



**Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino**

**Appunti universitari**

**Tesi di laurea**

**Cartoleria e cancelleria**

**Stampa file e fotocopie**

**Print on demand**

**Rilegature**

NUMERO: 1318

ANNO: 2014

# **A P P U N T I**

STUDENTE: Raviglione

MATERIA: Cemento Armato Eserc., Prof. Taliano

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

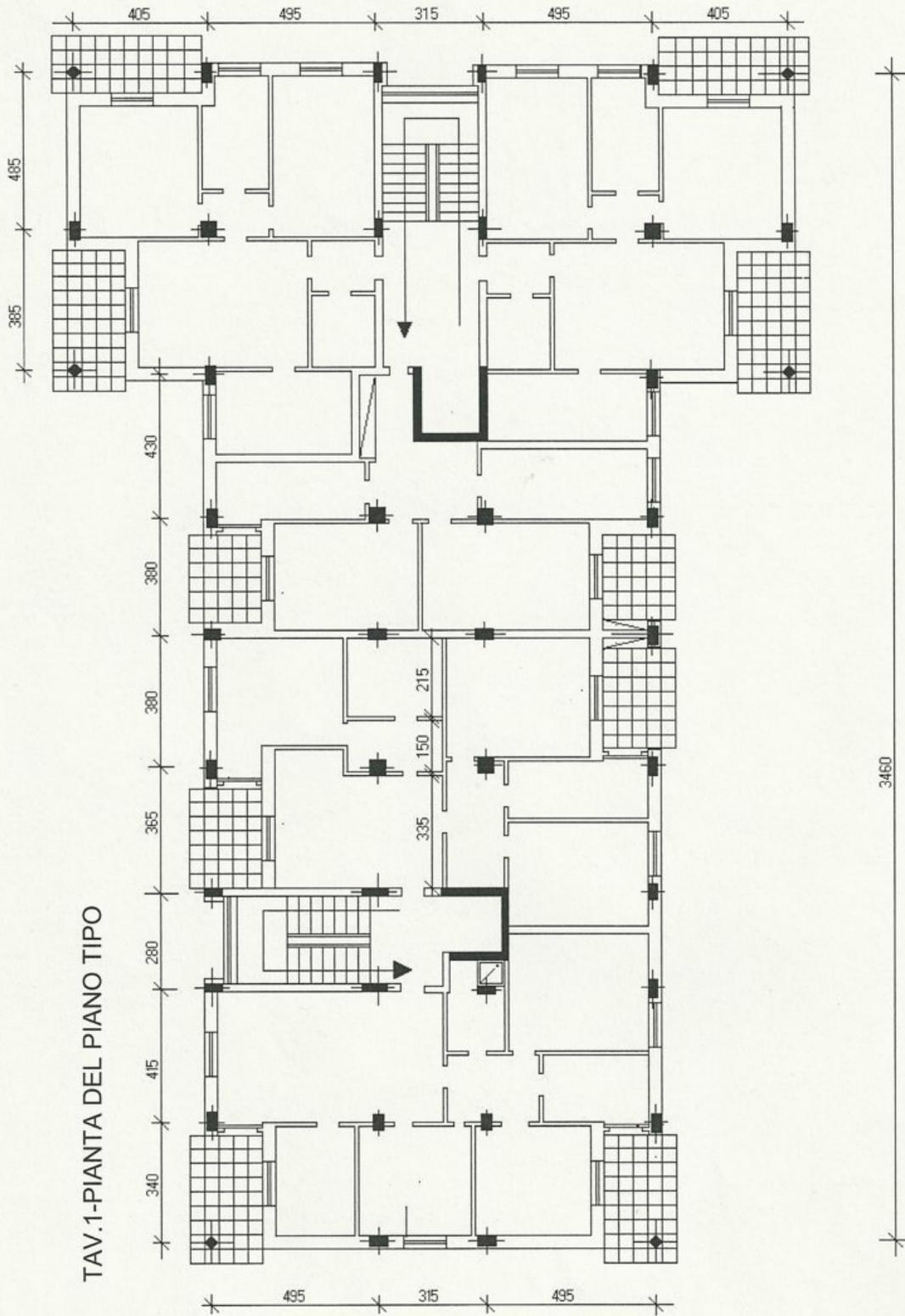
Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

**ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.  
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.**

CA / CAP

ESERCITAZIONI

Prof. Taliano



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino



Teoria e Progetto delle Costruzioni in Cemento Armato e Precompresso

## Esercitazione A: Struttura in c.a. di edificio controventato

Normativa, materiali, azioni, situazioni di progetto (1ª Parte)

**Maurizio Taliano**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica,  
Politecnico di Torino



- I capitolo: descrizione sommaria dello stc, luogo, comune, zona, altitudine, pianta piano tipo soubitecnica, valore fuori terra, valore interrato, di uso fuori terra.
- II capitolo: norme di riferimento e metodo di verifica (semiprobabilistico agli stati limite)
- III capitolo: proprietà dei materiali, geometrie (tracce) e azioni.
- IV capitolo: analisi strutturale: effetti delle azioni sulla stc. Progettista definisce dimensioni in base all'analisi strutturale, in base alle azioni e all'utilizzo del servizio.

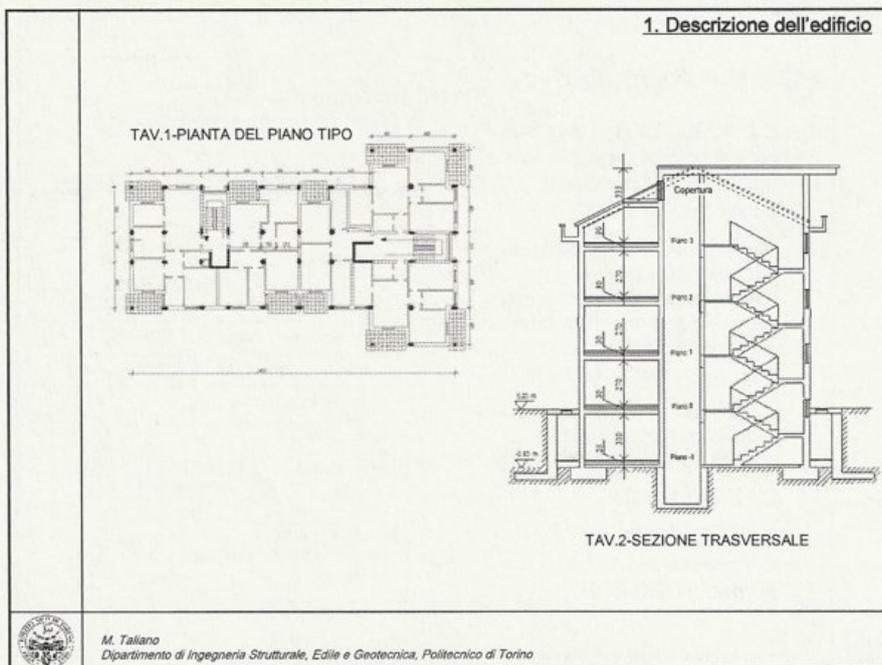
V capitolo: predimensionamento non inserito nella relazione di calcolo

### Sommario dell'esercitazione:

1. Documentazione
2. Descrizione dell'edificio
3. Fasi del progetto strutturale
4. Normativa di riferimento
5. Materiali
6. Azioni
7. Situazioni di progetto
8. Verifiche di sicurezza



M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino



- 3. Fasi del progetto strutturale**
- Normativa di riferimento
  - Materiali
  - Azioni
  - Durabilità
  - Predimensionamento:
    - Solai e travi
    - Pilastrì
    - Struttura di controvento
  - Analisi strutturale (telaio 3D, modelli semplificati)
  - Verifiche agli stati limite ultimi e agli stati limite d'esercizio
  - Disposizioni costruttive. Disegni esecutivi.
-  M. Tallano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

5. Materiali

(D.M.14/01/2008)  
 Per il calcestruzzo si individuano **sedici classi di resistenza normalizzate** (Tab. 4.1.I-*Classi di resistenza*).

I calcestruzzi delle diverse classi di resistenza trovano impiego secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.II.

CLASSE DI RESISTENZA	
C8/10	
C12/15	
C16/20	
C20/25	
C25/30	
C28/35	
C32/40	
C35/45	
C40/50	
C45/55	
C50/60	
C55/67	
C60/75	
C70/85	
C80/95	
C90/105	

STRUTTURE DI DESTINAZIONE	CLASSE DI RESISTENZA MINIMA
Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura (§ 4.1.11)	C8/10
Per strutture semplicemente armate	C16/20
Per strutture precomprese	C28/35

$f_{ck} / R_{ck}$  il valore da utilizzare non è  $f_{ck}$  ma  $f_{ck} = 0,85 \cdot R_{ck}$  a rigore di univocità.

M. Taliano  
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

5. Materiali

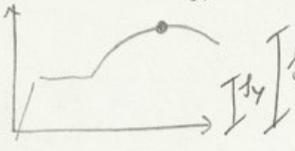
**11.2.10 CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO**

Le caratteristiche del calcestruzzo possono essere desunte, in sede di progettazione, dalle formulazioni indicate nei successivi punti. Per quanto non previsto si potrà fare utile riferimento alla Sez. 3 di UNI EN 1992-1-1.

(cfr. EN1992-1-1)	Strength classes for concrete													Analytical relation / Explanation	
$f_{ck}$ (MPa)	12	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{t,pr}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa
$f_{ctm}$ (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.9	5.0	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{cm}^{0.6667}$ $f_{ctm} = 0.17 \cdot f_{ck}^{0.6667}$ $f_{ctm} = 0.29 \cdot f_{ck}$
$f_{ct,90}$ (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5	$f_{ct,90} = 0.7 \cdot f_{ctm}$
$f_{ct,sp}$ (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.7	6.0	6.3	6.6	$f_{ct,sp} = 1.3 \cdot f_{ctm}$ 95% fractile	
$f_{td}$ (MPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$f_{td} = 2.0 \cdot f_{ctm}^{0.75}$ 75% fractile
$\epsilon_{cu}$ (%)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8	see Figure 2.2 for $\epsilon_{cu} \geq 2.8$
$\epsilon_{cu1}$ (%)					3.5					3.2	3.0	2.8	2.8	2.8	see Figure 2.2 for $\epsilon_{cu} \geq 2.8$
$\epsilon_{cu2}$ (%)					5.0					3.2	2.5	2.4	2.8	2.6	see Figure 2.3 for $\epsilon_{cu} \geq 2.8$
$\epsilon_{cu3}$ (%)					3.5					3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	see Figure 2.3 for $\epsilon_{cu} \geq 2.8$
$\alpha$					2.0					1.75	1.6	1.45	1.4	1.4	for $\epsilon_{cu} \geq 2.8$ see Table 2.1
$\epsilon_{cu4}$ (%)					1.75					1.8	1.9	2.0	2.2	2.3	see Figure 2.4 for $\epsilon_{cu} \geq 2.8$
$\epsilon_{cu5}$ (%)					3.5					3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	see Figure 2.4 for $\epsilon_{cu} \geq 2.8$

M. Taliano  
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

Strizione: localizzazione della tensione di trazione, tensione e deformazione in strizione.  
 raggiunta la strizione continua ad allungare un po' con forza inferiore.



$f_y$  = snervamento  $f_t$  = resistenza  
 rapporto  $f_t/f_y$  è l'estensione del tratto plasticizzato  
 limite inferiore  $f_t/f_y = 1,15$   
 superiore  $f_t/f_y = 1,55$



5. Materiali

Sulla relazione di calcolo:

• calcestruzzo classe C25/30

- resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck}$	= 30 N/mm <sup>2</sup>
- resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	= 24,9 N/mm <sup>2</sup>
- resistenza a trazione media	$f_{ctm}$	= 2,6 N/mm <sup>2</sup>
- modulo elastico secante medio	$E_{cm}$	= 31,4 kN/mm <sup>2</sup>

Si prescrivono i valori caratteristici

• acciaio B450C

- resistenza a trazione caratteristica	$f_{yk}$	= 540 N/mm <sup>2</sup>
- tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	= 450 N/mm <sup>2</sup>
- modulo elastico medio	$E_{sm}$	= 200 kN/mm <sup>2</sup>
- deformazione ultima	$\epsilon_u$	= 75‰

non deve essere eccessivo perché è legato al capitolo 4.1.1.1.1. Stc progettate secondo  $f_y$  ma si capisce secondo  $f_t$ . Le sovra-resistenze  $f_t/f_y$  devono essere limitate.



