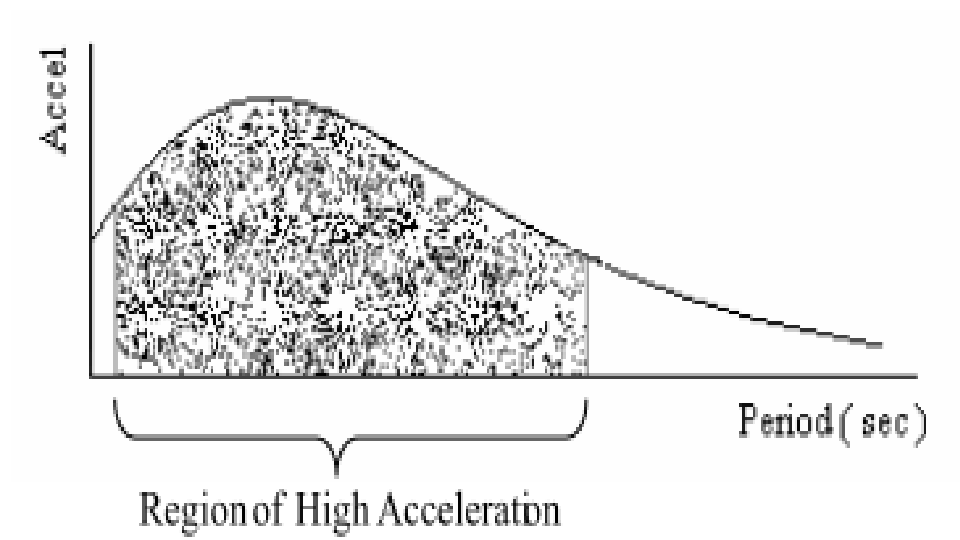


Le azioni sulle costruzioni



Ing. Giuseppe Masca

Premessa

Le azioni sulle costruzioni così come definite nelle NTC 2018 , ovvero le norme tecniche sulle costruzioni assumono notevole importanza nella progettazione strutturale , poiché la applicazione corretta garantisce la invulnerabilità statica sismica eccezionale della costruzione che è poi il requisito fondamentale che viene richiesto ad una costruzione ovvero di non crollare e tutelare la vita delle persone che al suo interno svolgono delle attività siano esse residenziale o lavorative. Il susseguirsi degli eventi sismici il cambiamento climatico nel corso degli anni ha portato ad un appesantimento delle azioni applicate se prima si proiettava i prima categoria con una accelerazione di 1m/sec^2 , adesso si progetta con $2,67\text{ m/sec}^2$,lo stesso carico da neve è aumentato . A ciò consegue un sovradimensionamento degli elementi strutturali che ha modificato i sistemi resistenti degli edifici. In queste pagine riportiamo i carichi previsti dalle NTC confrontandoli con le normative di altri stati europei e saranno integrati successivamente dalle azioni sui ponti e sulle opere di sostegno quali le dighe. Il cambiamento climatico le trombe d'aria la possibilità che si verifichino uragani anche in Italia se ben remota porterebbe ad azioni del vento con velocità considerevole nei prossimi anni

Castel di Sangro

Ing. Giuseppe Mosca

Indice

1- Il carico da neve

2- Le azioni sismiche

3- Il carico da vento

4- Le azioni eccezionali

5- La combinazione delle azioni

Il carico da neve

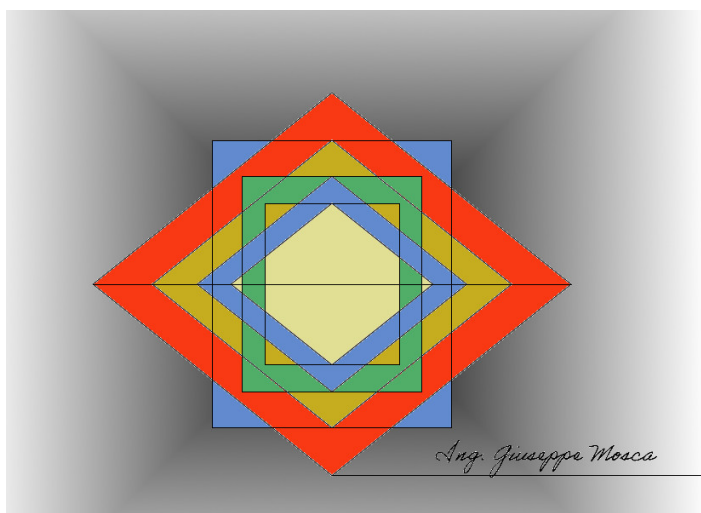
1-Introduzione

2-La normativa italiana

3- La normativa Francese , Tedesca e Finlandese

4- Le azioni delle neve sulle coperture di grande luce

5- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1-Introduzione

Le azioni della neve vengono considerate come delle azioni statiche verticali sulle coperture degli edifici la cui entità è commisurata al volume di neve che si accumula sulla copertura e quindi alla pendenza delle falde e all'altitudine del sito in cui è ubicata la nostra costruzione. La densità della neve è fornita dalla seguente tabella

<i>Tipo di neve</i>	<i>Densità (kg/mc)</i>
<i>Neve fresca molto leggera</i>	<i>Circa 30</i>
<i>Neve fresca</i>	<i>Circa 100</i>
<i>Neve feltrata</i>	<i>Da 150 a 300</i>
<i>Grani arrotondati</i>	<i>Da 250 a 450</i>
<i>Cristalli sfaccettati</i>	<i>Da 250 a 400</i>
<i>Brina di profondità</i>	<i>Da 150 a 350</i>
<i>Neve bagnata</i>	<i>Da 300 a 500</i>
<i>Nevato a FIRN</i>	<i>Da 500 a 830</i>
<i>Ghiaccio di ghiacciaio</i>	<i>Circa 900</i>
<i>Ghiaccio puro</i>	<i>917</i>

l'eurocodice 1 nella definizione delle azioni stabilisce per la densità della neve il seguente valore $\rho = 150 \text{ kg/mc}$

TIPO NEVE	DENSITA' DELLA NEVE [kN/m ³]
Neve fresca, appena caduta	1,0
Dopo parecchie ore o giorni dalla caduta	2,0
Dopo parecchie settimane o mesi dalla caduta	2,5 - 3,5
Umida	4,0

In Abruzzo nel mio comune di residenza Castel di Sangro si ricorda una eccezionale nevicata del febbraio 2012 con un'altezza media delle neve fresca sui tetti pari a 1,5 m corrispondente ad un carico a mq di circa 200 daN in quella occasione si sono avuti crolli di coperture che hanno riguardato prevalentemente vecchi fabbricati quali fienili e stalle con coperture in legno, nel centro abitato dove le antiche coperture in legno sono state sostituite con solai in ferro e calcestruzzo in occasione degli eventi sismici del 1984 non si sono avuti problemi strutturali. Il carico da neve assume importanza per le coperture di grande luce leggere in legno o in acciaio se ubicate in zone di montagna come può essere la copertura di uno stadio di un campo da tennis ect per le quali delle nevicata eccezionali non contemplate nella normativa possono minare la stabilità della struttura.

2-La normativa italiana

Il carico da neve da applicare sulle coperture va valutato con la seguente espressione

$$Q_s = Q_{sk} * C_e * C_t * \mu$$

Q_{sk} valore di riferimento della neve al suolo

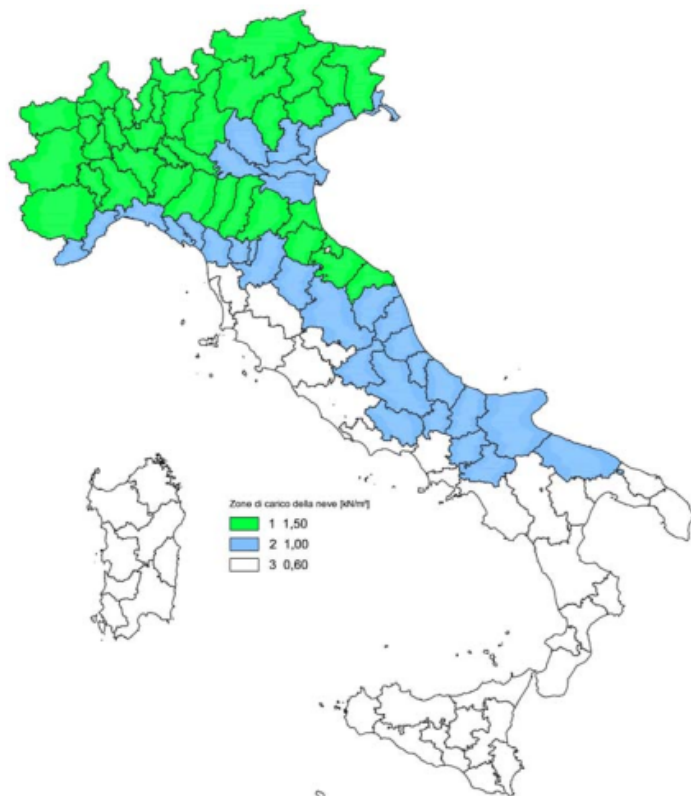
C_e Coefficiente di esposizione

C_t coefficiente termico

μ Coefficiente di forma della copertura

- Q_{sk} Carico da neve al suolo

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, devono essere definiti singolarmente.



L'Italia è suddivisa in tre zone indicata con la campitura in figura

Zona 1 Verde

è suddivisa in due sottozone funzione della provincia

$$Q_{sk} = 150 \text{ daN/mq} \quad \text{Altitudine } A_s \leq 200 \text{ mslm}$$

$$\text{per } A_s > 200 \text{ m} \quad Q_{sk} = 139 * [1 + (A_s/728)^2]$$

$$Q_{sk} = 150 \text{ daN/mq} \quad \text{Altitudine } A_s \leq 200 \text{ mslm}$$

$$\text{per } A_s > 200 \text{ m} \quad Q_{sk} = 135 * [1 + (A_s/602)^2]$$

Zona 2 Celeste

$$Q_{sk} = 100 \text{ daN/mq} \quad \text{Altitudine } A_s \leq 200 \text{ mslm}$$

$$\text{per } A_s > 200 \text{ m} \quad Q_{sk} = 85 * [1 + (A_s/481)^2]$$

per Castel di Sangro comune nel quale risiedo $A_s = 810 \text{ m}$

$$Q_{sk} = 326 \text{ daN/mq} \text{ corrispondenti a circa } 3 \text{ m di neve fresca}$$

Zona 3 Bianca

$$Q_{sk} = 60 \text{ daN/mq} \quad \text{Altitudine } A_s \leq 200 \text{ mslm}$$

$$\text{per } A_s > 200 \text{ m} \quad Q_{sk} = 51 * [1 + (A_s/481)^2]$$

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si deve fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

-Coefficiente termico C_t

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$. Per edifici nei quali la temperatura interna è mantenuta intenzionalmente sotto 0° quali impianti per pattinaggio edifici frigoriferi si assume $C_t = 1,2$

-Coefficiente di esposizione C_e

Il Coefficiente di esposizione C_e tiene conto delle caratteristiche tecniche del sito dove sorge l'opera ed è riportato nella seguente tabella

Tab. 3.4.I – Valori di C_e per diverse classi di esposizione

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

Il coefficiente di forma della copertura μ

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione. Esaminiamo differenti tipologie di coperture :

- Copertura ad una falda
- Copertura a due falde
- Copertura a più falde
- Copertura cilindrica (volta a botte)
- Volte di copertura
- Copertura adiacente o vicina a costruzioni più alte
- Accumuli in corrispondenza di sporgenze
- Neve aggettante dal bordo di una copertura
- Carico su barriere paraneve

Il coefficiente di forma per qualsiasi tipologia di copertura è riportato nella figura seguente in funzione dell'angolo di inclinazione α sull'orizzontale

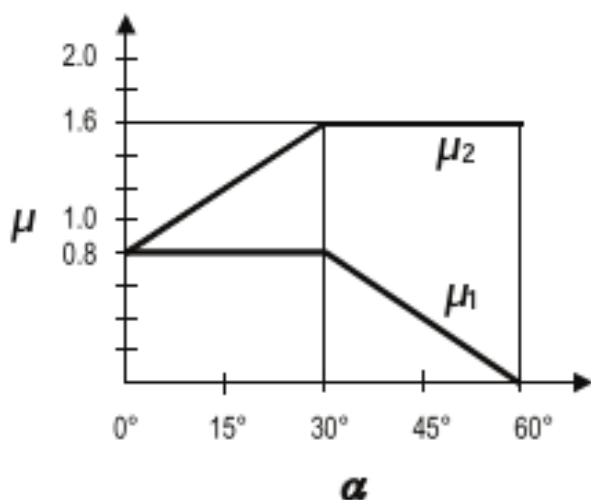


Figura C3.4.2 - Coefficienti di forma per il carico neve

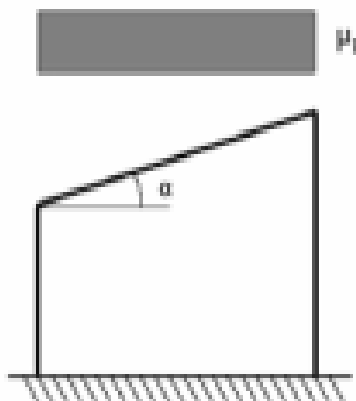
Tabella C3.4.I - Coefficienti di forma per il carico neve

Angolo di inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	—

Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α .

-Copertura ad una falda

Per coperture ad una falda si considera soltanto una condizione di carico con coefficiente di forma pari a μ_1 ;



Per edifici con copertura piana la riduzione del manto risulta tanto meno efficace quanto più è estesa la copertura ; definita la dimensione equivalente in pianta

$$Le = 2*W - W^2/L$$

W in metri è la minore delle dimensioni in pianta

L in metri è la maggiore delle dimensioni in pianta

Per $Le > 50$ il coefficiente di forma μ_1 può essere assunto pari a

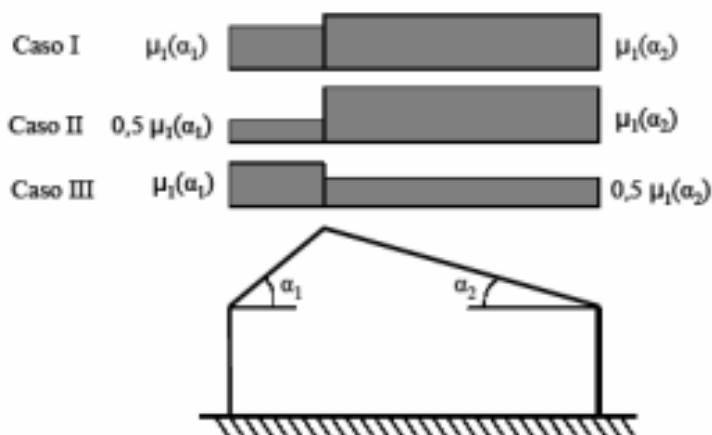
$$\mu_1 = 0,8 * C_{ef}$$

$$C_{ef} = 1 \text{ per } Le < 50$$

$$C_{ef} = 1,25 - 0,20 * e^{[-(Le-50)/200]}$$

-Copertura a due falde

Per coperture a due falde si considerano tre condizioni di carico alternative così come indicate in figura



-Copertura a più falde

Vanno considerate le due condizioni di carico indicate in figura con accumulo della neve in corrispondenza dell'compluvio.

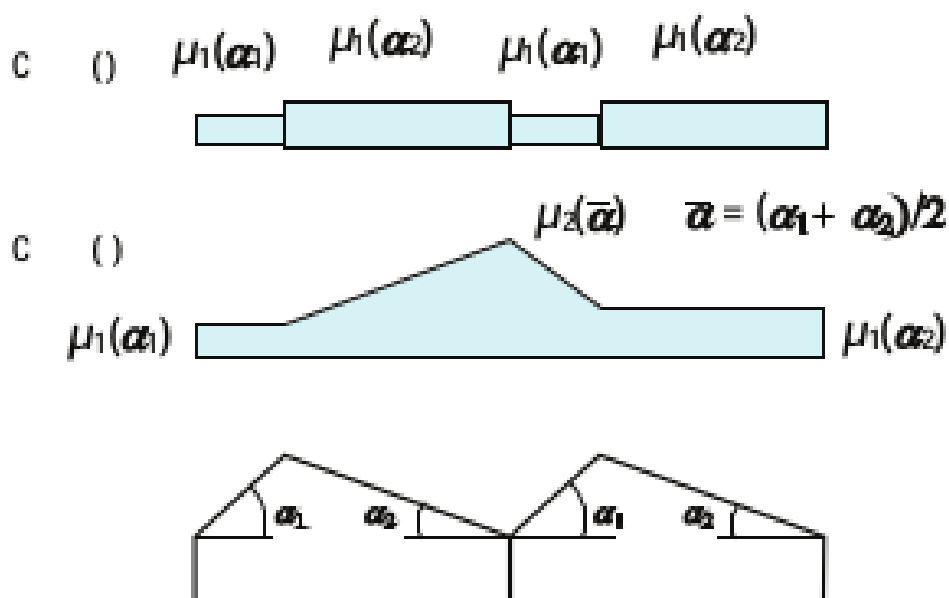


Figura C3.4.3 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture a più falde

Quando le falde convergenti nel compluvio hanno una inclinazione $\alpha > 60^\circ$ poiché si accumula molta neve va posta particolare attenzione alla scelta del coefficiente μ ; il tratto sotteso tra due falde adiacenti convergenti in un compluvio affinché si accumuli della neve deve essere maggiore di 3,50 m solo in questi casi va considerato l'accumulo della neve

-Copertura cilindrica (volta a botte)

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare e si considerano le due combinazioni di carico alternative riportate in figura :

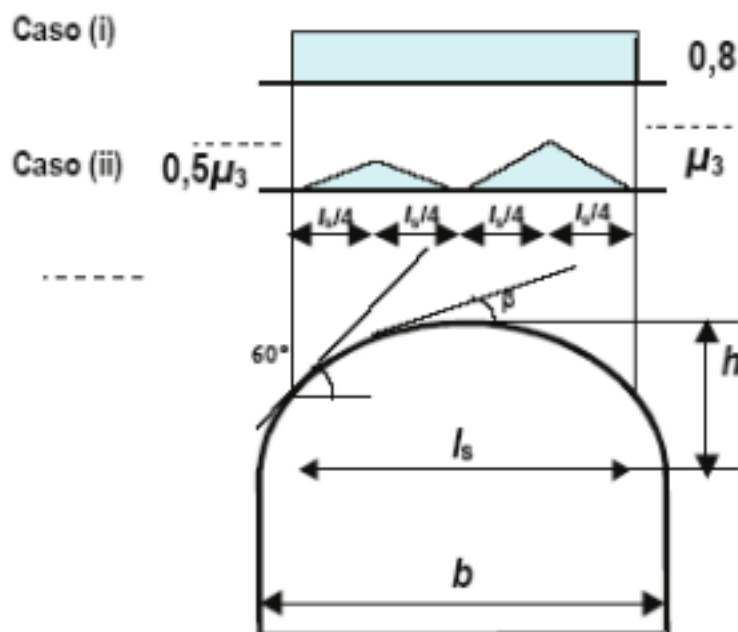


Figura C3.4.4 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture cilindriche

per $\beta > 60^\circ$ $\mu_3 = 0$

per $\beta \leq 60^\circ$ $\mu_3 = 0,3 + 10 \cdot h/b$ con $\mu_3 < 2$

-Volte di copertura

Per una volta di coperture valgono le stesse prescrizioni viste per la volta a botte chiaramente il carico da neve è riferito alla superficie e quindi gli angoli vanno misurati nelle due direzioni ; per una cupola sferica si considerano i meridiani e si ottiene la superficie di carico , per una volta in generale le curve di sezione nelle due direzioni .

- Copertura adiacente o vicina a costruzioni più alte

Si considera lo scivolamento della neve dalla copertura posta a quota superiore ed il deposito della neve della zona d'ombra aerodinamica, considerando due condizioni di carico;

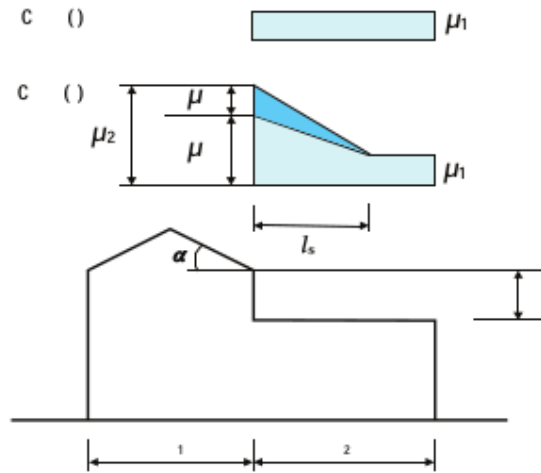


Figura C.3.4.5 - Coefficiente di forma per il carico neve – Coperture adiacenti a costruzioni più alte

i coefficienti di forma

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

dove μ_s è il coefficiente di forma per scivolamento della neve dalla copertura adiacente $\mu_s = 0$ per $\alpha \leq 15^\circ$; per $\alpha > 15^\circ$ $\mu_s = 0,5 * \mu$ della falda adiacente

μ_w è il coefficiente di forma per la redistribuzione delle neve operata dal vento

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq h * \gamma / Qsk$$

dove γ è il peso della unità di volume della neve 200 daN/mc

μ_w deve essere compreso tra i valori (0,8; 4)

La lunghezza della zona L_s in cui si forma l'accumulo è pari a $2h$ e comunque $5m \leq L_s \leq 15m$

- Accumuli in corrispondenza di sporgenze

La presenza di sporgenze quali parapetti di bordo causano accumuli in corrispondenza delle zone di ombre aerodinamica del vento

Per coperture pseudo orizzontali si considera la condizione di carico indicata in figura con

$$\mu_1 = 0,8 \text{ e } \mu_2 = h * \gamma / Qsk \text{ con la limitazione } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2$$

dove γ è il peso della unità di volume della neve 200 daN/mc

L_s in cui si forma l'accumulo è pari a $2h$ e comunque $5m \leq L_s \leq 15m$

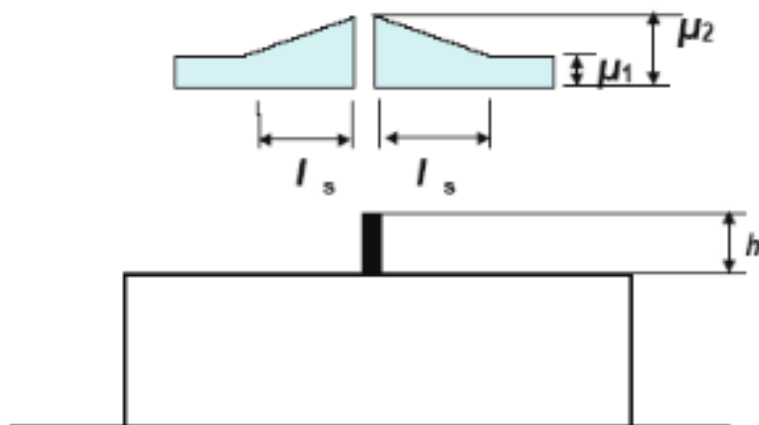


Figura C3.4.6 - Coefficienti di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni

- Neve aggettante dal bordo di una copertura

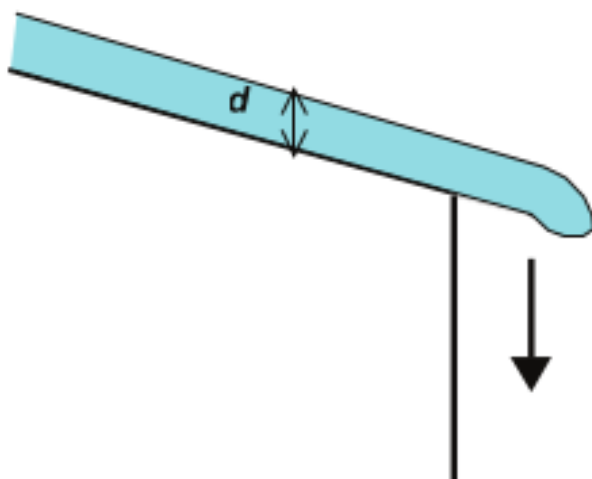


Figura C3.4.7 - Neve aggettante dal bordo di una copertura

In località di montagna con altezza sul livello del mare superiore ad 800m la verifica dei cornicioni a sbalzo viene eseguita considerando il carico della neve sospesa

$$Q_{se} = k \cdot Q_s^2 / \gamma$$

γ è il peso della unità di volume della neve 300 daN/mc

k un coefficiente che dipende dalla irregolarità della forma della neve

$$K = 3/d \quad e \quad k \leq d \cdot \gamma$$

Q_s è il carico corrispondente alla distribuzione più sfavorevole del manto

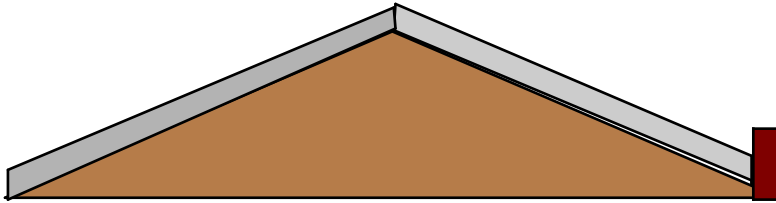
- Carico su barriere paraneve

$$F_s = Q_s * b * \sin \alpha$$

azione statica impressa dalla neve che scivola su barriere paraneve o altri ostacoli

b distanza orizzontale tra il paraneve ed il colmo

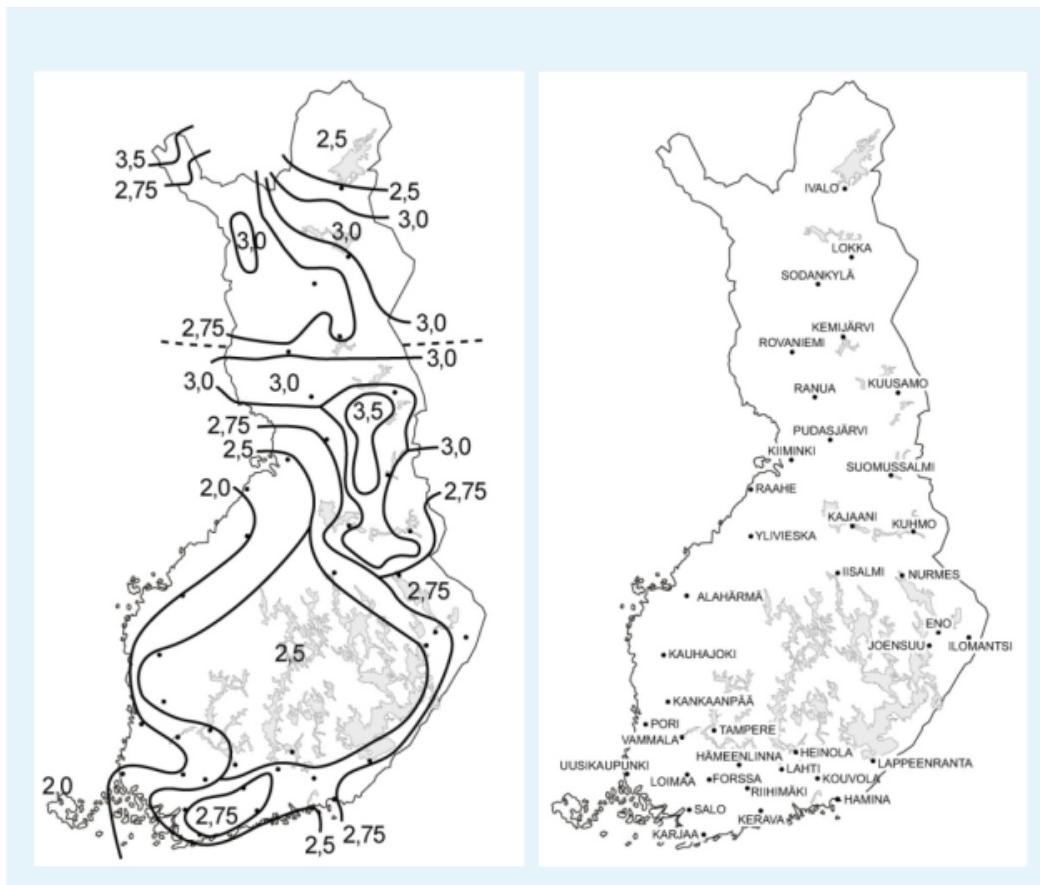
α angolo di inclinazione della falda



$Q_s * \sin \alpha$ componente parallela al piano della falda

3- La normativa Francese , Tedesca e Finlandese

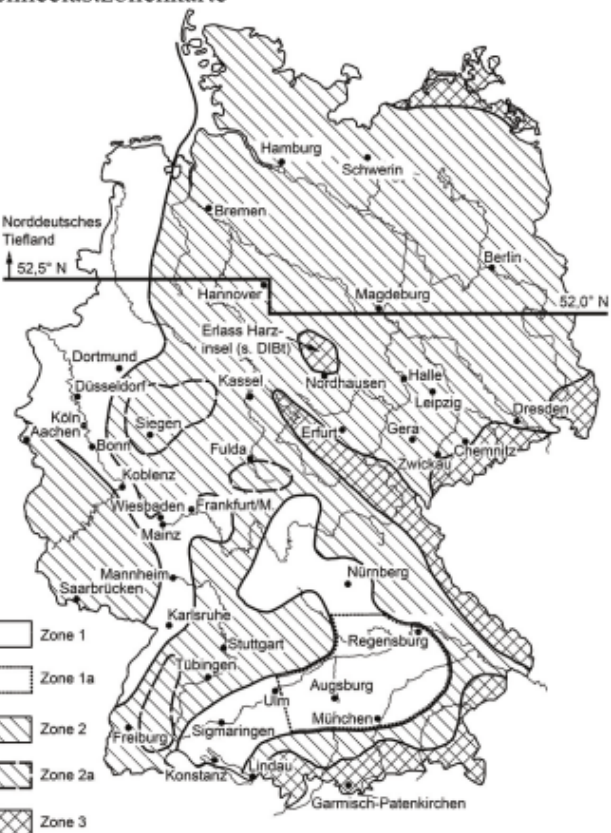
Le normative come quella italiana non sono altre che delle applicazioni degli eurocodici adattate a situazioni locali per cui prevedono la suddivisione del territorio in zone per ciascuna delle quali viene fornito il carico da neve al suolo. I coefficienti di forma sono gli stessi poiché dipendono dalla forma delle coperture. La normativa finlandese ci fornisce il carico da neve Q_{sk} indipendentemente dall'altitudine sul livello del mare come indicato in figura



Il valore massimo è pari a 350 daN/mq , mentre il valore minimo è pari a 200 daN/mq.

Le norme tedesche DIN prevedono la suddivisione del territorio tedesco in zone nelle quali è il carico da neve è espresso in funzione dell'altitudine

Tafel 3.43 Charakteristische Werte der Schneelast auf dem Boden

Schneelastzonenkarte	Zone	Charakteristischer Wert der Schneelast auf dem Boden in kN/m ²
	1	$s_k = 0,19 + 0,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \geq 0,65$
	1a	$s_k = 1,25 \cdot \left[0,19 + 0,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \right] \geq 0,81$
	2	$s_k = 0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \geq 0,85$
	2a	$s_k = 1,25 \cdot \left[0,25 + 1,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \right] \geq 1,06$
	3 1)	$s_k = 0,31 + 2,91 \cdot \left(\frac{A+140}{760} \right)^2 \geq 1,10$
A Geländehöhe über dem Meeresniveau in m		1) In Zone 3 können für bestimmte Lagen (z. B. Oberharz, Hochlagen des Fichtelgebirges, Reit im Winkl, Obernach/Walchensee) höhere Werte als nach der oben angegebenen Gleichung maßgebend sein. Angaben über die Schneelast in diesen Regionen sind bei den zuständigen Stellen einzuholen.
Norddeutsches Tiefland: In Gemeinden, die in der Tabelle „Zuordnung der Schneelastzonen nach Verwaltungsgrenzen“ (siehe www.dibt.de) mit der Fußnote „Nordd. Tiefl.“ gekennzeichnet sind, ist in den Zonen 1 und 2 zusätzlich zu den ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen auch die Bemessungssituation mit Schnee als außergewöhnliche Einwirkung zu überprüfen. Dabei ist der Bemessungswert der Schneelast mit $s_1 = 2,3 \cdot \mu_1 \cdot s_k$ anzunehmen.		

Zona 1

$$Q_{sk} = 0,19 + 0,91 + \left[\frac{(A+140)}{760} \right]^2 \geq 0,65 \text{ KN/mq}$$

Zona 1A

$$Q_{sk} = 1,25 \cdot \{ (0,19 + 0,91 \cdot \left[\frac{(A+140)}{760} \right]^2) \} \geq 0,81 \text{ KN/mq}$$

Zona 2

$$Q_{sk} = 0,25 + 1,91 \cdot \left[\frac{(A+140)}{760} \right]^2 \geq 0,85 \text{ KN/mq}$$

Zona 2

$$Q_{sk} = 1,25 \cdot \{ (0,25 + 1,91 \cdot \left[\frac{(A+140)}{760} \right]^2) \} \geq 0,81 \text{ KN/mq}$$

Zona 3

$$Q_{sk} = 0,31 + 2,91 \cdot \left[\frac{(A+140)}{760} \right]^2 \geq 1,10 \text{ KN/mq}$$

Nella città di Amburgo situato in zona 2 al nord della Germania ad un'altezza sul livello del mare di circa 2m il carico da neve al suolo vale 85 daN/mq ; Nella zona 1A città di Monaco di Baviera ad un'altezza di circa 530 m $Q_{sk} = 112 \text{ daN/mq}$

Anche le norme francesi prevedono la suddivisione del territorio nazionale in zone e per ogni zona viene fornito un carico da neve al suolo da aumentare in funzione dell'altitudine

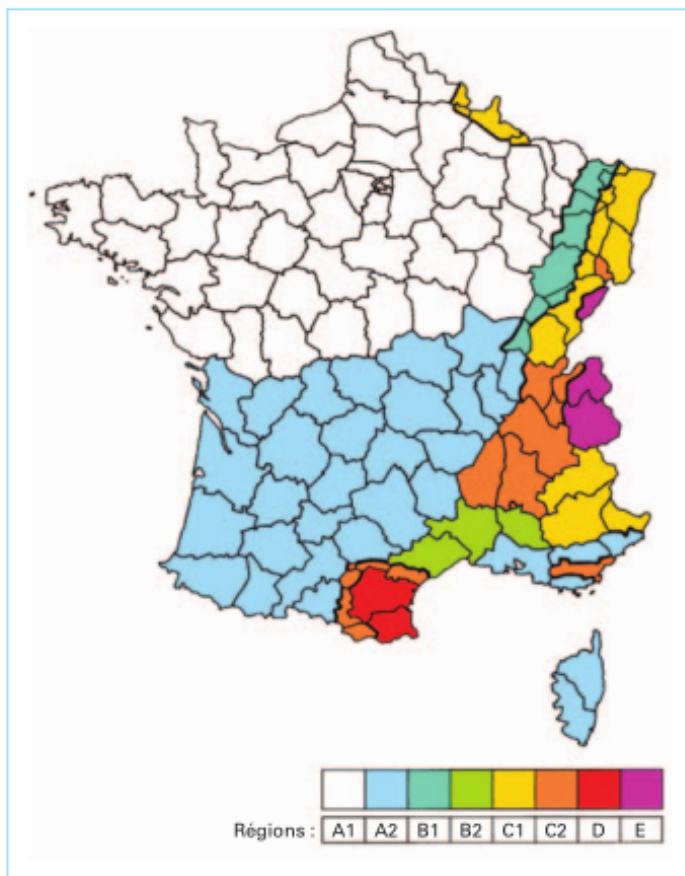


Figure 1 – Carte de zonage

Tableau 3 – Valeur caractéristique et charge exceptionnelle par région								
Régions	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D	E
Valeur caractéristique ($s_{k,0}$) de la charge de neige sur le sol à une altitude inférieure à 200 m (en kN/m^2)	0,45	0,45	0,55	0,55	0,65	0,65	0,90	1,40
Valeur de calcul ($s_{k,0}$) de la charge exceptionnelle de neige sur le sol (en kN/m^2)	–	1,00	1,00	1,35	–	1,35	1,80	–

Tableau 4 – Lois de variation de la valeur caractéristique s_k en fonction de l'altitude A et de la région		
Altitude A	Régions A, B, C, D Loi de variation : Δs_1	Région E Loi de variation : Δs_2
de 200 à 500 m	$A/1\,000 - 0,20$	$1,5 A/1\,000 - 0,30$
de 500 à 1 000 m	$1,5 A/1\,000 - 0,45$	$3,5 A/1\,000 - 1,30$
de 1 000 à 2 000 m	$3,5 A/1\,000 - 2,45$	$7 A/1\,000 - 4,80$

In Zona E sulle Alpi nel dipartimento dell'Alta Savoia per un altezza sul livello del mare di 800 m il carico da neve $Q_{sk} = 210 \text{ daN/mq}$

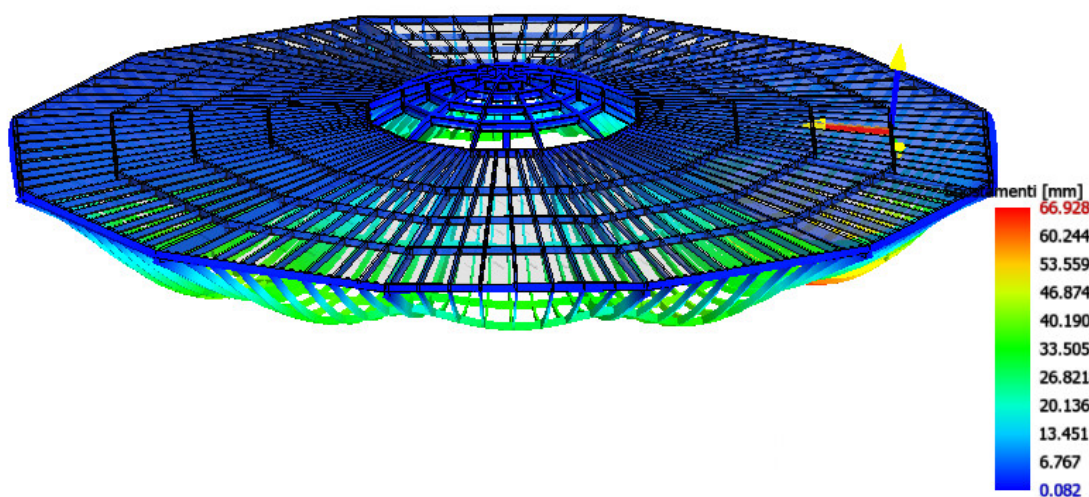
4- Le azioni delle neve sulle coperture di grande luce

Per una copertura di grande luce assume importanza la pendenza della falda che si rende necessaria al fine di contrastare la instabilità dovuta ai carichi verticali quindi progettare strutture con pendenza della falda α compreso tra 30° e 60° in modo da minimizzare il carico da neve attraverso il coefficiente di forma

$$\mu = 0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30 \text{ per } \alpha = 45^\circ \quad \mu = 0,4$$

Per cui ad un carico da neve al suolo pari a 326 daN/mq corrisponde un carico di circa 130 daN/mq

La struttura in figura avente una luce di circa 37 m realizzata con capriate è stata calcolata per un carico da neve pari a 150 daN/mq



La struttura realizzata con travi di legno sottili non dà problemi né di instabilità globale poiché realizzata con capriate annullando le spinte sulle imposte né di deformazione e di verifica di ogni singolo elemento strutturale. La pendenza α della falda è di circa 7° per cui il carico da neve effettivo da considerare sulla copertura doveva essere 260 daN/mq .

- Conclusioni

Il carico da neve in Italia è molto elevato paragonabile a quello del circolo polare artico andrebbe in qualche maniera corretto e rivisto e riportato a valori previsti dalla normativa del 12 febbraio 1992 dove per il carico da neve si aveva la seguente formulazione per la regione Abruzzo

$$Q_{sk} = 90 + 15 \cdot (A_s - 300) = 166 \text{ daN/mq (per il mio comune di residenza)}$$

che effettivamente corrisponde ad 1 metro di neve fresca e non si utilizzavano coefficienti di forma . In 56 anni di vita non ho mai visto grandi nevicate lo scorso anno la neve è stata assente quest'anno appena qualche cm , l'unica grande nevicata è stata quella del 2012 con 150 cm di neve fresca sui tetti come dalla foto del 03.02.2012



Con il miglioramento della normativa si è dovuto aumentare il carico da neve al suolo che non corrisponde alle effettive precipitazioni nevose prevedendo la situazione di nevicata eccezionale che ha una probabilità molto bassa di verificarsi. Se confrontiamo i valori imposti dalla normativa italiana con quelli di altre nazioni europee ci accorgiamo che vi è una esagerazione , ovvero il carico da neve al suolo è troppo alto forse andrebbero adeguati ai valori della norma francese che tenendo conto dei coefficienti di forma, sulle Alpi ad una altitudine di 800 m prevede un valore di $Q_{sk} = 210 \text{ daN/mq}$

Bibliografia

Norme tecniche sulle costruzioni 2018

Circolare esplicativa NTC 2018

DM 12 febbraio 1992

Le azioni sismiche

1- Introduzione

2- L'evoluzione della normativa italiana

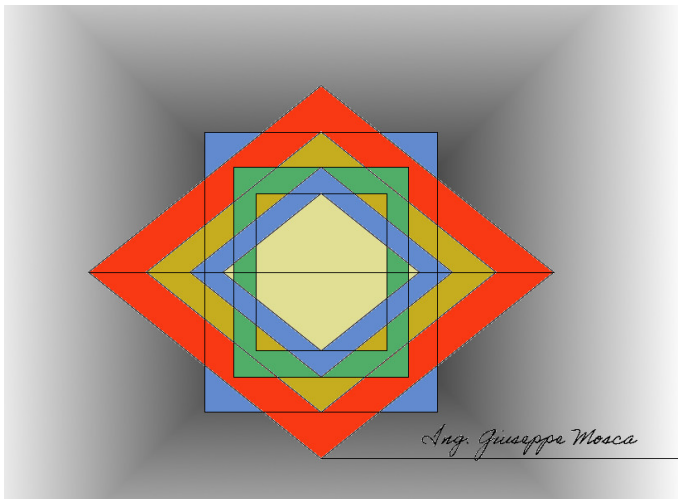
3- Azione sismica orizzontale

4- L'analisi statica lineare e la stima delle forze sismiche

5- Gli accelerogrammi

6- Il sisma verticale

7- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Le azioni sismiche sono delle forze di inerzia che vengono applicate sulla struttura funzione del movimento del terreno, di conseguenza sono tanto più grandi quanto maggiore è la massa del nostro edificio. Negli ultimi venti anni in Italia si sono verificati numerosi eventi sismici la normativa è stata modificata recependo l'eurocodice 8 caratterizzando l'accelerazione al suolo mediante uno spettro di risposta in funzione del periodo di oscillazione della nostra struttura : oggi per il calcolo degli edifici si eseguono mediante software FEM esclusivamente delle analisi dinamiche , l'analisi statica viene utilizzata per i cosiddetti edifici semplici regolari in pianta ed in altezza e per valutare la grandezza delle forze sismiche orizzontali. La accelerazione della nostra struttura oltre che dalla rigidezza dipende dalle caratteristiche del terreno di fondazione ovvero in funzione della geologia locale si possono avere sensibili variazioni dell'accelerazione al suolo $S_d(T)$; per minimizzare queste forze sismiche si può agire o sulla massa del nostro edificio ricorrendo alla costruzione leggera o sulla rigidezza ovvero tramite isolatori sismici elastomerici si può innalzare il valore del periodo fondamentale di oscillazione e quindi avere una accelerazione $S_d(T)$ più bassa.

2- L'evoluzione della normativa italiana

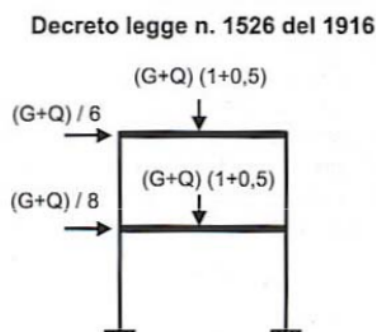
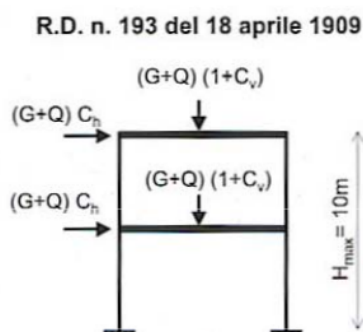
Le norme sismiche possono essere classificate in base al periodo temporale al quale si riferiscono ed alla loro complessità

- norme di I generazione : puramente prescrittive in vigore dal 1900 al 1960
- norme di II generazione : prestazionali a singolo livello dal 1960 al 1980
- norme di III generazione: prestazionali a doppio livello dal 1980 al 2000
- norme di IV generazione: prestazionali multilivello dopo il 2000

- Norme di I generazione

Il Regio Decreto n. 193 del 18 aprile 1909, impose alle strutture di resistere a delle **forze statiche equivalenti laterali** (Equivalent Lateral Force ELF), rappresentative degli effetti dinamici applicati alle masse dell'edificio e dovute al moto sismico.

L'Italia veniva suddivisa in 2 zone di prima e seconda categoria alle quali competevano differenti forze sismiche di progetto funzione di un parametro Ch , ovvero erano una aliquota dei carichi verticali proporzionali quindi ai pesi sismici di ogni piano



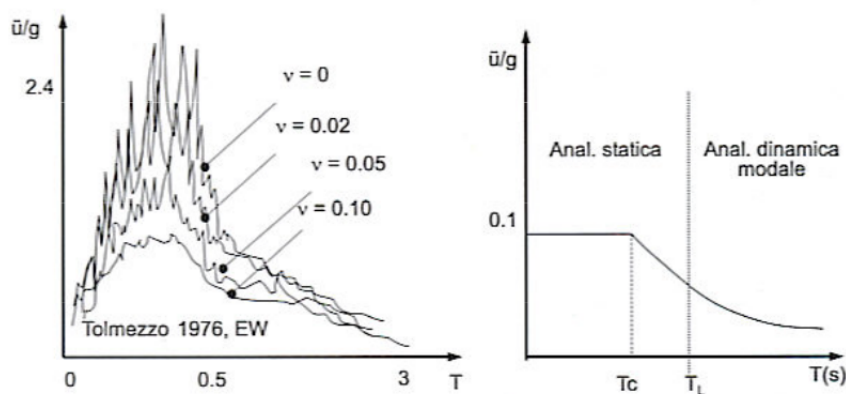


Zonazione del R.D. n. 431 del 1927

-Norme di II generazione

Vengono introdotte dalla legge sismica n° 64 del 2 febbraio 1974 ancora in vigore perfezionate da successivi 3 decreti del 1975- 1986- 1996 che suddividono L'Italia in tre zone sismiche di prima , seconda e terza categoria definendo uno spettro di risposta





Esempio di uno spettro di risposta elastico, introdotto per la prima volta in Italia nel Decreto del 3 Marzo 1975

Sugli edifici venivano eseguite prevalentemente analisi statiche lineari determinando la forza sismica di piano che seguiva pressoché una distribuzione lineare ; ad ogni zona corrispondeva una accelerazione definita da un coefficiente $C = (S-2)/100$

I categoria 1 m/sec² Grado di sismicità $S = 12$

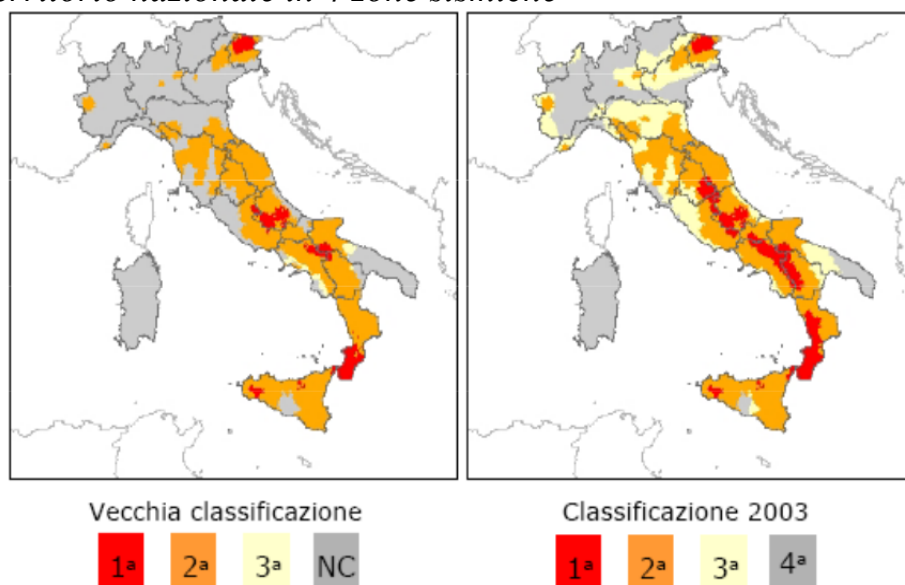
II categoria 0,7 m/sec² Grado di sismicità $S = 9$

III categoria 0,4 m/sec² Grado di sismicità $S = 6$

poi vi era una porzione del territorio considerata normale ovvero non sismica per le quali non vi erano prescrizioni si utilizzavano come azioni orizzontali per il calcolo degli edifici quelle del vento.

