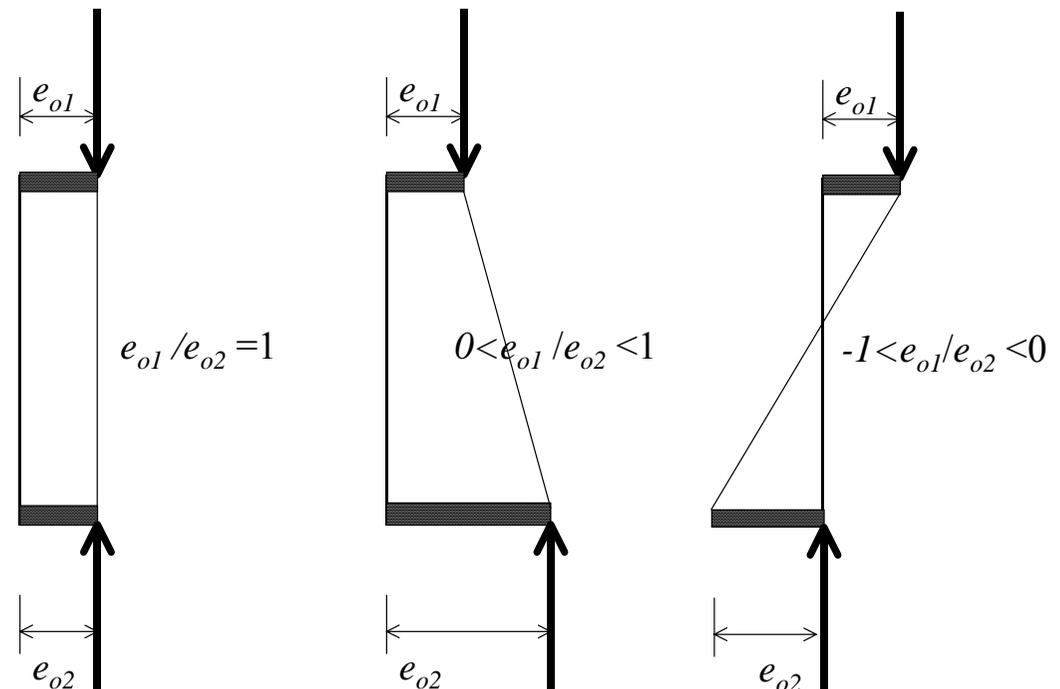
# L'eccentricità totale

- Nel caso che l'eccentricità non sia costante si fa riferimento ad un'eccentricità equivalente valutata come il massimo valore tra le due seguenti espressioni:

$$e_0' = 0,6 \cdot e_{0,2} + 0,4 \cdot e_{0,1}$$

$$e_0'' = 0,4 \cdot e_{0,2}$$

- essendo  $e_{01}$  ed  $e_{02}$  le eccentricità ai due estremi dell'elemento, posto che sia  $|e_{01}| < |e_{02}|$



# L'eccentricità totale

- La seconda aliquota  $e_a$  rappresenta l'eccentricità in intenzionale, causata da eventuali imperfezioni geometriche. In particolare la Normativa italiana, D.M. 9/1/96, assume tale eccentricità pari a:

$$e_a = \frac{L_o}{300} > 2\text{cm}$$

- mentre l'Eurocodice 2 suggerisce:

$$e_a = v \cdot \frac{L_o}{2} \quad \text{dove} \quad v = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{L}} \geq \frac{1}{200}$$

- nella quale la lunghezza  $L$  è espressa in metri; nella pratica per lunghezze superiori ai 4 m il valore di  $v$  è sempre pari a  $1/200$ .
-

# L'eccentricità totale

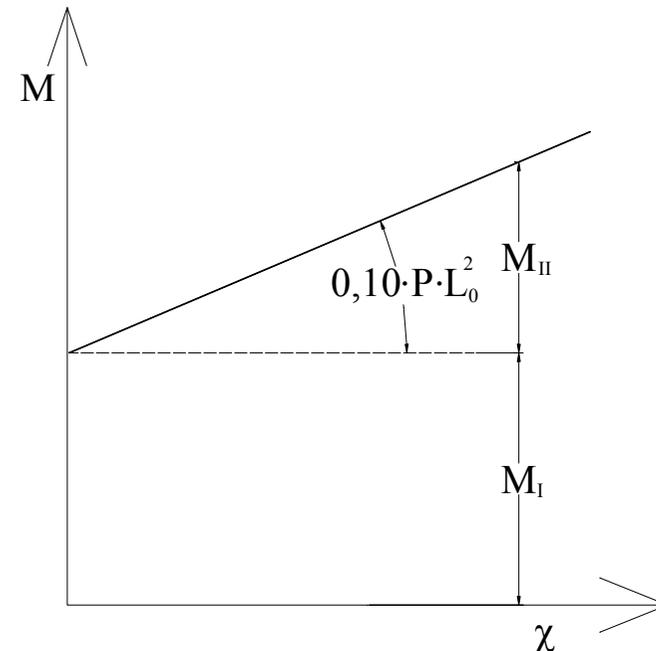
- La terza aliquota è l'eccentricità del secondo ordine  $e_{II}$ , che può valutarsi con il metodo della colonna modello, introducendo, tuttavia, alcune considerazioni semplificative;

- in particolare:

$$f_{\max} = \frac{L_0^2}{10} \cdot \chi_0$$

$$M_{II} = P \cdot \frac{L_0^2}{10} \cdot \chi_0$$

---



# L'eccentricità totale

- il valore della curvatura  $\chi$  si valuta in corrispondenza del gomito del diagramma M- $\chi$  in modo approssimato, assumendo che l'acciaio delle barre d'armatura, sia in trazione che in compressione, si trovi all'inizio della plasticizzazione.
- Ciò è giustificato dal fatto che è proprio lo snervamento dell'acciaio a conferire al legame momento curvatura una significativa riduzione della rigidezza, con conseguente diminuzione della pendenza del diagramma momento curvatura
- Pertanto si ha:

$$\chi = \frac{2 \cdot \varepsilon_{0f}}{0.9 \cdot h} \quad \Rightarrow \quad e_{II} = \chi \cdot \frac{L_o^2}{10} = \frac{2 \cdot \varepsilon_{0f}}{0.9 \cdot h} \cdot \frac{L_o^2}{10}$$

# L'eccentricità totale

- Si può inoltre tenere in conto anche l'effetto della viscosità, incrementando l'eccentricità valutata al I ordine ed in tal modo si tiene conto del progressivo peggioramento delle condizioni di stabilità dovute all'aumento del regime di spostamenti nell'elemento.
  - Tale aumento è funzione crescente del coefficiente di viscosità del calcestruzzo  $\phi$  e dell'aliquota dei carichi permanenti, rapportata al totale. La formula proposta dal Model Code 90 del CEB e ripresa nelle Istruzioni relative alla Norma Italiana prevede un incremento di eccentricità, connesso alla viscosità del calcestruzzo.
-

# L'eccentricità totale

- Nella quale  $e_{0,g}$  è l'eccentricità determinata dal solo carico permanente,  $\phi$  il coefficiente di fluage finale del calcestruzzo ed  $\beta$  è il rapporto tra il carico assiale permanente ed il carico critico euleriano della sezione di solo calcestruzzo.

$$e_{0,v} = (e_{0,g} + e_a) \cdot \left[ \exp\left(\frac{\beta}{1-\beta} \phi\right) - 1 \right]$$

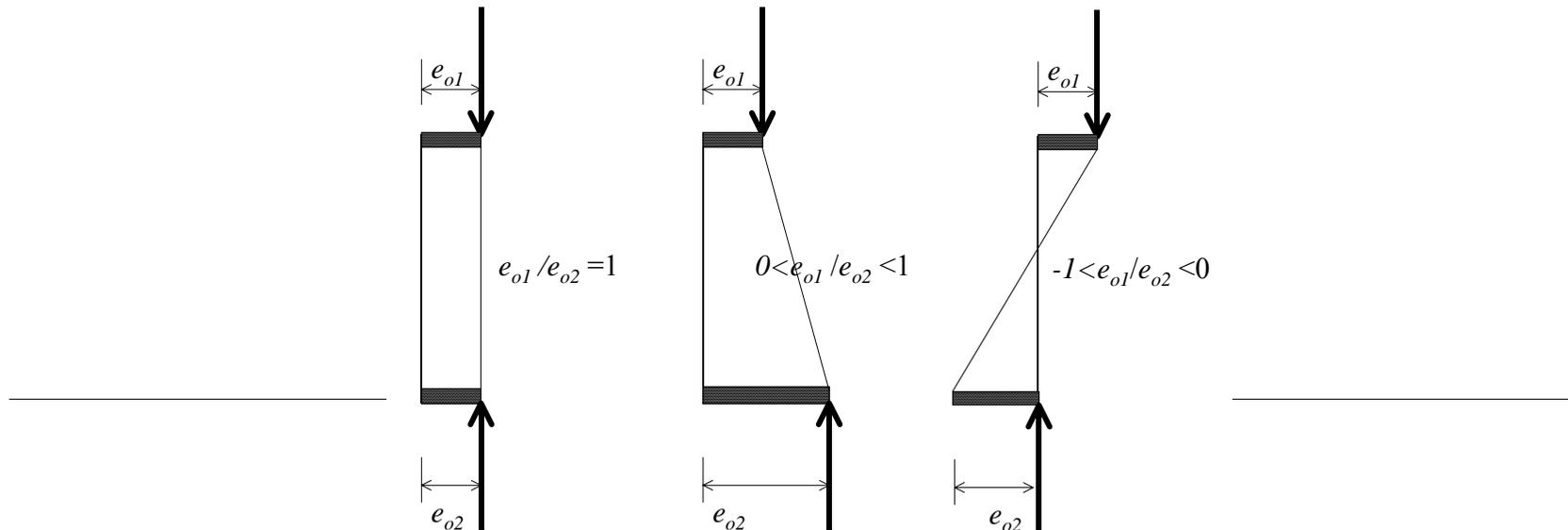
- In definitiva:

$$e_{\text{tot}} = e_0 + e_a + e_{\text{II}} + e_{0,v}$$

---

# Verifiche delle sezioni

- Si osserva, infine, che la verifica dell'intera asta con l'eccentricità totale va comunque associata alla verifica della sezione, nella quale non si tiene conto degli effetti del secondo ordine, delle imperfezioni e della viscosità, ma si considera la massima eccentricità  $e_{o2}$ , la quale può essere più gravosa di  $e_{tot}$ .



# Quando porsi il problema...

- Per quanto attiene ai casi per i quali vanno considerati gli effetti delle non linearità geometriche, l'Eurocodice 2 assume che la procedura illustrata vada impiegata quando la snellezza  $\lambda$  è maggiore del massimo dei tre valori:

$$\lambda > \max \left\{ 25, \frac{15}{\sqrt{\nu_u}}, 25 \cdot \left( 2 - \frac{e_{o1}}{e_{o2}} \right) \right\}$$

- Se la snellezza è inferiore al valore limite l'influenza dei fenomeni del secondo ordine si deve ritenere trascurabile.
-

# Qualche osservazione

- Essendo  $v_u = N / (A_c \cdot \sigma_{oc})$  si è indicato il rapporto tra lo sforzo assiale applicato e la resistenza della sezione di solo calcestruzzo.
  - La prima limitazione, puramente geometrica è generalmente inattiva
  - La seconda limitazione tiene conto della possibilità che su di un'asta snella agisca uno sforzo assiale modesto, e quindi siano conseguentemente trascurabili gli effetti delle non linearità geometriche
  - La terza limitazione, infine, tiene conto delle forme più favorevoli del diagramma del momento flettente, portando il limite di snellezza a 75, nel caso di  $e_{o1} = -e_{o2}$ .
-

# I collegamenti nell'Eurocodice 2 parte 1-3

- I collegamenti devono essere progettati per sopportare le azioni conseguenti alle ipotesi assunte nell'analisi globale della struttura e nel calcolo dei singoli elementi da collegare
  - Il progetto deve garantire che il giunto sia in grado di consentire gli scostamenti necessari a mobilitare la resistenza della struttura e per garantire un comportamento robusto della stessa
-

# I collegamenti nell' Eurocodice 2 parte 1-3

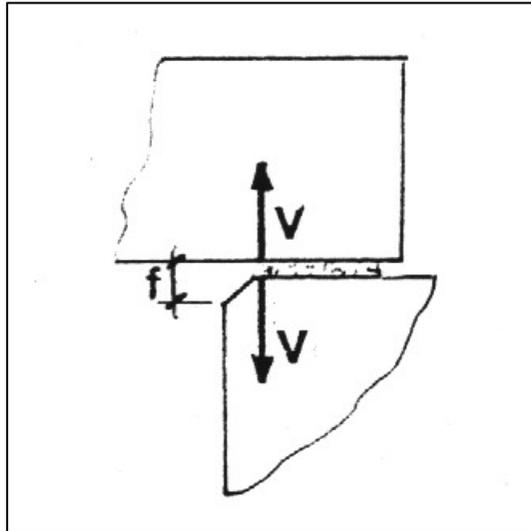
- La resistenza può essere derivata da formulazioni analitiche o in base ai risultati di prove sperimentali. Si deve tenere conto delle imperfezioni connesse alle lavorazioni.
  - I giunti devono essere progettati per evitare rotture premature e spaccature del calcestruzzo alle estremità degli elementi e devono essere dimensionati in modo da tenere conto di:
    - Tolleranze
    - Requisiti di assemblaggio
    - Facilità di esecuzione
    - Facilità di ispezione
-