M. Talliano  
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

5. Materiali

5.1 Coefficienti di sicurezza per le resistenze dei materiali

- nella situazione di progetto persistente, allo S.L.U.:

DM 2008  
 4.1.2.1.1.1

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (4.1.4)$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo: non fice solo conto del valore no

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85. in europa pari a 1.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a  $0,80 f_{cd}$ . (-20%)

Il coefficiente  $\gamma_c$  può essere ridotto da 1,5 a 1,4 per produzioni continuative di elementi o strutture, soggette a controllo continuativo del calcestruzzo dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra scarto quadratico medio e valor medio) della resistenza non superiore al 10%. Le suddette produzioni devono essere inserite in un sistema di qualità di cui al § 11.8.3.



M. Talliano  
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

		5. Materiali
Nella relazione di calcolo:		
➤ situazione di progetto persistente/transitoria:		
• calcestruzzo classe C25/30		
- fattore di sicurezza parziale	$\gamma_c$	= 1,5
- resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd}$	= 14,1 N/mm <sup>2</sup>
• acciaio B450C controllato in stabilimento		
- fattore di sicurezza parziale	$\gamma_s$	= 1,15
- tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd}$	= 391 N/mm <sup>2</sup>
- deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd}$	= 1,96 ‰
➤ situazioni di progetto eccezionale:		
• calcestruzzo classe C25/30		
- fattore di sicurezza parziale	$\gamma_c$	= 1,0
- resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd}$	= 24,9 N/mm <sup>2</sup>
• acciaio B450C controllato in stabilimento		
- fattore di sicurezza parziale	$\gamma_s$	= 1,0
- tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd}$	= 450 N/mm <sup>2</sup>
- deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd}$	= 2,25 ‰
	M. Tallano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino	

		5. Materiali
➤ situazione di progetto sismica:		
• calcestruzzo classe C25/30		
- fattore di sicurezza parziale	$\gamma_c$	= 1,5
- resistenza a compressione cilindrica di calcolo	$f_{cd}$	= 14,1 N/mm <sup>2</sup>
• acciaio B450C controllato in stabilimento		
- fattore di sicurezza parziale	$\gamma_s$	= 1,0
- tensione di snervamento di calcolo	$f_{yd}$	= 450 N/mm <sup>2</sup>
- deformazione di snervamento di calcolo	$\epsilon_{syd}$	= 2,25 ‰
	M. Tallano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino	

6. Azioni

1b) MURATURA DI CHIUSURA ESTERNA

Muratura di chiusura esterna - sezione verticale

a) muratura in mattoni forati: $[6 \text{ kN/m}^3 \times 0,12 \text{ m}]$	0,70 $\text{kN/m}^2$
b) muratura in mattoni semipieni (faccia a vista): $[10 \text{ kN/m}^3 \times 0,12 \text{ m}]$	1,20 "
c) intonaco interno (s = 1 cm)	0,20 "
d) intonaco rustico (s = 2 cm)	0,40 "
Totale	2,50 $\text{kN/m}^2$

M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

Muratura estera: carico per unità di lunghezza  $\rightarrow$  carico trasmesso alle travi. Muratura appoggiata sul rustico del solaio. Dall'alto al basso per evitare di caricare su tutti questi elementi. No verifiche dirette esplicite. Se interpretano S-G ut si omette per vedere se possono partire i cricchi. Viene considerato la superficie opaca piena, peso per unità di superficie opaca in faccia.

6. Azioni

perimetro complessivo dell'edificio	113 m
altezza della muratura	2,80 m
superficie lorda di muratura $[113 \text{ m} \times 2,70 \text{ m}]$	305 $\text{m}^2$
superficie delle aperture:	
porte-finestre $11 \times [1,20 \text{ m} \times 2,20 \text{ m}]$	29 $\text{m}^2$
finestre $11 \times [1,20 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}]$	20 "
Totale	49 $\text{m}^2$
incidenza delle aperture $[49 \text{ m}^2 / 305 \text{ m}^2] \times 100$	16 %
carico medio unitario della muratura $[(1-0,16) \times 2,80 \text{ m} \times 2,50 \text{ kN/m}^2]$	$g_{w2} = 5,90 \text{ kN/m}$

Peso delle chiusure estere gravano solo e direttamente alle travi di banda e non va ripartito sui solai.

M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

finestratura:  $\frac{\text{tot sup. finestrate}}{\text{tot sup. opaco}}$  incidenza delle finestre rispetto alla sup totale, con il capicanto  $\leq 1 \rightarrow$  parti piena. Deve essere scende al progetto, valutare se c'è solo finestre o solo opaco.

sopravento      sottovento      pressione circo: rifuto alla usciozara  
 & coeff concione & secando della  
 posizione: espozize e fong

$$q_b = \frac{V_b^2}{z/1,25} \leftarrow \text{vento aia}$$

Vento → sistema equivalente non produce di usciozara.

6. Azioni

pressioni      depressioni

azione tangenziale

altezza di competenza del generico impalcato

direzione del vento

M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

espozize:

espozize: modello fong distribuzionale vento. Dipendano fetti minochivito sito, usciozara, posizione della costa

fong  $q_e$

$z$   
 20      60  
 2      6  
 sottovento      sopravento

Le zone di pressione del tetto si considere doppio di quelle sottovento

M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

Relativamente al vento, se si assume l'ipotesi di impalcato infinitamente rigidi nel loro piano, l'azione del vento può essere schematizzata con un sistema di forze orizzontali applicate a livello di ciascun solaio, agenti secondo gli assi principali X e Y dell'edificio, con retta d'azione passante per il baricentro della relativa distribuzione.

6. Azioni

Altezza d'impalcato	Larghezza * altezza * carico	Forza (kN)
1,50	21,50 * 3,00 * (0,596 + 0,298)	57,7
3,00	21,50 * 3,00 * (0,535 + 0,268)	51,8
3,00	21,50 * 3,00 * (0,511 + 0,255)	49,4
3,00	21,50 * 3,00 * (0,511 + 0,255)	49,4
1,50	21,50 * 1,50 * (0,511 + 0,255)	24,7
Totale		$H_{\text{vento X, rot}} = 233 \text{ kN}$

Azioni del vento - direzione +X

M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

Direzione di trasverso si considerano spaggiate all'elemento unidimensionale vincolato al piano superiore e inferiore.

produce sull'ipalcato una reazione.  
 $H$  = altezza di competenza del singolo impalcato = 2 semistene + spessore staco → carico per unità di superficie verso nel baricentro (forza concentrata).

	<p style="text-align: right;"><u>6. Azioni</u></p> <p><u>Robustezza della struttura nei confronti di azioni eccezionali</u></p> <p>Le strutture devono possedere una sufficiente robustezza nei confronti di azioni eccezionali, intesa come capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.</p> <p>In fase di progetto (NTC2008), la robustezza dell'opera deve essere verificata imponendo azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento), applicate secondo due direzioni orizzontali ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, al fine di verificare il comportamento complessivo.</p>
	<p>M. Talliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

	<p style="text-align: right;"><u>6. Azioni</u></p> <p><u>Imperfezioni geometriche:</u></p> <p>Secondo l'EC2 <u>allo stato limite ultimo</u> nelle situazioni di progetto persistenti ed accidentali si deve sempre tener conto degli effetti di possibili imperfezioni non intenzionali della geometria della struttura non caricata.</p> <p>Non è necessario prendere in considerazione le imperfezioni agli stati limite di esercizio.</p> <p>L'influenza delle imperfezioni geometriche può essere presa in conto assumendo che la struttura sia inclinata di un angolo <math>\theta</math>, in radianti, rispetto alla verticale pari a</p> $\theta = \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \theta_o$ <p><math>\theta_o</math> è l'inclinazione di base il cui valore raccomandato è 1/200</p> <p><math>\alpha_h = 2/\sqrt{L}</math> è un fattore di riduzione funzione della lunghezza L (in metri) della colonna, se si tratta di elementi isolati, o dell'altezza dell'edificio se gli elementi colonna fanno parte di un telaio; <math>\alpha_h</math> è in ogni caso compreso fra i limiti 0,66 e 1,0</p> <p><math>\alpha_m</math> è il coefficiente di riduzione relativo al numero di elementi, pari a</p>
	<p>M. Talliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

6. Azioni

**Azione sismica (zona 4):**

Relativamente all'azione sismica  $A_E$ , da prendersi in conto in un'apposita situazione di progetto sismica, essa viene schematizzata applicando, non contemporaneamente, in due direzioni ortogonali un sistema di forze orizzontali sismiche di intensità proporzionale alle masse presenti sui vari piani dell'edificio.

Si considerano le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_k + \sum (\Psi_2 Q_k)$$

dove:

$\Psi_2$  coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_k$ , che tiene conto della ridotta probabilità che tutti i carichi variabili siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma

**Tabella 2.5.1 - Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

 M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

6. Azioni

**Analisi lineare statica (analisi lineare dinamica semplificata)**

Ad ogni piano  $i$  ( $i=1, \dots, n$  essendo  $n$  il numero totale di piani) la forza orizzontale sismica  $F_i$  è definita dalla seguente espressione (Ordinanza P.C.M. n. 3274):

$$F_i = F_b(z_i W_i) / \sum (z_j W_j)$$

dove:

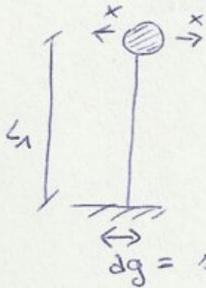
$F_b = S_d(T_1) W \lambda / g$ ;  
 $F_i$  forza da applicare al piano  $i$ ;  
 $W_i$  peso delle masse al piano  $i$ ;  
 $W_j$  peso delle masse al piano  $j$ ;  
 $W$  peso complessivo della costruzione, pari alla somma dei pesi presenti, ossia  $W = \sum W_j$ ;  
 $z_i$  altezza del piano  $i$  rispetto alle fondazioni;  
 $z_j$  altezza del piano  $j$  rispetto alle fondazioni;  
 $S_d(T_1)$  ordinata dello spettro di risposta di progetto (S.L.U.): per la zona 4 è pari a  $0,07 g$ , da cui risulta  $F_{b, zona 4} = 0,07 \cdot W \lambda$ .  
 $\lambda$  coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se  $T_1 < 2 T_c$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;  
 $g$  accelerazione di gravità.

Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.

 M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

## Azione sismica:

oscillatore semplice



comportamento elastico-lineare

nessa funzione inizia a spostarsi in orizzontale  
 la massa registra le accelerazioni, velocità.

$dg$  = scivolamento alla base del terreno, accelerazione di picco al suolo

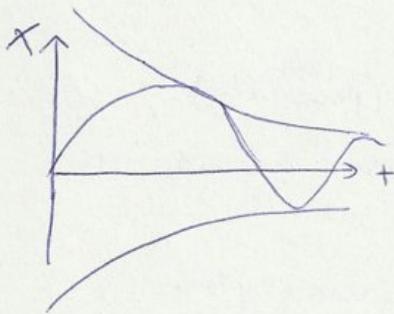
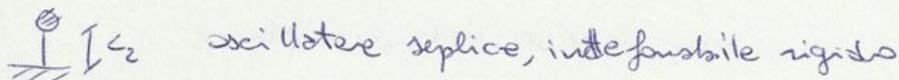


Diagramma cartesiano che rappresenta gli spostamenti.  
 Tendono a smorzarsi nel tempo.

Stesso oscillatore us  $L_1$  + piccolo  $L_2$  :  $L_1 \gg L_2$



→ stesso scivolamento:

$L_1$  → oscillatore molto lento → basse accelerazioni

$L_2$  → oscillatore molto veloce → accelerazioni  $\frac{dv}{dt}$  grandi

L'azione sismica produce effetti diversi a seconda delle caratteristiche della struttura (rigidezza). Strutture rigide sono più sensibili.

Come tenere conto della rigidità della struttura?

$T_1$  → periodo proprio di oscillazione della struttura libera (tempo necessario all'oscillatore semplice per percorrere un ciclo).