-Norme di III generazione

Le norme di III generazione sono state introdotte dopo il terremoto di San Giuliano di Puglia ed hanno rappresentato una applicazione dell'eurocodice 8 tramite l'ordinanza OPCM 3274 perfezionate successivamente con le norme tecniche del 2005. Tali norme introducono lo stato limite di danno e prevedono la suddivisione di tutto il territorio nazionale in 4 zone sismiche



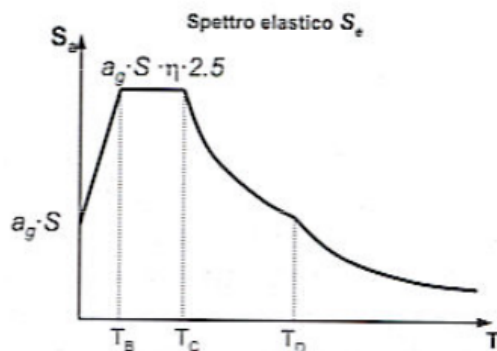
Definendo uno spettro di progetto elastico con nuove accelerazioni al suolo ampiamente superiori a quelli del DM 1996; ad ogni zona corrispondono i seguenti valori delle accelerazioni al suolo

Zona 1 $A_g = 0,35 \cdot g$

Zona 2 $A_g = 0,25g$

Zona 3 $A_g = 0,15g$

Zona 4 $A_g = 0,05g$



a_g = accelerazione di picco o PGA

S = fattore suolo

T_B T_C = Periodi di riferimento per la individuazione della zona di max amplificazione

T_D = Periodo a cui corrisponde l'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

η = fattore di smorzamento (per $\xi = 5\%$)

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,00	0,15	0,40	2,00
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,00
D	1,35	0,20	0,80	2,00

-Norme di IV generazione

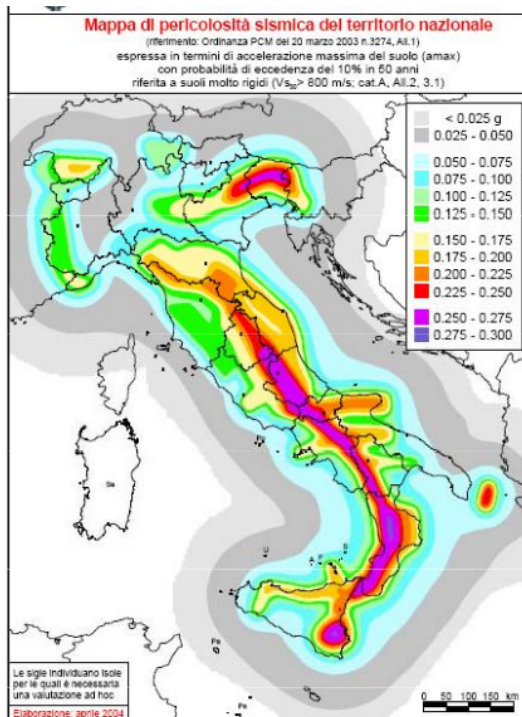
Sono le norme attuali quali il decreto 14 gennaio 2008 sulle costruzioni sostituito ed integrato dalle NTC del 2018 con relativa circolare esplicativa del 2019 che introducono una mappa di pericolosità del territorio nazionale e differenti stati limite

SLO Stato limite di operatività

SLD stato limite di danno

SLV stato limite di salvaguardia della vita

SLC stato limite di collasso



Se poi consideriamo le linee guida per la classificazione sismica degli edifici vengono introdotti altri due stati limite che sono

SLID stato limite inizio danno

SLR stato limite ricostruzione

3- Azione sismica orizzontale

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa A_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione.

Nel periodo di riferimento V_R e per ciascuna delle probabilità di superamento P_{VR} , su sito di riferimento rigido orizzontale sono definiti i seguenti parametri

- A_g accelerazione orizzontale massima del sito ;*
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro orizzontale*
- T^*_C valore di inizio del periodo del tratto dello spettro a velocità costante .*

*I valori di A_g ; F_o ; T^*_C sono forniti dalla normativa per ciascun comune italiano e per ogni stato limite così definiti*

-SLO Stato limite di operatività *la costruzione nel suo complesso dopo un evento sismico deve essere agibile ovvero nei suoi elementi strutturali e non strutturali non deve aver subito danni e la si può continuare ad usare*

-SLD Stato limite di danno *,a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

- SLV Stato limite di salvaguardia della vita a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

-SLC Stato limite di collasso a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

La probabilità di superamento per lo stato limite ultimo e di esercizio nel periodo di riferimento V_r

Stato limite	Probabilità P_{Vr} nel periodo V_r	
Stato limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stato limite ultimo	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella C.3.2.1 – Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periododi riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^1)30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^1)$

¹I limiti inferiore e superiore di T_R fissati nell'allegato A al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta ufficiale del 4 febbraio 2008 ed eventuali successivi aggiornamenti sono dovuti all'intervallo di riferimento della pericolosità sismica oggi disponibile; per opere speciali possono considerarsi azioni sismiche riferite a T_R più elevati.

$V_r = 50 \text{ anni}$

-Categorie di sottosuolo e coefficiente topografico

-Condizioni topografiche

Viene definito un coefficiente $S = S_T * S_s$ funzione della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

Categoria	S_T
T1	1
T2	1,2
T3	1,2
T4	1,4

Categorie di sottosuolo

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

La classificazione del sottosuolo viene definita in base alla velocità di propagazione delle onde di taglio V_s da determinare in base a prove eseguite sul terreno utilizzando delle apposite apparecchiature quali i geofoni. Per un terreno composto da più strati si può determinare una velocità delle onde di taglio equivalente

$$V_{Seq} = H / [\sum h_i / V_{si}] \text{ la sommatoria è estesa da } 1 \text{ a } N$$

N numero degli strati

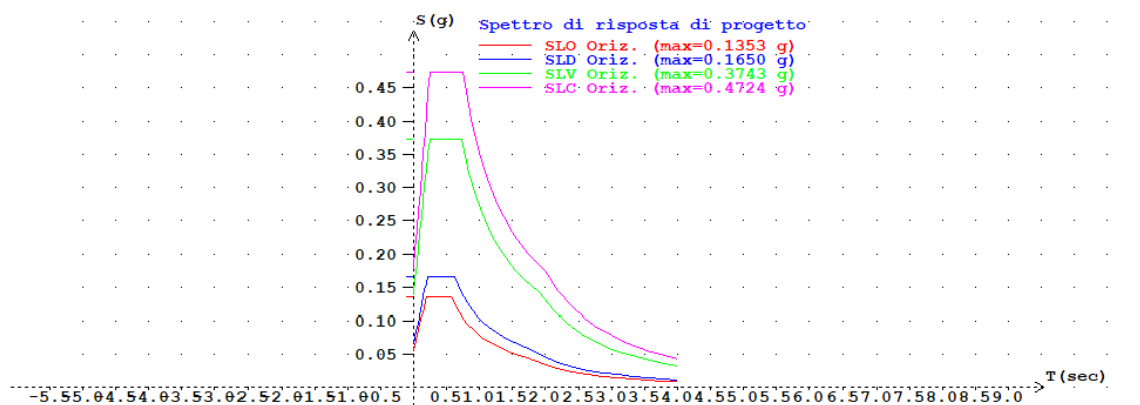
H_i altezza spessore del singolo strato

V_{si} velocità delle onde nello strato i -mo

H profondità del substrato rigido costituito da roccia al quale corrisponde una velocità dell'onda di taglio pari a 800m/sec

Se lo strato di roccia si trova ad una profondità superiore a 30m la velocità è riferita sino a tale profondità ovvero si assume $H \leq 30m$;

-Spettro di risposta elastico per accelerazioni orizzontali



E' uno spettro di risposta elastico determinato per il comune di Castel di Sangro per un edificio a media duttilità regolare sia in pianta che in altezza con valori del fattore di comportamento $q=1$ per un suolo di categoria B e condizione topografica T1 ;

Parametri di pericolosità sismica			
	a_g (g/10)	F_0 (adim)	T_C^* (sec)
SLO	0.76281872	2.36183821	0.28000000
SLD	1.00236806	2.33241531	0.28303510
SLV	2.63146244	2.31480297	0.35000000
SLC	3.36711969	2.35631747	0.37000000

Le formule che definiscono lo spettro di risposta

$$0 \leq T < T_B \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo * [T/T_B + 1/(\eta * Fo) * (1 - T/T_B)]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo \quad \text{tratto orizzontale}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C/T)$$

$$T_D \leq T \quad Se(T) = Ag * S * \eta * Fo * (T_C * T_D / T^2)$$

S è il coefficiente che tiene conto delle condizioni topografiche e della categoria del sottosuolo $S = S_T \cdot S_s$

$T_C = (T_C^*) \cdot C_C$ C_C è un coefficiente che tiene conto della categoria del terreno

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_C

Categoria sottosuolo	S_s	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

$$T_B = T_C/3 ; T_D = 4 \cdot A_g/g + 1,6;$$

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscoso convenzionale ζ diversi dal 5% mediante la relazione

$$\eta = [10/(5+\zeta)]^{1/2} \geq 0,55$$

Lo spettro di risposta da utilizzare nei calcoli strutturali viene diviso da un fattore di comportamento q il coefficiente di struttura funzione della tipologia strutturale e del materiale utilizzato nonché di un coefficiente K che tiene conto delle regolarità strutturali ;

$$S_d(T) = S_e(T)/q_{lim} ; q_{lim} = Q_0 \cdot K_r$$

$K_r = 0,8$ per edifici irregolari in altezza ; $K_r = 1$ per edifici regolari in altezza

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0

Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_u / \alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_u / \alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		2,5
Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti		
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali		1,5
Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)		
Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_u / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata	$2,5 \alpha_u / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata	$2,0 \alpha_u / \alpha_1$	
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	
Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	$3,5 \lambda$	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	$2,1 \lambda$	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

Per strutture regolari in pianta in c.a.

-Strutture a telaio 1 piano

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$$

-Strutture a telaio con più piani ed una sola campata

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$$

-Strutture a telaio con più piani e più campate

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$$

-Strutture con sole due pareti accoppiate in ogni direzione orizzontale

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1$$

-Altre strutture a pareti non accoppiate

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$$

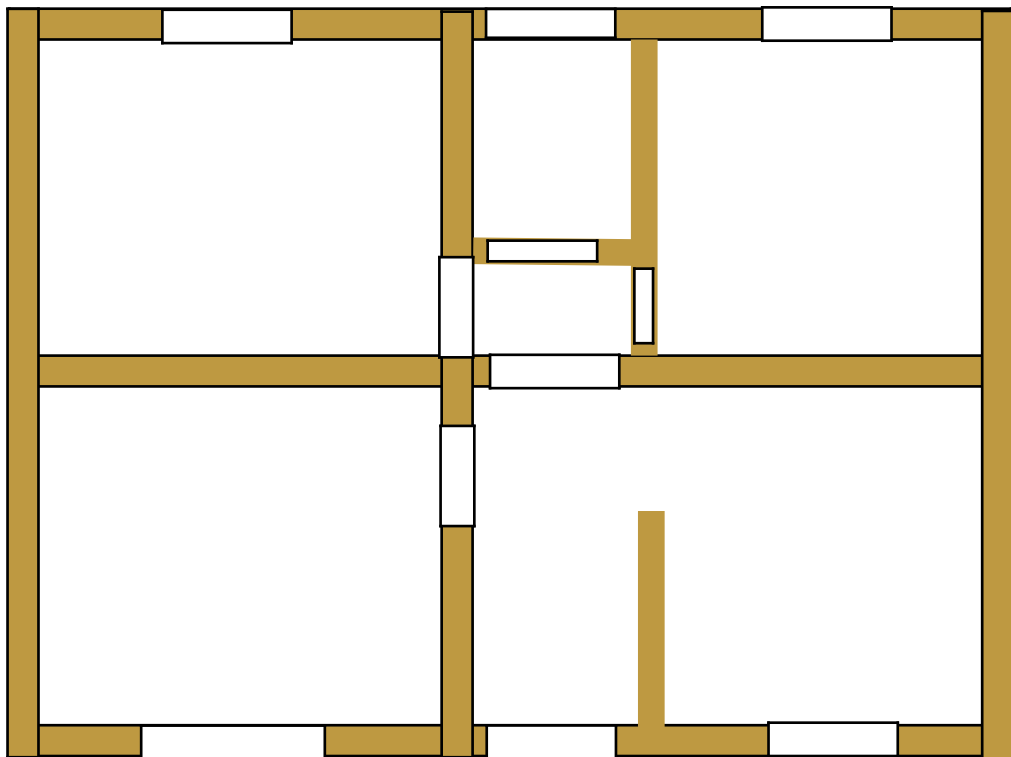
-Strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$$

4- L'analisi statica lineare e la stima delle forze sismiche

Nei calcoli strutturali l'analisi statica lineare è stata ampiamente superata oggi si eseguono esclusivamente analisi dinamiche lineari ed analisi statiche non lineari attraverso software FEM per il calcolo degli edifici. Ciò che ci riproponiamo in questo paragrafo è la determinazione del valore delle forze sismiche per una costruzione modesta confrontandola con le normative precedenti e con i vari sistemi strutturali e materiali utilizzati facendo riferimento al comune di Castel di Sangro in Abruzzo mio luogo di residenza che era già zona sismica nelle precedenti normative. Si considera una modesta costruzione regolare quadrata di lato 9 m con differenti tipologie strutturali :

- Struttura intelaiata in c.a.
- Struttura Peda
- Struttura in muratura armata
- Struttura in legno pannelli XLAM
- Struttura in acciaio pannelli BCORE
- Struttura in EPS armato



L'edificio è a due piani con due forze sismiche altezza di interpiano 3 m

$$F_1 = Fh * 3 * W_1 / (3 * W_1 + 6 * W_2) \quad \text{piano 1}$$

$$F_2 = Fh * 6 * W_2 / (3 * W_1 + 6 * W_2) \quad \text{piano 2}$$

$$Fh = Sd(T) * W * \lambda / g$$

$$W = W_1 + W_2$$

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

Il periodo di vibrazione lo valutiamo attraverso la formula

$T = 2 * \sqrt{d}$; d spostamento laterale max del punto più alto del nostro edificio

con le NTC del 2008 $T = C_1 * H^{3/4}$; $C_1 = 0,085$ per costruzioni a telaio acciaio

$C_1 = 0,075$ per costruzioni a telaio in c.a. 0,05 per qualsiasi altro tipo di struttura

Le forze sono calcolate per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV

Struttura	W_1 daN	W_2 daN	q	$Sd(t)$	Fh daN	F_1 daN	F_2 daN
Struttura in c.a.	106222	83362	4	0.17g	31616	12303	19312
Struttura Peda	110160	79785	3	0.23g	42857	17503	25353
Struttura XLAM legno	37260	31185	2	0.35g	23500	8788	14711
Struttura Bcore acciaio	9315	3240	2	0.35g	4310	2541	1768
Struttura EPS armato	7290	6480	2	0.35g	4727	1701	3025
Struttura muratura Arm.	134464	98010	2.5	0.28g	63855	23822	34728

-Struttura in c.a. Pilastri 40x40; travi di bordo 30x50; Travi a spessore 65x25 ; solai 25 cm; tamponature laterizio doppia foderia 30 cm ; bassa duttilità

-Struttura Peda pareti spessore 15 cm ; solai da 25 cm

-Struttura muratura armata pareti 45 cm ; solai da 25 cm misti legno cls

-Struttura Xlam pareti 15 cm solai 18 cm

Le strutture in EPS armato essendo molto deformabili hanno un periodo più elevato e non rientrano nel tratto orizzontale dello spettro e le forze sismiche sono ancora più basse del valore calcolato. E' evidente che oltre a tener conto delle azioni orizzontali bisogna tener presente anche il sistema resistente ovvero una struttura a pareti e molto meno sollecitata di una struttura intelaiata con valori delle tensioni per una mensola composta ridotti al minimo. Le strutture in muratura hanno valori delle forze sismiche molto elevati forse le strutture migliori sono quelle con pannelli Xlam che sono in grado di offrire una rigidità e resistenza elevata anche alle azioni del vento. I pannelli Bcore hanno una elevata rigidità e sono poco sollecitati anch'essi sotto azioni sismiche hanno un ottimo comportamento e vanno calcolate per azioni del vento ponendo attenzione alle connessioni ai collegamenti tra i pannelli

Se eseguiamo un confronto con le normative del secolo scorso il DM 24 gennaio 1986 prevedeva un accelerazione pari a 0,1g utilizzando un coefficiente di struttura pari ad 1 per edifici intelaiati e ad 1,4 per edifici a pannelli portanti ed 1,5 per muratura armata.. Le normative antecedenti gli anni 70 calcolavano la forza di piano come 1/6; 1/8 del peso sismico

Struttura	RD 1909		DM 1986		NTC 2018	
	F_1 daN	F_2 daN	F_1 daN	F_2 daN	F_1 daN	F_2 daN
Struttura in c.a.	13277	13983	7234	11355	12303	19312
Struttura Peda	13770	13297	10501	14011	17503	25353
Struttura XLAM	4657	5197	3515	5844	8788	14711
Struttura Bcore	1164	540	1016	707	2541	1768
Struttura EPS	911	1080	680	1210	1701	3025
Struttura muratura Arm.	16808	16335	11911	17264	23822	34728

5- Gli accelerogrammi

Gli accelerogrammi vengono utilizzati per le analisi dinamiche non lineari, fanno riferimenti ad eventi sismici già verificatisi e sono relativi alle tre direzioni X, Y, e Z; si analizzano degli eventi sismici ovvero delle registrazioni in termini di accelerazione e si costruisce il relativo accelerogramma

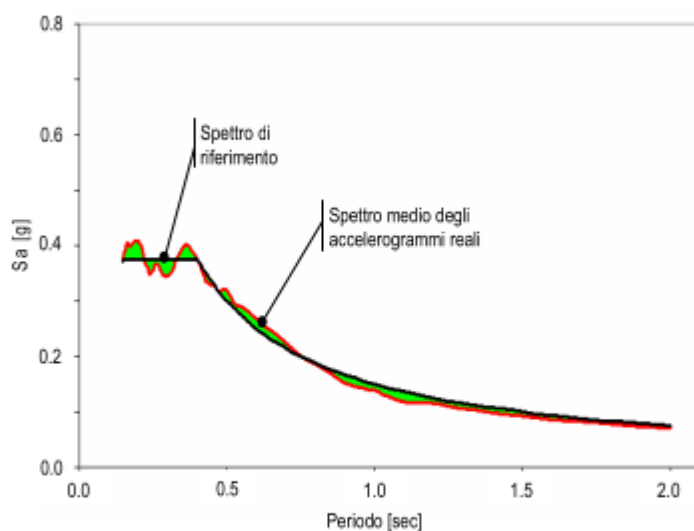


Figura 2. Valutazione dello scostamento tra spettro medio e spettro target.

Nel definire l'accelerogramma oltre a quanto imposto dalle NTC bisogna tener conto di alcuni criteri

-La deviazione σ fornisce una misura dello scostamento dallo spettro medio e deve soddisfare la seguente limitazione :

$$\sigma = \{1/N * \{\sum [SA_{omed}(Ti) - SA_s(Ti)] / SA_s(Ti)\}^2\}$$

la sommatoria è estesa da 1 a N

$SA_{omed}(Ti)$ ordinata dello spettro della pseudo accelerazione reale al periodo Ti

$SA_s(Ti)$ ordinata al periodo Ti letta sullo spettro elastico

N è il numero di punti osservati nell'intervallo considerato

-La deviazione σ_{max} , del singolo spettro è intesa come lo scostamento massimo tra tutti gli spettri reali facenti parte della combinazione, a patto di sostituire l'ordinata dello spettro medio con quella del singolo spettro

$SA_{omed}(Ti)$ ordinata del singolo spettro

- La magnitudo degli eventi sismici della combinazione, ovvero usare degli eventi sismici che abbiano la stessa magnitudo

-La provenienza degli eventi, ovvero le registrazioni che caratterizzano ogni combinazione, considerando eventi sismici differenti.

La normativa impone

“Gli accelerogrammi artificiali devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione. La coerenza con lo spettro di risposta elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi, per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%. L'ordinata spettrale media non deve presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2T$, in cui T è il periodo proprio di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e $0,15s \div 1,5T$, per le verifiche agli stati limite di esercizio. Nel caso di costruzioni con isolamento sismico, il limite superiore dell'intervallo di coerenza è assunto pari a $1,2Tis$, essendo Tis il periodo equivalente della struttura isolata, valutato per gli spostamenti del sistema d'isolamento prodotti dallo stato limite in esame”. Esistono differenti siti web dove è possibile accedere alle registrazioni accelerometriche per ogni nazione in funzione della geologia locale

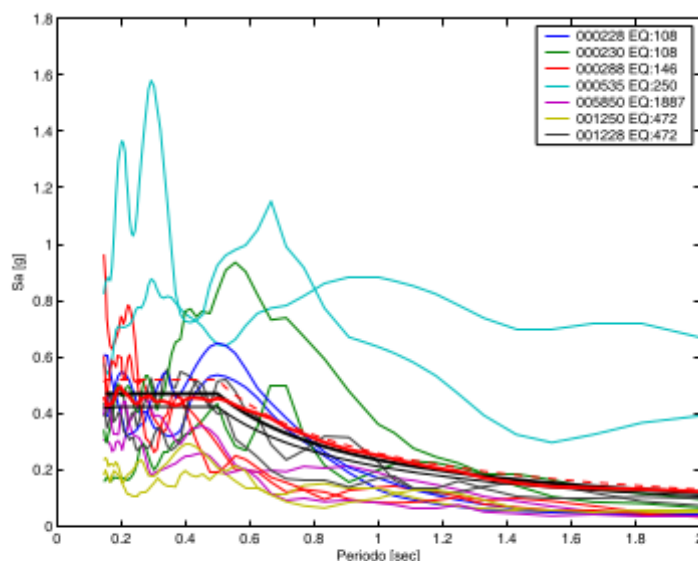


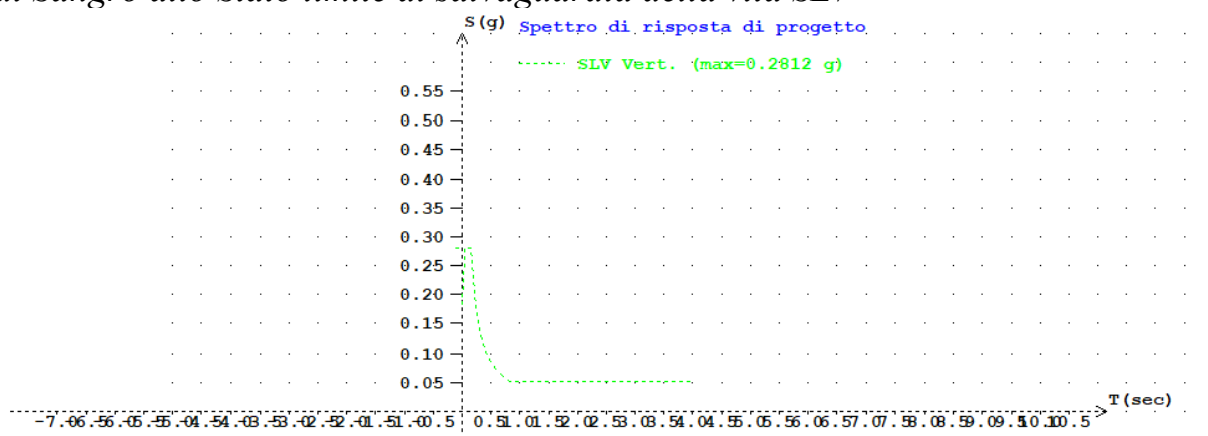
Figura 6. Sito di classe B. Zona 3 ($a_g = 0,15g$). Set di 7 gruppi di 2 componenti orizzontali.

6- Il sisma verticale

Le normative degli anni scorsi imponevano di considerare l'azione sismica verticale sulle strutture a sbalzo sugli elementi spingenti amplificando il carico verticale di circa il 40% $Q = 1,4 \cdot (g+p)$; $Q = 0,6(g+p)$; le norme attuali impongono di considerare il sisma verticale

“La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti, e costruzioni con isolamento quando la componente verticale deve essere messa in conto nei casi previsti in § 7.2.2 e, in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento K_v e la rigidezza equivalente orizzontale K_{eh} risulti inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.”

Il fattore di comportamento q va assunto pari ad 1,5, riportiamo di seguito uno spettro di risposta elastico con $q = 1,5$ per azioni sismiche verticali per il comune di Castel di Sangro allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV



$$0 \leq T < T_B \quad Se(T) = Ag \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot [T/T_B + 1/(\eta \cdot F_o) \cdot (1 - T/T_B)]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad Se(T) = Ag \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{tratto orizzontale}$$

$$T_C \leq T < T_D \quad Se(T) = Ag \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot (T_C/T)$$

$$T_D \leq T \quad Se(T) = Ag \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot (T_C \cdot T_D / T^2)$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \sqrt{(Ag/g)}$$

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

7- Conclusioni

L'obiettivo di questi appunti è stato quello di rinfrescare la preparazione dell'autore ma soprattutto capire cosa è accaduto nel corso degli anni quali sono state le variazioni gli incrementi delle forze sismiche orizzontali imposte dalla normativa e quindi valutare l'adeguatezza strutturale di edifici progettati nel secolo scorso. Il confronto con differenti sistemi costruttivi e materiali ha visto il trionfo della costruzione leggera che rappresenta un modo efficace per sconfiggere il terremoto visto il ridotto valore delle forze , per cui strutture in acciaio in legno in EPS armato rappresentano la migliore soluzione contro i terremoti. La debolezza di questi sistemi costruttivi e nelle giunzioni nei collegamenti per cui si preferisce progettare in zona sismica edifici NZEB a struttura Peda ovvero pareti debolmente armate che danno alla struttura un comportamento monolitico e scatolare senza giunti ma con elevati valori delle forze sismiche orizzontali che inducono nelle pareti uno stato di sollecitazione ridotto vista la elevata rigidità. Alla muratura armata corrispondono elevati valori delle azioni sismiche ma ciò è dovuto al coefficiente di struttura $q = 2,5$ molto ridotto ovvero a delle norme molto restrittive poiché anche l'edificio in muratura armata ha un comportamento monolitico e scatolare .