# I collegamenti nell' Eurocodice 2 parte 1-3

## □ Classificazione

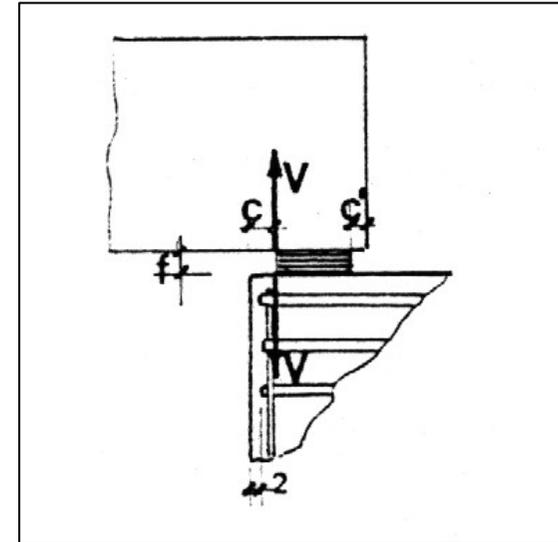
- Unioni a compressione
  - Unioni a taglio
  - Unioni a trazione e a flessione
-

# UNIONI PILASTRO-TRAVE



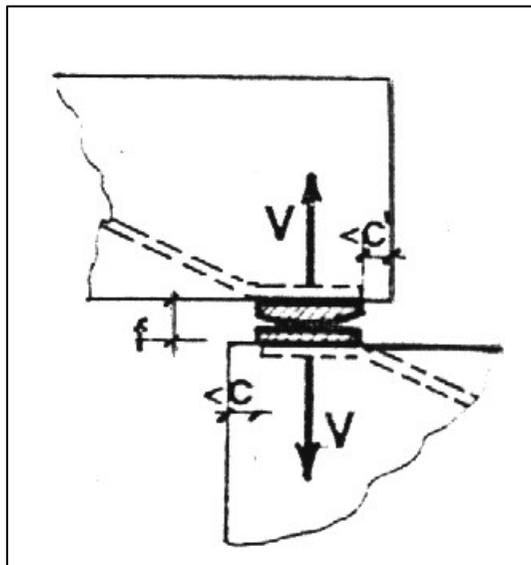
Cuscino di malta

Appoggio in gomma

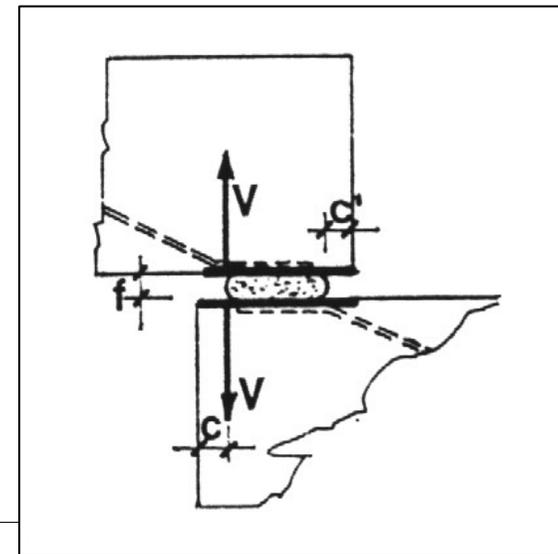


## Unioni articolate

Piastra di piombo duro



Piastre di acciaio ancorate

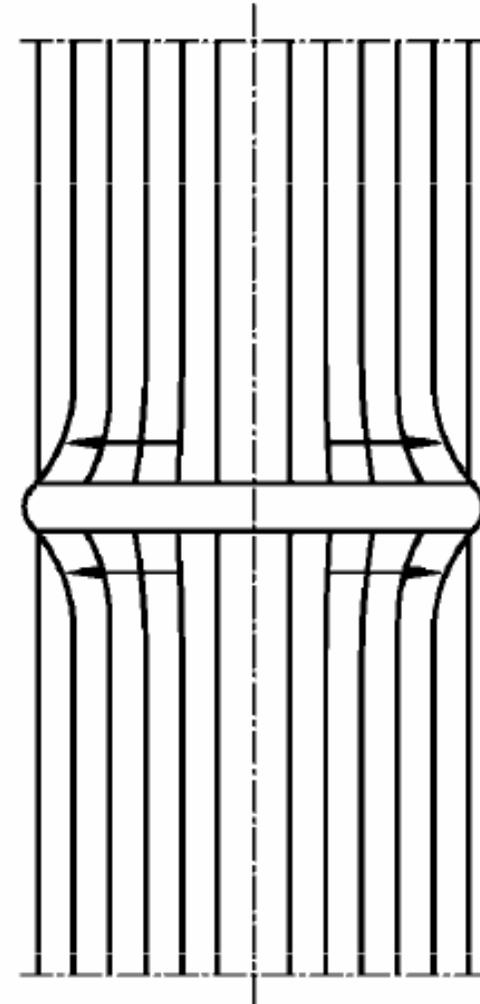


# Unioni a compressione

- Le unioni a compressione sono quelle soggette a compressione centrata o debolmente eccentrica;
    - Unioni con allettamenti di malta, calcestruzzo o polimeri indurenti possono essere utilizzate purchè siano prese tutte le precauzioni per evitare movimenti relativi tra le superfici nella fase di presa del materiale
    - Le unioni a secco possono essere utilizzate dove:
      - La pressione media di appoggio non superi  $0,4 f_{cd}$
      - Nell'impianto di produzione e in cantiere si raggiunga un'appropriata qualità di lavorazione
-

# Unioni a compressione

- Le unioni a compressione possono indurre rilevanti tensioni di trazione negli elementi adiacenti.
  - Quando il modulo di elasticità del materiale di unione è di gran lunga inferiore (pacchetto deformabile) si generano trazioni sensibili dovute alla deformazione trasversale

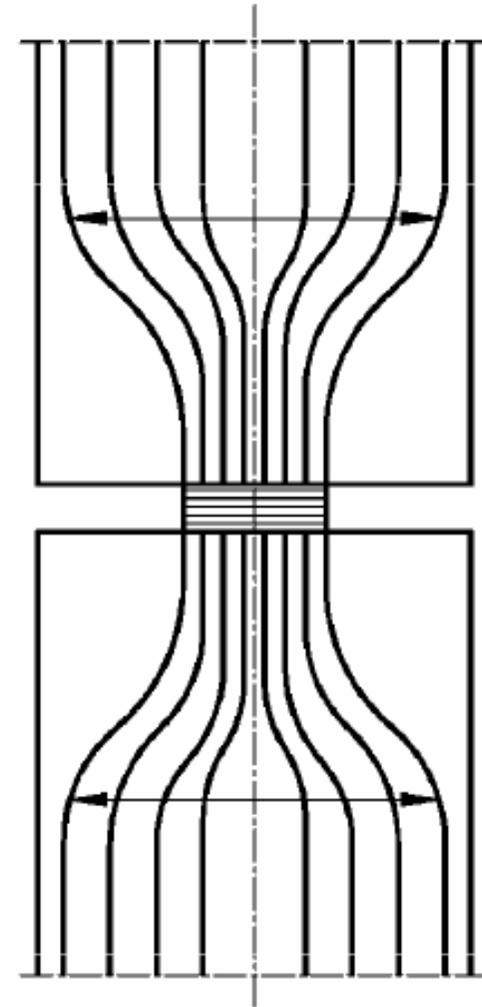


---

*Armature aggiuntive nei giunti e/o negli elementi adiacenti*

# Unioni a compressione

- Le unioni a compressione possono indurre rilevanti tensioni di trazione negli elementi adiacenti.
  - Quando il modulo di elasticità del materiale di unione è almeno il 70% degli elementi adiacenti (pacchetto rigido) possono svilupparsi trazioni negli elementi adiacenti;



---

*Armature aggiuntive negli elementi adiacenti*

# Unioni a compressione

- In presenza di azioni combinate di forza assiale e taglio nell'unione, l'azione tagliante può essere trascurata se la stessa risulta:

$$V_{Sd} \leq 0,1 N_{Sd}$$

dove  $N_{Sd}$  indica l'azione assiale

$V_{Sd}$  indica l'azione tagliante

---

# Unioni a taglio

- Le unioni a taglio sono destinate a trasmettere il taglio tra elementi adiacenti
  - Classificazione
    - Giunto molto liscio
      - Gettato contro acciaio o contro cassaforma di legno liscio
    - Giunto liscio
      - Vibrofinito o estruso o quando la superficie del calcestruzzo non è ulteriormente lavorata dopo la vibratura
-

# Unioni a taglio

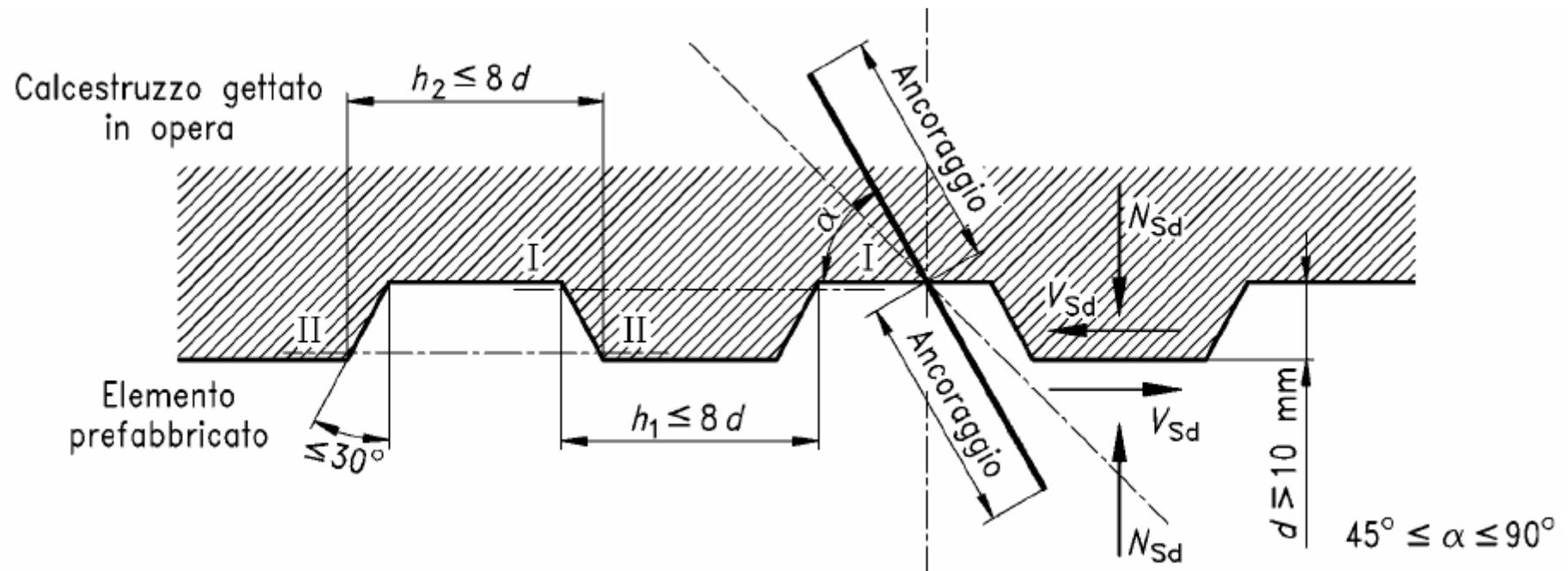
## □ Classificazione

### ■ Giunto scabro

- Superficie scabra dopo il getto o graffiata in modo che la sua rugosità sia almeno di 3 mm con distanza dei denti di almeno 40 mm;
  - Gli inerti sono in rilievo
-

# Unioni a taglio

## □ Giunto dentato



# Calcolo della resistenza a taglio

- Gli effetti della precompressione su VRd1 devono essere trascurati se il calcestruzzo gettato in opera costituisce l'anima (come nelle piastre su 'predalles') o nelle zone di momento negativo (come nelle piastre rese continue con armatura posta in opera)
  - La tensione dovuta al taglio longitudinale sull'interfaccia tra cappe gettate in opera ed elemento prefabbricato deve essere calcolata sulla base della variazione della forza longitudinale nella cappa, che è una frazione della forza longitudinale totale dell'elemento compostom
-