$T_1 \gg T_2$

$\frac{1}{T_1} = f_1$  frequenza del primo modo di vibrazione [ $Hz = s^{-1}$ ]  
 ne segue che  $f_1 \ll f_2$

us le strutture non hanno comportamento elastico lineare!

• oscillatore elasto-plastico (rigidità costante in fase plastica)

Dal punto di vista energetico (evento sismico) la struttura accumula energia (viene dissipata sotto forma di energia di deformazione → spunta dove le riserve plastiche).

Viene introdotto un coeff di struttura  $q$ : calcolo la str come se fosse elastica, poi si usano delle forze statiche equivalenti per entrare in campo plastico della struttura.

Se struttura segue campo elastico :  $q = 1$

Se struttura segue campo plastico :  $q = 0,7 \div 0,8$

6. Azioni

Sulla relazione di calcolo:

- tabella di esempio per piano tipo

1a) SOLAIO INTERNO E TERRAZZI

$g_{k0} + g_{k1} + g_{k3}$	peso proprio+carichi permanenti	5,80 kN/m <sup>2</sup>
$q_{k1}$	carico variabile	2,00 kN/m <sup>2</sup>

1b) MURATURA DI CHIUSURA ESTERNA

$g_{k2}$	peso proprio	5,90kN/m
$q_{k51}$	vento (parete sopravento)	$H_x, H_y$
$q_{k53}$	vento (parete sottovento)	

1c) BALCONE

$g_{k0} + g_{k1}$	peso proprio+carico permanente	4,60 kN/m <sup>2</sup>
$q_{k3}$	carico variabile	4,00 kN/m <sup>2</sup>
$q_{k44}$	neve	1,23 kN/m <sup>2</sup>

+ robustezza:  $\Delta H_i = 1\%$  dei carichi verticali (solo nella situazione di progetto persistente/transitoria)

+ forze sismiche (solo nella situazione di progetto sismica)



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

7. Situazioni di progetto

Nel metodo semi-probabilistico agli stati limite una struttura deve essere verificata considerando, in generale, quattro diverse **situazioni di progetto**:

- > situazione di progetto persistente relativa alle normali condizioni d'uso della struttura;
- > situazione di progetto transitoria relativa alle fasi di costruzione dell'opera;
- > situazione di progetto accidentale relativa a situazioni eccezionali (urti, esplosioni, incendi);
- > situazione di progetto sismica.



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

7. Situazioni di progetto

- nella situazione di progetto sismica l'azione sismica deve essere combinata allo stato limite ultimo (S.L.U.) con le altre azioni mediante una **combinazione sismica** delle azioni:

$$E_d = E_d \{ E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \}$$

dove

$A_E$

azione sismica definita allo S.L.U., o allo S.L.D.

$\gamma_i$

fattore d'importanza della struttura

Per edifici in **zona 4** è richiesta soltanto la verifica allo stato limite ultimo.



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

### 1. Sovraccarichi variabili negli edifici

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	3,00 4,00 5,00	2,00 4,00 5,00	1,00 2,00 3,00



M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b> Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	<b>Coperture e sottotetti</b> Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 —	1,20 —	1,00 secondo categoria di appartenenza —
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				



M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

### 3.3.5 AZIONE TANGENZIALE DEL VENTO

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$P_f = q_b c_e c_f \quad (3.3.3)$$

dove

$q_b$ ,  $c_e$  sono definiti ai §§ 3.3.6 e 3.3.7;

$c_f$  è il coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

#### C3.3.11 COEFFICIENTE DI ATTRITO (fonte: Circolare)

In assenza di più precise valutazioni suffragate da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento, si assumeranno i valori riportati nella Tabella C3.3.1.

Tabella C3.3.1 Valori del coefficiente d'attrito

Superficie	Coefficiente d'attrito $c_f$
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

### 3.3.6 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO.

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (3.3.4)$$

dove

$v_b$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s);

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg/m}^3$ .



Figura 3.3.4 - Mappe delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

### 3.3.2 VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento  $v_b$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad (3.3.1)$$

dove:

$v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1;

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$ [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche, la categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

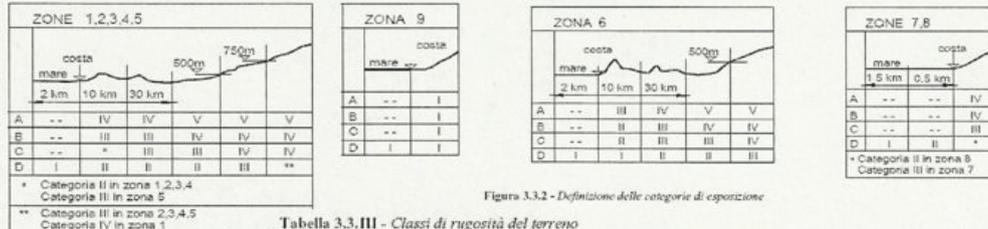


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.



M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Stru.

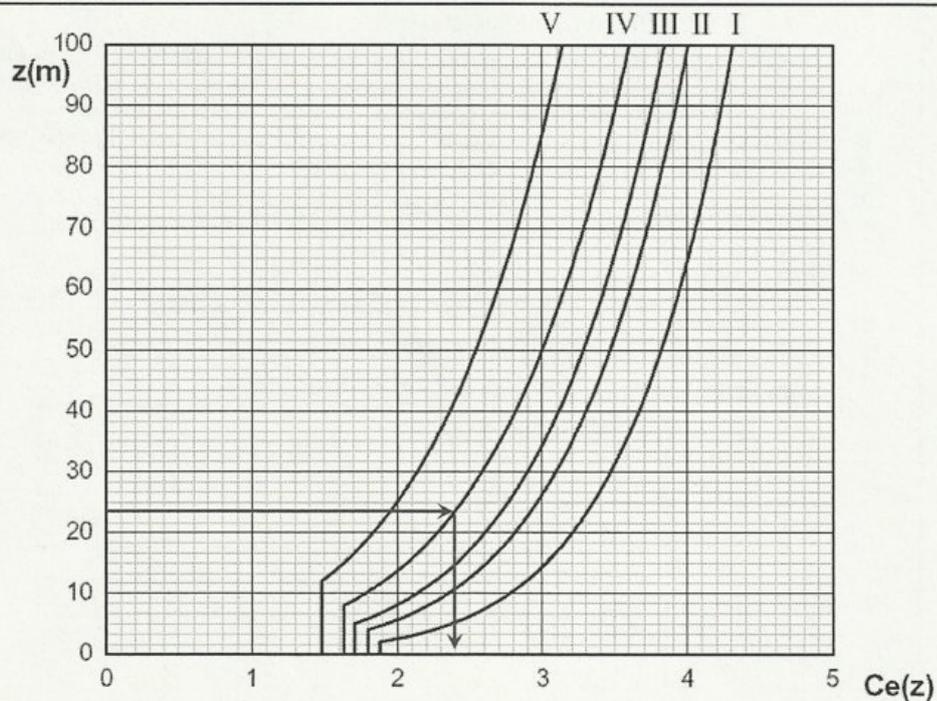


Figura 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  con la quota (per  $c_t = 1$ )



M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

**COEFFICIENTE DI FORMA  $c_p$  (O AERODINAMICO)**

i) Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve (C3.3.10.1)

a) coefficiente di forma per la valutazione delle pressioni/depressioni esterne:

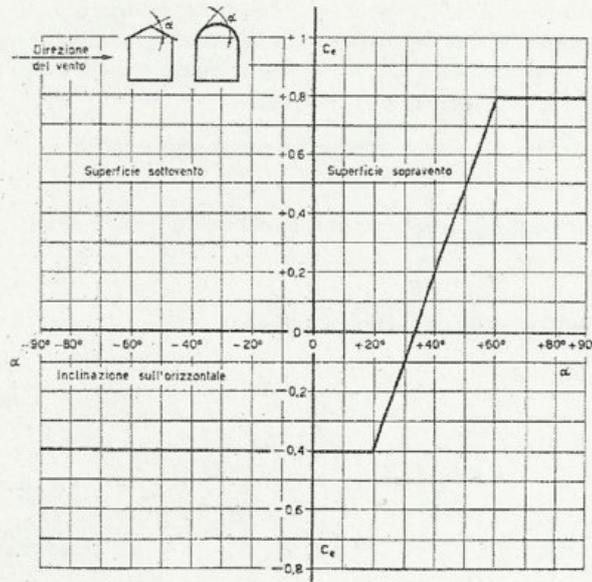
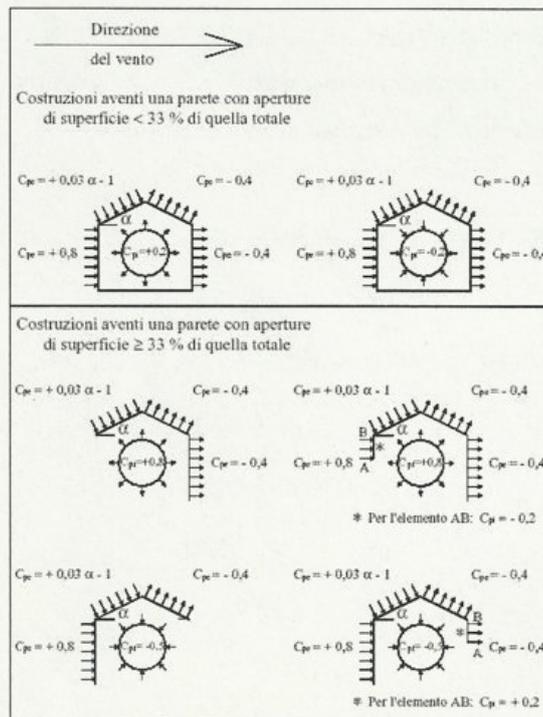


Figura C3.3.2 Valori assunti da  $c_{pe}$  al variare di  $\alpha$



M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

b) coefficiente di forma per la valutazione delle pressioni/depressioni interne:



M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

### Coefficiente di esposizione

Tabella 3.4.1 – Valori di  $C_E$  per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1



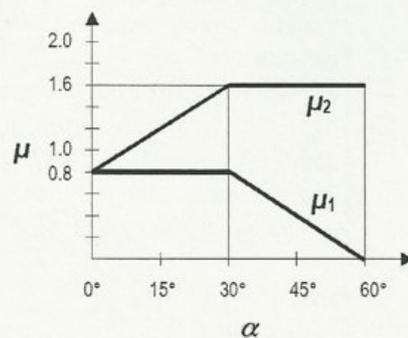
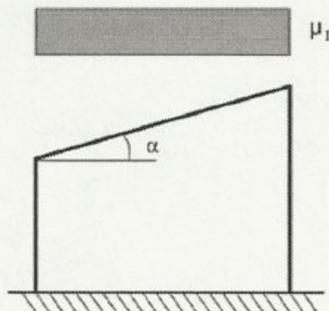
M. Tallano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