Bibliografia

NTC 2018, Circolare esplicativa 2019 alle NTC

Accelerogrammi naturali compatibili con le specifiche dell'OPCM 3431 per l'analisi sismica delle strutture

Evoluzione della normativa sismica Claudio Amadio

Le azioni del vento

1- Introduzione

2- La normativa italiana e le azioni statiche del vento

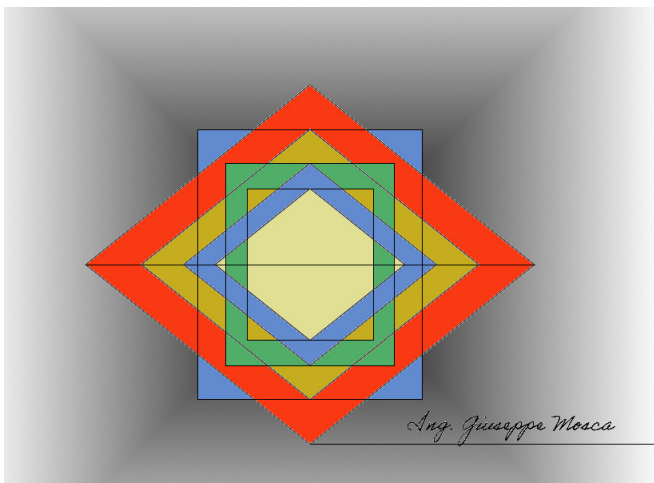
3- Edifici leggeri ed edifici pesanti , azioni del vento ed azioni sismiche

4- L'analisi dinamica di un edificio sollecitato dalle azioni del vento

5- I sistemi di isolamento e controventamento

6- Il calcolo degli edifici per azioni eccezionali : gli uragani

7- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca

N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

*Le azioni del vento sulle costruzioni sono state sempre trascurate poiché negli edifici in cemento armato sono maggiori le azioni orizzontali derivanti dal sisma ; il calcolo viene eseguito per edifici in legno, strutture in acciaio e per edifici alti quali grattacieli strutture flessibili con periodi di risposta elevati e di conseguenza accelerazioni al suolo $S_d(T)$ sismiche ridotte. In Italia vi è una mentalità chiusa nei confronti della costruzione leggera si preferisce costruire in calcestruzzo armato o muratura strutture che danno la sensazione di maggiore stabilità o sicurezza. Proporre a dei committenti o dei costruttori case in EPS armato o in acciaio con pannelli BCore o ancora in legno è impresa molto ardua ci si confronta con una mentalità retrograda secondo la quale la costruzione che ha una massa ridotta **“se la porta il vento”** per cui si utilizzano materiali pesanti che aumentano le forze sismiche orizzontali e si comportano male nei confronti di azioni sismiche. Come già detto la migliore struttura antisismica è la costruzione leggera dove le azioni inerziali derivanti dal movimento del terreno sono minime , intervengono per queste costruzioni le azioni orizzontali del vento che agiscono su strutture rigide che hanno una massa ridotta basti pensare alla mensola complessa ottenuta dalla unione di più pannelli X-Lam alla sua elevata rigidità e alle basse tensioni di trazione e compressione derivanti dalla pressoflessione, ma purtroppo alla densità del materiale si associa la precarietà della costruzione convinzione ragionevole se si pensa agli uragani con raffiche di vento dell'ordine di 300 km/h che tendono a rompere le connessioni della struttura sia in fondazione che nelle unioni tra i pannelli e quindi al trasporto della costruzione. Lo scopo di questi appunti è quello di valutare le azioni del vento quantificarle e trovare le giuste soluzioni tecnologiche per le costruzioni leggere in acciaio o legno utilizzate solitamente nella edilizia italiana e locale. Una costruzione in cemento armato o muratura sollecitata da un uragano non darà alcun segnale di cedimento si avranno problemi esclusivamente per gli infissi le aperture dove potranno rompersi i vetri e quindi danneggiare la costruzione si è soliti in questi casi intervenire previa chiusura temporanea con chiodatura e tavole della apertura aspettando che l'evento meteorologico passi una azione eccezionale che non interessa l'Italia ma ha notevole importanza nei Caraibi negli Stati Uniti ed in Indonesia catastrofi naturali paragonabili ad eventi sismici accompagnate da grandi alluvioni*

2- La normativa italiana e le azioni statiche del vento

La norma italiana considera le azioni del vento come delle forze orizzontali statiche da applicare alle pareti esterne della costruzione, che possono generare anche della torsione nel nostro edificio conseguente ad una mancanza di regolarità in pianta. Tali azioni statiche sono commisurate alla velocità del vento espressa in km/h o m/sec funzione della densità dell'aria valutando una pressione cinetica di riferimento

$Q = 1/2 * \rho * V^2$ è chiaramente l'espressione della energia cinetica della massa d'aria

che per il teorema di Bernouilli si trasforma in pressione statica sulla parete.

$$Z + P/\gamma + V^2/(2 \cdot g) = cost$$

$$P = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2$$

La velocità base di riferimento v_b è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II riferito ad un periodo di ritorno $TR = 50$ anni. L'Italia è suddivisa in zone e a ciascuna compete una velocità del vento

Tab. 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	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Una velocità di 30m/sec corrisponde a raffiche di vento di circa 111 km/h

*La velocità $V_b = V_{b0} * C_a$ dove il coefficiente C_a dipende dall'altitudine ovvero*

$$C_a = 1 \text{ per } a_s \leq a_o$$

$$C_a = 1 + K_s * (a_s/a_o - 1) \text{ per } a_o < a_s < 1500 \text{ m}$$

La velocità di riferimento V_r è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II riferito al periodo di ritorno di progetto T_R .

*$V_r = V_b * C_r$ dove C_r è il coefficiente di ritorno corrispondente al periodo di ritorno T_r*

$$C_r = 0,75 * [1 - 0,2 * \ln * (-\ln(1 - T/T_r))]^{1/2}$$

per le costruzioni ordinarie si assume $C_r = 1$ corrispondente ad un periodo di ritorno di 50 anni ; si assumono valori differenti del periodo di ritorno per costruzioni transitorie come potrebbe essere una gru.

La pressione cinetica di riferimento è pari a

$$Q_r = 1/2 * \rho * V_r^2 \quad \rho \text{ densità dell'aria pari a } 1,25 \text{ kg/mc}$$

Q_r è espresso in N/mq

La pressione statica perpendicolare alla nostra parete

$$P = Q_r * C_e * C_p * C_d$$

C_e coefficiente di esposizione

C_p coefficiente di pressione

C_d coefficiente dinamico

La azione tangente del vento

$$P_f = Q_r * C_e * C_f$$

C_e coefficiente di esposizione

C_f coefficiente di attrito

- Il coefficiente di esposizione C_e

Il coefficiente di esposizione C_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito dove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200$ m, esso è dato dalla formula:

$$C_e(z) = K_r^2 * C_t * \ln(Z/Z_0) * [7 + C_t * \ln(Z/Z_0)] \quad \text{per } Z \geq Z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(Z_{\min}) \quad \text{per } Z < Z_{\min}$$

C_t è il coefficiente di topografia gli altri parametri sono riportati nella seguente tabella

Tab. 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

Il coefficiente di topografia C_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia C_t può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione.

Tab. 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 15 m
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	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa);

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
	b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)
	c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innestate o ghiacciate,)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

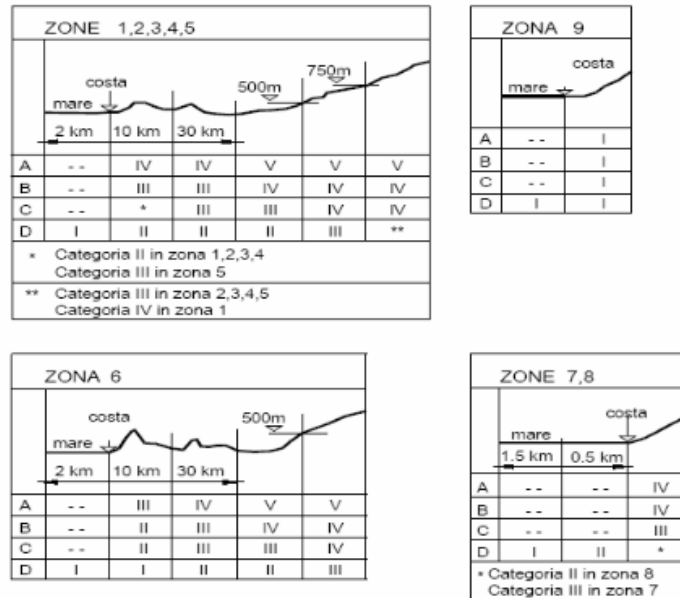


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

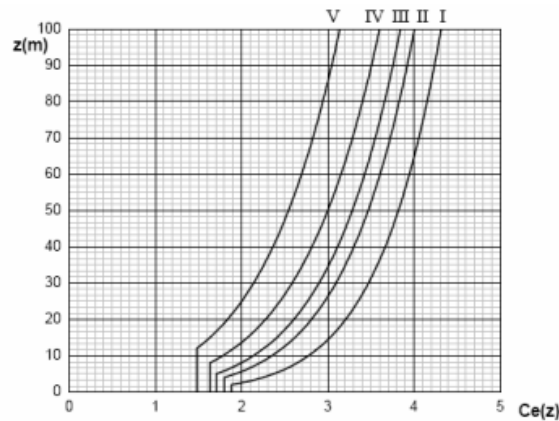


Fig. 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $c_t = 1$)

Il coefficiente di topografia riferito a pendii e a colline isolate è fornito dalla seguente espressione

$$C_t = 1 \quad \text{per } \Phi \leq 0,05$$

$$C_t = 1 + 2 * s * \Phi \quad \text{per } 0,05 < \Phi < 0,3$$

$$C_t = 1 + 0,6 * \Phi \quad \text{per } \Phi \geq 0,3$$

dove $\Phi = H/L_u$ pendenza media del fronte esposto al vento

H altezza del rilievo

L_u lunghezza del fronte del rilievo esposto al vento

L_e lunghezza orizzontale effettiva del fronte esposto a vento

$L_e = L_u$ per $\Phi \leq 0,3$

$L_e = H/0,3$ per $\Phi > 0,3$

X è la distanza orizzontale della costruzione dalla sommità del rilievo

z è l'altezza del suolo

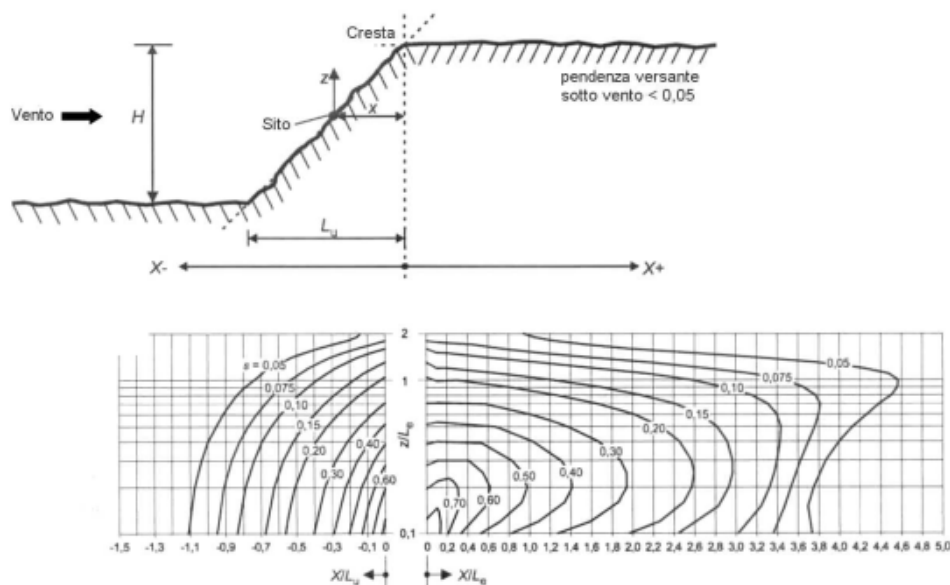


Figura D.1 - Fattore di posizione orografica s per i pendii isolati.

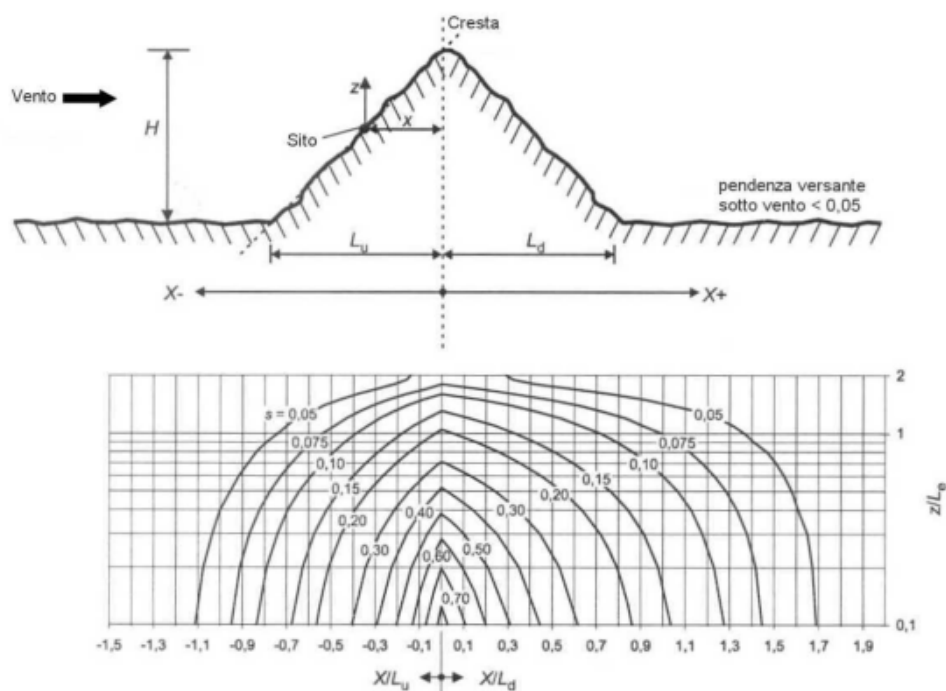


Figura D.2 - Fattore di posizione orografica s per le colline isolate.

- Il coefficiente dinamico C_d

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

- Il coefficiente di pressione C_p

Il vento esercita azioni aerodinamiche d'insieme sulla costruzione, e azioni aerodinamiche locali sui singoli elementi, strutturali e non strutturali, che compongono la costruzione. Esse dipendono dalla forma, dalla dimensione e dall'orientamento della costruzione e dei suoi elementi rispetto alla direzione del vento. Dipendono altresì dalla velocità media e dalla turbolenza del vento. Inoltre, soprattutto per le costruzioni o gli elementi dotati di superfici arrotondate, tali azioni sono strettamente associate al numero di Reynolds e alla scabrezza della superficie. Le azioni aerodinamiche d'insieme esercitate dal vento sulla costruzione sono valutate considerando di regola, come direzioni di provenienza del vento, quelle corrispondenti a ciascuno degli assi principali della sezione della costruzione, considerati singolarmente. In casi particolari, come ad esempio per le torri a pianta quadrata, è necessario considerare anche l'ipotesi di vento spirante in direzione diagonale. Per le costruzioni con un solo asse di simmetria, o prive di assi di simmetria, si raccomanda di valutare le direzioni del vento che causano le azioni aerodinamiche e gli effetti strutturali più severi. Le azioni aerodinamiche locali esercitate dal vento sui singoli elementi, strutturali e non strutturali, che compongono la costruzione sono valutate considerando, fra tutte le possibili direzioni di provenienza del vento, quelle che causano le azioni più intense. Soprattutto in prossimità dei bordi e degli spigoli delle costruzioni, tali azioni sono spesso molto maggiori di quelle applicate sui singoli elementi per valutare l'azione d'insieme del vento sulla costruzione. In nessun caso le azioni aerodinamiche locali vanno sommate alle azioni aerodinamiche d'insieme.

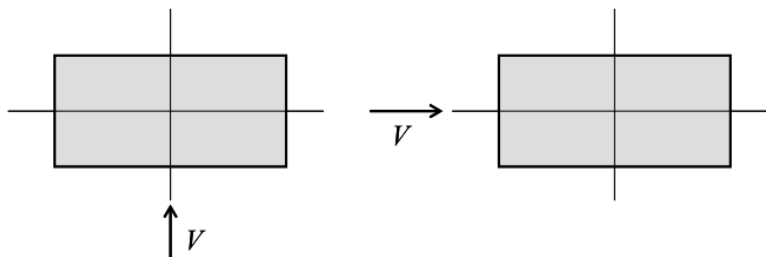


Figura 3.8 – Direzioni del vento di progetto per le strutture dotate di due assi di simmetria.

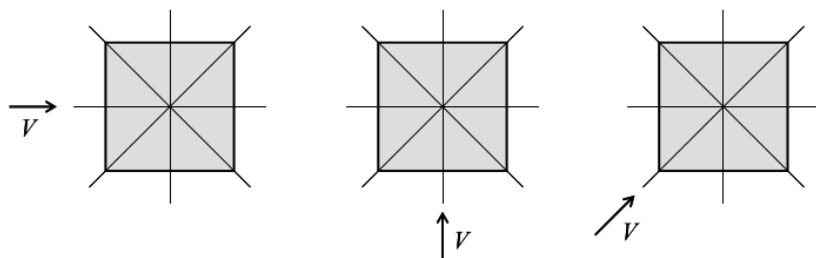


Figura 3.9 – Direzioni del vento di progetto per le strutture a pianta quadrata.

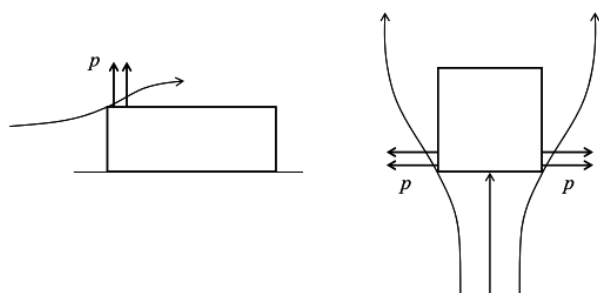


Figura 3.10 – Azioni locali del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione.

(5)P E' possibile che una stessa costruzione sia schematizzata secondo modelli diversi in funzione delle parti considerate e delle verifiche eseguite. Ad esempio, una ciminiera può essere ricondotta al caso a) nei riguardi delle azioni radiali (Figura 3.11a), al caso d) nei riguardi delle azioni complessive (Figura 3.11b).

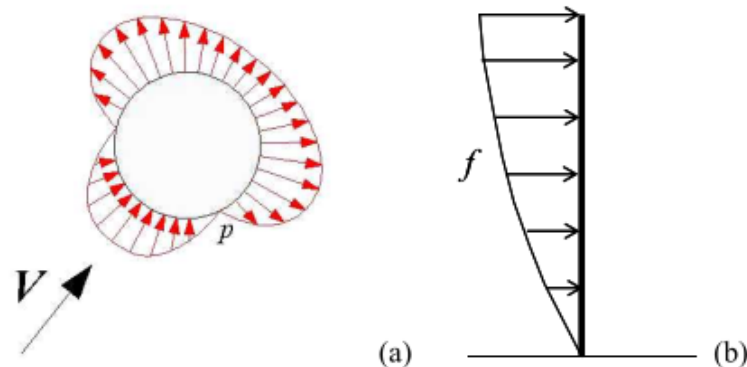


Figura 3.11 – Azioni del vento sulle ciminiere: (a) pressione locale applicata sul guscio in direzione radiale; (b) forze complessive per unità di lunghezza applicate alla linea d'asse.

Le azioni aereodinamiche di picco esercitate dal vento su ciascuna faccia della costruzione o dei suoi elementi può essere espressa mediante la seguente formula

$$P_n(z) = Q_p(z) ** C_p$$

dove C_p è il coefficiente di pressione complessiva

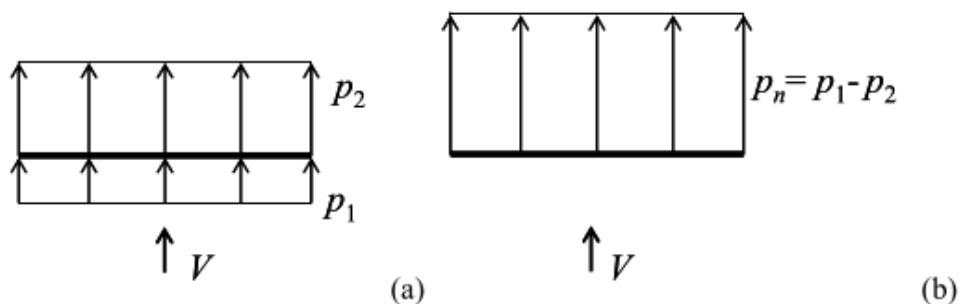


Figura 3.14 – (a) Pressione esercitata dal vento su ciascuna faccia di una superficie; (b) pressione complessiva sulla superficie.

*Il vento esercita sulle 2 facce delle superfici degli edifici una distribuzione di pressione esterna p_e ed una distribuzione di pressione interna p_i alle quali si associano rispettivamente un coefficiente di pressione esterna C_{pe} ed un coefficiente di pressione interna C_{pi} ; tali coefficienti dipendono dalla forma e dimensione dell'edificio nonché dalla direzione del vento, **per un edificio avente una forma parallelepipedica***

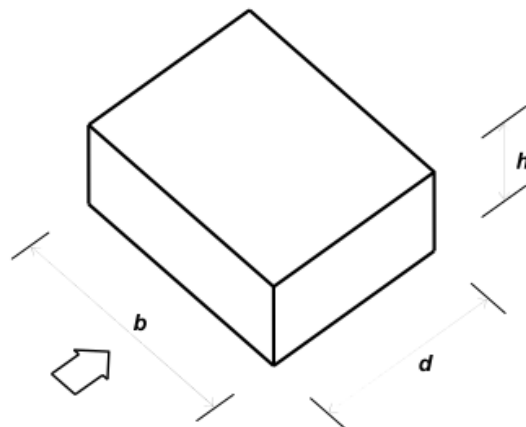


Figura G.1 – Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Tabella G.1 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali.

Faccia sopravvento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

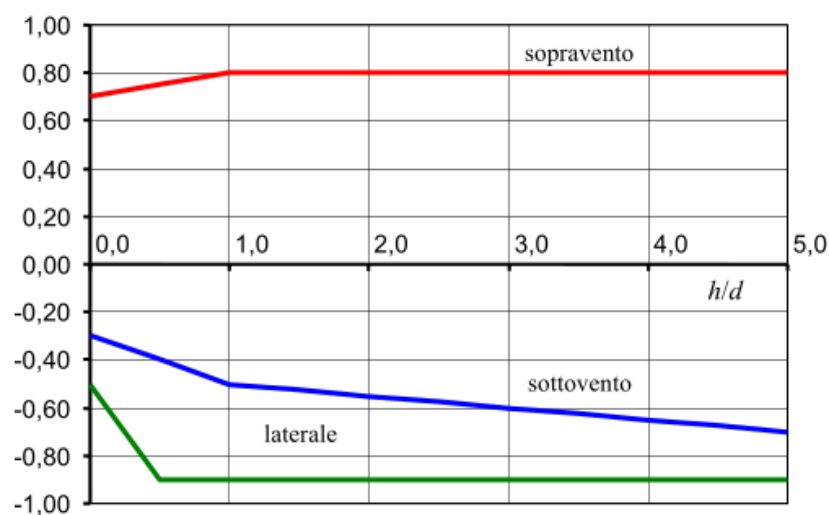
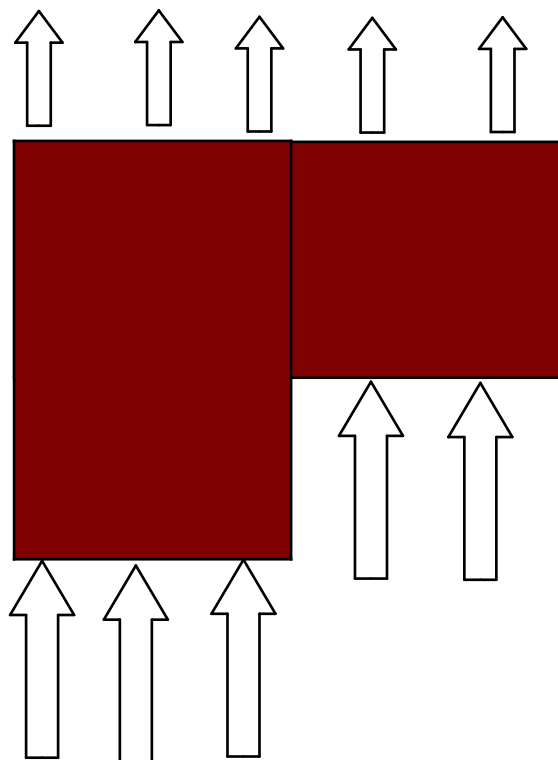


Figura G.2 – Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali.