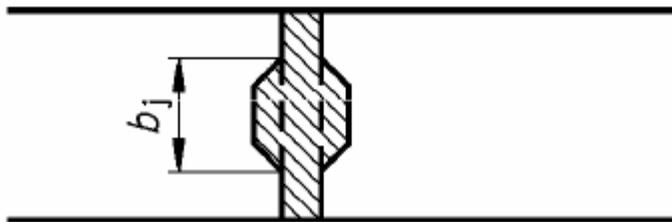
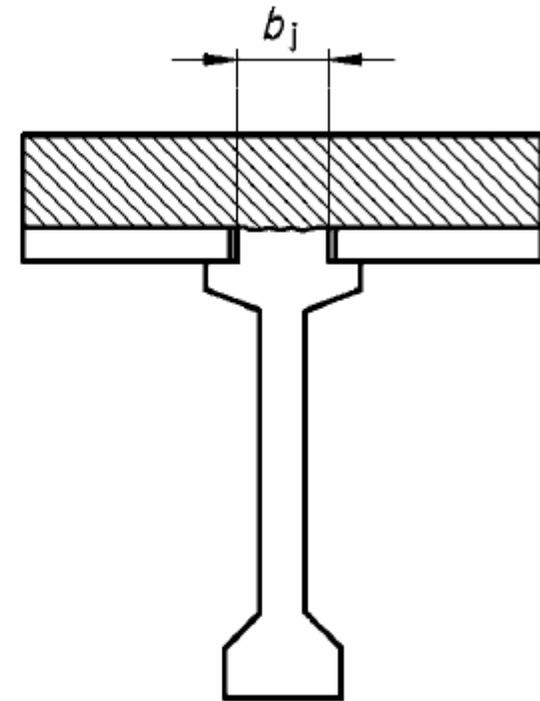
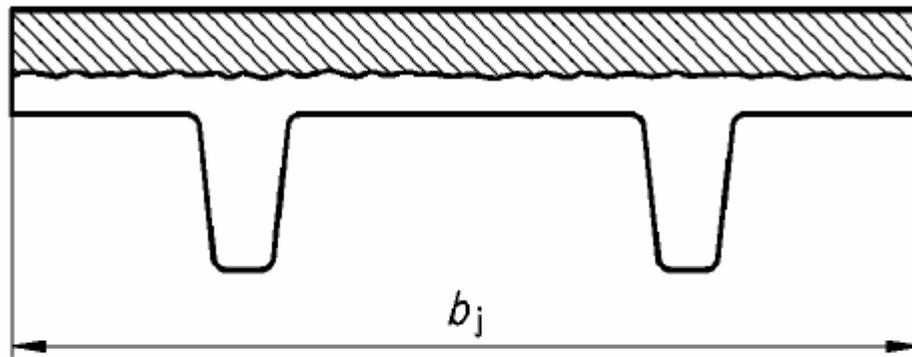
# La sollecitazione agente

□ Tensione tangenziale:

$$\tau_{Sdj} = \frac{\beta V_{Sd}}{z b_j}$$

- dove  $\beta$  è il rapporto tra la forza longitudinale nella cappa e la forza longitudinale totale  $M_{Sd}/z$  entrambe calcolate nella sezione di riferimento
  - $V_{Sd}$  è la forza di taglio trasversale
  - $z$  è il braccio della coppia interna
  - $b_j$  è la dimensione trasversale dell'interfaccia
-

# La dimensione trasversale dell'interfaccia



# Valore di calcolo della resistenza

□ Si applica agli elementi composti, compresi i giunti tra elementi di solaio e muro

$$\tau_{Rdj} = k_t \cdot \tau_{Rd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

dove:  $k_T$  è il coefficiente secondo il prospetto 4.115,

$k_T = 0$  se il giunto è soggetto a trazione;

$\tau_{Rd}$  è la resistenza tangenziale secondo il prospetto 4.116, riferita alla minore tra la classe del calcestruzzo gettato in opera e dell'elemento prefabbricato;

$\mu$  è il coefficiente di attrito, prospetto 4.115;

$\sigma_N$  è la tensione normale dovuta alla forza esterna agente attraverso il giunto, positiva se di compressione e negativa se di trazione ed in ogni caso  $\sigma_N \leq 0,6 f_{cd}$ ;

$v$  è il fattore di efficienza, vedere il punto 4.3.2.3 precedente;

$\rho$  è il rapporto  $A_s / A_j$ ;

$A_s$  è l'area dell'armatura che attraversa il giunto, inclusa l'ordinaria armatura a taglio (se è presente);

$A_j$  è l'area del giunto;

$\alpha$  definito in fig. 4.136 a), e comunque con  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

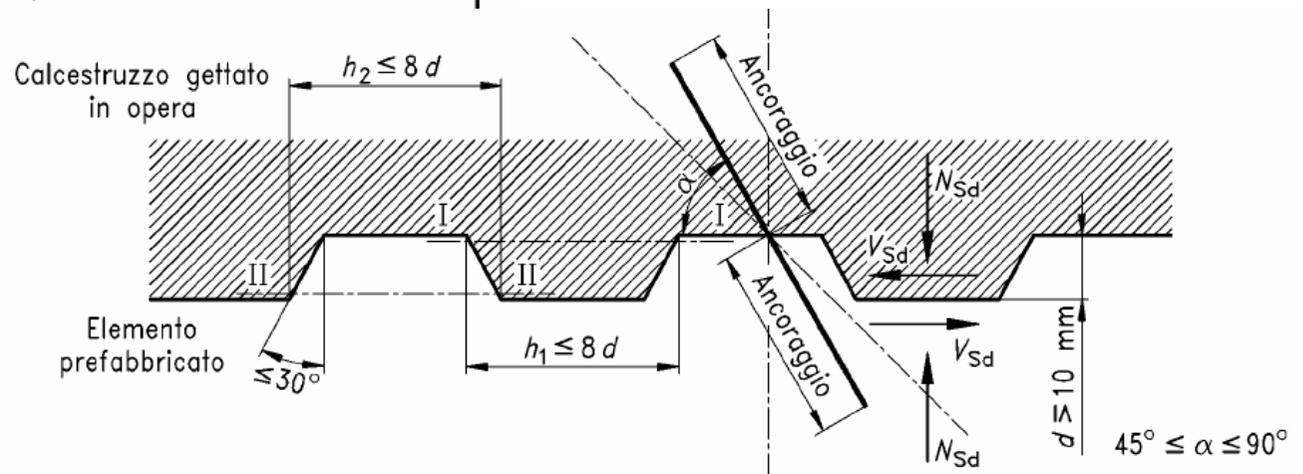
# Valore di calcolo della resistenza

Tipo superficie	$k_T$	$\mu$
(monolitica*)	2,5	1,0
dentata	$2 \eta_k^{**}$	0,9
scabra	1,8	0,7
liscia	1,4	0,6
molto liscia	0,0	0,5

\* Vedere 4.3.2.5 della ENV 1992-1-1.

\*\* Per elementi con una larghezza di giunto costante si assume  
 $\eta_k = n h_2 / l_j$

dove:  $l_j$  è la lunghezza del giunto;  
 $n$  è il numero di chiavi presenti in  $l_j$ ; e  
 $h_2$  è la lunghezza della chiave



# Valore di calcolo della resistenza

□ L'armatura è necessaria se

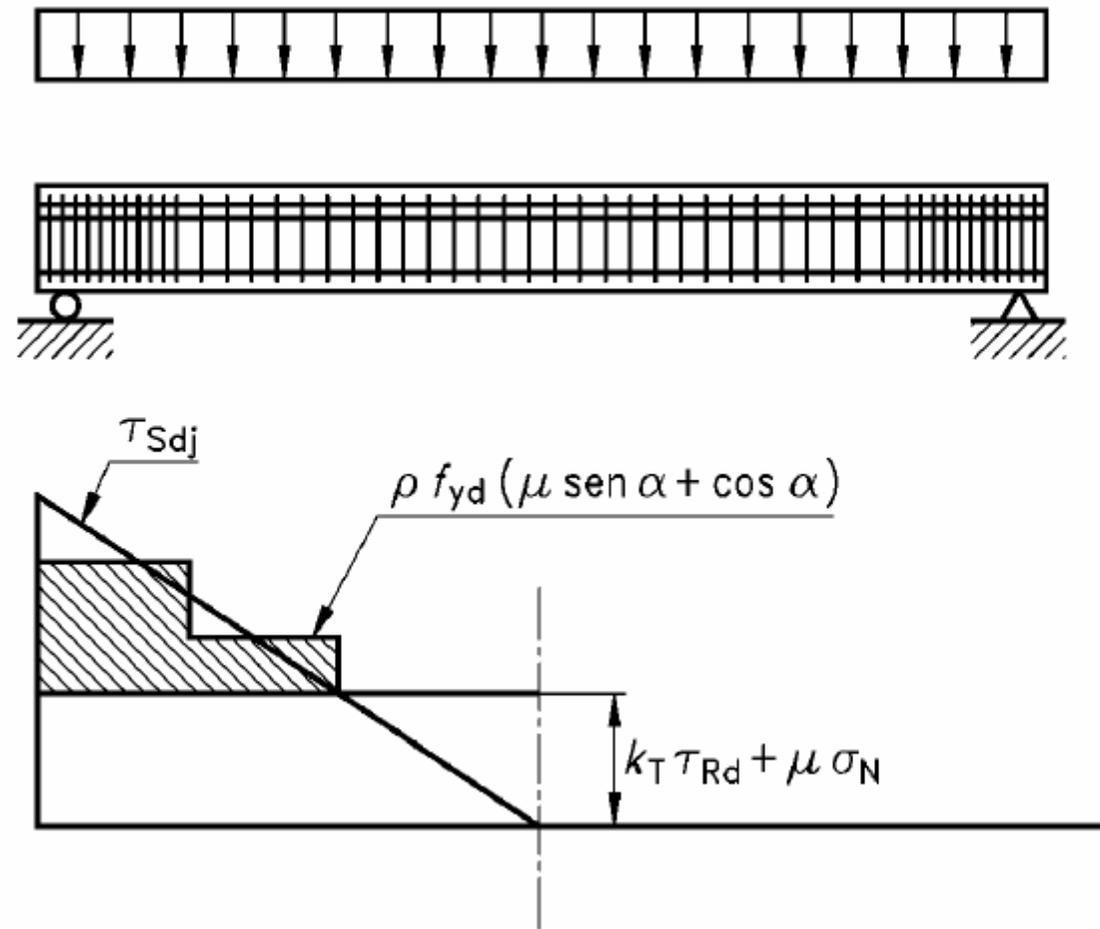
$$\tau_{Sdj} > k_t \cdot \tau_{Sdj} + \mu \cdot \sigma_N$$

□ E' necessaria un'area totale e una distribuzione longitudinale nella misura

$$\tau_{Sdj} - (k_t \cdot \tau_{Sdj} + \mu \cdot \sigma_N)$$

---

# Distribuzione dell'armatura



# Unioni a flessione e a trazione

- Le unioni a flessione devono essere in grado di trasmettere il momento flettente
    - La continuità all'interno del giunto può essere ottenuta tramite:
      - Sovrapposizione di barre
      - Saldatura di barre o di piastre di acciaio
      - Armature inserite in aperture apposite solidarizzate con getti integrativi
      - Sovrapposizione con cappi delle armature
      - Manicotti filettati
      - Precompressione
      - Manicotti filettati o riempiti
-

Un esempio...