### Coefficiente di forma, $\mu$ , dipendente da:

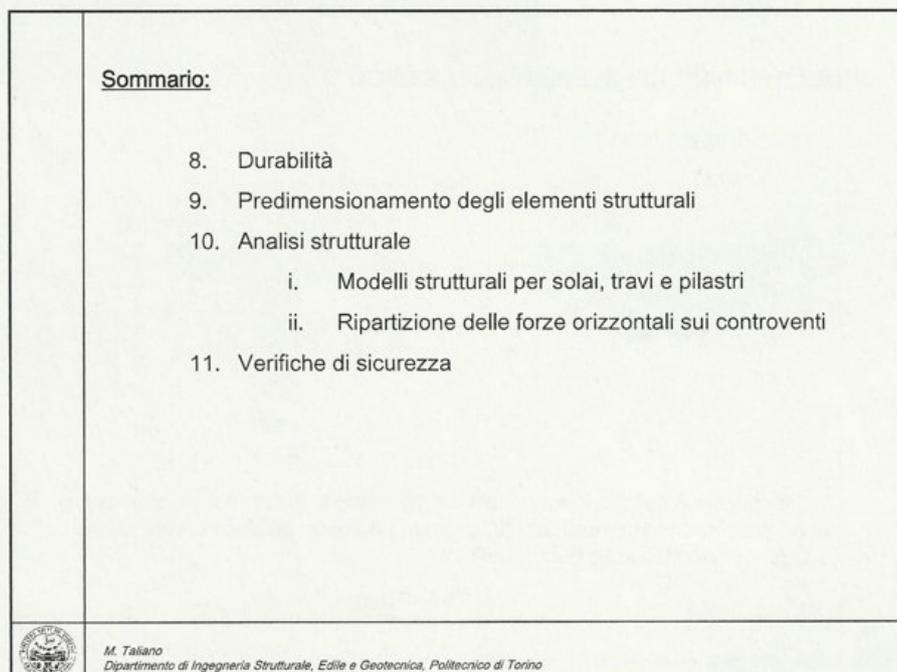
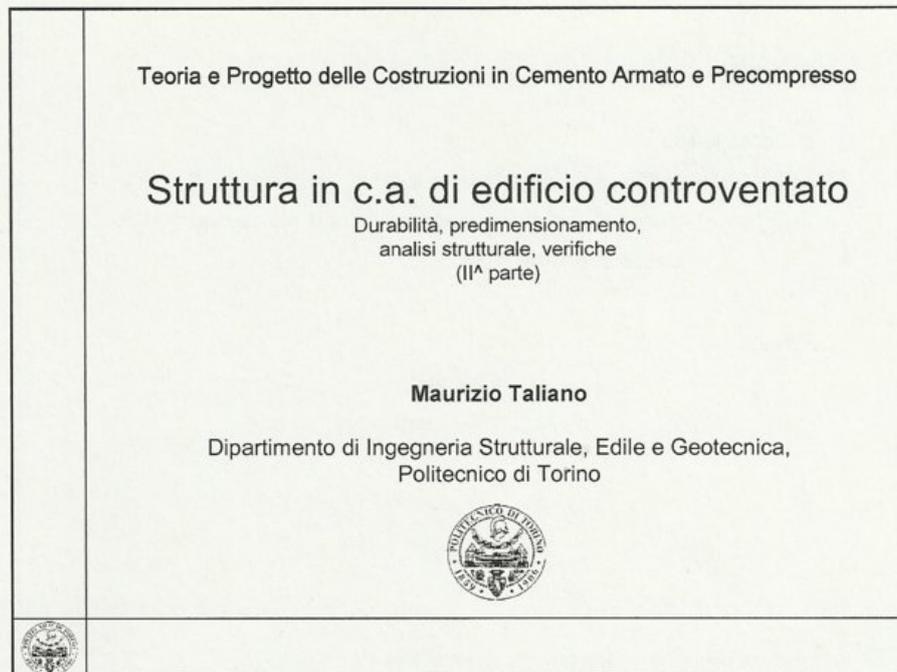
- inclinazione della falda,  $\alpha$
- tipologia della copertura.

#### Casi di carico:

##### i) Copertura ad una falda



M. Tallano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino



9. Predimensionamento degli elementi strutturali

**Prospetto 7.4N: Valori base dei rapporti luce/altezza utile per elementi di calcestruzzo armato senza compressione assiale**

Sistema strutturale	$K$	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho = 1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho = 0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	1,2	18	26
Campata intermedia di travi o di piastre mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre sorrette da pilastri senza travi (piastre non nervate) (in base alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8

**Nota 1:** I valori dati sono stati scelti in genere in via prudenziale e il calcolo può dimostrare frequentemente che si possono realizzare elementi più sottili.

**Nota 2:** Per piastre bidirezionali si raccomanda che la verifica sia effettuata con riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si raccomanda di considerare la luce maggiore.

**Nota 3:** I limiti dati per piastre prive di nervature corrispondono a una limitazione meno severa di quella che impone una freccia in mezzera minore di 1/250 della luce, relativamente agli appoggi sui pilastri. L'esperienza ha dimostrato che ciò è comunque soddisfacente.



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

5

9. Predimensionamento degli elementi strutturali

Impiego del Prospetto 7.4N in fase di progetto:

- se è nota  $L$      $\rightarrow$      $d \geq d_{\min}$     con  $d_{\min} = L / (L/d)_{\max}$

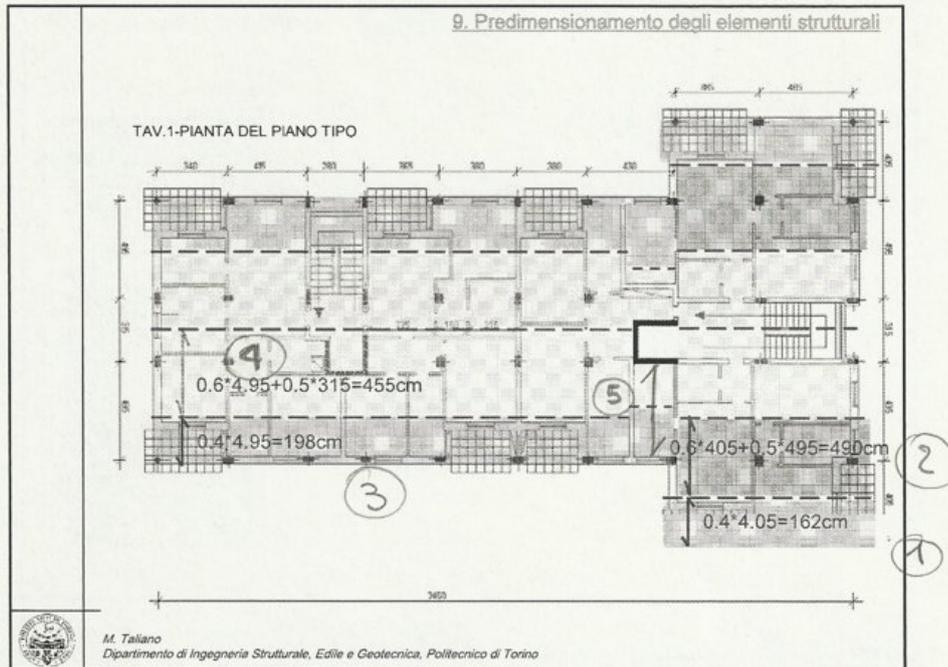
- se è nota  $H$      $\rightarrow$      $L \leq L_{\max}$     con  $L_{\max} = d \cdot (L/d)_{\max}$

Nota: presi una trave ed un solaio con le medesime condizioni di vincolo alle estremità, in ogni caso il solaio presenta valori limite minori di quelli della trave. Ciò implica che, nella tipologia di travi in spessore di solaio (cioè travi e solai di uguale spessore), si avranno travi "corte" associate a solai "lunghi".



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino





9. Predimensionamento degli elementi strutturali

Area della sezione dei pilastri

Secondo l'EC2 il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale non deve essere minore di 0,3. In caso contrario l'elemento sarà assimilato ad un muro.

Il D.M.14-01-2008 prescrive che la dimensione minima della sezione trasversale non sia minore di 250 mm.

→ Considerazioni ...

Si calcola l'area teorica minima  $A_{c,req}$  di ciascun pilastro in base alla forza assiale ridotta allo S.L.U.

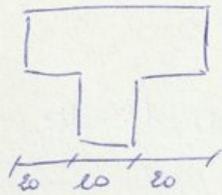
$$v = \frac{N_{Sd}}{A_c f_{cd}}$$

con  $v = 1,00$  (pilastri interni) oppure  $v = 0,70$  (pilastri di bordo)

M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

## PREDIRENSIONAMENTO

- Spessore soletto



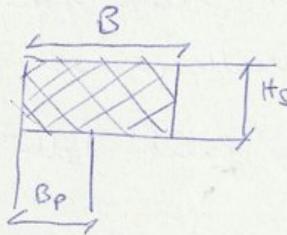
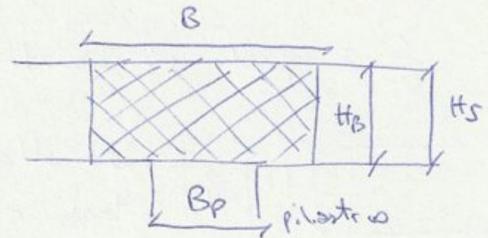
travi partenti soletto  $70 \div 80$  cm

travi trasversali soletto  $50 \div 60$  cm (no predimensionamento)

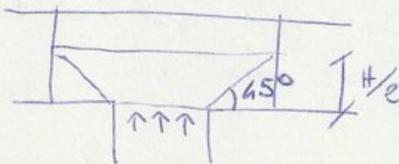
Nel Decreto:

$$B \leq B_p + \frac{1}{2} H_s + \frac{1}{2} H_s \quad (\text{travi interne})$$

$$B \leq B_p + \frac{1}{2} H_s$$

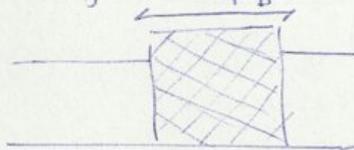
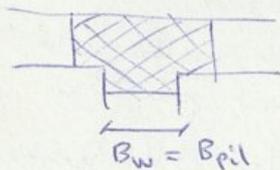


Questo è dovuto:

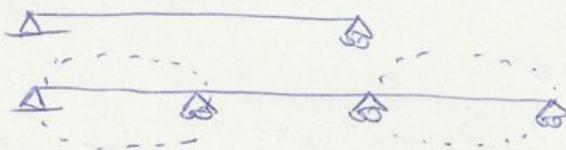


Compressione trasversale esercitata dal pilastro produce un effetto fanerale nel nodo trave-pilastro

Se tali convenzioni non vengono rispettate, travi fuori spessore di soletto.



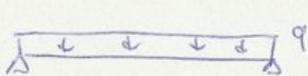
Parametro da essere sempre definito:  $h$  dell'elemento strutturale



Vengono trascurati i momenti di continuità prodotti dai pilastri lungo gli estremi.

$h \rightarrow$  SCE definizione della struttura, per evitare la presenza di pezzi elvisti che producano parti fragili  $\rightarrow$  fessurazione

$$f_{max} \leq \frac{\sigma}{250} \quad \text{valore limite}$$



$$\frac{K q l^4}{EI} \rightarrow K = \frac{5}{384}$$

$K$  dipende dalle condizioni di vincolo delle caviglie. Quelle

Copiferno nominale :  $30 \div 35 \text{ mm}$

$\phi$  barre longitudinali 12 mm

$d'$  = baricentro sezione trave e bordo più vicino della nerva  $\Rightarrow 41 \text{ mm}$

$$H_{sd} = 41 + 190 = 231 \text{ cm}$$

Trave di semplice appoggio non casellata dal punto di vista del metodo semplificato ma utilizzando le frecce dovrebbe venire verificata.

Travi:

- semplice appoggio

$$L = 4,05 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{d} \leq 17 \rightarrow d \geq 23,8 \text{ cm}$$

- capata estremità

$$L = 4,95 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{d} \leq 22 \rightarrow d \geq 18,9 \text{ cm}$$

- capata intermedia

$$L = 4,30 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{d} \leq 25 \rightarrow d \geq 17,2 \text{ cm}$$

Copiferno nominale  $30 \div 35 \text{ mm}$

$\phi$  barre longitudinali 16 mm

Stappe

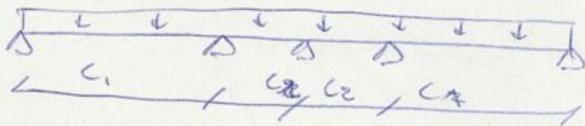
8 mm

$\sim 50 \text{ mm}$

Semplice appoggio: non mi preoccupo, lo verifico con le frecce.

Capata estremità  $18,9 + 5 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

Osservazione, trave su più appoggi:



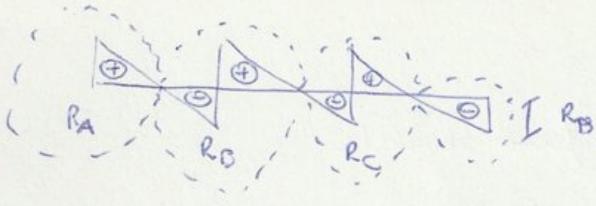
Solzi:  $d$  tale che  $\frac{L_1}{\left(\frac{L}{d}\right)_{\max}} = \frac{L_2}{\left(\frac{L}{d}\right)_{\max}} = d$  (stesso valore dell'attesa o file).

$$\frac{L_1}{26} = \frac{L_2}{30} \rightarrow L_2 = \frac{30}{26} L_1 = 1,15 L_1$$

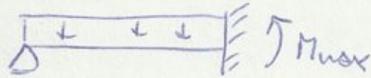
$$L_1 = \frac{26}{30} L_2 = 0,87 L_2$$

Ciò significa che per ottimizzare il progetto della trave continua

Si calcolano le azioni trasmesse dai vincoli in modo approssimativo  
 → punti di annullamento del taglio.