In aggiunta alle azioni aerodinamiche sopra descritte, gli edifici sono generalmente soggetti anche ad azioni torcenti. Queste sono presenti non solo nel caso di edifici a pianta non simmetrica, ma anche nel caso in cui la pianta sia simmetrica e in particolare rettangolare. In particolare le azioni torcenti possono nascere quando il flusso non incida lungo un'asse di simmetria. Sono inoltre presenti anche quando il vento incide lungo un asse di simmetria, sia a causa delle fluttuazioni della pressione sulle facce laterali, sia della non perfetta correlazione della pressione che agisce sulla faccia sopravvento. Si suggerisce di considerare tali azioni soprattutto in presenza di piante allungate.

Il baricentro dei vettori che individuano le azioni del vento non è allineato lungo la direzione dell'asse di sollecitazione con il baricentro delle rigidezze del nostro edificio nella ipotesi di impalcato rigido per cui si genera della torsione



basti pensare ad una casa in legno in XLam ; la torsione per superfici investite modeste è minima le cui sollecitazioni sono facilmente assorbite dai pannelli in legno per cui introdurre la regolarità strutturale per azioni del vento è superfluo anche perché dipende dalla intensità dei vettori che può essere variabile e quindi dal baricentro del flusso d'aria :di questa torsione si tiene automaticamente conto nella modellazione FEM

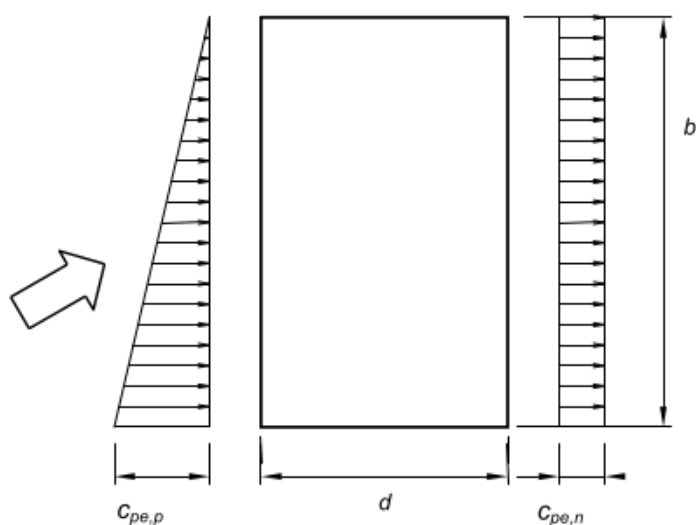


Figura G.4 – Azioni torcenti su edifici a pianta rettangolare (vista in pianta).

Nel caso di edifici a pianta rettangolare, è possibile tenere in conto in modo approssimato della presenza di azioni torcenti, modificando la distribuzione della sola pressione agente sulla faccia sopravento. A tal fine, in aggiunta alla condizione di carico che considera la distribuzione completa della pressione agente sia sulla faccia sopravento (caratterizzata da un coefficiente di pressione $c_{pe,p}$) sia sulla faccia sottovento (caratterizzata da un coefficiente di pressione $c_{pe,n}$), si valutano gli effetti indotti da una ulteriore condizione di carico caratterizzata, sulla faccia sopravento, da una distribuzione in pianta della pressione variabile linearmente dal valore $c_{pe,p}$ al valore nullo; si applica inoltre, sulla faccia sottovento, una distribuzione di pressione ancora uniforme e caratterizzata dal coefficiente di pressione $c_{pe,n}$. (Figura G.4).

-Per una casa a due piani avente altezza 6 m e composta da tre rettangoli di 6x6 il valore del coefficiente di pressione

$$C_p = 0,7 + 0,1 \cdot 6/12 = 0,75 \text{ sopravento} \quad h/d = 0,5 < 1$$

$$C_p = -0,3 - 0,2 \cdot 6/12 = -0,4 \text{ sottovento}$$

quindi si possono considerare i soliti coefficienti di pressione 0,8 e 0,4 .

Il flusso che si instaura intorno agli edifici è molto complesso, specialmente nella parte di base e sommitale della faccia sopravento. Ciò produce una distribuzione altimetrica della pressione in generale diversa dal profilo della pressione cinetica di picco del vento indisturbato

- Altezza di riferimento

-Per gli edifici bassi, ossia con altezza minore o uguale della dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento ($h \leq b$), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità dell'edificio ($Z_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme.

***Per gli edifici alti**, ossia con altezza compresa fra la dimensione in pianta ortogonale al flusso del vento e 5 volte la profondità dell'edificio ($b < h \leq 5 \cdot d$), si definiscono due zone distinte. Nella prima parte dell'edificio, sino alla quota $Z = b$, l'altezza di riferimento è costante e pari a $Z = b$; la pressione del vento è pertanto uniforme. Nella parte superiore dell'edificio, per z compreso fra b e h , la quota di riferimento e z può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri (Figura G.3):*

1. L'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità dell'edificio ($Z_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote $Z = b$ e $Z = h$. In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale.

2. L'edificio è suddiviso in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; se l'altezza di ciascun tronco coincide con l'interpiano dell'edificio, ed ogni singolo tronco risulta centrato sulla posizione degli elementi orizzontali (solai), è lecito ammettere che l'altezza di riferimento sia pari alla quota del solaio relativo; in entrambi i casi la pressione del vento è uniforme su ogni tronco. In questo modo il calcolo delle forze è più

oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

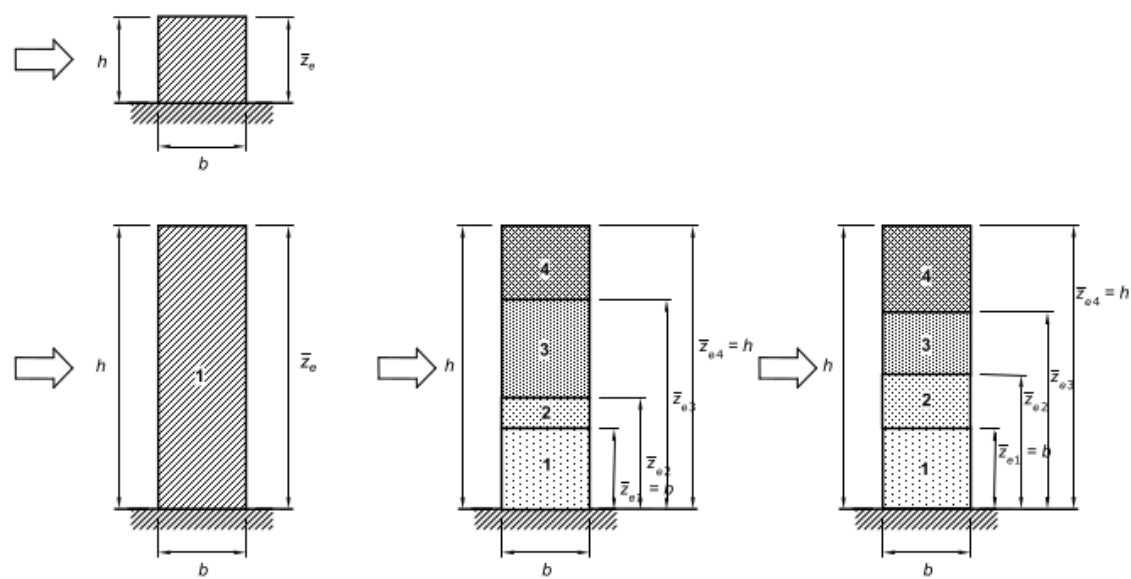


Figura G.3 – Quote di riferimento negli edifici bassi e alti.

Copertura a falda

Si considerano piane le coperture la cui inclinazione sia compresa tra -5° e $+5^{\circ}$; l'altezza di riferimento è pari all'altezza della stessa copertura compresi i parapetti.

Tabella G.II – Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

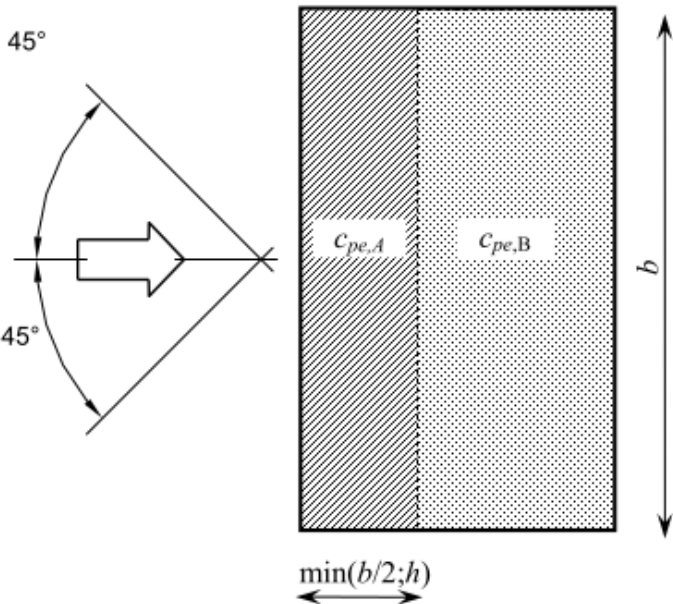


Figura G.5 – Schema di riferimento per coperture piane.

-Coperture a falda semplice

Per coperture a semplice falda possono verificarsi due situazioni con direzione del vento ortogonale alla linea di colmo o parallelo ad esso; se la pendenza della falda è compresa nell'intervallo $(-5^\circ; +5^\circ)$ i coefficienti di pressione sono quelli relativi ad una copertura piana. I valori dei coefficienti di pressione sono riportati nelle figure seguenti

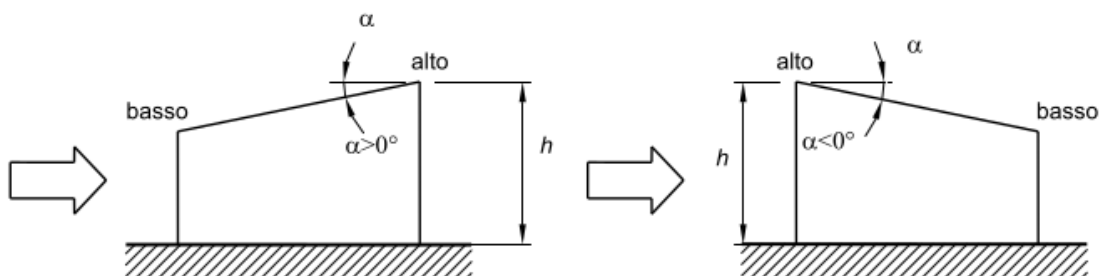


Figura G.6 – Schema di riferimento per coperture a semplice falda.

Tabella G.III – Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$):
vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = +\alpha/75$
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha+60)/90$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = +0,6 + (\alpha-45)/150$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha+15)/75$		
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha-30)/37,5$		

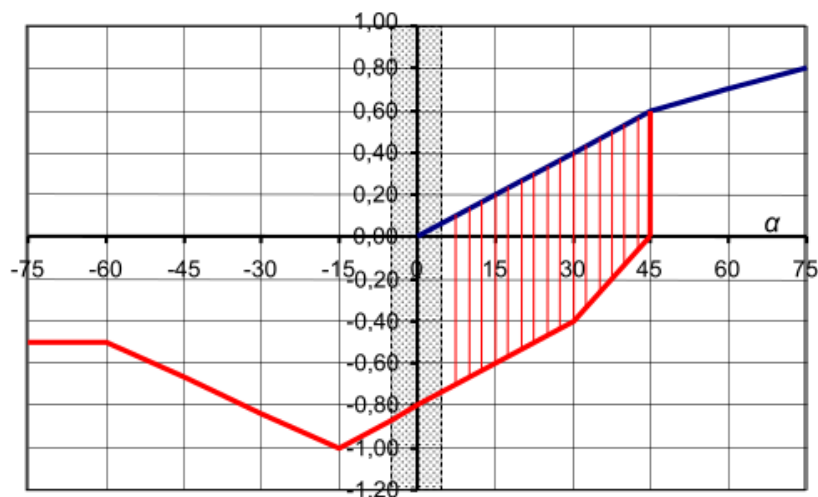


Figura G.7 – Coperture a semplice falda: valori del coefficiente c_{pe} :
vento perpendicolare alla direzione del colmo.

Tabella G.IV – Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$):
vento parallelo alla direzione del colmo.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe,A} = -0,6 - \alpha/50$
	$15^\circ < \alpha$	$c_{pe,A} = -1,00$
Restanti zone	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe,B} = -0,6 - \alpha/30$
	$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe,B} = -0,7 - (\alpha-15)/150$
	$45^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha-45)/75$

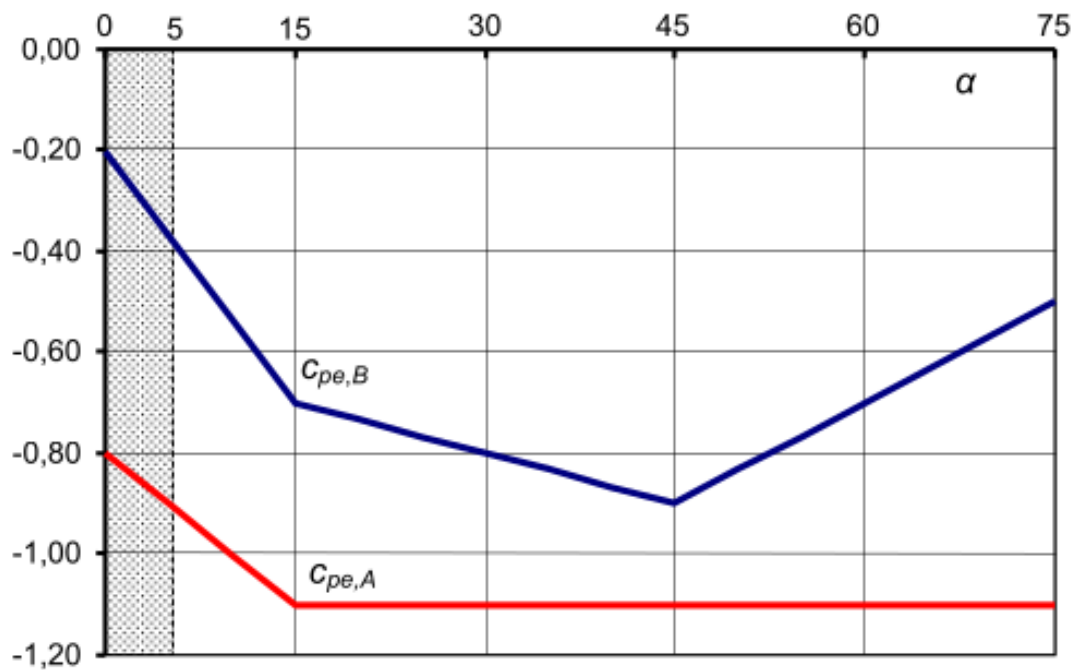


Figura G.8 – Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda: vento parallelo alla direzione del colmo.

- Copertura a doppia falda

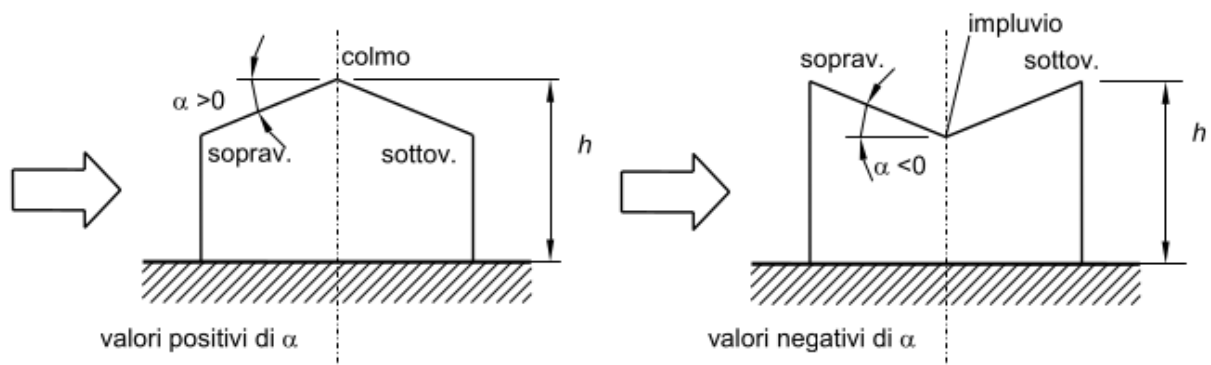


Figura G.9 – Schema di riferimento per coperture a doppia falda.

L'altezza di riferimento è pari alla quota massima della copertura stessa ; se l'inclinazione delle falde è compresa nell'intervallo $(-5^\circ; +5^\circ)$ i coefficienti di pressione sono quelli relativi ad una copertura piana. Per direzione del vento ortogonale alla direzione del colmo per falda sopravento i coefficienti di pressioni sono uguali alla copertura a semplice falda. Per α compreso nell'intervallo $(0, 45^\circ)$ la pressione del vento può cambiare rapidamente da valori positivi a valori negativi per cui i coefficienti di pressione hanno entrambi i segni e vengono considerate differenti condizioni di carico

Tabella G.V – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in $^\circ$): falda sottovento.

$-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,85 + (\alpha+60)/180$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe} = -0,6$
$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,6 + (\alpha-15)/100$
$45^\circ \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,3$

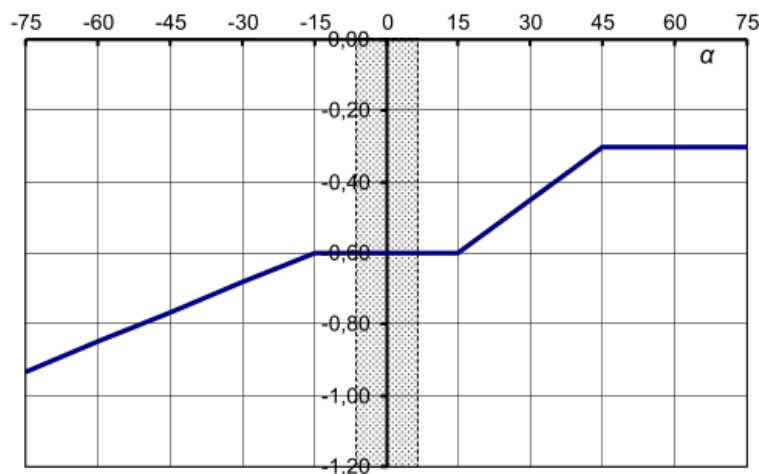


Figura G.10 – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con vento in direzione perpendicolare al colmo.

Tabella G.VI – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in $^\circ$): vento in direzione parallela al colmo.

Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$\alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,A} = -1,0$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 0^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 + \alpha/150$
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 - \alpha/150$
	$30^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,A} = -1,0$
Restanti zone:	$-45^\circ \leq \alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha+30)/100$
	$10^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,5$

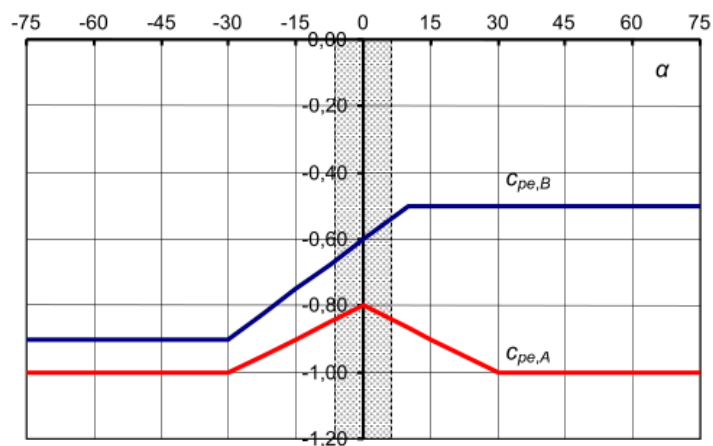


Figura G.11 – Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione parallela al colmo.

- Coperture a padiglione

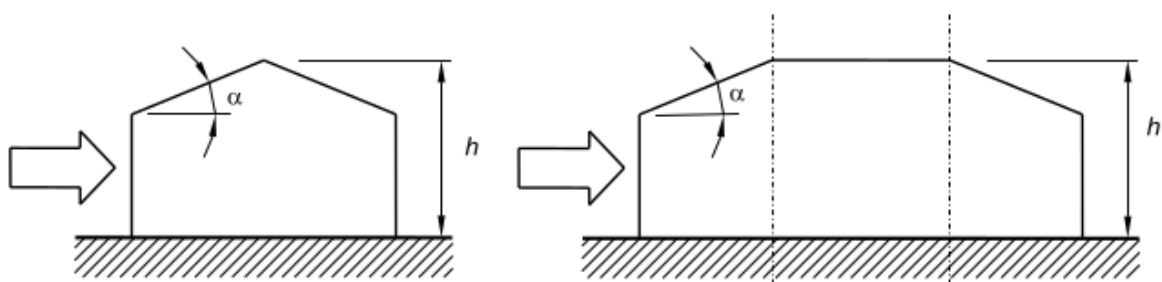


Figura G.12 – Schema di riferimento per coperture a padiglione.

Tabella G.VII – Coefficienti di pressione per coperture a padiglione (α in $^\circ$): falde laterali.

$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -0,6 - \alpha/75$
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -1,0$
$45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha - 45)/37,5$
$60^\circ \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,6$

L'altezza di riferimento è pari all'altezza massima della copertura; per le falde sottovento e sopravvento si utilizzano gli stessi coefficienti di pressione delle coperture a doppia falda; Per falde laterali relative alle pareti parallele alla direzione del vento si utilizzano i coefficienti di pressione indicati nella figura.

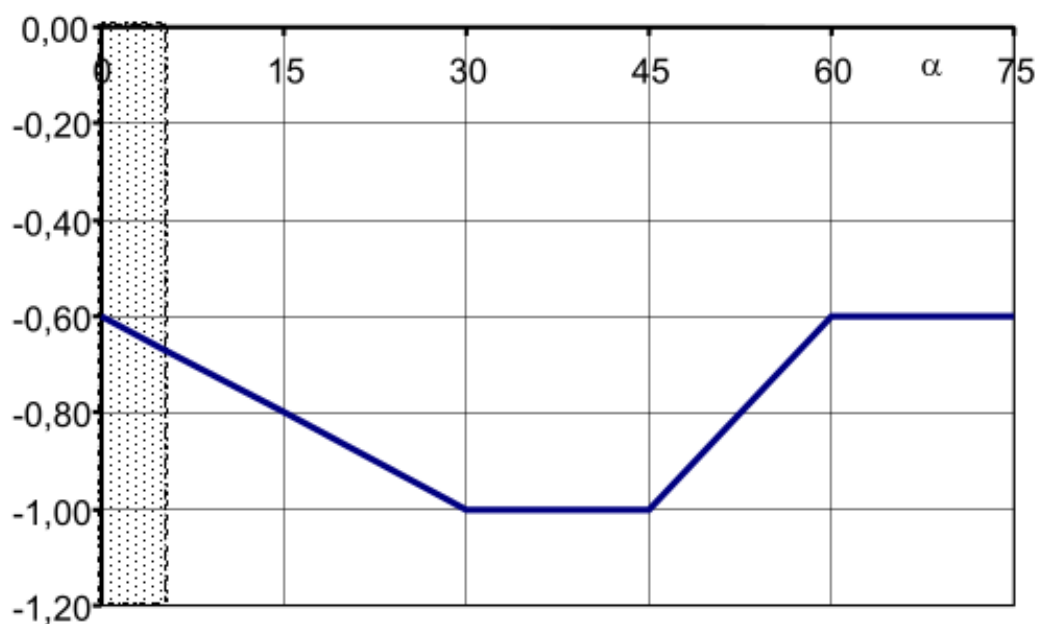


Figura G.13 – Coefficienti di pressione per coperture a padiglione: falde laterali.