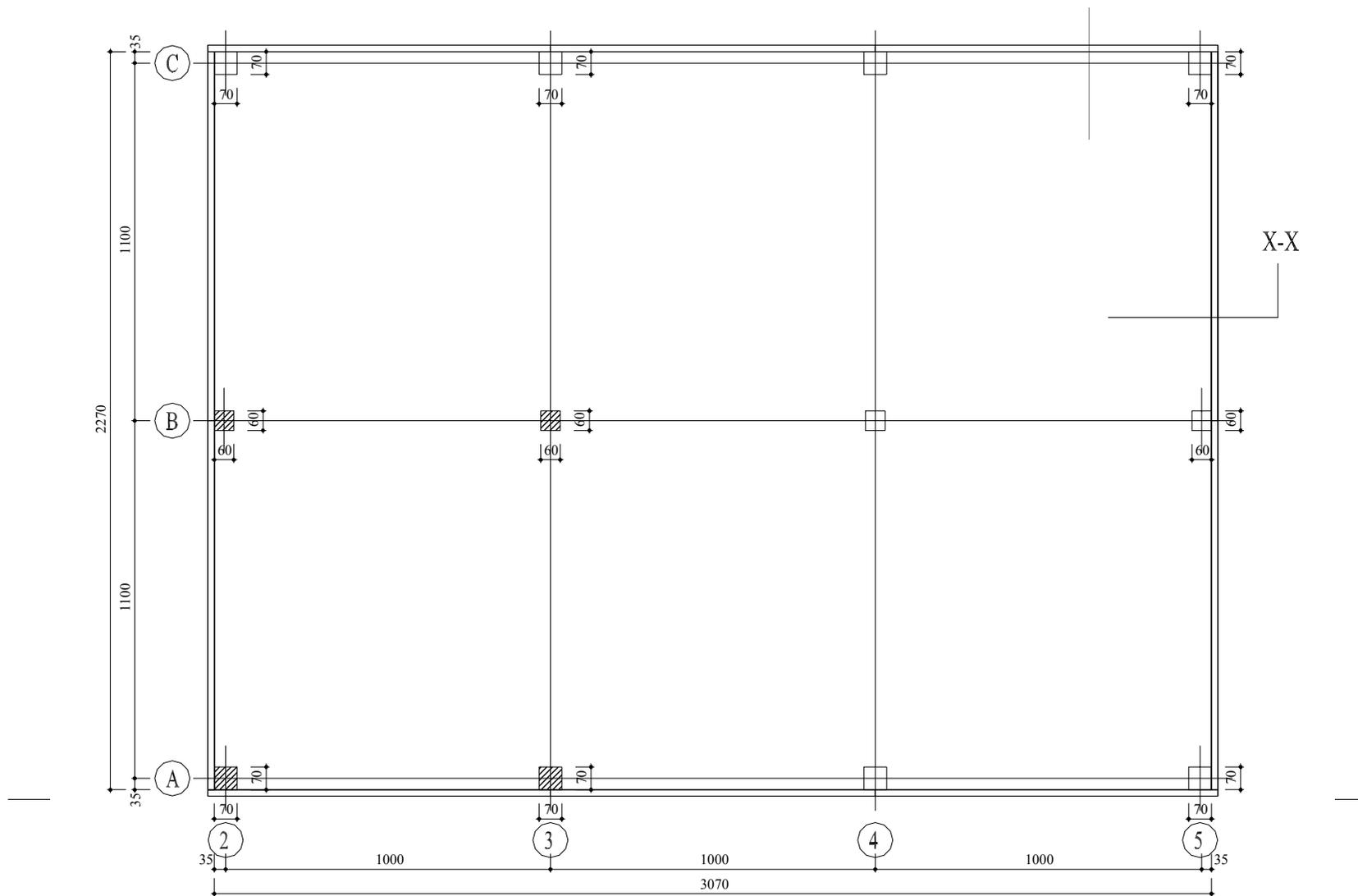
Descrizione architettonica  
e  
disegno delle strutture

Si riporta di seguito lo schema della pianta del piano terra, e di due sezioni della struttura prefabbricata da progettare.

---

Un esempio...

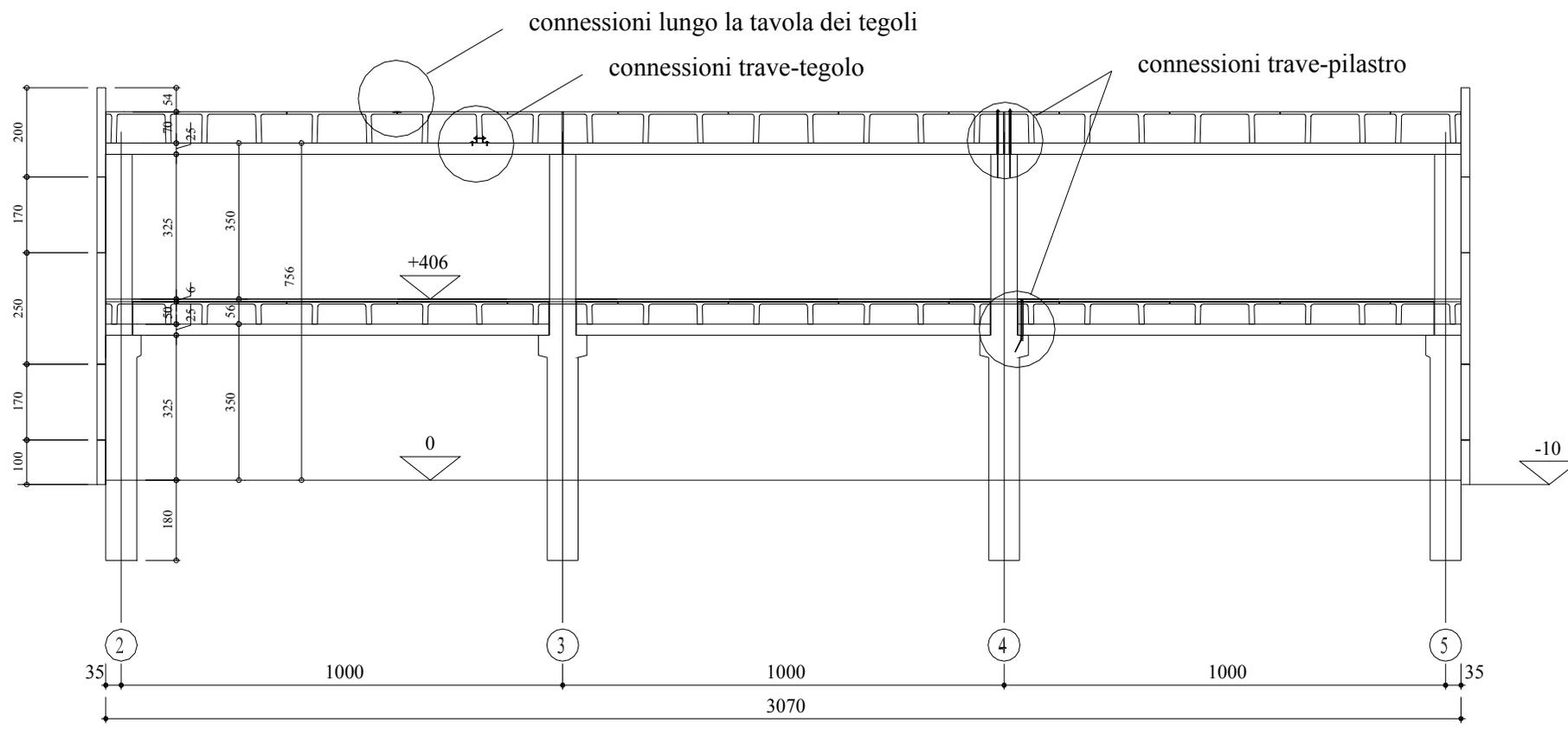
*(Piano terra)*



# Un esempio...

# (Sezione X-X)

## SEZIONE X-X



# Un esempio...

- L'edificio è a pianta rettangolare e si sviluppa per due piani.
  - Il lato lungo ha direzione coincidente con quella dell'asse orizzontale (asse X) del riferimento globale e il lato corto è diretto come l'asse Y di tale riferimento.
  - L'edificio è strutturalmente simmetrico sia rispetto all'asse Y che rispetto a quello X.
-



# Un esempio...

- I pilastri del piano inferiore hanno tutti dimensione 70 x 70 cm tranne quelli dell'allineamento B le cui dimensioni sono 60 x 60 cm: questi ultimi si interrompono a quota impalcato intermedio.
  - I pilastri del piano superiore hanno tutti dimensione 60 x 60.
  - L'impalcato in copertura è realizzato con l'utilizzo di tegoli TT (h=70 cm) che poggiano su travi ad L, poggiati a loro volta sui pilastri degli allineamenti A e C.
  - L'impalcato del piano intermedio è ancora realizzato con l'utilizzo di tegoli Π (h=50 cm) che poggiano su due travi ad L esterne ed una trave a T rovescia centrale poggiata sui pilastri dell'allineamento B.
-

# Azione sismica

- La zona sismica di riferimento, è quella di tipo 2 (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 3.2.1 - Zone sismiche).
- In funzione di detta zona, si definisce un valore del parametro  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima), espresso in funzione dell'accelerazione di gravità  $g$ :

$$a_g = 0,25 g$$

---

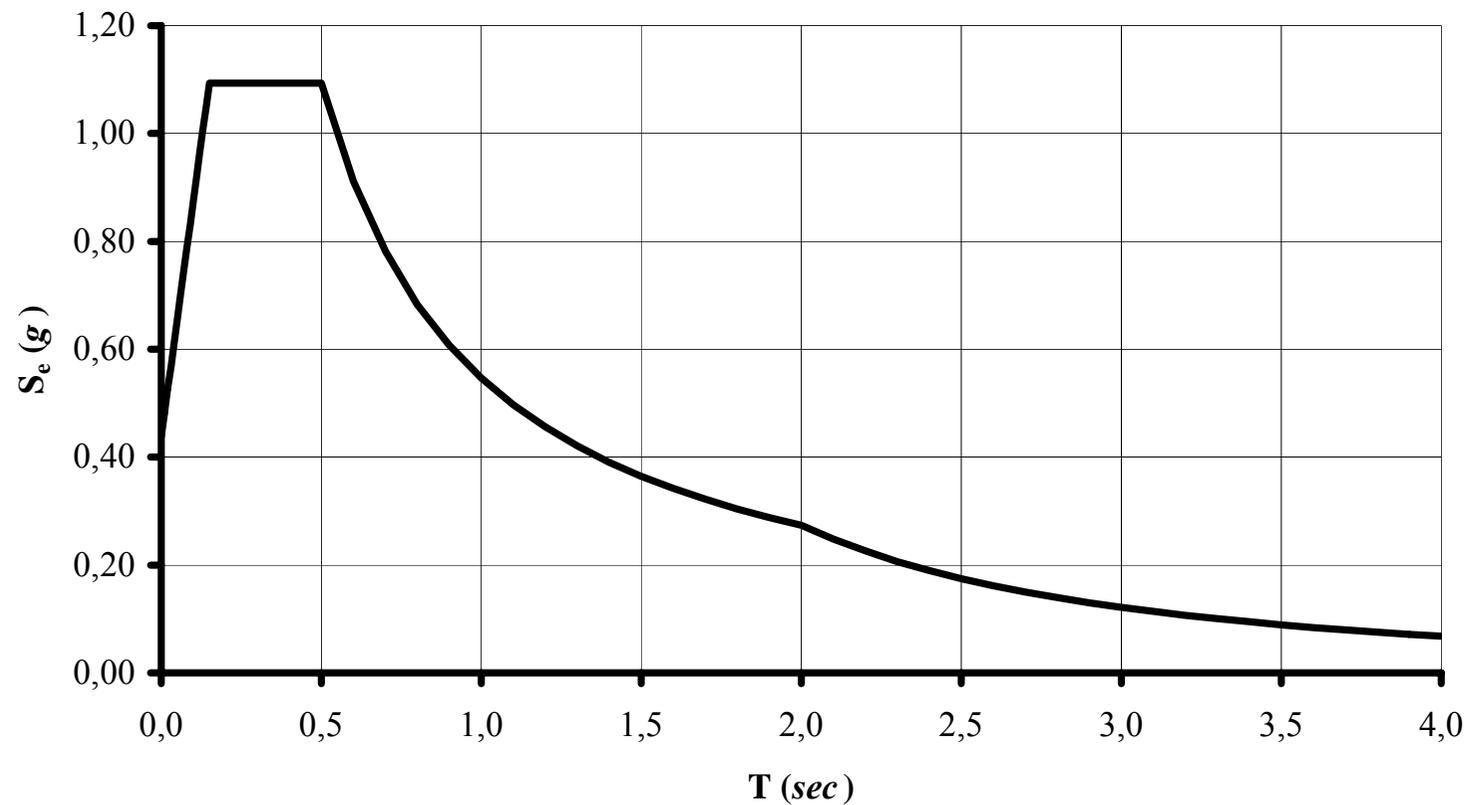
# Azione sismica

- Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, sono definite varie categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 3.1 - Categorie di suolo di fondazione).
- Un esame di carattere geotecnico ha permesso di stabilire l'appartenenza del suolo alla categoria tipo C (depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza, ovvero resistenza penetrometrica  $15 < NSPT < 50$ , o coesione non drenata  $70 < c_u < 250$  kPa).
- In base alle caratteristiche del suolo si definisce il fattore S (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 3.2.3 - Spettro di risposta elastico). Per un suolo di categoria C:

$$S = 1,25$$

---

- L'espressione dello spettro di risposta elastico, in funzione del periodo fondamentale della struttura nella direzione in esame, è riportata in Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 3.2.3 – Spettro di risposta elastico. Se ne riporta di seguito il grafico:



# Determinazione dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo (SLU)

In funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità, della regolarità in elevazione e del numero di piani, si determina il fattore di struttura  $q$  (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 5.3.2 – Fattori di struttura):

$$q = q_o K_D K_R$$

ove:  $q_o$  è legato alla tipologia strutturale;  
 $K_D$  è un fattore che dipende dalla classe di duttilità;  
 $K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