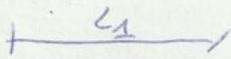


Sezione di annullamento del taglio ed extrapolazione del contesto



sezione con  $V=0 \rightarrow M_{max}$ !

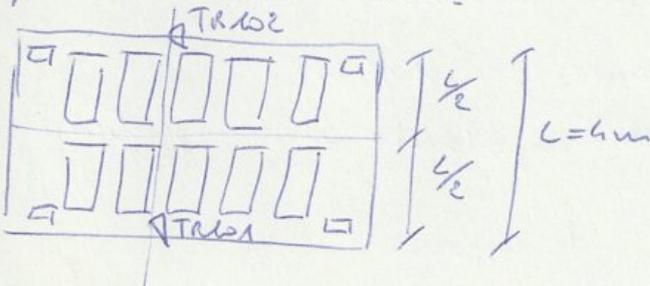
$\uparrow R_A$



eq. traslazione verticale  $R_A = P \cdot L_1$

Analogamente prendo la parte  $(R_B)$

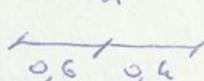
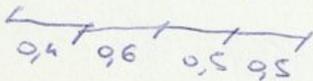
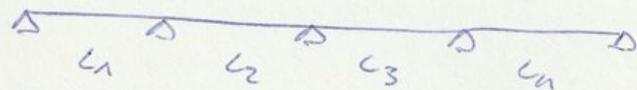
Conoscere i punti di annullamento del taglio serve a conoscere le reazioni vincolari. Inoltre a calcolare per ciascun tratto il punto di annullamento del taglio → calcolo la lunghezza di copertura della trave.



TR 101  $g_k = G_k \cdot \frac{L}{2} = 5,80 \cdot \frac{L}{2} = 11,60 \text{ kN/m}$

$q_k = Q_k \cdot \frac{L}{2} = 2,0 \cdot \frac{L}{2} = 4 \text{ kN/m}$

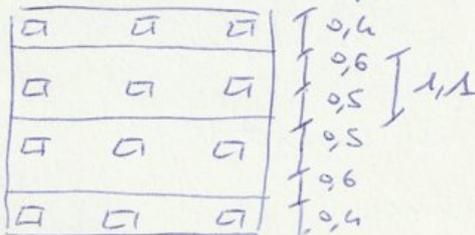
Trave continua su più capate:



capate esterne → punto di annullamento del taglio.

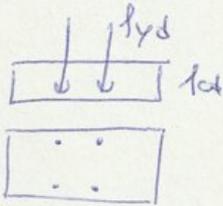
La capata interna.

Quindi le strisce di copertura con cui traspare il carico di superficie



è carico per unità di lunghezza. A questo peso proprio delle armature di trapezimento.

### Distribuzione tensionale



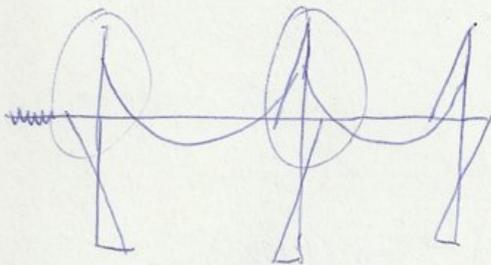
$$f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot} = N_{Ed}$$

Non conosco  $A_c$  e  $A_{s,tot}$  senza il predimensionamento

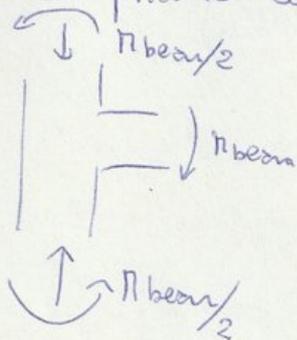
→ trascuro  $A_{s,tot}$

Calcolo  $A_c$  assumendo  $N_{Rd} = N_{Ed}$

$$\rightarrow A_{c, \text{strettamente necessario}} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} \rightarrow \text{dimensione minima } 250 \text{ cm}$$



caso pilastro di bordo:

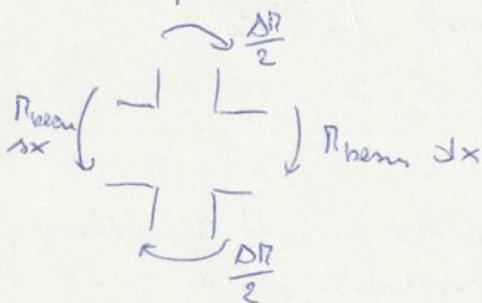


si ripartiscono in funzione delle righe delle colonne attorno al nodo

Movente + sforzo normale = eccentricità

$$e = \frac{\pi_{beam}}{N_{Rd}} \geq \frac{h}{20}$$

caso pilastro centrale



I moventi sono opposti ma non uguali, la differenza si ripartisce sulle colonne per avere l'equilibrio.

Sulle colonne sono in quel verso se  $\pi_{sx} > \pi_{dx}$

$$e = \frac{\Delta N/2}{N_{Ed}} \geq \frac{h}{20}$$

da non introdurre l'eccentricità per il  $h/20$

Per i pilastri di bordo:  $A_{c,net} = \frac{N_{Ed}}{0,7 \cdot f_{cd}}$

ovvero amplifica del 30% l'area di cls.

9. Predimensionamento degli elementi strutturali

### Riduzione dei sovraccarichi

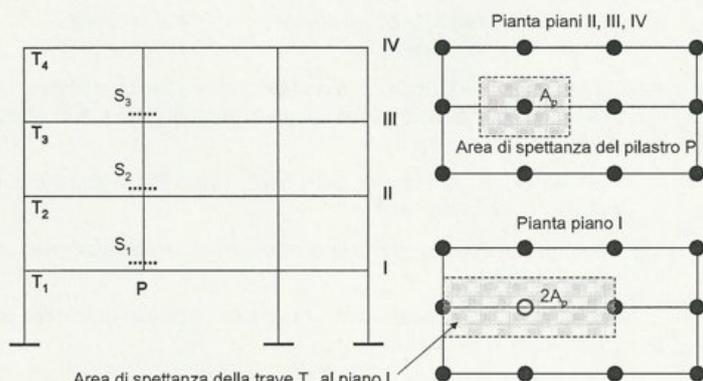
Le azioni variabili, quali i sovraccarichi, il vento e la neve, possono essere temporaneamente assenti sulla struttura. In particolare, il Progettista potrà adottare responsabilmente una adeguata riduzione dei sovraccarichi (azione antropica), esplicitamente dichiarata e giustificata nella Relazione di calcolo dell'opera, in funzione dell'estensione della superficie caricata di spettanza dell'elemento considerato, anche su più piani purché i sovraccarichi siano della stessa categoria: in tal modo s'intende tener conto che la probabilità di avere una superficie caricata col massimo sovraccarico è tanto più piccola quanto maggiore è l'estensione della superficie stessa. Un metodo per la riduzione dei sovraccarichi è fornito dall'Eurocodice 1 [7]:

- per elementi orizzontali (solai, travi) in aree di edifici residenziali, sociali, commerciali ed amministrativi (Cat. A-E) si applica il seguente coefficiente di riduzione dei sovraccarichi (*imposed loads*)
 
$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{10}{A_{COV,P}} \leq 1,0$$
 essendo  $A_{COV,P}$  la superficie caricata complessiva, espressa in m<sup>2</sup>, sulla quale agisce il sovraccarico che compete all'elemento da verificare;
- per elementi verticali (pilastri, muri) in aree di edifici residenziali, sociali, commerciali ed amministrativi (Cat. A-E) si applica il seguente coefficiente di riduzione dei sovraccarichi
 
$$\alpha_n = \frac{2 + (n - 2) \psi_0}{n} \leq 1,0$$
 essendo n il numero di piani (> 2) sopra l'elemento strutturale caricato;
- per elementi orizzontali e verticali in aree di traffico negli edifici (Cat. F-G, e.g. garage, rampe di accesso) non sono ammesse riduzioni ( $\alpha_A = \alpha_n = 1,0$ );
- per coperture accessibili e non (Cat. H-I) non sono ammesse riduzioni ( $\alpha_A = 1,0$ ).

 M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

9. Predimensionamento degli elementi strutturali

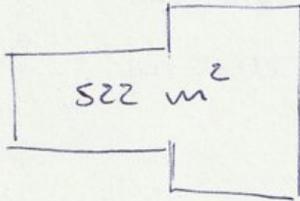
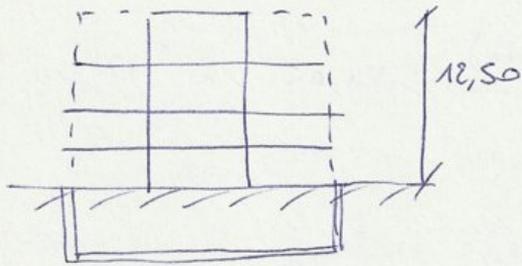
### Esempio



Area di spettanza della trave T<sub>1</sub>, al piano I

 M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

## CANTROVENTI



Peso edificio SCU:

copertura:  $g_k = 5,80 \text{ kN/m}^2$

$q_k = 1,23 \text{ kN/m}^2$

piantai:  $g_k = 5,80 \text{ kN/m}^2$

$q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$

$$F_{u,ed} = 522 \cdot \left[ \underbrace{(5,80 \cdot 5) - 1,3}_{\substack{\uparrow \text{azi} \\ \text{perente}}} + 2 \cdot \underbrace{(4 + 1,23)}_{\substack{\uparrow \text{coll}}} \cdot 0,85 \right]$$

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2) \psi_0}{n}$$

con  $n = 4$

aggiungo il peso delle unstore di tamponamento

$98 \cdot 5,90 \cdot 3 = 1700 \text{ kN} \cdot 1,3$

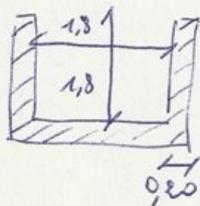
$\uparrow$  peritro  $\uparrow$  peso  $\uparrow$  frai

peso proprio dei pilastri:

$42 \cdot 0,30 \cdot 0,30 \cdot 25 \cdot 12,50 = 1200 \text{ kN} \cdot 1,3$

$\uparrow$  n° pil  $\times$   $Y$   $\frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$   $h$

Veni ascensore



peritro linea vedio:  $2 + 3,80 = 5,80 \text{ m}$

$(5,80 \cdot 0,20 \cdot 25 \cdot 12,50) \cdot 2 = 700 \text{ kN} \cdot 1,3$

$\uparrow$  n° ascensori

totale:

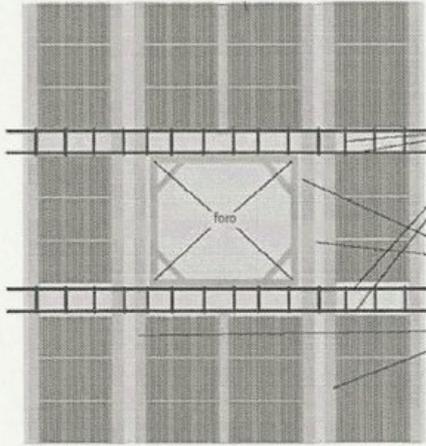
$F_{u,ed} = 26000 + 2200 + 1600 + 900 = 30700 \text{ kN}$

A livello del vincolo flessionale in cui vedo a dimensionare la resistenza flessionale nei cantroventi.