- Coperture a falde multiple

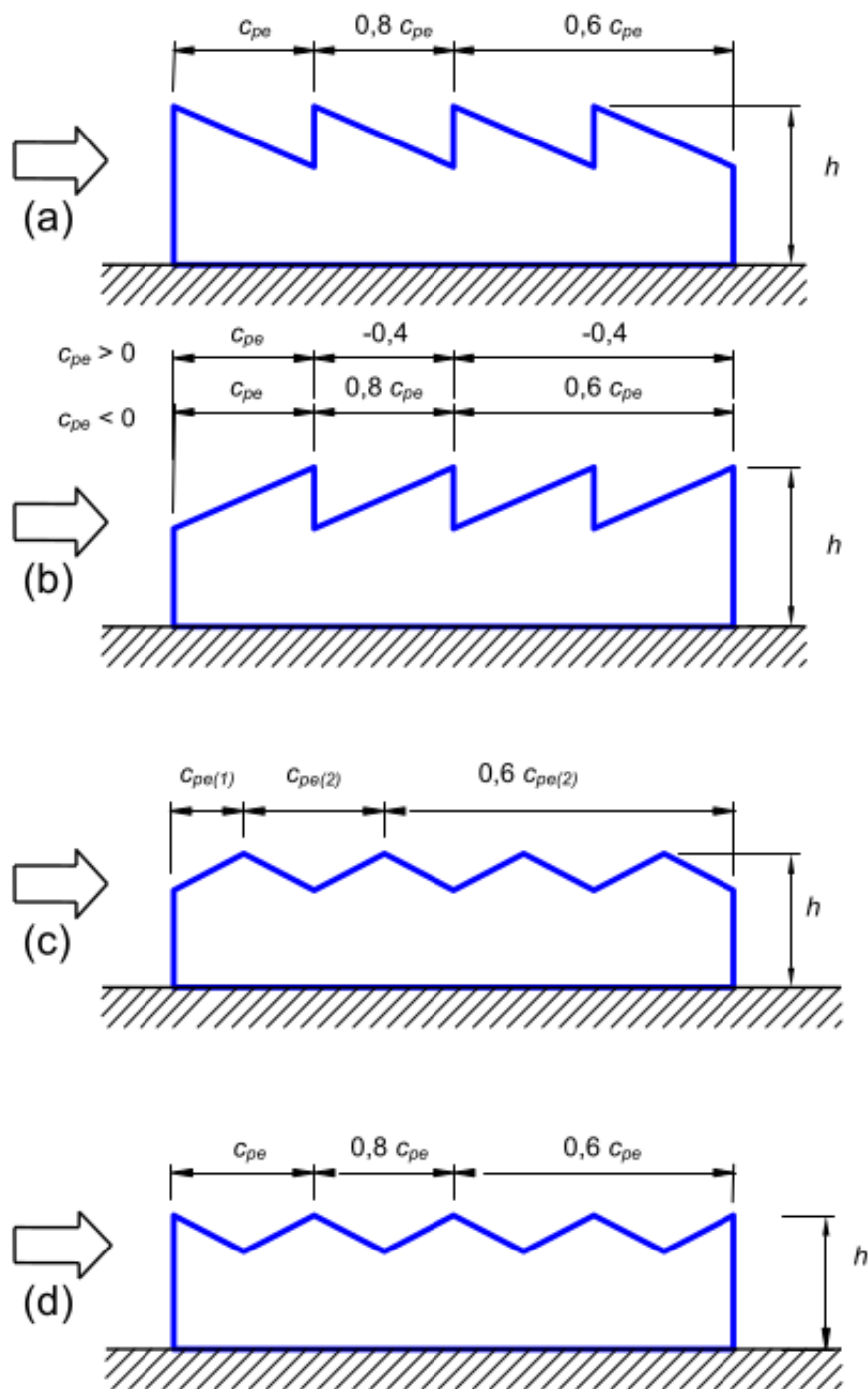


Figura G.14 – Coefficienti di pressione per coperture a falde multiple.

In generale i coefficienti di pressione per le coperture a falde multiple sono gli stessi delle coperture a falda semplice o doppia supposte indipendenti; Limitatamente al caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, e per i soli tipi costruttivi illustrati in Figura G.14, i coefficienti di pressione sopra definiti possono essere moltiplicati per i fattori riduttivi indicati nello schema in Figura G.14. In particolare:

- nel caso riportato nella Figura G.14a, si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti per coperture a semplice falda con inclinazione negativa. Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato nella Figura G.14b, si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione definiti per coperture a semplice falda con inclinazione positiva. Nel caso in cui tali coefficienti siano positivi ($c_{pe} > 0$), nel secondo tratto e in quelli successivi si assume $c_{pe} = -0,4$. Nel caso in cui tali coefficienti siano negativi ($c_{pe} < 0$), essi sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi;
- nel caso riportato in Figura G.14c, si applicano al primo tratto della copertura (prima falda sopravento) i coefficienti di pressione definiti per coperture a semplice falda con inclinazione positiva. Ai tratti successivi della copertura si applicano i coefficienti di pressione per coperture a doppia falda con inclinazione negativa; tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,6 a partire dal terzo tratto della copertura;
- nel caso riportato in Figura G.14d, si applicano ad ogni tratto della copertura i coefficienti di pressione per coperture a doppia falda con inclinazione negativa. Tali coefficienti sono moltiplicati per il fattore riduttivo 0,8 nel secondo tratto, e per il fattore riduttivo 0,6 nei tratti successivi.

-Copertura a Volta Cilindrica

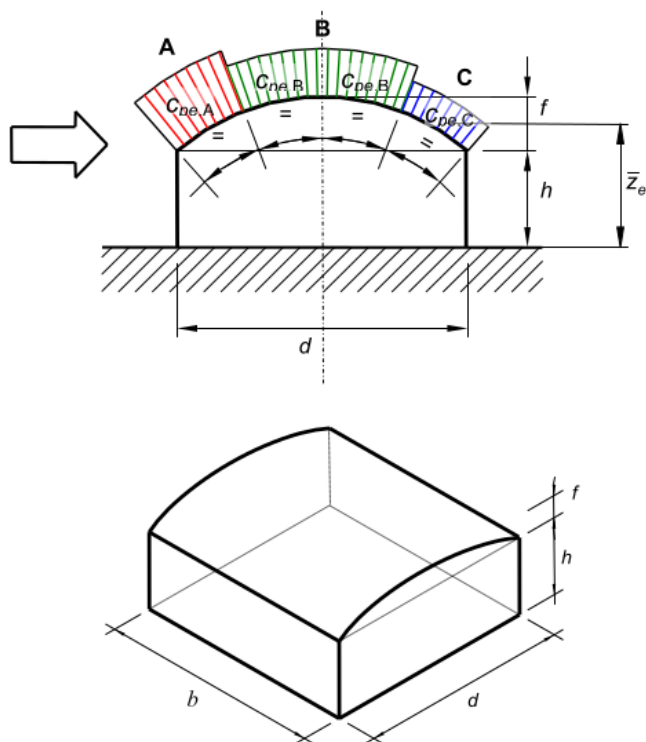


Figura G.15 – Schema di riferimento per coperture a volta cilindrica.

L'altezza di riferimento è pari a $H+f/2$; nel caso di azione del vento perpendicolare alle generatrici della volta cilindrica la superficie della volta è suddivisa in 4 zone di uguale sviluppo $d/4$ a ciascuna zona si applicano i coefficienti di pressione

- Zona A sopravento C_{peA} ;
- Zona B sopravento e sottovento C_{peB} ;
- Zona C sottovento C_{peC} ;

I valori dei coefficienti di pressione sono forniti in funzione dei seguenti rapporti h/d e f/d dal seguente grafico

per $h/d \geq 0,5$ si considerano entrambi i valori riportati nel grafico

per $h/d = 0$ ed $h/d = 0,5$ si possono interpolare i valori

per $f/d < 0,05$ si adottano i coefficienti per coperture piane

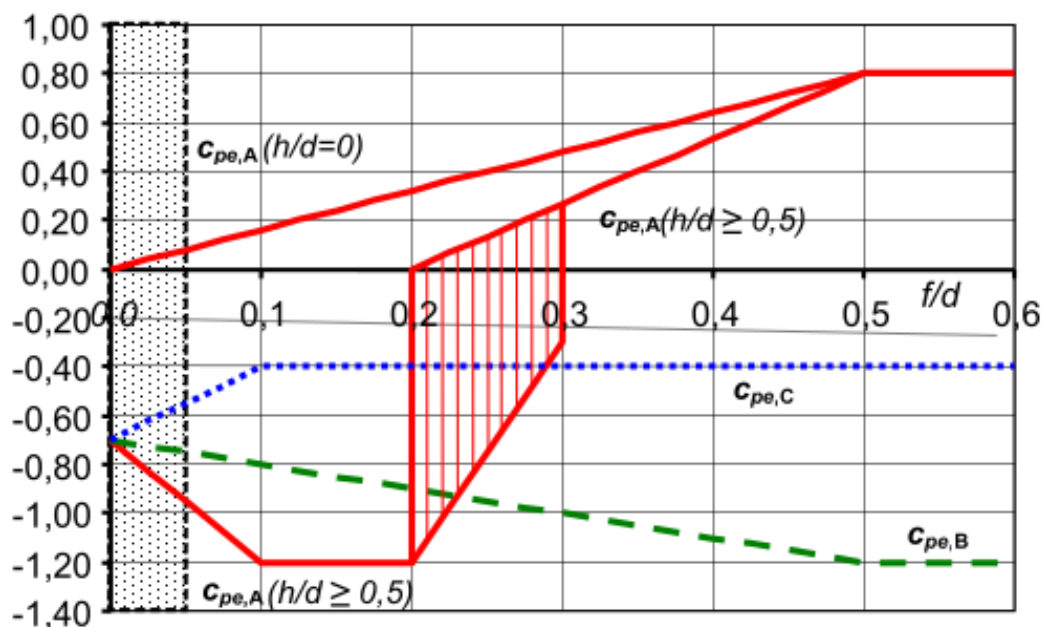


Figura G.16 – Coefficienti di pressione per coperture a volta cilindrica.

- Costruzioni a pianta circolare

Il vento esercita sulle due facce delle superfici delle costruzioni a pianta circolare una distribuzione di pressione esterna p_e e di pressione interna p_i . Tali pressioni sono quantificate attraverso la definizione di coefficienti di pressione esterna C_{pe} ed interna C_{pi} . Analogamente agli edifici a pianta rettangolare, il comportamento aerodinamico delle costruzioni a pianta circolare e in particolare della loro superficie laterale dipende, sostanzialmente, dal rapporto tra il diametro in pianta e l'altezza. Per le costruzioni tozze si realizza un flusso tridimensionale. Per le costruzioni snelle, con l'esclusione della porzione alla base e di sommità, si realizza un flusso bidimensionale in piani orizzontali. Pertanto, in generale, i coefficienti di pressione forniti in questo paragrafo dipendono dal rapporto h/b , essendo h l'altezza della costruzione e b il suo diametro. Inoltre dipendono dal numero di Reynolds Re e dalla scabrezza k

della superficie. Nel caso di costruzioni particolarmente snelle, il cui il rapporto h/b sia maggiore di 5, occorre fare riferimento alle indicazioni per strutture snelle ed elementi strutturali allungati. In questo caso, diversamente dalle prescrizioni riportate nel presente paragrafo, le azioni del vento sono espresse in termini di forze per unità di lunghezza.

Per le costruzioni basse, ossia con altezza minore o uguale del diametro in pianta ($h \leq b$), l'altezza di riferimento è costante e pari alla quota di sommità della costruzione ($z_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza.

Per le costruzioni alte, ossia con altezza compresa fra il diametro della pianta e 5 volte l'altezza della costruzione ($b < h \leq 5 \cdot b$), si definiscono due zone distinte. Nella prima parte della costruzione, sino alla quota $Z = b$, l'altezza di riferimento è costante e pari a $z = b$; la pressione del vento è pertanto uniforme in altezza. Nella parte superiore della costruzione, per z compreso fra b e h , la quota di riferimento z può essere scelta seguendo uno dei due seguenti criteri (Figura G.3):

-1. L'altezza di riferimento è costante e pari alla sommità della costruzione ($z_e = h$); la pressione del vento è pertanto uniforme fra le quote $Z=b$ e $Z=h$. In questo modo il calcolo delle forze aerodinamiche è semplificato, ma la forza totale che ne risulta è generalmente maggiore di quella reale.

-2. La costruzione viene suddivisa in tronchi di altezza arbitraria, a ciascuno dei quali corrisponde un'altezza di riferimento costante pari alla sommità del tronco; la pressione del vento su ogni tronco è pertanto uniforme in altezza. In questo modo il calcolo delle forze è più oneroso, ma i valori che si ottengono sono più aderenti alla realtà e non maggiori di quelli che si ottengono applicando la procedura di cui al punto precedente.

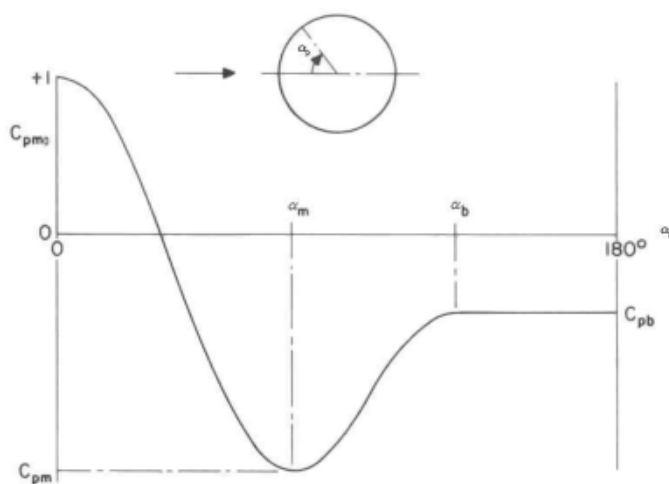
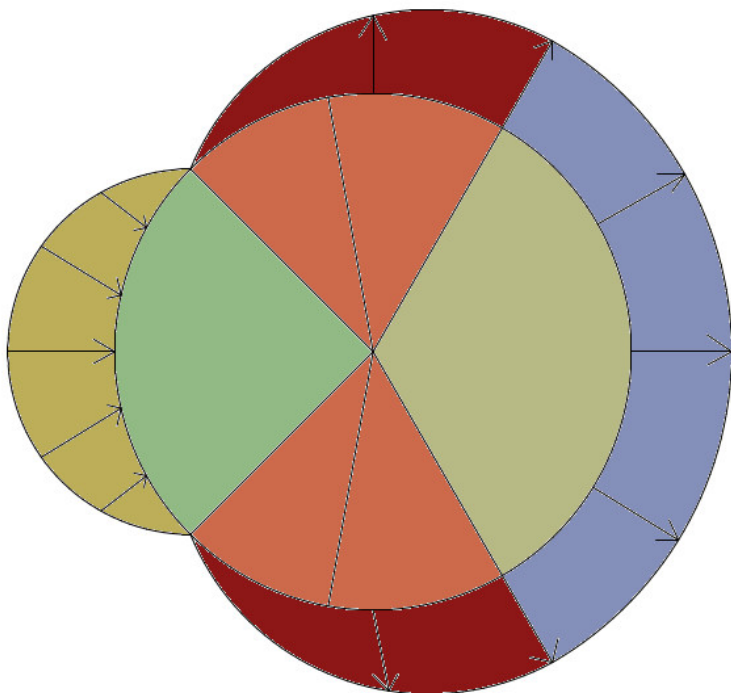


Figura G.17 – Coefficiente di pressione esterna c_{peo} .

Tabella G.VIII - Valori indicativi dei parametri c_{pm} , c_{pb} , α_m e α_b per $k/b \leq 0,5 \cdot 10^{-3}$.

Re	c_{pm}	c_{pb}	α_m [°]	α_b [°]
$5 \cdot 10^5$	-2,2	-0,4	85	135
$2 \cdot 10^6$	-1,9	-0,7	80	120
10^7	-1,5	-0,8	75	105

Ci si chiede per una costruzione avente la forma di un cilindro con diametro 50 m ed altezza 10 m quale sia la distribuzione delle azioni del vento ed i coefficienti di pressione da adottare.



La distribuzione del coefficiente di pressione è funzione dell'angolo α passando dal sopravvento al sottovento per un angolo pari ad α_m . Per un edificio a pianta ottagonale o dodecagonale ovvero un poligono regolare ad n lati si può utilizzare la stessa legge di distribuzione dei coefficienti di pressioni con valori della pressione statica costanti su ciascun lato

-Coperture a volta sferica su cilindro

Per cupole sferiche l'altezza di riferimento è pari a $Z = h + f/2$;

Sulla superficie della copertura si applica una distribuzione di pressione variabile lungo la direzione del vento incidente, mantenendo i valori dei coefficienti di pressione costanti lungo gli archi di cerchio ottenuti dall'intersezione della superficie sferica con i piani ortogonali alla direzione del vento (tratteggiati in Figura).

I valori dei coefficienti di pressione sono riportati in figura e sono indicati con $c_{pe,A}$, $c_{pe,B}$ e $c_{pe,C}$; essi sono riferiti, rispettivamente, al bordo sopravvento (zona A), alla zona centrale della copertura (zona B) e al bordo sottovento (zona C); per la valutazione del valore del coefficiente di pressione lungo lo sviluppo della copertura si può utilizzare un'interpolazione lineare tra i tre valori indicati. Per valori intermedi del rapporto h/d rispetto a quelli riportati nella Figura G.19 si può adottare un'interpolazione lineare.

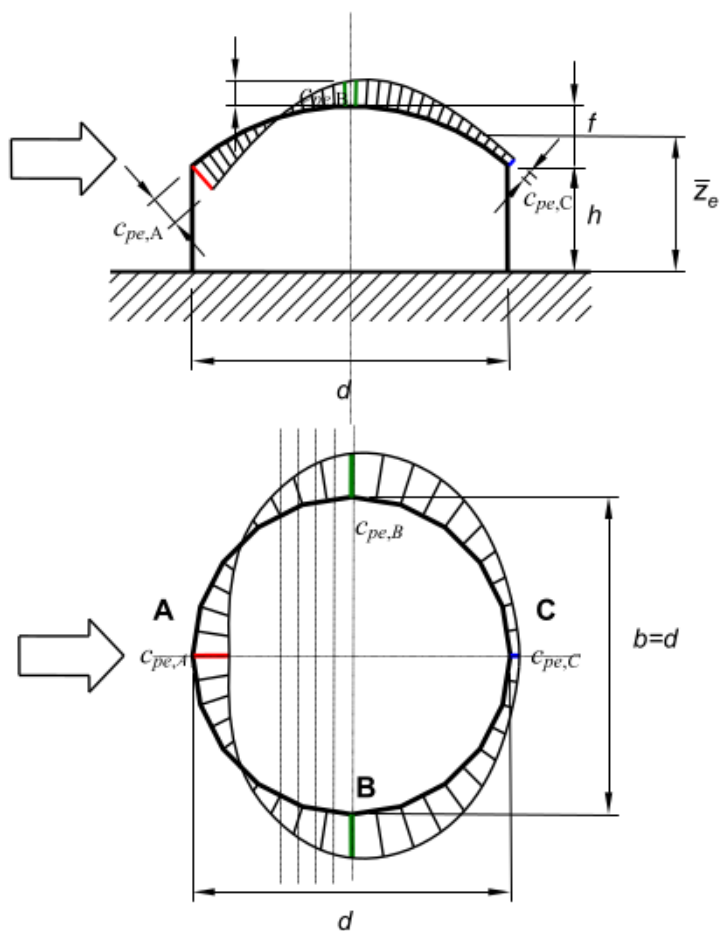


Figura G.18 – Schema di riferimento per cupole sferiche.

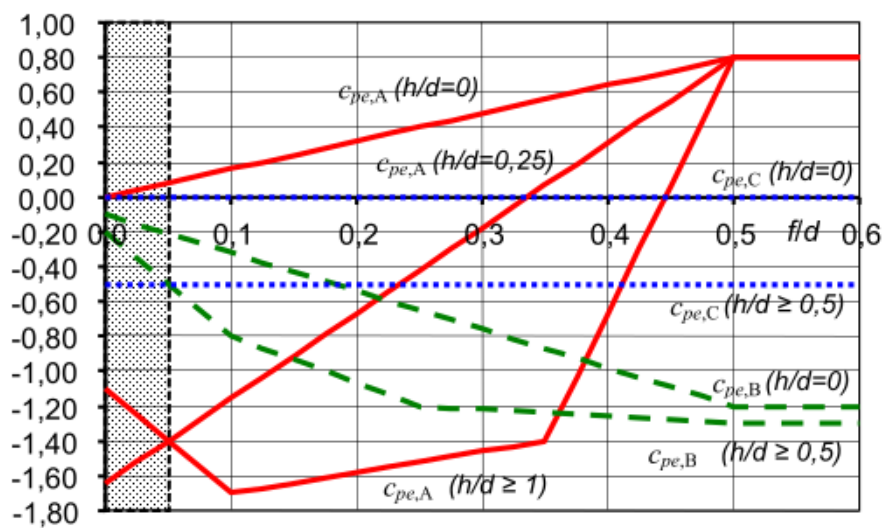


Figura G.19 – Coefficienti di pressione per cupole sferiche.

- Le tettoie

I valori dei coefficienti di pressione sono espressi in funzione del grado di bloccaggio Φ e della inclinazione α della tettoia; L'altezza di riferimento Z è pari all'altezza della tettoia. L'area di riferimento L^2 è pari alla superficie della falda costituente la tettoia o una parte di essa.

- Tettoia a falda semplice

Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in $^\circ$).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$ $\varphi = 1$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$ $c_F = -1,4$

La forza $F = Q \cdot L^2 \cdot C_F$ $Q \cdot C_F$ pressione statica del vento/mq

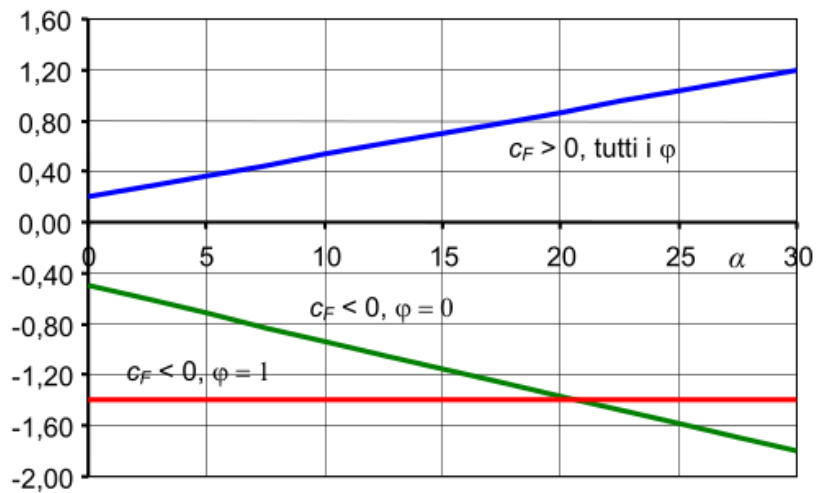


Figura G.26 – Coefficienti di pressione complessiva per tettoie a semplice falda.

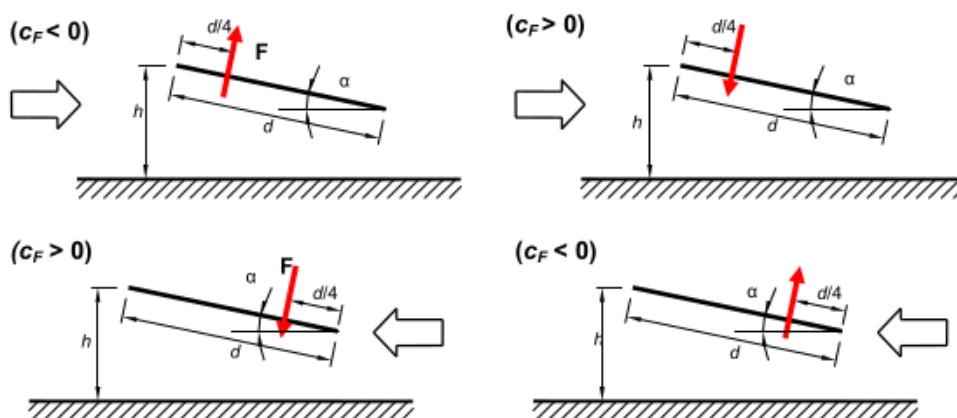


Figura G.27– Tettoie a semplice falda: posizione del punto di applicazione della forza risultante in funzione della direzione di provenienza del vento e della direzione della forza.

- Tettoia a falda doppia

Il vento agisce in direzione ortogonale alla linea di colmo ; $F = Q \cdot L^2 \cdot C_F$

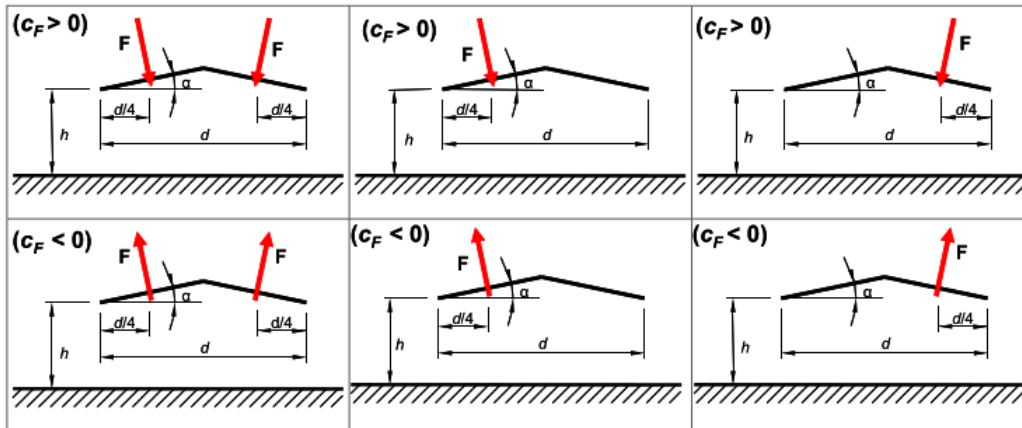


Figura G.29a – Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha > 0^\circ$.