---

Nel caso in esame si decide di progettare in classe di duttilità "A" (CD" A"), per cui risulta:

$$KD=1,0$$

Inoltre, il previsto sviluppo in elevazione dell'edificio non soddisfa i criteri di regolarità (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.3.1 - Regolarità), conseguentemente:

$$K_R=0,8$$

(edificio non regolare in altezza)

Infatti, nel caso in esame sicuramente non è rispettata la prescrizione di regolarità in altezza e): "tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio"

---

Poiché l'edificio in esame presenta una struttura a pilastri isostatici, (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003, punto 5.7.1 - Tipologie strutturali e fattori di struttura) risulta:

$$q_0=3,75$$

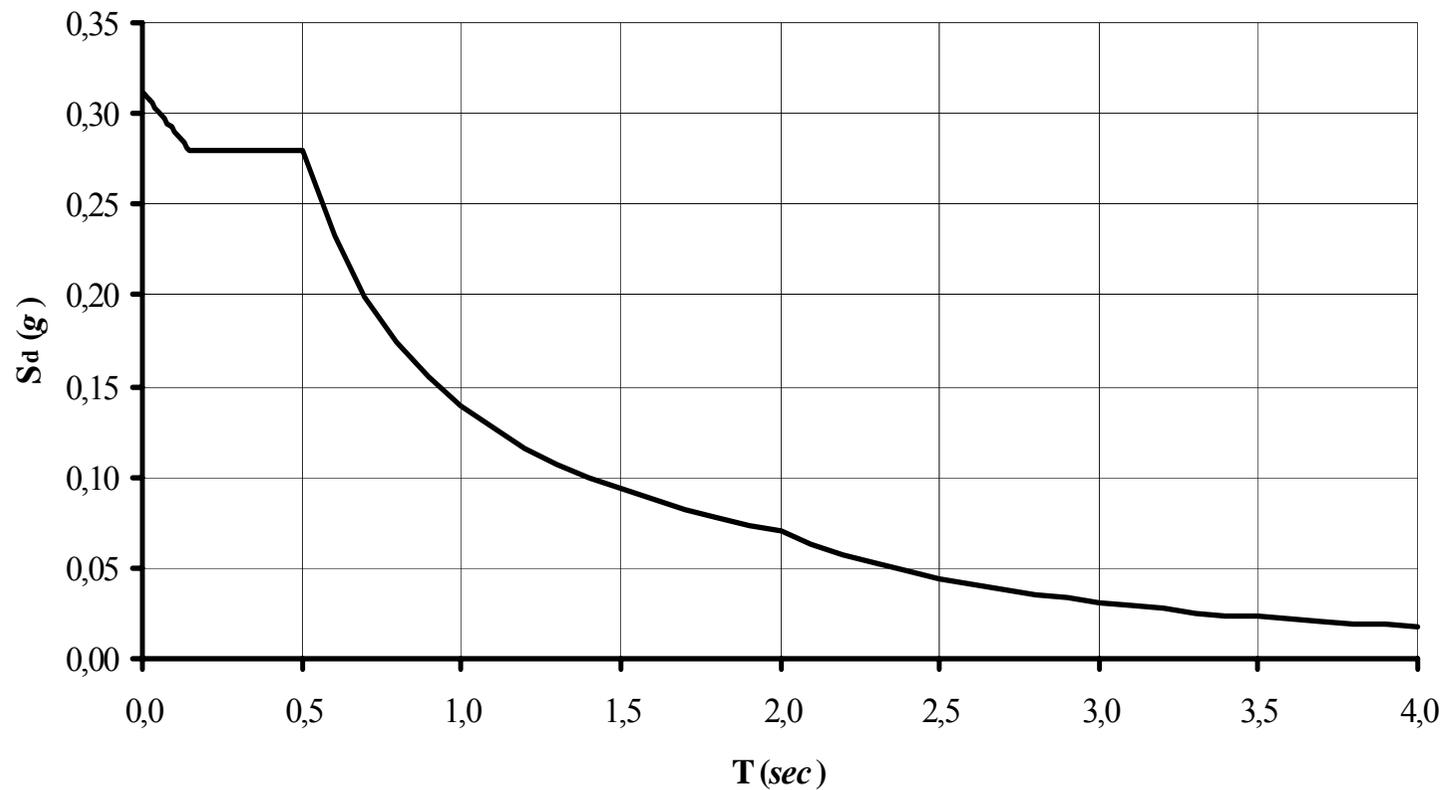
Si può assumere un fattore struttura fino a:

$$q = q_0 K_D K_R = 3,75 \cdot 1 \cdot 0,8 = 3,0$$

Si assume  $q = 2,8 < 3$

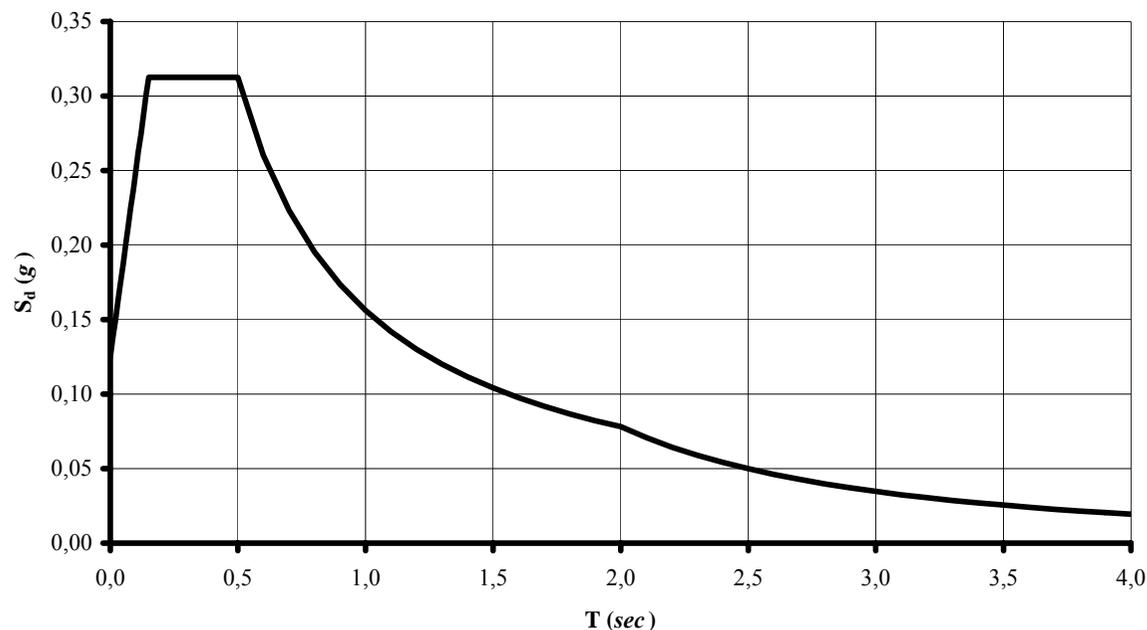
---

L'espressione dello spettro di progetto, in funzione del periodo fondamentale della struttura nella direzione in esame, è riportata in Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 3.2.5 - Spettri di progetto per lo stato limite ultimo. Se ne riporta di seguito il grafico:



# Determinazione dello spettro di progetto per lo stato limite di danno (SLD)

Lo spettro di progetto per lo stato limite di danno, può essere ottenuto riducendo lo spettro di risposta elastica secondo un fattore pari a 2,5 (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 3.2.6 – Spettro di progetto per lo stato limite di danno). Se ne riporta di seguito il grafico:



# Combinazioni di carico

I carichi da considerare sono quelli relativi alla verifica allo stato limite ultimo (Circolare 4 luglio 1996 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 D.M. 16 Gennaio 1996):

$$F_D = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot Q_{lk} + \sum_{i=2}^n \gamma_q (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

ove:

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  è il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{lk}$  è il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

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

$\Psi_{0i}$  è un coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo.

---

In zona sismica si considerano due combinazioni:

Solo carichi verticali:  $F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k$

Carichi verticali ed azioni sismiche (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 3.3 - Combinazione dell'azione sismica con altre azioni).

Nel caso di stato limite ultimo (SLU) o stato limite di danno (SLD) deve essere effettuata la seguente combinazione degli effetti della azione sismica con le altre azioni:

$$F_d = \gamma_I E + G_k + \Psi_2 \cdot Q_k$$

---

essendo:

$\gamma_I$  · E l'azione sismica per lo stato limite in esame, con  $\gamma_I$  =fattore di importanza;

$G_k$  il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$Q_k$  il valore caratteristico delle azioni accidentali;

ed assumendo:

$\Psi_2=0,30$  per la destinazione d'uso di abitazioni o uffici

$\Psi_2=0,20$  per tetti e coperture con neve;

$\gamma_I =1,0$  per edifici ordinari (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.7 – Fattori di importanza).

---

# Calcolo dei carichi unitari

- Copertura

peso proprio dei tegoli ( $TT\ h=70\ cm$ )	$3,00\ kN/m^2$
sovraccarico fisso $p$	$0,70\ kN/m^2$
<i>Totale peso proprio</i>	$G_k = \underline{3,70\ kN/m^2}$

Il carico accidentale  $Q$  è fornito nella misura di  $1,30\ kN/m^2$  (sovraccarico accidentale per neve).

- Solaio intermedio

peso proprio dei tegoli ( $TT\ h=50\ cm$ )	$2,50\ kN/m^2$
sovraccarico fisso $p$	$2,50\ kN/m^2$
getto collaborante $s = 6\ cm$	$1,50\ kN/m^2$
<i>Totale peso proprio</i>	$G_k = \underline{6,50\ kN/m^2}$

---

Il carico accidentale  $Q$  è fornito nella misura di  $2,50\ kN/m^2$ .

- Pannelli orizzontali perimetrali

pannelli alleggeriti (*sp. 20 cm*) 3,5

$kN/m^2$

serramenti 0,5  $kN/m^2$

- Travi

- *Solaio intermedio:*

trave a T rovescia centrale

$$G_{travi} = 1,30 \text{ kN/m}$$

trave a L laterale

$$G_{travi} = 0,90 \text{ kN/m}$$

- *Copertura:*

trave a L laterale

$$G_{travi} = 1,10 \text{ kN/m}$$

- Pilastri

60 x 60 cm

$$G_{pilastri} = (0,60 \cdot 0,60) = 9,00 \text{ kN/m}$$

60 x 60 cm

$$G_{pilastri} = (0,70 \cdot 0,70) = 12,25 \text{ kN/m}$$

---

# Calcolo dei pesi sismici (SLU)

La normativa prescrive di determinare i pesi sismici, sommando ai carichi permanenti  $G_k$ , le azioni variabili  $Q_k$  ridotte mediante il coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $\Psi_E$  (che tiene conto della probabilità che tutti i carichi siano presenti sulla struttura in occasione del sisma) e che si ottiene moltiplicando  $\Psi_2$  per  $\varphi$ .

---

- Incidenza copertura

Il peso proprio, noto dall'analisi dei carichi è:

$$G_s = 3,70 \text{ kN/m}^2$$

a cui si deve aggiungere il carico accidentale  $1,30 \text{ kN/m}^2$  (sovraccarico accidentale per neve) ridotto attraverso il *coefficiente di combinazione dell'azione variabile*  $\Psi_E$ , dato dal prodotto del coefficiente  $\Psi_2=0,20$  per *tetti e coperture con neve* e di  $j$  che vale  $1,0$  per la copertura. Pertanto:

$$w_{\text{solaio}} = G_s + \Psi_E \cdot Q_s = G_s + \Psi_2 \cdot \varphi \cdot Q_s = 3,70 + 0,20 \cdot 1,0 \cdot 1,30 = 3,96 \text{ kN / m}^2$$

*Superficie copertura*

$$S_{\text{pilastri}} = B \cdot H = 22,70 \cdot 30,70 = 697 \text{ m}^2$$

---

- Incidenza solaio intermedio

Il peso proprio, noto dall'analisi dei carichi è:

$$G_s = 6,50 \text{ kN/m}^2$$

a cui si deve aggiungere il carico accidentale  $2,50 \text{ kN/m}^2$  ridotto attraverso il *coefficiente di combinazione dell'azione variabile*  $\Psi_E$ , dato dal prodotto del coefficiente  $\Psi_2=0,30$  per la destinazione d'uso di *abitazioni e uffici* e di  $j$  che vale  $0,5$  per i piani diversi dalla copertura. Pertanto:

$$w_{\text{solaio}} = G_s + \Psi_E \cdot Q_s = G_s + \Psi_2 \cdot \varphi \cdot Q_s = 6,50 + 0,30 \cdot 0,5 \cdot 2,50 = 6,88 \text{ kN / m}^2$$

*Superficie copertura*

$$S_{\text{pilastrini}} = B \cdot H = 22,70 \cdot 30,70 = 697 \text{ m}^2$$

---

- Incidenza pannelli orizzontali perimetrali

*Livello intermedio*       $I_{\text{pannelli}} = 3,5 \cdot 2,5 + 0,5 \cdot 1,70 = 9,6 \text{ kN} / \text{m}$

*Livello copertura*       $I_{\text{pannelli}} = 3,5 \cdot 2,0 + 0,5 \cdot \frac{1,70}{2} = 7,43 \text{ kN} / \text{m}$

*Sviluppo pannelli* =  $\Sigma l_i = 2 \cdot 30,70 + 2 \cdot 22,70 = 106,8 \text{ m}$

---

## • Incidenza travi

Dall'analisi dei carichi si è trovato che:

### ▪ *Solaio intermedio:*

trave a T rovescia centrale

$$I_{travi} = 1,30 \text{ kN/m}$$

$$Sviluppo trave = 30,70 \text{ m}$$

trave a L laterale

$$I_{travi} = 0,90 \text{ kN/m}$$

$$Sviluppo travi = (2 \cdot 30,70) - (8 \cdot 0,60) = 56,6 \text{ m}$$

OSS. Lo sviluppo delle travi è stato determinato in modo da avere la somma delle *lunghezze nette delle travi* e cioè decurtando lo spazio occupato dai pilastri.