9. Predimensionamento degli elementi strutturali

*Impalcato piano di stoffe*



armature trasversale → *traverse di travi e si occupa dell'azione delle zone a pignotta*

vicini il centro dove delle zone mancante

"spandine"

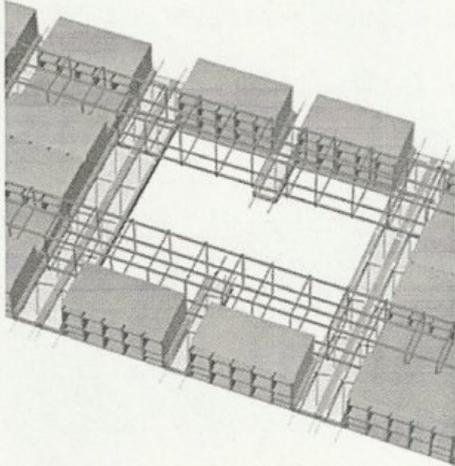
eventuali travetti accostati di rinforzo

foro

*Particolare di solaio in presenza di un foro di larghezza maggiore di quella di un blocco*

 M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

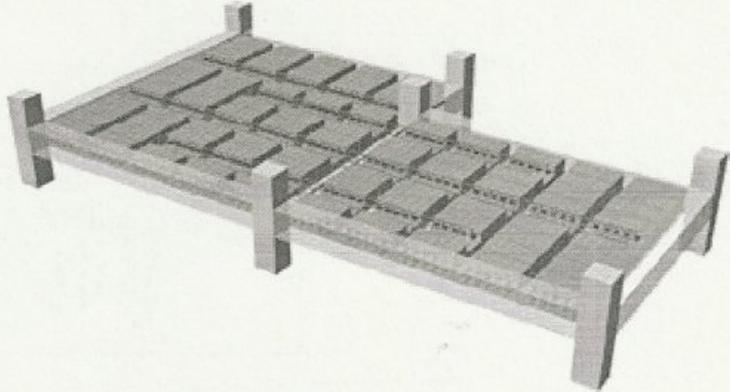
9. Predimensionamento degli elementi strutturali



*Particolare di solaio in presenza di un foro di larghezza maggiore di quella di un blocco*

 M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

9. Predimensionamento degli elementi strutturali

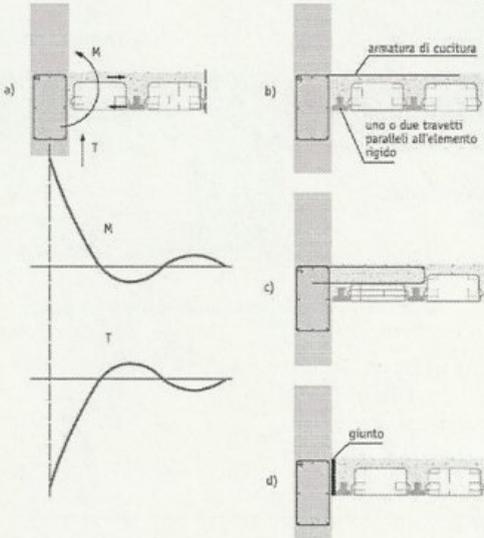


*Vista assonometrica di campi solai di luce diversa*

 M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

9. Predimensionamento degli elementi strutturali

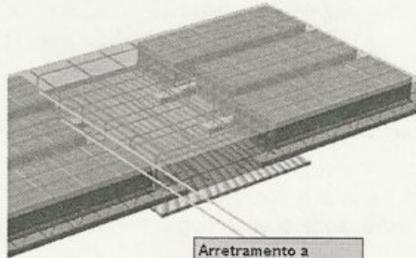
➤ solai orditi parallelamente a strutture di bordo di notevole rigidità (travi o muri):



 M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

9. Predimensionamento degli elementi strutturali

➤ eventuale arretramento a pettine dei blocchi:



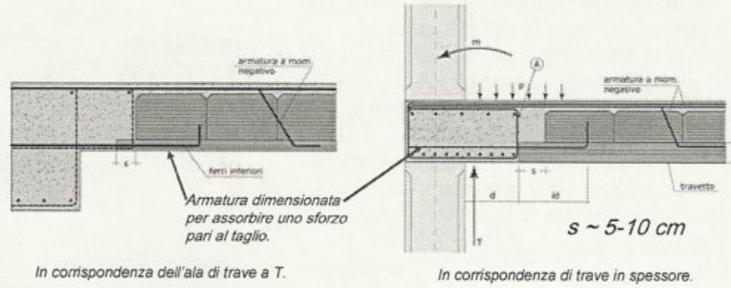
Arretramento a pettine dei blocchi in corrispondenza dell'appoggio



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

9. Predimensionamento degli elementi strutturali

➤ collegamento di travetto prefabbricato con l'appoggio:



In corrispondenza dell'ala di trave a T.

In corrispondenza di trave in spessore.



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

Semplificazioni:

- Negli edifici, le deformazioni delle travi e delle solette dovute al taglio e alle forze normali possono essere trascurate se si prevede che esse siano minori del 10% di quelle dovute alla flessione;
- Gli effetti del secondo ordine possono essere trascurati se sono inferiori del 10% ai corrispondenti effetti del primo ordine (struttura a nodi fissi).
- In generale solette e travi continue possono essere analizzate nell'ipotesi che gli appoggi non limitino la rotazione.
- Quando una trave o soletta è realizzata in getto unico con i suoi appoggi (e.g. soletta poggiate su trave ribassata), il momento di progetto critico sull'appoggio può essere valutato al filo dell'appoggio (si raccomanda che il momento al filo dell'appoggio non sia minore di 0,65 volte il momento calcolato assumendo la condizione di incastro perfetto). Il momento e la reazione di progetto trasferite all'elemento di appoggio (ad es. pilastro, muro, ecc) devono essere assunti come i valori più alti tra quelli elastici o ridistribuiti.


 M. Taliano  
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

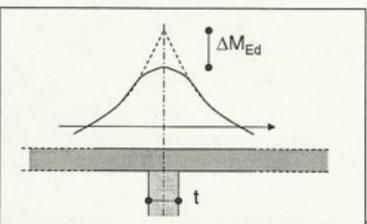
10. Analisi strutturale

- Indipendentemente dal metodo di analisi utilizzato, quando una trave o una soletta sono continue su un appoggio che possa essere considerato come non costituente vincolo alla rotazione (ad es. soletta su muro, trave su pilastro), il momento di progetto all'appoggio, calcolato sulla base di una luce pari alla distanza tra le linee d'asse degli appoggi, può essere ridotto di una quantità pari a:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8$$

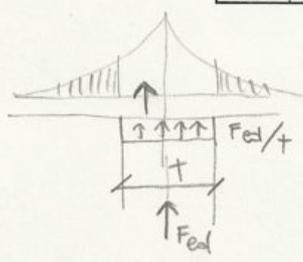
dove:

$F_{Ed,sup}$  è il valore di progetto della reazione di appoggio  
 $t$  è la larghezza dell'appoggio




 M. Taliano  
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

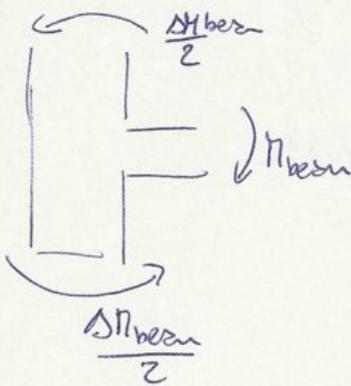
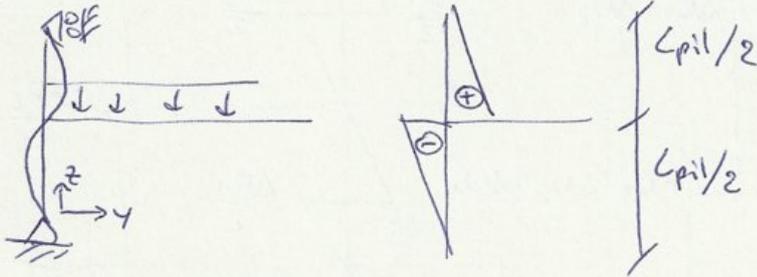
*il soletto non è capace di limitare la cuspidè. Essa nasce perché la reale distribuzione dell'appoggio (pennoni di contatto) è su tutta la lunghezza t dell'appoggio e non solo su un punto → per questo ho la riduzione.*



*capito è il momento flettente o Mo appoggio  
 Da quelle pennoni prendiamo  
 $(\frac{F_{ed}}{t} \cdot \frac{t}{2}) \cdot \frac{t}{4} = \Delta M$  riduce il momento negativo dei carichi esterni  
 fare stessa sdg parte sinistra*

Semi-telaio: trave più semi-colonne adiacenti alla trave con l'ipotesi che il punto di flesso delle colonne si trovi sulla semi-altezza delle colonne stesse.

Nascita di un momento di semi-incastro che equilibra i momenti flettenti agenti sulle semi-colonne.



equilibrio.

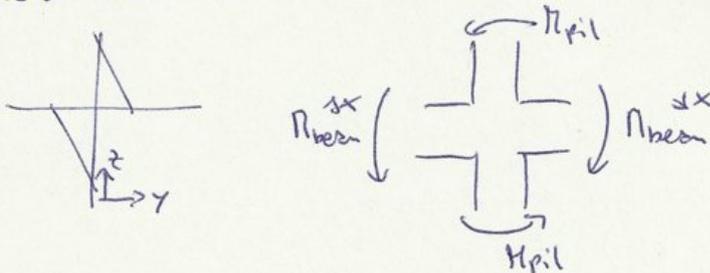
Se le colonne hanno la stessa rigidezza  
 → sulle colonne  $M_{beam}/2$

Attraverso se una colonna è più rigida  
 assorbirà una quota parte di momento  
 maggiore proporzionale alla rigidezza.

Semi-incastro punti in realtà le due colonne assumono una rotazione del nodo stesso

Nei nodi interni: cuspidate di trave continua

Diversi dal caso di semi-telaio → uguali solo se trave simmetrica



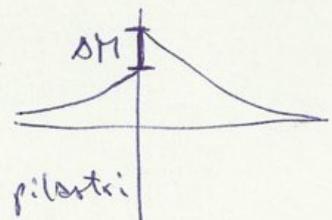
$$M_{min\ pilastro} = \frac{H}{20}$$

$M_{beam}^{sx} \neq M_{beam}^{dx}$  per equilibrare i momenti sui pilastri

$$M_{pil} \cdot 2 = M_{beam}^{dx} - M_{beam}^{sx}$$

Questo compare un salto nel diagramma di momento

$\Delta M =$  differenza momenti, somma di quelli sui pilastri



	<p style="text-align: right;"><u>10. Analisi strutturale</u></p> <p><u>Ripartizione delle forze orizzontali sui controventi</u></p> <p>Fissato il criterio di predimensionamento dei controventi, che si basa sulla necessità di avere una struttura a nodi fissi, si pone ora il problema di determinare le sollecitazioni interne nei controventi.</p> <p>A questo proposito, la filosofia adottata dall'EC2 è di progettare elementi di controvento capaci di assorbire e trasmettere al terreno la totalità delle azioni orizzontali agenti sulla struttura.</p> <p>All'interno dell'organismo strutturale si possono individuare due sistemi strutturali:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• quello costituito da travi e pilastri (telai piani) che ha il compito di trasferire al terreno di fondazione le azioni gravitazionali agenti sugli impalcati</li> <li>• il sistema di controvento che ha il compito di assorbire le azioni orizzontali, oltre alle azioni gravitazionali di competenza.</li> </ul> <p>In realtà non esiste una netta distinzione di ruoli tra i due sistemi strutturali: ciò può essere messo in evidenza seguendo il "percorso" delle azioni orizzontali dalla struttura di elevazione alla struttura di fondazione.</p>
	<p>M. Talliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