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + 0,7 \cdot \alpha /30$	
Valori negativi	$\varphi = 0$	$\alpha \leq 0^\circ$	$c_F = -0,5 + 0,1 \cdot \alpha/10$
	$\varphi = 1$	$\alpha \geq 0^\circ$	$c_F = -0,5 - 0,2 \cdot \alpha/10$
		tutti i valori di α	$c_F = -1,4$

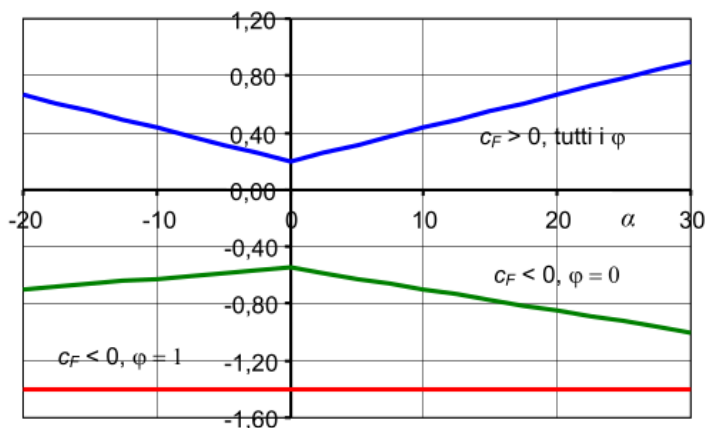


Figura G.28 – Coefficienti di forza per tettoie a doppia falda.

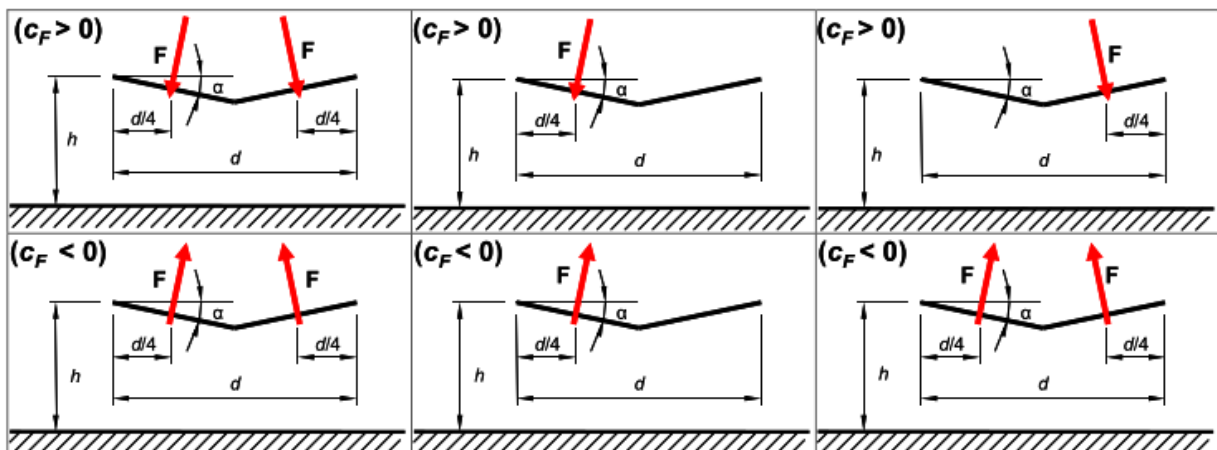


Figura G.29b – Tettoie a doppia falda: posizione del punto di applicazione delle forze risultanti in funzione della direzione della forza – schema per $\alpha < 0^\circ$.

- Tettoia a falde multiple

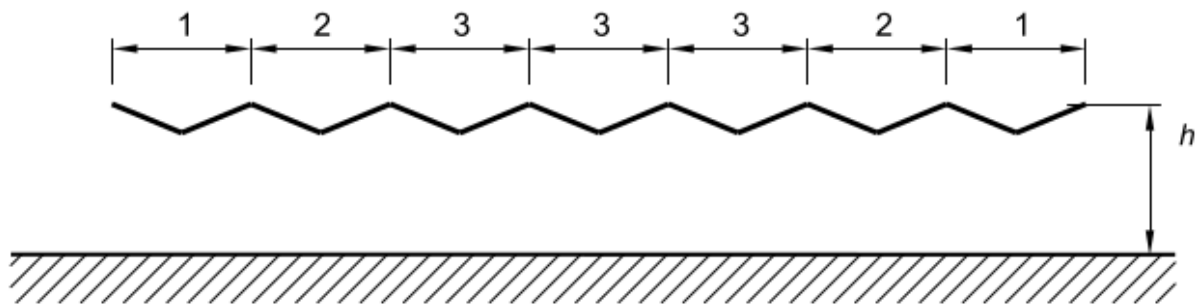


Figura G.30 – Tettoie a falda multipla: individuazione dei vari elementi.

Tabella G.XIV – Coefficienti riduttivi delle forze per tettoie a falda multipla.

Elemento n.	Posizione	Fattori riduttivi per tutti i valori di φ	
		per $c_F > 0$	per $c_F < 0$
1	Primo campo	1,0	0,8
2	Secondo campo	0,9	0,7
3	Altri campi	0,7	0,7

Ciascuna coppia di falde delle tettoie composte da più coppie di falde affiancate (di uguale pendenza) può essere analizzata, in prima approssimazione, come una singola tettoia a doppia falda. La Tettoia è suddivisa in campi che possono avere anche delle dimensioni differenti ed essere assimilati ad una tettoia a doppia falda; Per la struttura in figura possono essere utilizzati per ciascun campo dei coefficienti riduttivi della forza F .

Strutture reticolari

Per strutture reticolari quali delle gru da installare in cantiere o per tralicci di un elettrodotto ancora per travi di ponte o volte reticolari aperte, si possono definire dei coefficienti aereodinamici in funzione della densità φ :

$$C_{FX} = C_{FXO} * \psi \lambda$$

C_{FXO} coefficiente di forza per elementi aventi dimensione finite

$\psi \lambda$ coefficiente di snellezza che tiene conto degli effetti riduttivi di bordo

Per una trave reticolare

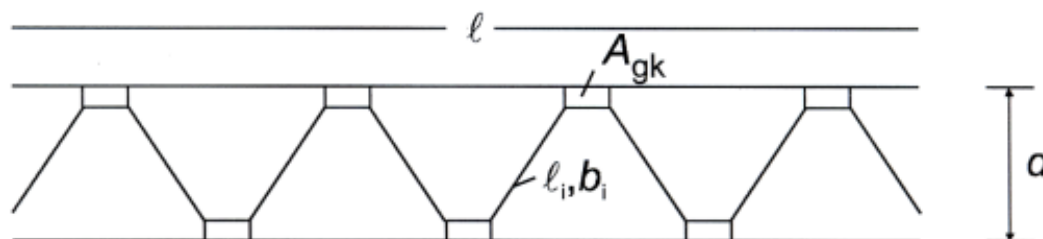


Figura G.38 – Schema di trave reticolare piana di forma rettangolare.

$$\begin{aligned}
 c_{FX_0} &= -1,778 \cdot \varphi + 2 & 0 \leq \varphi \leq 0,225 \\
 c_{FX_0} &= 1,6 & 0,225 \leq \varphi \leq 0,9 \\
 c_{FX_0} &= 4 \cdot \varphi - 2 & 0,9 \leq \varphi \leq 1
 \end{aligned}
 \tag{G.13}$$

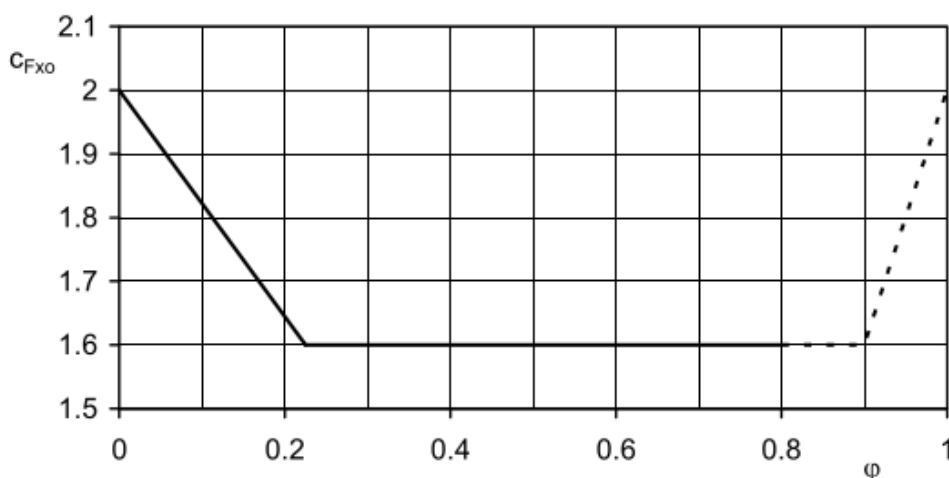


Figura G.39 – Coefficiente di forza c_{FX_0} per travi reticolari piane con elementi a spigoli vivi.

La densità φ è espressa come il rapporto tra l'area netta della trave reticolare A_n e l'area lorda A_c $\varphi = (\sum l_i \cdot b_i + \sum A_{gk}) / (l \cdot b)$. Per travi reticolari con elementi a spigoli vivi i coefficienti di forza sono quelli indicati in alto mentre per elementi metallici a spigoli tondi i coefficienti di forza vengono riportati di seguito

$$\begin{aligned}
 c_{FX_0} &= 1,1 & 10^4 \leq Re \leq 2 \cdot 10^5 \\
 c_{FX_0} &= -1,33 \cdot \log_{10}(Re) + 8,16 & 2 \cdot 10^5 \leq Re \leq 5 \cdot 10^5 \\
 c_{FX_0} &= 0,2 \cdot \log_{10}(Re) - 0,57 & 5 \cdot 10^5 \leq Re \leq 10^6
 \end{aligned}$$

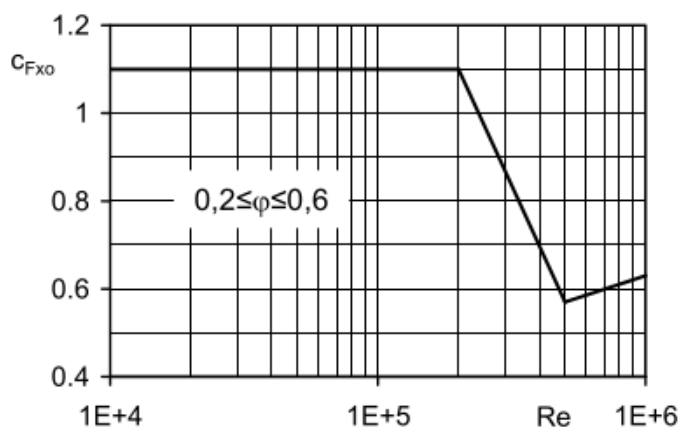
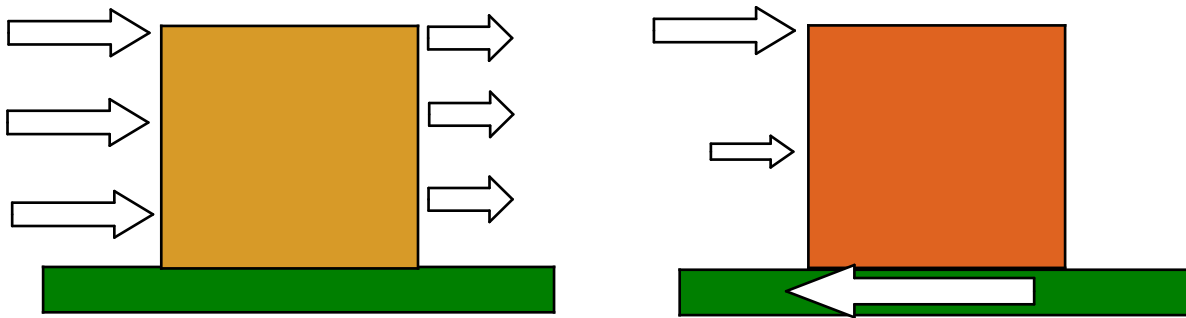


Figura G.40 – Coefficiente di forza c_{FX_0} per travi reticolari piane con elementi a sezione circolare.

3- Edifici leggeri ed edifici pesanti , azioni del vento ed azioni sismiche

Nei calcoli strutturali bisogna tener conto delle azioni orizzontali statiche del vento quando sono più gravose delle azioni sismiche orizzontali e quindi funzione della zona sismica in cui è ubicato il nostro edificio e del materiale utilizzato ovvero della sua densità . Possiamo effettuare un calcolo approssimato per stabilire se tener conto delle azioni del vento



*La azione statica del vento $F = Q * C_e * C_p * C_d * A$*

*La azione inerziale dovuta ad un sisma $F = M * S_d(T)$*

Per il calcolo delle forze sismiche orizzontali possiamo eseguire una analisi statica lineare determinando la distribuzione verticale delle forze una volta noti i parametri sismici della zona ovvero lo spettro di risposta per lo stato limite di salvaguardia della vita ; La forza da applicare a ciascun piano

$$F_i = F_h * Z_i * W_i / (\sum Z_i * W_i)$$

$$F_h = S_d(T) * W * \lambda / g$$

W peso sismico globale

W_i peso sismico impalcato i-mo

Le azioni del vento globali per un edificio parallelepipedo

$$F = Q * C_e * (0,4 + 0,8) * C_d * A$$

A area della superficie investita

$$Q = 1/2 * \rho * V_r^2$$

Dobbiamo quindi valutare il rapporto

$$F_h / F_v = [S_d(T) * W * \lambda / g] / [Q * C_e * (0,4 + 0,8) * C_d * A]$$

$F_h > F_v$ bisogna tener conto solo delle azioni sismiche orizzontali

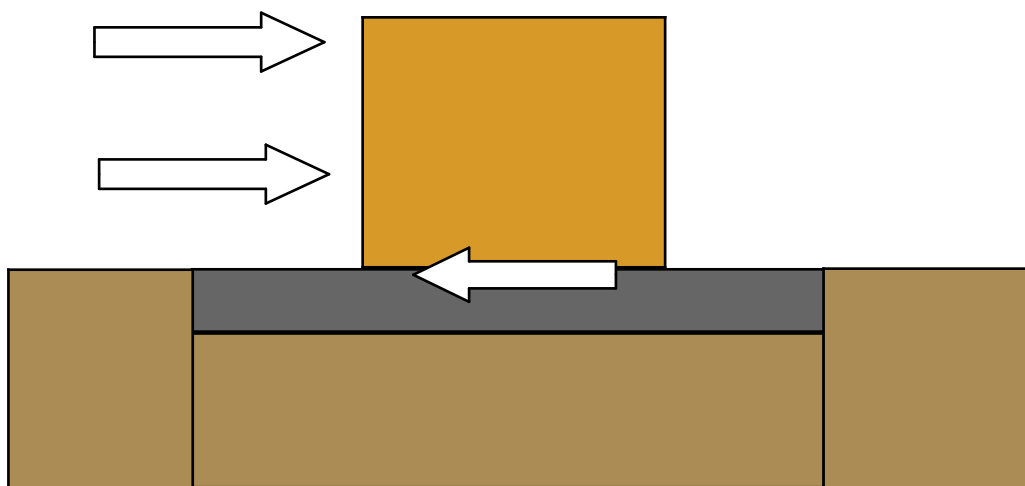
$F_h < F_v$ si tiene conto solo delle azioni del vento

$F_h \approx F_v$ dobbiamo tener conto di entrambe le azioni orizzontali

Solitamente si tiene conto delle azioni del vento per edifici in legno, strutture in acciaio pannelli in EPS armato, strutture in alluminio ovvero costruzioni leggere qualunque sia la zona sismica ; per edifici in muratura ed in cemento armato le azioni orizzontali del vento vengono considerate soltanto in zona sismica 4.

Si potrebbe definire la densità del nostro edificio intesa come rapporto tra peso sismico globale e volume W/V e quindi in funzione dei materiali utilizzati e delle dimensioni del nostro edificio sia come superficie laterale che come volume e stabilire tenendo presente la zona sismica quando eseguire un calcolo per sole forze sismiche e quando eseguire un calcolo esclusivamente per azioni del vento.

Perché si afferma che la costruzione leggera se la porta il vento? Studiamo la dinamica di un corpo rigido orizzontale collegato a terra sollecitato dalle azioni del vento



La forza di collegamento tra la fondazione ed il corpo rigido può essere il solo attrito e la resistenza di collegamenti metallici

$$M \cdot X'' = F_v - R \quad R = R_1 + R_2$$

$$R_1 = N \cdot \tan \varphi = M \cdot g \cdot \tan \varphi \quad \text{forza di attrito} \quad \varphi \text{ angolo di attrito edificio - fondazione}$$

$$R_2 = \sum f_{yd} \cdot A_s / \sqrt{3} \quad A_s \text{ area metallica del singolo collegamento}$$

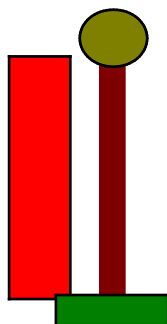
F_v forza del vento

$$X'' = F_v/M - R/M \quad \text{integrando rispetto al tempo lo spostamento} \quad X = (F_v - R)/M \cdot t^2/2$$

è chiaro che se $R > F_v$ l'edificio non si muove non subisce spostamenti , inoltre in assenza di resistenza R lo spostamento X è tanto più grande quanto minore è la massa M . Se non vi sono collegamenti $X = (F_v - M \cdot g \cdot \tan \varphi)/M \cdot t^2/2$, lo spostamento è tanto più ridotto quanto più grande è la massa M . Per ancorare efficacemente un edificio a terra occorre incassare bene la fondazione nel terreno e creare adeguati collegamenti tra sovrastruttura e fondazione.

4- L'analisi dinamica di un edificio sollecitato dalle azioni del vento

Eseguiamo l'analisi dinamica di un edificio monopiano quale un capannone in acciaio o una struttura in legno considerando l'oscillatore semplice



Le azioni del vento sono distribuite lungo tutta l'altezza della mensola, la massa è concentrata a livello di impalcato, la rigidezza è la somma di tutte le rigidezze dei pilastri

$$K = \sum K_i ; \quad M \cdot X'' + K \cdot X = Q \cdot H \quad K_i = 3EI/H^3$$

$$X'' + \omega^2 \cdot X = Q \cdot H/M \quad Q = q \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

L'integrale generale :

$$X = Q \cdot H / (M \cdot \omega^2) \cdot (1 - \cos \omega t)$$

Le strutture in acciaio o in legno sollecitate da azioni del vento oscillano non solo perché l'intensità del vento è variabile, ma anche per valori della pressione statica costante si hanno delle vibrazioni

L'accelerazione $X'' = Q \cdot H / M \cdot \cos \omega t$; la forza di inerzia

$$F = M \cdot X'' = Q \cdot H \cdot \cos \omega t$$

Se eseguiamo una analisi statica le sollecitazioni flettenti e taglienti

$$M(x) = Q \cdot (H - X)^2 / 2 ; \quad T(x) = Q \cdot (H - X)$$

applicando la forza di inerzia

$$M(x) = Q \cdot H \cdot \cos \omega t \cdot (H - X) + Q \cdot (H - X)^2 / 2 = Q \cdot (H - X) (H \cdot \cos \omega t + (H - X) / 2)$$

$$T(x) = Q \cdot H \cdot \cos \omega t + Q \cdot (H - X) = Q \cdot H \cdot (1 + \cos \omega t) - Q \cdot X$$

essendo il codominio del coseno $(-1, 1)$ avremo degli istanti in cui le sollecitazioni sono massime ed altri istanti in cui le sollecitazioni si annullano ad esempio alla base

per $X = 0$

$$M(0) = Q \cdot H (H \cdot \cos \omega t + H/2) = Q \cdot H^2 (\cos \omega t + 1/2)$$

$$T(0) = Q \cdot H (1 + \cos \omega t)$$

il taglio è nullo per $\cos \omega t = -1 \quad \omega t = \pi$

il momento è nullo per $\cos \omega t = -1/2 \quad \omega t = 5/6 \cdot \pi$

il taglio è massimo al tempo $t = 0 \quad T_{\max} = 2 \cdot Q \cdot H$

il momento è massimo al tempo $t = 0 \quad M_{\max} = 3/2 \cdot Q \cdot H^2$

il periodo di oscillazione proprio della struttura $T = 2 \cdot \pi / \omega = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{M/K}$

Se consideriamo una forza del vento variabile ad esempio con legge sinusoidale

$$F(t) = q \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \cdot H \cdot \sin \omega' t = Q \cdot H \cdot \sin \omega' t$$

l'equazione differenziale che definisce il moto dell'oscillatore semplice

$$M \cdot X'' + K \cdot X = Q \cdot H \cdot \sin \omega' t$$

$$X'' + \omega^2 \cdot X = Q \cdot H \cdot \sin \omega' t / M$$

L'integrale particolare

$X_p = X \cdot \sin \omega' t$ Sostituito Nella equazione con il suo valore max

$$-M \cdot X \cdot \omega'^2 + K \cdot X = Q \cdot H$$

$$X = Q \cdot H / (K - M \cdot \omega'^2) = Q \cdot H / K / [1 / (1 - r^2)] \quad \text{con } r = \omega' / \omega$$

L'integrale generale

$$X(t) = A \cdot \cos \omega t + B \cdot \sin \omega t + Q \cdot H / K / [1 / (1 - r^2)] \cdot \sin \omega' t$$

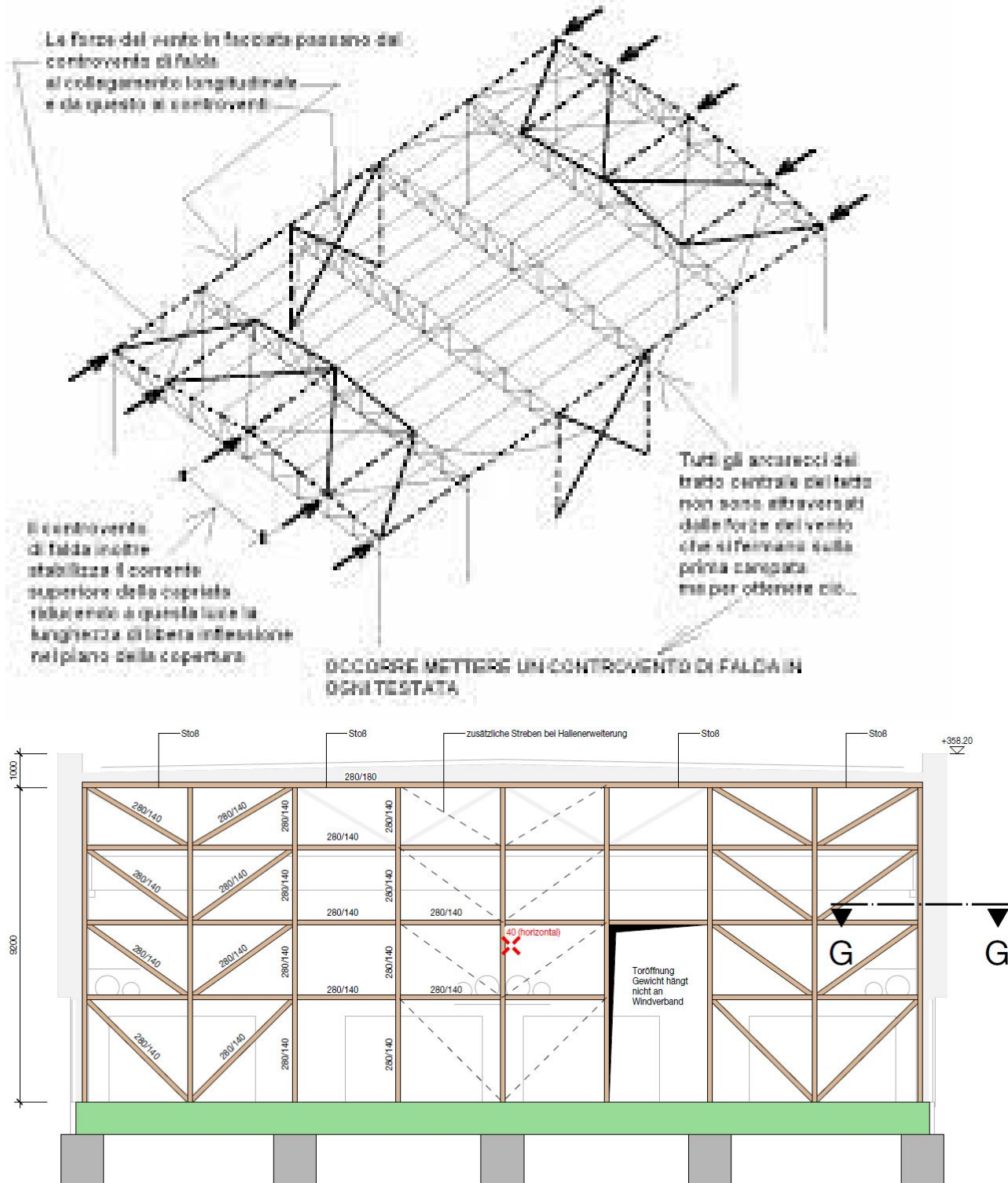
Imponendo le condizioni ai limiti per $t = 0 \quad X = 0 \quad ; \quad X' = 0$

$$A = 0 \quad ; \quad B = r \cdot H / K \cdot Q / (1 - r^2)$$

$$X(t) = H / K \cdot Q / (1 - r^2) \cdot (\sin \omega' t - r \cdot \sin \omega t)$$