### ▪ *Copertura:*

trave a L laterale

$$I_{travi} = 1,10 \text{ kN/m}$$

$$Sviluppo travi = (2 \cdot 30,70) = 61,4 \text{ m}$$

---

## • Incidenza pilastri

Dall'analisi dei carichi si è trovato che:

### ▪ Livello intermedio:

70 x 70 cm

$$I_{\text{pilastri}} = (0,70 \cdot 0,70) \cdot 25 = 12,25 \text{ kN / m}$$

$$\text{Sviluppo pilastri} = n_{\text{pil}} \cdot h_{\text{pil}} / 2 = (8 \cdot 3,65) / 2 = 14,6 \text{ m}$$

60 x 60 cm

$$I_{\text{pilastri}} = (0,60 \cdot 0,60) \cdot 25 = 9,00 \text{ kN / m}$$

$$\text{Sviluppo pilastri} = n_{\text{pil}} \cdot h_{\text{pil}} / 2 = (4 \cdot 3,65) / 2 = 7,3 \text{ m}$$

### ▪ Livello di copertura:

60 x 60 cm

$$I_{\text{pilastri}} = (0,60 \cdot 0,60) \cdot 25 = 9,00 \text{ kN / m}$$

$$\text{Sviluppo pilastri} = n_{\text{pil}} \cdot h_{\text{pil}} / 2 = (8 \cdot 4,06) / 2 = 16,2 \text{ m}$$

---

## Peso sismico del livello intermedio:

<i>Solaio</i>	$W_{solaio} = S_{solaio} \cdot w_{solaio} = 697 \cdot 6,88 = 4795 \text{ kN}$	4795 kN
<i>Pannelli</i>	$W_{pannelli} = I_{pannelli} \cdot \Sigma l_i = 9,6 \cdot 106,8 = 1025 \text{ kN}$	1025 kN
<i>Travi</i>	$W_{travi} = I_{travi} \cdot \Sigma l_i = 1,30 \cdot 30,70 + 0,90 \cdot 56,6 = 91 \text{ kN}$	91 kN
<i>Pilastr</i>	$W_{pilastr} = I_{pilastr} \cdot S_{vil_{pilastr}} = 12,25 \cdot 14,6 + 9 \cdot 7,3 + 9 \cdot 16,2 = 390 \text{ kN}$	390 kN
	<b>TOT</b>	<b>6301 kN</b>

## Peso sismico del livello di copertura:

<i>Solaio</i>	$W_{solaio} = S_{solaio} \cdot w_{solaio} = 697 \cdot 3,96 = 2760 \text{ kN}$	2760 kN
<i>Pannelli</i>	$W_{pannelli} = I_{pannelli} \cdot \Sigma l_i = 7,43 \cdot 106,80 = 794 \text{ kN}$	794 kN
<i>Travi</i>	$W_{travi} = I_{travi} \cdot \Sigma l_i = 1,10 \cdot 61,4 = 68 \text{ kN}$	68 kN
<i>Pilastr</i>	$W_{pilastr} = I_{pilastr} \cdot S_{vil_{pilastr}} = 9 \cdot 16,2 = 146 \text{ kN}$	146 kN
	<b>TOT</b>	<b>3768 kN</b>

## Calcolo delle masse

Per ciascun livello, le masse associate agli spostamenti lungo X ed Y sono ovviamente uguali. La massa associata al grado di libertà rotazionale è data dal prodotto delle masse per il raggio di inerzia  $\rho^2$ . Le *masse* si calcolano dai *pesi sismici* dividendoli per l'accelerazione di gravità  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ . Il *raggio di inerzia*  $r$  è calcolato assumendo tutte le masse spalmate uniformemente sulla superficie dell'edificio, la quale è assunta rettangolare e di  $22,70 \times 30,70 \text{ m}$ ; conseguentemente risulta:

$$\rho = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}} \Rightarrow \rho^2 = \frac{a^2 + b^2}{12} = \frac{22,7^2 + 30,7^2}{12} = 121 \text{ m}^2$$

con  $a$  e  $b$ , dimensioni della proiezione verticale dell'edificio.

---

<b>Livello</b>	<b><math>W</math> (kN)</b>	<b><math>M = W/g</math> (t)</b>	<b><math>I_p = M \cdot \rho^2</math> (t·m<sup>2</sup>)</b>
<i>intermedio</i>	<b>6301</b>	<b>642</b>	<b>77991</b>
<i>copertura</i>	<b>3768</b>	<b>384</b>	<b>46649</b>

---

# Effetti del secondo ordine

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati nel caso in cui la condizione seguente sia verificata ad ogni piano:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} < 0,1$$

dove:

- $P$  è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame;
  - $d_r$  è lo spostamento interpiano;
  - $V$  è la forza orizzontale totale al piano in esame;
  - $h$  è l'altezza del piano.
-

Lo *spostamento*  $d_r$  indotto dall'azione sismica, va calcolato moltiplicando gli spostamenti ottenuti dallo spettro di progetto, per il fattore di struttura ( $q=3,0$ ) e per il fattore di importanza ( $\gamma_I=1,0$ ) (*Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.8 – Valutazione degli spostamenti*).

La *forza orizzontale totale*  $V$  è stata valutata come somma dei tagli alla base di ciascun pilastro del piano in esame.

---

Si valuta di seguito il *carico verticale*  $P$ , come  $G_k + \psi_2 Q_k$  (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 3.3 – *Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni*):

▪ ***Livello di copertura:***

$$P_{\text{solaio,cop}} = (G_s + \Psi_2 \cdot Q_s) \cdot S_{\text{solaio}} = (3,7 + 0,20 \cdot 1,30) \cdot 697 = 2760 \text{ kN}$$

$$P_{\text{travi}} = 1,10 \cdot 61,4 = 68 \text{ kN / m}$$

$$P_{\text{copertura}} = P_{\text{solaio,cop}} + P_{\text{travi}} = 2760 + 68 = 2828 \text{ kN}$$

▪ ***Livello intermedio :***

$$P_{\text{solaio,int}} = (G_s + \Psi_2 \cdot Q_s) \cdot S_{\text{solaio}} = (6,50 + 0,30 \cdot 2,50) \cdot 697 = 5053 \text{ kN}$$

$$P_{\text{solaio,cop}} = (G_s + \Psi_2 \cdot Q_s) \cdot S_{\text{solaio}} = (3,7 + 0,20 \cdot 1,30) \cdot 697 = 2760 \text{ kN}$$

$$P_{\text{travi}} = 1,10 \cdot 61,4 + 1,30 \cdot 30,7 + 0,9 \cdot 56,6 = 158 \text{ kN / m}$$

$$P_{\text{livello intermedio}} = P_{\text{solaio,cop}} + P_{\text{solaio int}} + P_{\text{travi}} = 5053 + 2760 + 158 = 7971 \text{ kN}$$

---

## La verifica va condotta sia in *direzione X* che in *direzione Y*:

Direzione X					
livello	h(m)	P (kN)	V (kN)	dr (mm)	$\theta$
copertura	4,06	2828	985	70	0,05
intermedio	3,65	7971	1782	23	0,03
Direzione Y					
livello	h(m)	P (kN)	V (kN)	dr (mm)	$\theta$
copertura	4,06	2828	985	70	0,05
intermedio	3,65	7971	1782	23	0,03

OSS. Nelle due direzioni l'edificio presenta la stessa rigidezza, pertanto si ottengono gli stessi  $d_r$  e  $V$  e quindi gli stessi  $\theta$ . A rigore tale verifica andrebbe fatta spostando il centro di massa di una eccentricità accidentale e quindi combinando opportunamente i risultati derivante dalle azioni sismiche ortogonali (così come si fa per le sollecitazioni).

---

Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati.

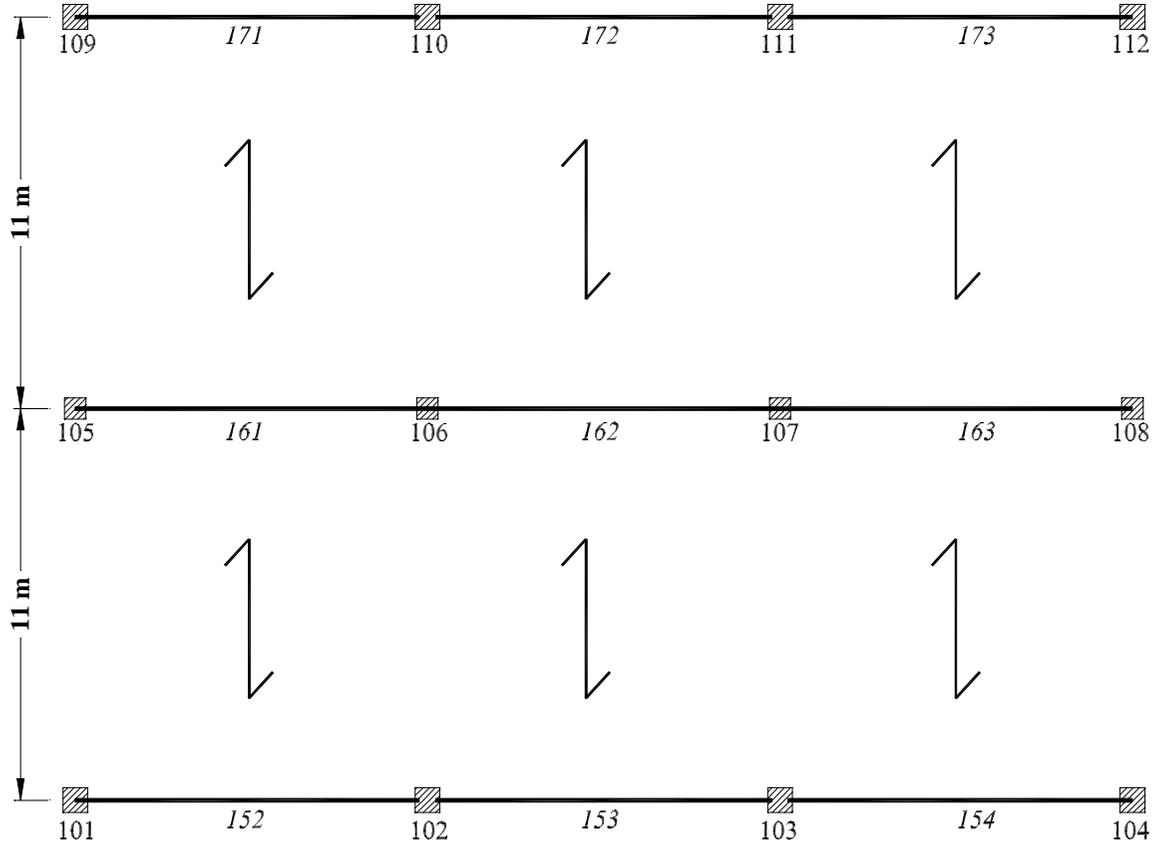
# Calcolo dei carichi agenti sulle travi

Per ogni elemento *trave* di ciascun livello, si determina il valore del carico accidentale  $Q_k$  e di quello fisso  $G_k$  (comprendente anche il peso proprio dell'elemento) tenendo conto dell'orditura dei solai.

Si specifica, che i carichi accidentali  $Q_k$  sono *nominali*, cioè non moltiplicati per i rispettivi coefficienti di combinazione.