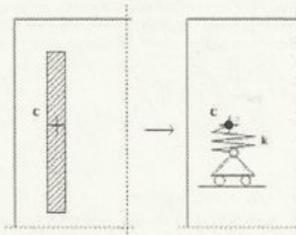
	<p style="text-align: right;"><u>10. Analisi strutturale</u></p> <p>In generale, pertanto, gli elementi resistenti alle azioni orizzontali possono schematicamente classificarsi in tre gruppi in base al tipo di risposta strutturale:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>telai piani (pilastri+travi)</u>, con rigidità flessionale relativamente limitata nel loro piano e trascurabile in direzione normale al loro piano, privi di apprezzabile rigidità torsionale;</li> <li>• <u>muri strutturali singoli o accoppiati</u> (vani ascensore e vani scale), incastrati alla base, con trascurabili caratteristiche di rigidità torsionale e flessionale nel piano di minore inerzia, ma relativamente elevate nel piano di maggiore inerzia, intendendo per accoppiati quei muri con una o più file di aperture;</li> <li>• <u>nuclei incastrati</u> alla base con sezione sottile chiusa, dotati di elevata rigidità torsionale ed elevata rigidità flessionale in qualsiasi piano.</li> </ul> <p>Il problema della ripartizione delle azioni orizzontali su tutti gli elementi resistenti si può quindi presentare molto complesso e laborioso, per cui a seconda del grado d'importanza della struttura e delle incertezze del modello strutturale è compito del progettista decidere se è sufficiente un'analisi semplificata oppure se è necessario un esame più approfondito del problema.</p>
	<p>M. Talliano Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino</p>

10. Analisi strutturale

- Classificazione dei vincoli esterni all'impalcato:

ad ogni piano gli elementi resistenti possono essere schematizzati come vincoli cedevoli elasticamente capaci di opporsi allo spostamento degli impalcati; essi sono collegati all'impalcato in corrispondenza del centro di taglio del controvento considerato. Si riconoscono:

- vincoli semplici (muri in c.a. singoli);
- vincoli doppi (muri in c.a. accoppiati);
- vincoli tripli (nuclei in c.a. chiusi);



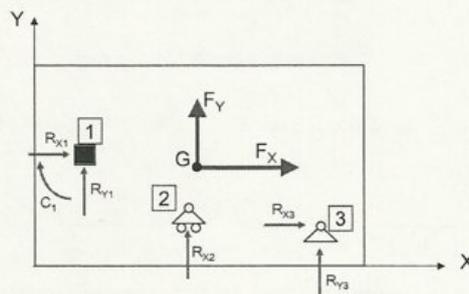
Rappresentazione di un muro in c.a. come vincolo semplice elastico.



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

In definitiva, il problema della ripartizione delle forze orizzontali sugli elementi di controvento è ricondotto a determinare le reazioni trasmesse dai vincoli ad un corpo rigido piano soggetto all'azione di forze esterne.



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

Calcolo della rigidezza torsionale  $k_t$

Ipotizzata una configurazione deformata "bending-type" la rigidezza a traslazione nei due piani principali d'inerzia è definita dalla (4), mentre la rigidezza torsionale, praticamente pari a quella primaria, risulta

$$k_t = \frac{4 G \Omega^2}{h \int \frac{ds}{b(s)}} \quad (9)$$

dove

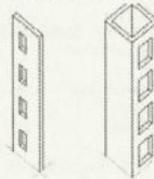
- $\Omega$  area interna alla linea media del profilo;
- $s$  ascissa curvilinea definita sulla linea media;
- $b(s)$  lunghezza della corda trasversale alla linea media.



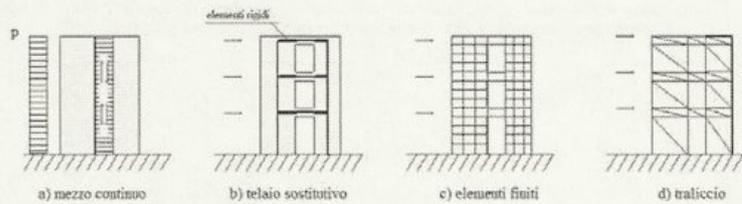
M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

Influenza delle aperture nei muri strutturali e nei nuclei aperti (vano ascensore):



Muri strutturali accoppiati e nuclei aperti



Modelli di calcolo a S.L.E. e S.L.U.



M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

- Impalcati vincolati in modo labile:

L'impalcato è vincolato in modo labile quando il numero complessivo di gradi di libertà eliminati dai vincoli è minore di tre.

La possibilità di movimento nel piano degli impalcati può non essere impedita anche quando i controventi non sono introdotti in posizioni opportune. Come mostrato nella figura sovrastante l'inserimento di tre o più vincoli semplici può rivelarsi condizione necessaria ma non sufficiente a garantire un corretto grado di vincolo: è il caso di muri strutturali tutti paralleli tra loro (labilità a traslazione) oppure quello di muri strutturali con reazioni concorrenti in un medesimo punto, centro di rotazione del sistema (labilità a rotazione).

Numero di vincoli semplici	Sistemi labili		Sistemi isostatici	Sistemi iperstatici
	a traslazione	a rotazione		
2			-	-
3				-
>4			-	

Sistemi rigidi labili, isostatici e iperstatici



M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

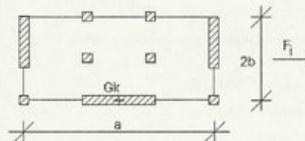
- Impalcati vincolati in modo isostatico:

L'impalcato è isostaticamente vincolato quando i vincoli offrono complessivamente un grado di vincolo triplo, pari cioè a quello strettamente necessario per bloccare la libertà di movimento degli impalcati, e sono disposti in modo da evitare situazioni di labilità.

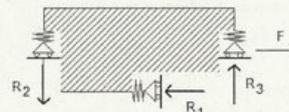
In questa situazione sono sufficienti le tre equazioni di equilibrio per risolvere il problema di ripartizione delle azioni orizzontali. Ne risulta che in un sistema isostatico la ripartizione dell'azione orizzontale esterna è indipendente dalle rigidità relative degli elementi resistenti (Esempio 1).

Disposizione dei controventi

Ipotesi 1:



Modello teorico:



M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

Si ri-scrivono le equazioni di equilibrio:

La soluzione del problema si ottiene partendo dalla condizione di equilibrio espressa tramite le (10), introducendo nelle (10) le espressioni di congruenza (13), pervenendo al seguente sistema lineare di tre equazioni in tre incognite  $u_O, v_O, \theta_O$ :

$$\begin{aligned} -\sum_{i=1}^n (k_{Xj} (u_O - \theta_O Y_i)) + F_X &= 0 \\ -\sum_{i=1}^n (k_{Yj} (v_O + \theta_O X_i)) + F_Y &= 0 \\ -\sum_{i=1}^n [k_{Yj} (u_O + \theta_O X_i) X_i - k_{Xj} (u_O - \theta_O Y_i) Y_i + k_{ij} \theta_O] + (F_Y X_F - F_X Y_F) &= 0 \end{aligned} \quad (18)$$

ovvero in forma matriciale

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n k_{Xj} & 0 & -\sum_{i=1}^n k_{Xj} Y_i \\ 0 & \sum_{i=1}^n k_{Yj} & \sum_{i=1}^n k_{Yj} X_i \\ -\sum_{i=1}^n k_{Xj} Y_i & \sum_{i=1}^n k_{Yj} X_i & \sum_{i=1}^n (k_{Xj} Y_i^2 + k_{Yj} X_i^2 + k_{ij}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_O \\ v_O \\ \theta_O \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_X \\ F_Y \\ F_Y X_F - F_X Y_F \end{bmatrix} \quad (19)$$

Per il teorema di Varignon i momenti statici sono nulli se calcolati rispetto ad assi passanti per il centro delle rigidezze: nel riferimento generale tale punto ha coordinate

$$X_K = \frac{\sum_{i=1}^n k_{Yi} X_i}{\sum_{i=1}^n k_{Yi}} \quad Y_K = \frac{\sum_{i=1}^n k_{Xi} Y_i}{\sum_{i=1}^n k_{Xi}} \quad (20)$$


M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

Disaccoppiamento del sistema:

Nel nuovo sistema di riferimento  $G_K(XYZ)$  risulta

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n k_{Xj} & 0 & 0 \\ 0 & \sum_{i=1}^n k_{Yj} & 0 \\ 0 & 0 & \sum_{i=1}^n (k_{Xj} \bar{Y}_i^2 + k_{Yj} \bar{X}_i^2 + k_{ij}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u}_K \\ \bar{v}_K \\ \bar{\theta}_K \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_X \\ F_Y \\ F_Y \bar{X}_F - F_X \bar{Y}_F \end{bmatrix} \quad (21)$$

dove si è operata una traslazione rigida del sistema di riferimento dal punto O al punto  $G_K$ :

$$\begin{aligned} \bar{Y}_i &= Y_i - Y_K \\ \bar{X}_i &= X_i - X_K \\ \bar{Y}_F &= Y_F - Y_K \\ \bar{X}_F &= X_F - X_K \end{aligned} \quad (22 a,b,c,d)$$


M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

Formule per la ripartizione delle forze orizzontali:

Per il principio di azione - reazione le aliquote di forze esterne assorbite dall' $i^{\text{mo}}$  elemento resistente alla base dell'edificio risultano

$$\begin{aligned}
 F_{X,i} = -R_{X,i} &= k_{X,i} \left( \frac{F_X}{\sum_{i=1}^n k_{X,i}} - \frac{F_Y \bar{X}_F - F_X \bar{Y}_F}{\sum_{i=1}^n (k_{X,i} \bar{Y}_i^2 + k_{Y,i} \bar{X}_i^2 + k_{t,i})} \bar{Y}_i \right) \\
 F_{Y,i} = -R_{Y,i} &= k_{Y,i} \left( \frac{F_Y}{\sum_{i=1}^n k_{Y,i}} + \frac{F_Y \bar{X}_F - F_X \bar{Y}_F}{\sum_{i=1}^n (k_{X,i} \bar{Y}_i^2 + k_{Y,i} \bar{X}_i^2 + k_{t,i})} \bar{X}_i \right) \\
 C_i = -C_{T,i} &= k_{t,i} \left( \frac{F_Y \bar{X}_F - F_X \bar{Y}_F}{\sum_{i=1}^n (k_{X,i} \bar{Y}_i^2 + k_{Y,i} \bar{X}_i^2 + k_{t,i})} \right)
 \end{aligned} \quad (26 \text{ a,b,c})$$

M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

Formule semplificate per la ripartizione delle forze orizzontali (v. Eurocodice 2):

In particolare, in assenza di nuclei chiusi ( $k_{c,i} = 0$ ) e tenuto conto che le rigidzze laterali degli elementi di controvento sono direttamente proporzionali ai rispettivi momenti d'inerzia della sezione di calcestruzzo, le espressioni (26 a,b,c) possono facilmente scriversi nella forma seguente in funzione dei momenti d'inerzia principali dei muri strutturali (dove si considera solo quello massimo) e dei nuclei aperti:

$$\begin{aligned}
 F_{X,i} = -T_{X,i} &= J_{cy,i} \left( \frac{F_X}{\sum_{i=1}^n J_{cy,i}} - \frac{F_Y \bar{X}_F - F_X \bar{Y}_F}{\sum_{i=1}^n (J_{cy,i} \bar{Y}_i^2 + J_{cx,i} \bar{X}_i^2)} \bar{Y}_i \right) \\
 F_{Y,i} = -T_{Y,i} &= J_{cx,i} \left( \frac{F_Y}{\sum_{i=1}^n J_{cx,i}} + \frac{F_Y \bar{X}_F - F_X \bar{Y}_F}{\sum_{i=1}^n (J_{cy,i} \bar{Y}_i^2 + J_{cx,i} \bar{X}_i^2)} \bar{X}_i \right) \\
 C_i = -M_{T,i} &= 0
 \end{aligned} \quad (27 \text{ a,b,c})$$

Quest'ultima espressione è quella richiamata dall'Eurocodice 2 per la ripartizione semplificata delle azioni orizzontali agenti su un impalcato.

M. Talliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

→ Applicazioni:

- impalcato isostaticamente vincolato
- impalcato iperstaticamente vincolato

↓

Analisi strutturale  
del controvento

Sollecitazioni agenti lungo l'asse di un muro strutturale

**Legenda:**  
 1 schema statico (mensola)  
 2 forze orizzontali di piano, ottenute in accordo al cap.3  
 3 forze verticali di piano  
 4 diagramma di sforzo normale  
 5 diagramma di taglio  
 6 diagramma di momento flettente

M. Taliano  
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

10. Analisi strutturale

Edificio soggetto a forze orizzontali

Sezione trasversale dell'edificio

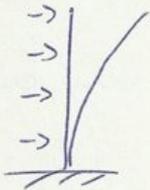
M. Taliano  
 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

## Ripartizione delle forze sui controventi

In presenza di forze orizzontali, tutti gli elementi verticali sono in grado di assorbire quota parte di forze orizzontali.

Ripartire sia sui pilastri che sui controventi.

Nota importante: tutta la forza orizzontale sui controventi (rigidness maggiore dell' 80% di tutta quella relativa agli elementi verticali).

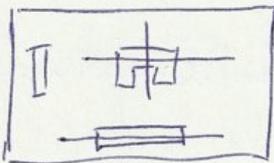


Spostamenti piccoli ai piani bassi e grandi ai piani alti (bending type) = il dose dello SHEAR TYPE

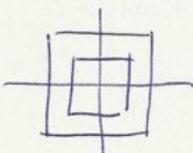


Modello strutturale: in corrispondenza dei piani bassi è il controvento che tiene il telaio di piani alti viceversa.

Si trascura l'analisi di interazione controventi e telai piani ma si considera solo il controvento per tutti i piani della struttura. Elementi verticali resistenti ≠ caratteristiche di resistenza.



2 elementi uguali rigidezza nelle due direzioni  
1 elemento: elemento rigido flessionale nella direzione di azione inerzia, si trascura la rigidezza torsionale.



nuclei divisi → elemento rigido flessionale + torsionale

pilastri: elementi privi di rigidezza torsionale e trascurata la flessione

Ripartire le forze orizzontali al piano base e considerarle uguali alle ai piani superiori.

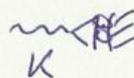
Assunzione:

- impostato infinitamente rigido nel suo piano = comportamento di struttura

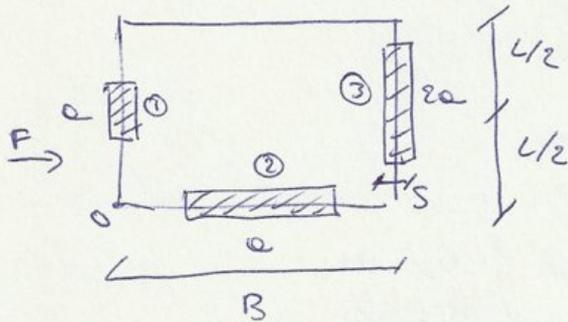
- vincoli centrali elasticamente:  $R_i = -K \cdot u_i$

$u_i$  = spostamenti vincolo

$R_i$  = reazione



negativo: verso opposto allo spostamento che l'ha generato



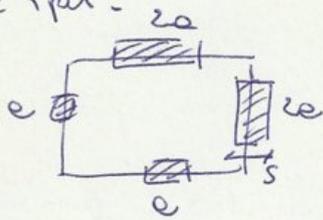
1 parete molto più rigida delle altre due.

$$\begin{aligned} \rightarrow) F - R_2 &= 0 & ; & R_2 = F \\ \circlearrowleft) -F \frac{L}{2} + R_3 \cdot B &= 0 & ; & R_3 = \frac{FL}{2B} \\ \uparrow) R_1 - R_3 &= 0 & ; & R_1 = R_3 = \frac{FL}{2B} \end{aligned}$$

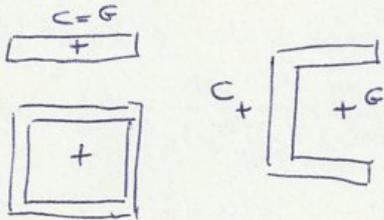
sezioni indipendenti dal fatto che i vincoli siano considerati elasticamente: solo da geometria e forze esterne

La rigidità non conta nell'ipotesi isostatica.

Se ipu:



introduzione anche l'eq di congruenza



$$C_i = (x_i; y_i)$$

$F_x, F_y$  applicato a  $G(x_G, y_G)$

che si ripetono su vari elementi di contorno.

Problema studiato sotto due approcci: a seconda del n° del grado di iperstaticità:  $h = g - v$

- $h < 0$  labili (no contorno)
- $h = 0$  isostaticamente vincolato
- $h > 0$  iperstaticamente vincolato

Esse sono condizioni necessarie ma non sufficienti,

isostatica: eq trazione reticole/orizzontale  $\rightarrow$  problema di statica

iperstatica: n° gradi di vincolo  $> 3$

$$\rightarrow) F_x + \sum R_{x,i} = 0$$

$$\uparrow) F_y + \sum R_{y,i} = 0$$

$$\circlearrowleft) F_y \cdot x_G - F_x \cdot y_G - \sum R_{x,i} \cdot y_i + \sum R_{y,i} \cdot x_i + \sum C_i = 0$$

$$R_{xi} \rightarrow u_i$$

$$R_{yi} \rightarrow v_i$$

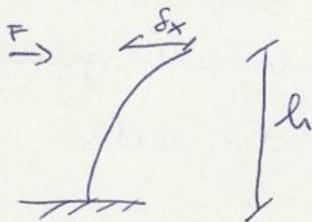
$$C_{t,i} \rightarrow \theta_i$$

$$\{R\} \rightarrow \{u\}$$

Scelte sull'ipotesi di vincoli elastici ovvero che non trasferiscano reazioni finite, ma l'intensità è direttamente proporzionale allo spostamento subito  $\rightarrow$  definito da un coeff di rigidità torsionale  $K$ .

$$\begin{cases} R_x = -K_{x,i} u_i \\ R_y = -K_{y,i} v_i \\ C_{t,i} = -K_{t,i} \theta_i \end{cases}$$

Segno negativo se lo spostamento è concorde con l'asse  $\rightarrow$  dovrà uscire una reazione diretta in senso opposto.



$$\delta = \frac{Fh^3}{3EcI} \quad F = K \cdot \delta \rightarrow K = \frac{3EcI}{h^3}$$

$I$  = momento d'inerzia rispetto all'asse di riferimento locale

$$K_{x/y} = \frac{3Ec I_{x/y}}{h^3} \quad \text{rigidità traslazionali proporzionali } I_{x/y} \text{ locali}$$

Se nucleo aperto:



$$\theta = \frac{M_z \oint \frac{dz_i}{b}}{4GR^2} = \frac{\sigma}{h} \quad \text{variazione angolare che subiscono le due sezioni}$$

$$M_z = \left( \frac{4GR^2}{h \oint \frac{dz_i}{b}} \right) \theta_i$$

$K_{t,i}$  rigidità torsionale propria dei nuclei chiusi

Nell'eq della traslazione sostituisco il valore delle reazioni, cioè le varie sono le incognite.

Il sistema posso scriverlo in forma vettoriale: matrice dei coefficienti simmetrica rispetto alla diagonale principale e i termini al di fuori sono i valori statici di rigidità traslazionali calcolati rispetto agli assi  $x, y$  rispetto al sistema globale.

Eq equilibrio di traslazione orizzontale di tutte le forze

$$\sum F_{xi} = F_x$$

$$\sum K_{xi} u_{ki} = F_x \rightarrow u_{ki} = \frac{F_x}{\sum K_{ki}}$$

Primo termine dell'eq 26 rappresenta l'effetto traslatorio e il secondo è l'effetto torsionale.

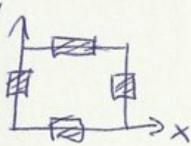
Traslatorio: tanto più piccolo quanto maggiore sono le rigidità  
 Torsionale: tanto più piccolo quanto maggiore è il denominatore  
 cioè a contribuire non sono solo le rigidità torsionali ma anche quelle di posizione (delle singole pareti) dipendente dalla  $x_i^2$  (distanza pareti dal centro di rigidità) cioè per dare buona rigidità alle pareti semplici vengono messe sui lati esterni dell'impalcato.

Momento del secondo membro: momento d'inerzia rispetto al centro di rigidità.

Per l'effetto torsionale gli elementi che si caricano di più sono quelli più su' esterni dell'impalcato.

### Applicazione:

4 setti diversi di impalcato: vincolo semplice cesorele elasticamente  
 → str 1 volta iperstatico



Calcolo forze orizzontali

→ si trascura il momento torsionale proprio dei singoli elementi

elemento	x	y	$I_x$	$I_y$	$I_x \cdot x_i$	$I_y \cdot y_i$
1	0	7,0	$\frac{1}{5} S B^3$	0	0	0
2	25,00	7,0	$\frac{1}{12} S B^3$	0	$\frac{25}{12} S B^3$	0
3	12,50	0	0	$\frac{1}{12} S B^3$	0	0
4	12,50	14,0	0	$\frac{1}{96} S B^3$	0	$\frac{1,75}{12} S B^3$

11

effetto traslatorio		effetto rotazionale		fauca 27 slide
$F_{xi}$ I parte	$F_{yi}$ I parte	II parte fauca	II parte fauca	
0	0	0	+0,203 $F_x$	risulta in direzione opposta
0	0	0	-0,203 $F_x$	
$\frac{8}{9} F_x$	0	-0,025 $F_x$	0	
$\frac{1}{9} F_x$	0	+0,025 $F_x$	0	

$$\frac{\frac{8}{8} \frac{5B^3}{12}}{\frac{9}{8} \frac{5B^3}{12}} \cdot \frac{F_x}{F_x} = \frac{8}{9} F_x$$

$$\frac{\frac{1}{8} \frac{5B^3}{12}}{\frac{9}{8} \frac{5B^3}{12}} = \frac{1}{9} F_x$$

$\Sigma = F_x$  rispetto la condizione di equilibrio

$$\frac{5B^3}{12} \left( - \frac{5,44 F_x}{\underbrace{\sum I_{y_i} \cdot y_i^2 + I_{x_i} \cdot x_i^2}_{\text{eccentricità}}} \right) \cdot (-12,5) = 0,203 F_x$$

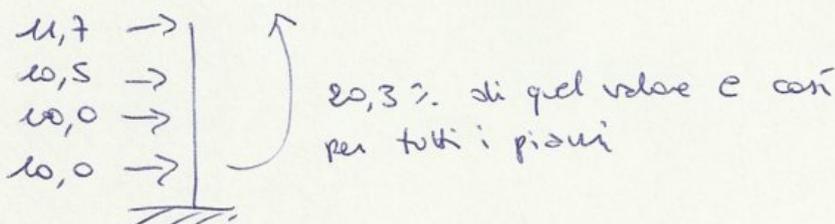
$$2 \left( 156,25 \frac{5B^3}{12} \right) + 2,43 \frac{5B^3}{12} + 19,36 \frac{5B^3}{12} = 334,27 \frac{5B^3}{12}$$

Risultato delle fauce agenti sulla struttura:

$F_{xi}$	$F_{yi}$
0	20,3% $F_x$
0	-20,3% $F_x$
86,4% $F_x$	0
13,6% $F_x$	0

$$0,864 F_x = \frac{8}{9} F_x + 0,025 F_x$$

$F_x = 49,6$  kN dall'analisi:



**10. Analisi strutturale**

**Esempio 3: impalcato iperstaticamente vincolato**

*L'impalcato mostrato in figura, collegato ai controventi 1, 2 e 3, è soggetto all'azione della forza orizzontale  $F_y$ , di intensità 360 kN. Nell'ipotesi di trascurare la deformabilità a taglio degli elementi resistenti, determinare la ripartizione delle forze su ciascun controvento.*

3000 (quote in cm)

1200

1500

$F_y$

2,50x0,20 m

3,00x0,20 m

220 600

20 180 20

20 180 20

400 200

2 1 3

X

Y

 M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino

**11. Verifiche di sicurezza**

- nella situazione di progetto persistente:

Le verifiche di sicurezza di sicurezza agli stati limite ultimi si considerano soddisfatte quando risulti:

$$E_d \leq R_d$$

dove

$E_d$  valore di progetto degli effetti (momento flettente, taglio, ecc.) delle azioni determinato mediante l'analisi strutturale, sulla base della combinazione fondamentale delle azioni, considerando le disposizioni di carico più gravose;

$R_d$  valore di progetto della capacità resistente (momento flettente, taglio, ecc.) della sezione considerata determinato mediante adeguati modelli del comportamento dei materiali e della struttura, sulla base dei valori di progetto delle resistenze dei materiali

Le verifiche di sicurezza di sicurezza agli stati limite di esercizio devono comprendere:

- verifica di deformabilità;
- verifica di vibrazione;
- verifica di fessurazione;
- verifica delle tensioni in esercizio;
- verifica a fatica.

 M. Taliano  
Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica, Politecnico di Torino