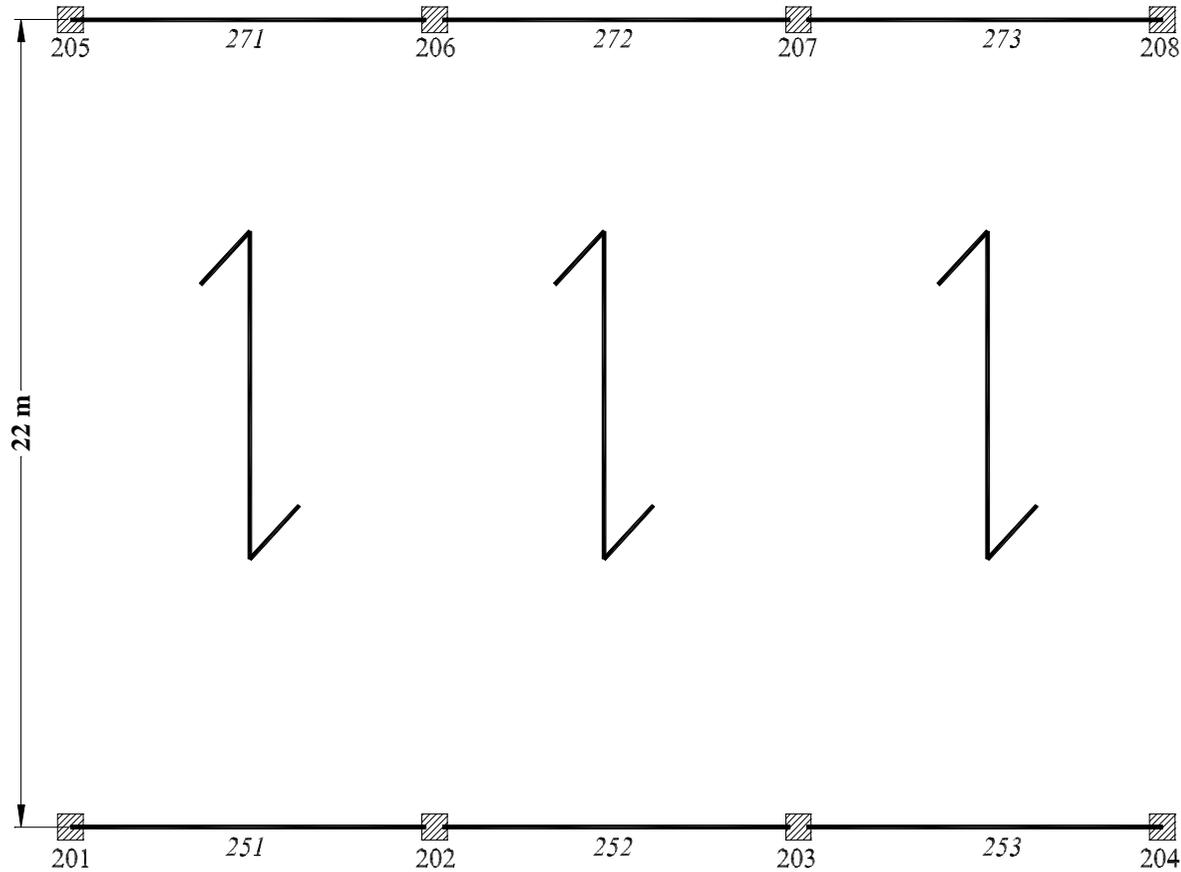
---

# Livello intermedio:



<i>Travi</i>	$G_k$ (kN/m)	$Q_k$ (kN/m)
152	36,65	13,75
153	36,65	13,75
154	36,65	13,75
161	72,80	27,5
162	72,80	27,5
163	72,80	27,5
171	36,65	13,75
172	36,65	13,75
173	36,65	13,75

# Livello di copertura :



<i>Travi</i>	$G_k$ (kN/m)	$Q_k$ (kN/m)
251	41,8	14,3
252	41,8	14,3
253	41,8	14,3
271	41,8	14,3
272	41,8	14,3
273	41,8	14,3

# Modello di calcolo

Il modello di calcolo può essere *piano* o *spaziale*. In ogni caso esso è definito dalla linea d'assi degli elementi. Il modello, da un punto di vista dinamico, ammettendo valida l'ipotesi di *impalcato infinitamente rigido*, è caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun livello. Ossia due traslazioni, nelle due direzioni ortogonali, del *baricentro dell'impalcato* e la rotazione intorno all'asse verticale passante per esso.

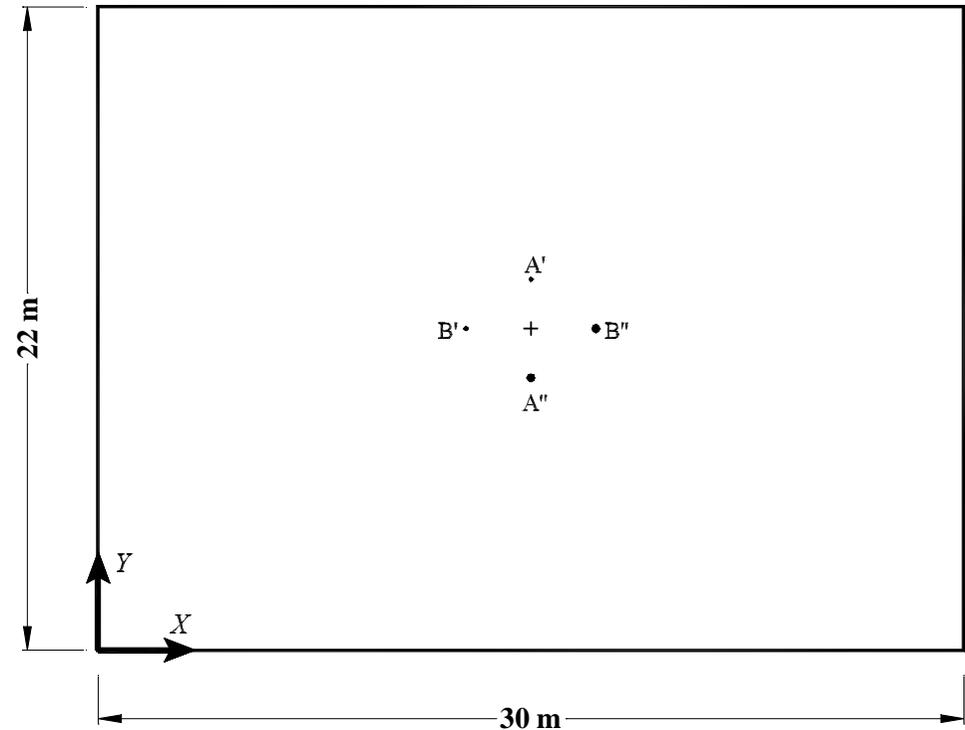
In aggiunta all'eccentricità effettiva del baricentro, dovrà essere considerata un'*eccentricità accidentale*, spostando il centro massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica (*Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.4 – Modellazione della struttura*).

---

Nel caso specifico questo significa che il centro di massa va spostato in quattro diversi punti, che hanno le seguenti distanze misurate a partire dal centro di massa stesso.

$$\overline{B'G} = \overline{B''G} = 5\% \text{ di } 30 \text{ m} = 1,50 \text{ m}$$

$$\overline{A'G} = \overline{A''G} = 5\% \text{ di } 22 \text{ m} = 1,10 \text{ m}$$



OSS. Per edifici aventi massa e rigidezza simmetricamente distribuita in pianta gli effetti torsionali accidentali possono anche essere considerata in maniera semplificata, così come descritto al punto Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.5.3 - Analisi dinamica modale.

# Risultati dell'analisi dinamica modale

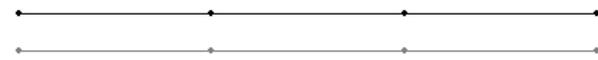
L'analisi modale è stata effettuata considerando la totalità dei modi di vibrare del modello (12); dunque il *punto 4.5.3*, in cui vi sono requisiti sulla massa partecipante, è automaticamente soddisfatto.

Con riferimento all'analisi dinamica modale eseguita considerando l'azione sismica  $E_x$  agente lungo una direzione passante per  $A''$ , si riportano di seguito alcuni dei modi di vibrazione più importanti con i relativi periodi.

---

# Primi tre modi di vibrazione con vista dall'alto:

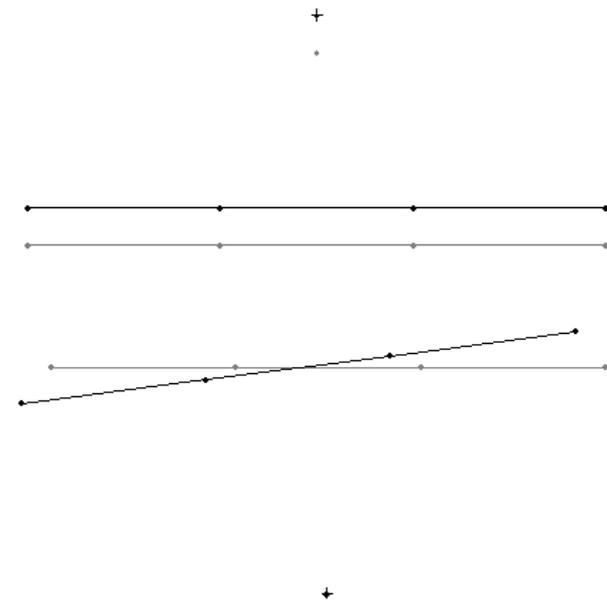
2° modo di vibrazione: *Traslazione lungo Y*  
( $T=0,711$  s)



1° modo di vibrazione: *Traslazione lungo X*  
( $T=0,713$  s)



+ .

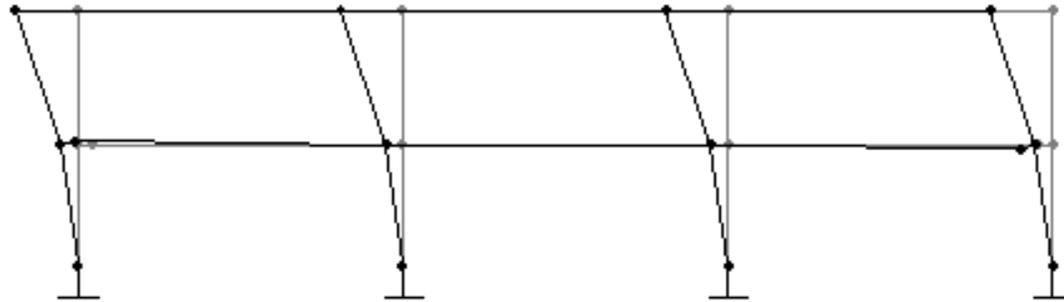


3° modo di vibrazione: *Rotazione intorno a Z*  
( $T=0,508$  s)

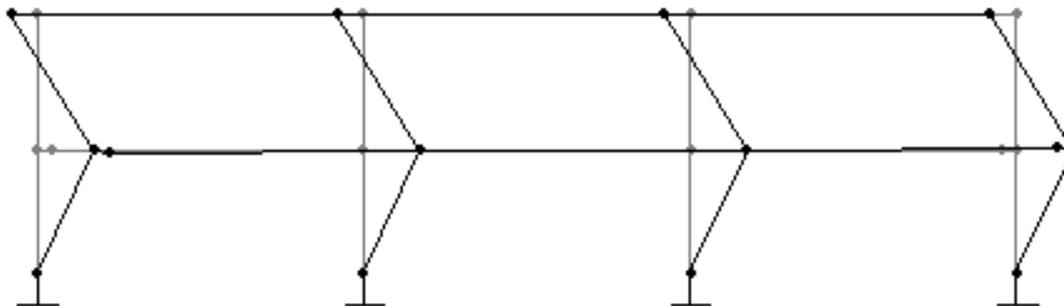


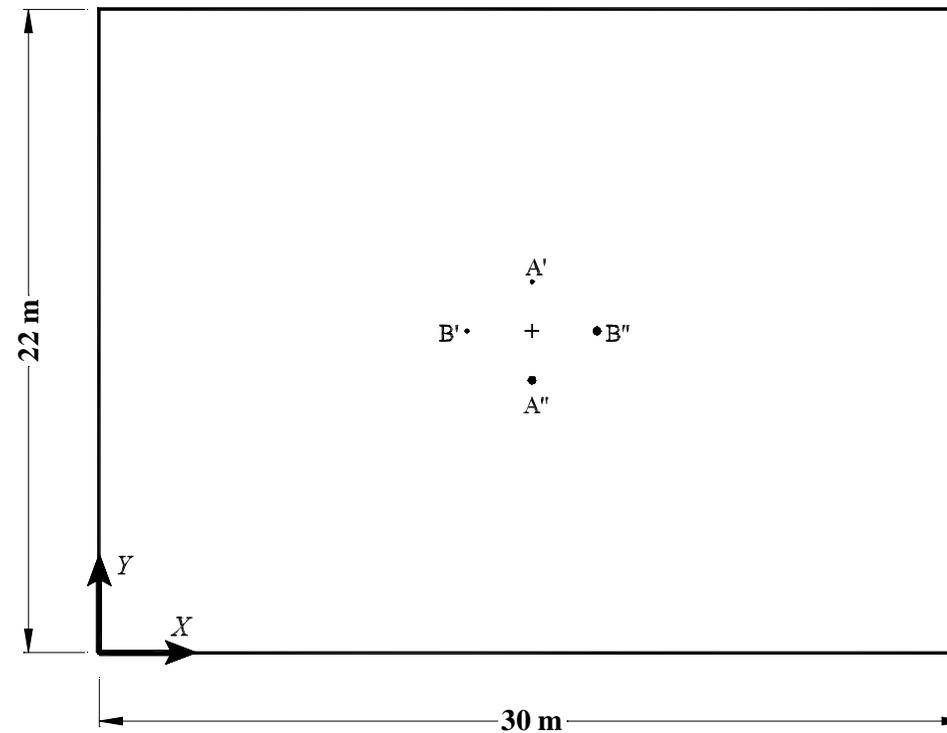
# Modi di vibrazione con vista nel piano xz:

1° modo di vibrazione: *Traslazione lungo X* ( $T=0,713\text{ s}$ )



4° modo di vibrazione: *Traslazione lungo X* ( $T=0,149\text{ s}$ )





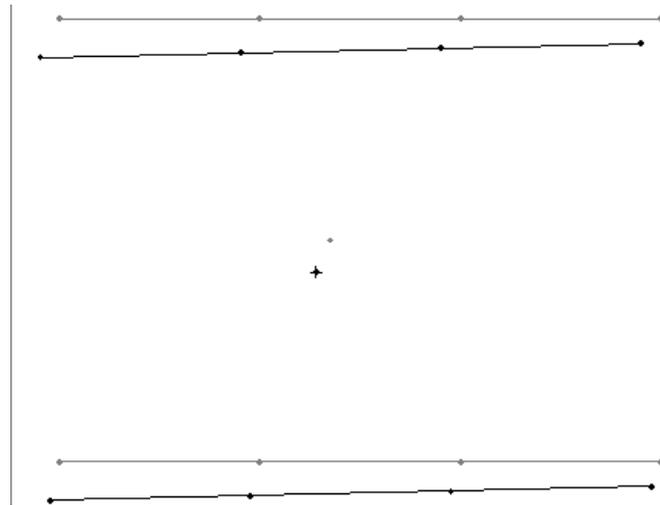
Con riferimento all'analisi dinamica modale eseguita considerando l'azione sismica  $E_y$  agente lungo una direzione passante per  $B'$ , si riportano di seguito alcuni dei modi di vibrazione più importanti con i relativi periodi.

---

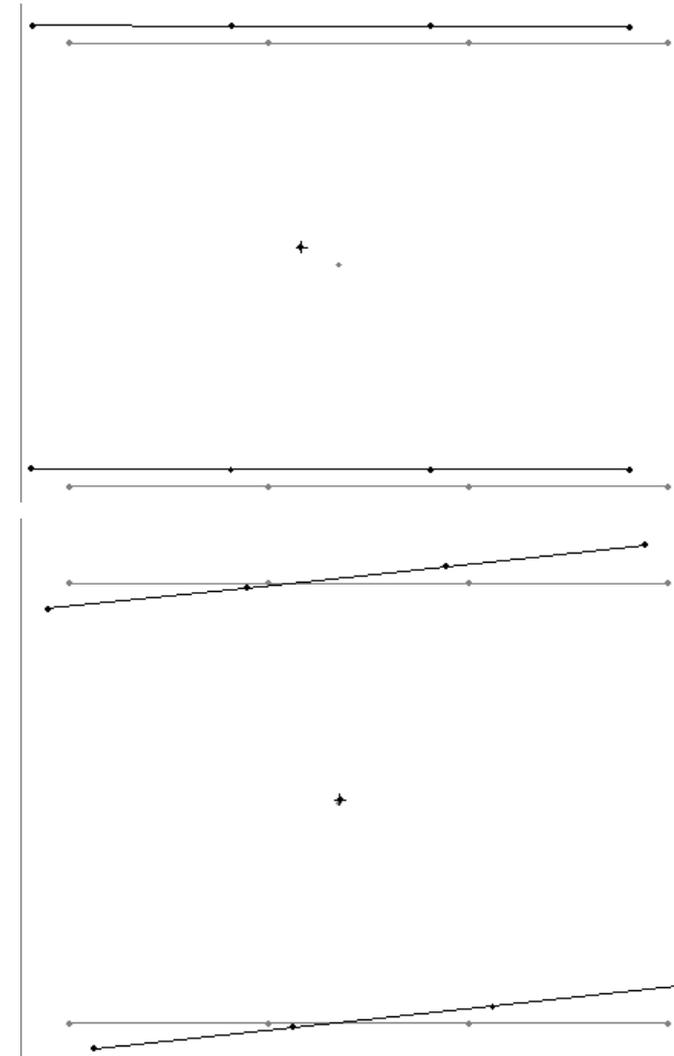
# Primi tre modi di vibrazione con vista dall'alto:

2° modo di vibrazione: *Traslazione lungo X*  
( $T=0,712\text{ s}$ )

1° modo di vibrazione: *Traslazione lungo Y*  
( $T=0,719\text{ s}$ )

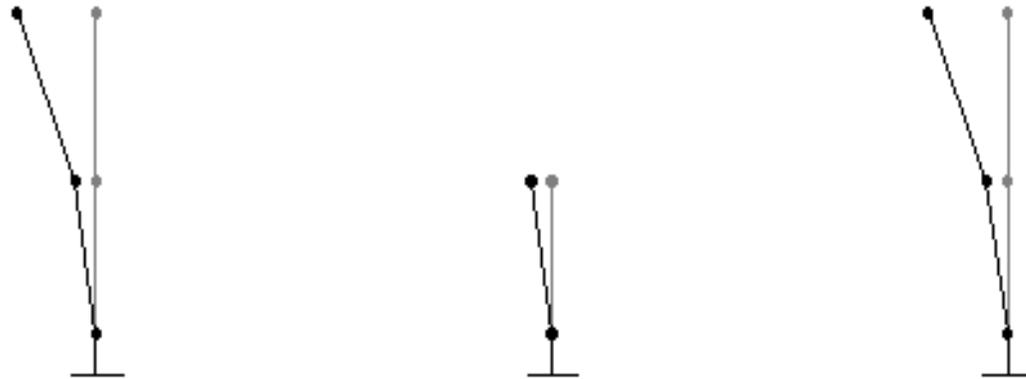


3° modo di vibrazione: *Rotazione intorno a Z*  
( $T=0,503\text{ s}$ )

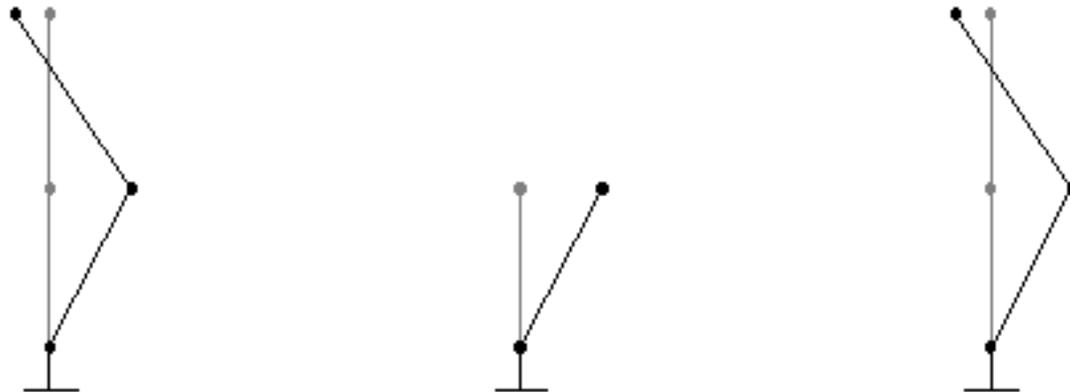


# Modi di vibrazione con vista nel piano yz:

1° modo di vibrazione: Traslazione lungo Y ( $T=0,719$  s)



5° modo di vibrazione: Modo misto ( $T=0,149$  s)



La combinazione dei modi, al fine del calcolo di sollecitazioni e spostamenti è stata effettuata attraverso una combinazione quadratica completa (CQC), in quanto non è rispettata la condizione che il periodo di vibrazione di ciascuno modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri. (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.5.3 - Analisi dinamica modale).

L'espressione della combinazione CQC è la seguente:

$$E = \left( \sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

dove:

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando;

E<sub>i</sub> è il valore della medesima componente dovuta al modo i;

E<sub>j</sub> è il valore della medesima componente dovuta al modo j;

$\rho_{ij}(x)$  è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j;

$\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (posto pari a 0,05);

---

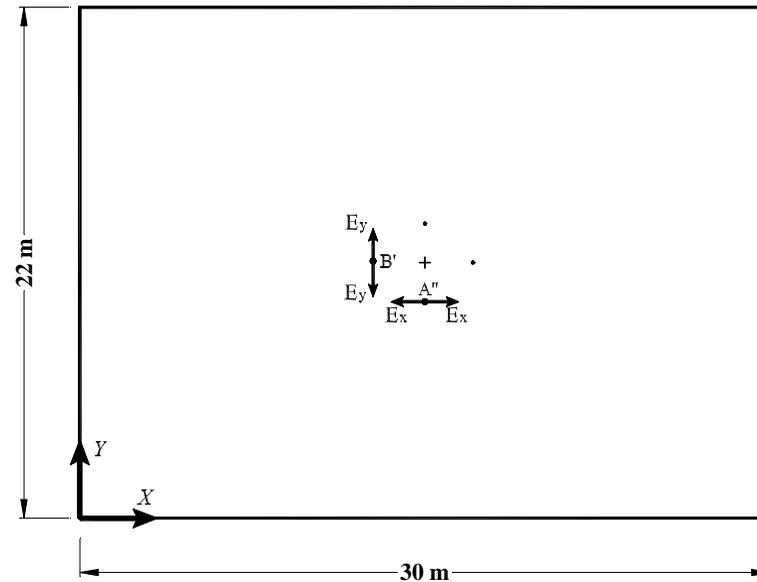
Si osservi che la combinazione degli effetti appena illustrata porta ad un risultato che è sempre positivo. Al fine di attribuire un segno alle sollecitazioni così ricavate si consiglia di assegnare lo stesso in base ai risultati relativi al solo primo modo di vibrazione.

---

I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente (sollecitazioni) sono combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.6 - Combinazione delle componenti dell'azione sismica). Così facendo si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto per ogni coppia di azioni sismiche ortogonali (le coppie in totale sono quattro), si ricavano 8 combinazioni.

Ad esempio considerata un'azione sismica orizzontale applicata lungo una direzione passante per A'' ed una ad essa ortogonale applicata secondo la direzione passante per B', le otto combinazioni risultano essere le seguenti:

---



1°:  $+E_x+30\%E_y$ ; 2°:  $+E_x-30\%E_y$ ; 3°:  $-E_x+30\%E_y$ ; 4°:  $-E_x-30\%E_y$ ;  
 5°:  $+30\%E_x+E_y$ ; 6°:  $+30\%E_x-E_y$ ; 7°:  $-30\%E_x+E_y$ ; 8°:  $-30\%E_x-E_y$

A ciascuna combinazione, vanno poi sommati, i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali secondo quanto prescritto nella Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 3.3 - Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.

---

# Calcolo degli spostamenti

Per l'azione sismica di progetto, dovrà essere verificato, che gli spostamenti strutturali, non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ( $d_r$ ) ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati (*Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.11.2 – Stato limite di danno*).

Nel caso in esame, per *edifici con tamponamenti collegati elasticamente alla struttura*, deve risultare:

$$d_r \leq 0,0075 h$$

con  $h$  altezza del piano.

---

Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno vengono valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando un'analisi dinamica modale associata allo spettro di progetto corrispondente, per il fattore di importanza utilizzato (*Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.8 – Valutazione degli spostamenti*).

Il modello considerato per l'analisi dinamica, compreso le eccentricità accidentali, è analogo a quello utilizzato nel caso dell'SLU.

Anche la combinazione degli effetti (spostamenti) dovuti ai singoli modi e la combinazione delle componenti dell'azione sismica si effettuano allo stesso modo.

---

**Dall'analisi effettuata risulta:**

livello	h (m)	X inf	Y sx	X+30% Y	dr/h
		drx (mm)	drx (mm)		
1	3,65	10,6	1,79	11,1	0,00304
2	4,06	28,2	4,41	29,5	0,00726

livello	h (m)	X inf	Y sx	Y+30% X	dr/h
		dry (mm)	dry (mm)		
1	3,65	1,11	11,4	11,7	0,00320
2	4,06	1,56	31,5	32,0	0,00788

---

Per l'azione sismica di progetto, risulta pertanto verificato, che gli spostamenti strutturali, non producono danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio in quanto gli spostamenti interpiano ( $d_r$ ) ottenuti dall'analisi non sono maggiori del limite (se si considera 0,00788 molto prossimo a 0,0075):

*per edifici con tamponamenti collegati elasticamente alla struttura, (Ord. n.3274 del 20 marzo 2003 punto 4.11.2 – Stato limite di danno).*

---