5- I sistemi di isolamento e controventamento

Per far fronte alle azioni del vento in capannoni in acciaio o in legno si è soliti inserire dei controventi a croce di sant' Andrea le cui diagonali tese e compresse hanno la funzione di irrigidire la nostra struttura. La soluzione migliore per i capannoni in acciaio sarebbe l'inserimento di tamponature ovvero elementi parete in laterizio la cui funzione è di assorbire le azioni orizzontali derivanti dal vento e scaricare la nostra struttura intelaiata in acciaio. Per edifici in legno si possono inserire nelle maglie di telaio dei pannelli XLAM collaboranti con la struttura principale



Realizzare quindi un capannone in acciaio tamponato , in tal caso si deve tener conto anche delle azioni sismiche e delle sollecitazioni sulle pareti derivanti dalla azione del vento fuori del piano; Per le strutture in legno si può utilizzare un sistema costruttivo misto ovvero intelaiato e a pannelli avente elevata rigidezza. E' evidente quindi per costruzioni leggere che la migliore soluzione progettuale è a pannelli con edifici di elevata rigidezza soprattutto se si pensa alla mensola composta per i pannelli Xlam oppure i pannelli in acciaio Bcore o ancora i pannelli in EPS strutture che possono essere più rigide di una struttura in cemento armato senza tamponatura. Una mensola complessa in XLAM avente una altezza di 6 m ed una lunghezza di 10 m per uno spessore di 15 cm priva di aperture ha una rigidezza

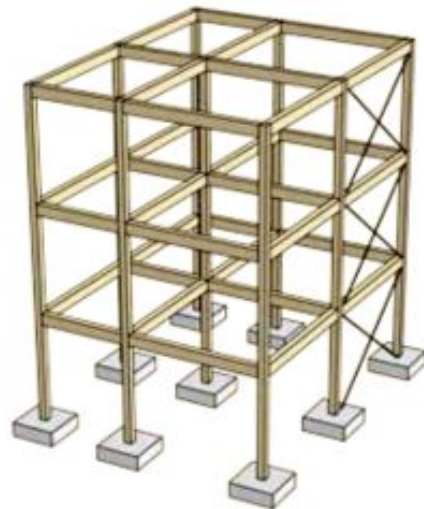
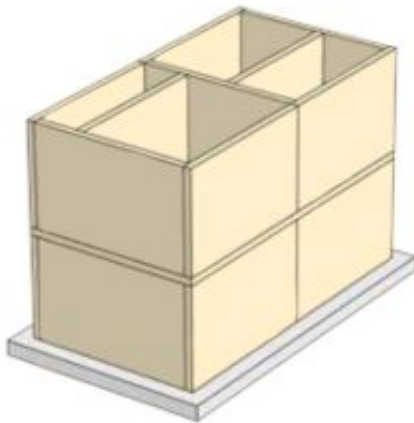
$$K = 3 \cdot 110000 \cdot I / 600^3 = 1.909.722 \text{ daN/cm}$$

$$I = 1.250.000.000$$

tre pilastri in cemento armato di dimensioni 30x60 in una modellazione shear type per un altezza pari a quella di interpiano hanno una rigidezza dimezzata

$$K = 1/2 \cdot (3 \cdot 12 \cdot 350000 \cdot I / 300^3) = 126000 \text{ daN*cm}$$

$$I = 540000$$



Si potrebbe pensare tenendo presente il moto dinamico della struttura anziché ad un sistema di controventamento ad un sistema di isolamento alla base con isolatori elastomerici e quindi la deformata globale somma di uno spostamento rigido e di una deformazione elastica ; l'equazione del moto globale sempre per l'oscillatore semplice essendo 2 molle in serie

$$M \cdot X'' + K \cdot X = Q \cdot H \quad X = F/K_1 + F/K_2 = F \cdot (1/K_1 + 1/K_2)$$

$$X'' + \omega^2 \cdot X = Q \cdot H/M$$

lo spostamento

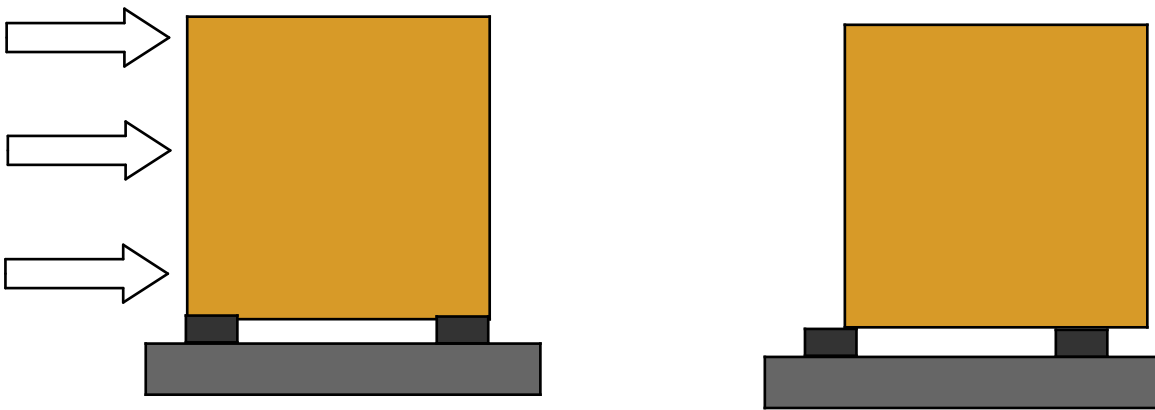
$$X = Q \cdot H / (K) \cdot (1 - \cos \omega t)$$

$$K = 1 / (1/K_1 + 1/K_2) = K_1 \cdot K_2 / (K_1 + K_2)$$

lo spostamento si compone di due aliquote

$$X = K_1 / (K_1 \cdot K_2) \cdot Q \cdot H \cdot (1 - \cos \omega t) + K_2 / (K_1 \cdot K_2) \cdot Q \cdot H \cdot (1 - \cos \omega t)$$

il primo relativo alla sovrastruttura elastico il secondo rigido del sistema di isolamento



La forza di inerzia sul nostro edificio resta sempre la stessa

$$F = Q \cdot H \cdot (1 - \cos \omega t)$$

agli spostamenti elastici corrispondono le reazioni elastiche e quindi le sollecitazioni sulla struttura

$$K \cdot X = K \cdot K_2 / (K_1 \cdot K_2) \cdot Q \cdot H \cdot (1 - \cos \omega t)$$

è evidente che le sollecitazioni sono funzione del rapporto $K_2 / (K_1 \cdot K_2)$ ovvero dipendono dalla rigidezza degli isolatori e dalla rigidezza della sovrastruttura; quanto più grande è la rigidezza degli isolatori minore sarà lo spostamento rigido e più piccolo sarà il rapporto $K_2 / (K_1 \cdot K_2)$ quindi avremo uno stato di sollecitazione nella sovrastruttura ridotto

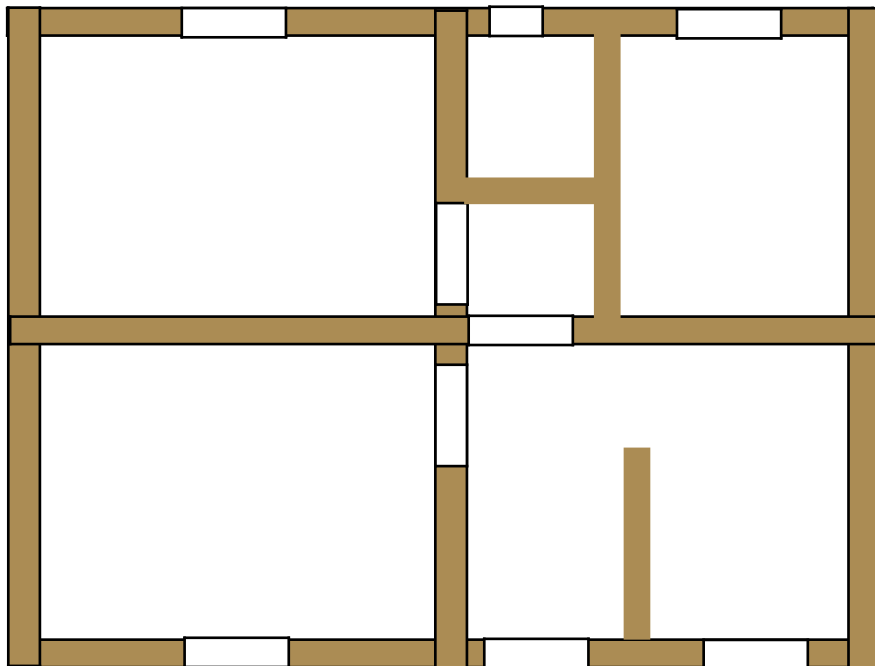
6- Il calcolo degli edifici per azioni eccezionali : gli uragani

L'uragano è un azione del vento eccezionale con delle raffiche di venti a velocità di 300 km/h , ovvero 83 m/sec che corrispondono ad una pressione cinetica sulla parete di circa $q = 1/2 \cdot \rho \cdot V^2 = 430 \text{ daN/mq}$, ovvero sulla parte del nostro edificio se sopravento va applicata una pressione

$$P = 430 \cdot C_e \cdot C_d \cdot 0,8 = 550 \text{ daN/mq}$$

se sottovento $P = 430 \cdot C_e \cdot C_d \cdot 0,4 = 275 \text{ daN/mq}$

con $C_d = 1$ ed il coefficiente di esposizione per un altezza di riferimento pari a 6 m $C_e = 1,6$. Il calcolo della struttura viene eseguito con questi valori della pressione statica esercitata dal vento riportiamo di seguito una modellazione FEM per una casa in legno a 2 piani in XLam avente forma rettangolare 4 moduli quadrati di 4 m di lato con scala esterna indipendente aperture di 100 cm tranne il bagno 70 cm, per una superficie di 64 mq sollecitata da un uragano ; le azioni sismiche non vengono considerate .



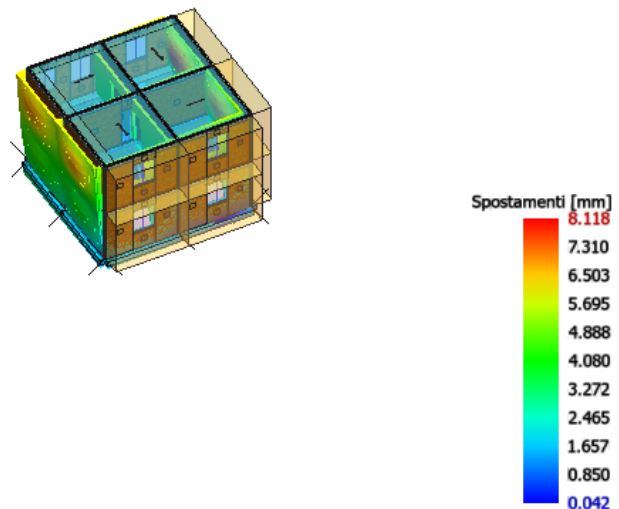
i pannelli Xlam hanno uno spessore di 15 cm la copertura è piana con leggera inclinazione $< 5^\circ$

Il tagliante di piano alla base in direzione X ed Y vale

$$1,5 \cdot 48 \cdot 550 + 1,5 \cdot 48 \cdot 275 = 59400 \text{ daN}$$

la deformata del nostro edificio XLam

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
Posizione masse N° 1



con spostamento max di 8 mm circa 1 cm ; i pannelli XLam sono tutti verificati, bisogna soltanto porre attenzione alle connessioni aumentare il numero delle piattine per assorbire il tagliante alla base nelle due direzioni di 60000 daN

7- Conclusioni

Il calcolo di un edificio sollecitato dalle azioni del vento è abbastanza semplice eseguibile con qualsiasi software FEM per edifici avente forma regolare parallelepipedica ; si rivela complicato per superficie curva quali volte reticolari cupole dove il software deve essere in grado di modellare il carico da vento poiché inserire i valori variabili della forza orizzontale per ogni nodo non è facile. L'obiettivo di questi appunti è stato quello di favorire il ricorso alla costruzione leggera alternativa a quella pesante al fine di garantire la sicurezza sismica del nostro edificio e modificare l'ideologia comune secondo la quale le case in legno in acciaio sono delle costruzioni precarie poco stabili.

Bibliografia

*Nuove norme tecniche delle costruzioni NTC 2018
Circolare applicativa alle NTC
Istruzioni CNR DT 207/2008*

Le azioni eccezionali

1- Introduzione

2- Gli urti

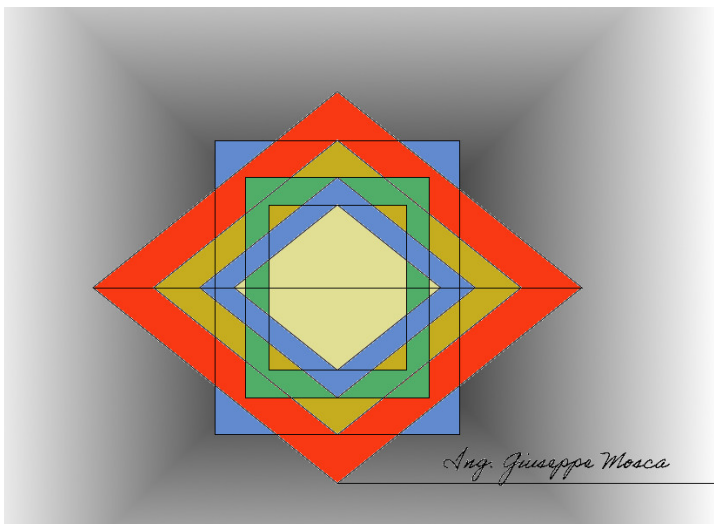
3- Le esplosioni

4- Gli incendi

5- Le variazioni di temperatura

6- Le azioni laser

7- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalate contribuiscono al miglioramento degli appunti.

1- Introduzione

Le azioni eccezionali non riguardano esclusivamente la sicurezza degli edifici ma la sicurezza nazionale ovvero sono il risultato di attentati , di incendi dolosi di atti di guerra per cui si deve tener conto delle azione eccezionali per quegli edifici cosiddetti strategici quali caserme delle forze dell'ordine , dei vigili del fuoco sedi comunali ospedali , ponti, industrie ect si potrebbero elencare gli attentati che si sono verificati in Italia ed in Europa dal 1945 ad oggi e stabilire per quali tipologie di edifici tali azioni vanno considerate. Le azioni termiche sono state considerate in questi appunti ma non sono delle azioni eccezionali rappresentano un carico transitorio che agisce su tutte le tipologie strutturali delle quali bisogna tener conto in edifici che hanno una notevole superficie. Sono state introdotte nuove azioni non contemplate nelle NTC quali le azioni laser che durante un atto di guerra possono mettere in pericolo la sicurezza strutturale degli edifici.

2- Gli urti

E' emblematico l'attentato alle torri Gemelle di New York dell'11 settembre 2000 dove un aereo si schiantò sulle torri provocando un disastro non solo per la sicurezza delle costruzioni ma in termini di vite umane di rapporti politici con la conseguente guerra dell'Afghanistan. Le NTC 2018 suddividono gli urti in :

- Urti da traffico veicolare
- Urti da traffico ferroviario
- Urti da imbarcazione ed aereomobili

classificati in 3 categorie in base agli effetti sulle costruzioni

Tab. 3.6.II – Categorie di azione

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

-Urti da traffico veicolare

Le azioni derivanti da un urto (incidente stradale) di un'auto o un camion sulle strutture hanno una direzione X parallela a quella del moto , ma le norme considerano anche un'azione ortogonale in direzione Y non simultanea con la precedente $F_{dy} = 0,50 \cdot F_{dx}$ i valori della forza F_{dx} sono riportati nella seguente tabella

Tab. 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Per urti di automobili su membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 0,5 m al di sopra della superficie di marcia. L'area di applicazione della forza è pari a 0,25 m (in altezza) per il valore più piccolo tra 1,50 m e la larghezza della membratura (in larghezza). Nel caso di urti su elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada, la forza risultante di collisione F da utilizzare per le verifiche dell'equilibrio statico o della resistenza o della capacità di deformazione degli elementi strutturali è data da:

$$F = r F d, x$$

dove il fattore r è pari ad 1,0 per altezze del sottovia fino a 5 m, decresce linearmente da 1,0 a 0 per altezze comprese fra 5 e 6 m ed è pari a 0 per altezze superiori a 6 m. La forza F è applicata sulle superfici verticali (prospetto dell'elemento strutturale).

Sull'intradosso dell'elemento strutturale si devono considerare gli stessi carichi da urto F di cui sopra, con un'inclinazione rispetto all'orizzontale di 10° verso l'alto.

L'area di applicazione della forza è assunta pari a 0,25 per 0,25 m. Nelle costruzioni dove sono presenti con regolarità carrelli elevatori si può considerare equivalente agli urti accidentali un'azione orizzontale statica, applicata all'altezza di 0,75 m dal piano di calpestio, pari a $F = 5 W$ essendo W il peso complessivo del carrello elevatore e del massimo carico trasportabile.

Per il traffico veicolare sopra i ponti si considera una forza di collisione pari a 10000 daN, ovviamente sulle barriere laterali applicata ad 1 m di altezza.

-Urti da traffico ferroviario

Si verificano per effetto di un deragliamento, ovvero può aversi un urto tra i treni deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia; tali azioni vanno determinate tramite analisi specifiche in assenza delle quali:

per $d \leq 5$ m:

4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

per $5 \text{ m} < d \leq 15 \text{ m}$:

2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;

per $d > 15 \text{ m}$ pari a zero in entrambe le direzioni.

d è la distanza degli elementi esposti dall'asse del binario;

tali forze vanno applicate ad una quota di 180 cm

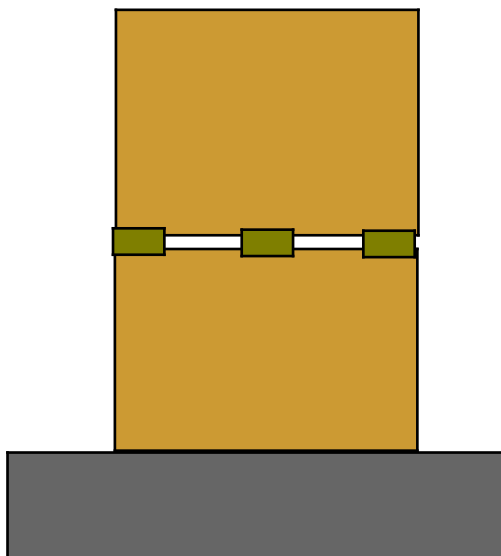
-Urti di imbarcazioni ed aeromobili

La forza max di impatto può essere calcolata come forza di impulso

$$F \cdot \Delta T = M \cdot V$$

V velocità dell'aeromobile, M massa, ΔT durata dell'impatto

Negli edifici alti un modo per attutire gli urti è quello di interporre a quote differenti degli isolatori elastomerici in modo che possa fungere da ammortizzatore durante l'urto e minimizzare la forza di impulso.



3- Le esplosioni

Le esplosioni derivano da malfunzionamenti delle caldaie con fuoriuscita di metano degli impianti di riscaldamento, da bombe poste all'interno di edifici o ancora da fuochi di artificio e come gli urti sono suddivise in 3 categorie in funzione degli effetti sulle costruzioni

Tab. 3.6.II – Categorie di azione

Categoria di azione	Possibili effetti
1	Effetti trascurabili sulle strutture
2	Effetti localizzati su parte delle strutture
3	Effetti generalizzati sulle strutture

la loro azione si palesa come una pressione statica equivalente esercitata sulle pareti. Per la categoria 2 qualora siano presenti pannelli di sfogo, la pressione statica equivalente è data dal valore maggiore delle 2 espressioni

$$P_d = 3 + P_v$$

$$P_d = 3 + P_v / 2 + 0,04 * (A_v / V)^2$$

$-p_v$ è la pressione statica uniformemente distribuita in corrispondenza della quale le aperture di sfogo cedono, in kN/mq

A_v è l'area delle aperture di sfogo, in m^2

V è il volume dell'ambiente, in m^3

Il rapporto fra l'area dei componenti di sfogo e il volume da proteggere deve soddisfare la relazione: $0,05 < A / V < 0,15$ misurato in m^{-1}

tutti gli elementi devono essere progettati per una pressione $P_d = 2000$ daN/mq

Per le esplosioni di categoria 3 bisogna effettuare studi più approfonditi che consistono nello studio delle vibrazioni indotte dalle esplosioni con i relativi valori della pressione sulle pareti del nostro edificio.

4- Gli incendi

Con le norme antincendio presenti in Italia ed i relativi controlli dei vigili del fuoco si può affermare che gli incendi hanno sempre una origine dolosa ovvero sono degli atti vandalici e criminali nei confronti dei quali si interviene limitando i danni al nostro edificio che consistono nel crollo per la riduzione della sezione resistente dei singoli elementi strutturali quali travi e pilastri, ovvero viene assicurato un tempo di resistenza al fuoco REI 60 ad esempio 60 minuti in modo che i pompieri possano intervenire e domare le fiamme.

Nel caso di incendio di materiali combustibili prevalentemente di natura cellulosica, la curva di incendio nominale di riferimento è la curva di incendio nominale standard definita come segue:

$$\vartheta_G = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \text{ espressa in } ^\circ\text{C}$$

ϑ_G è la temperatura dei gas caldi; t il tempo espresso in minuti

Per incendi con quantità rilevanti di idrocarburi

$$\vartheta_G = 1080 * (1 - 0,325 * e^{-0,167t} - 0,675 * e^{-2,5t}) + 20^\circ$$

Nel caso di incendi sviluppatisi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno

$$\vartheta_G = 660 * (1 - 0,687 * e^{-0,32t} - 0,313 * e^{-3,8t}) + 20^\circ$$

Le verifiche vengono eseguite su sezioni ridotte degli elementi strutturali determinando la sezione residua dopo un certo intervallo di tempo ad esempio 60 minuti.

5- Le variazioni di temperatura

Le escursioni termiche ovvero le variazioni della temperatura stagionali e durante la giornata possono determinare nelle strutture uno stato tensionale che se sommato a quello di un evento sismico può rivelarsi pericoloso per la struttura. Di norma gli effetti termici sulle strutture sono trascurate l'eurodice 2 afferma che bisogna tener conto delle variazioni di temperatura quando la lunghezza del nostro edificio è superiore ai 30 m per cui negli edifici con lunghezze > 50 m vanno inseriti dei giunti di dilatazione termica. Si pensi ad un impalcato in cemento armato avente dimensioni 30x50 m sottoposto a variazioni di temperatura subisce delle dilatazioni e delle contrazioni che semplificativamente possiamo calcolare come

$$\Delta L = \alpha * L * \Delta T \quad \alpha \text{ coefficiente di dilatazione termica}$$

Tab. 3.5.II – Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15^\circ\text{C}$

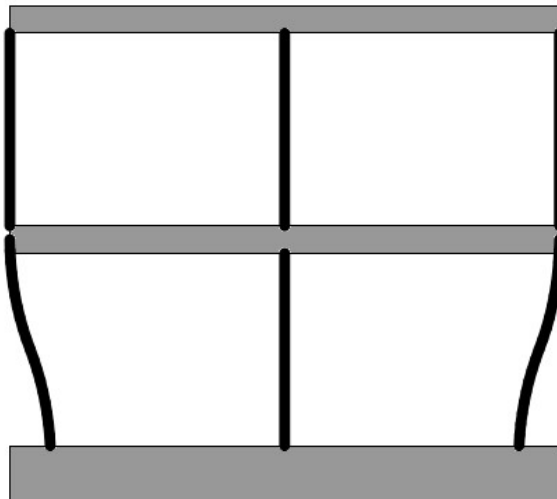
$\alpha = 0,00001 \text{ } 1/^{\circ}\text{C}$ per strutture in cemento armato

considerando una escursione termica di 15° l'impalcato subisce le seguenti deformazioni

$$\Delta L_x = 0,00001 * 5000 * 15 = 0,75 \text{ cm}$$

$$\Delta L_x = 0,00001 * 3000 * 15 = 0,45 \text{ cm}$$

Le variazioni di temperatura sono uniformi a tutti i piani, la fondazione resta a temperatura costante per cui al primo impalcato i pilastri di maggiore rigidezza contrastano queste deformazioni ed in essi si genera uno stato tensionale di flessione e taglio che può compromettere la stabilità della struttura se associato ad altre azioni. Gli impalcati degli edifici in ca vengono considerati nelle modellazioni infinitamente rigidi ma subiscono delle fessurazioni ovvero se sollecitati a trazione il cls si fessura e queste deformazioni di circa 0,5cm sono insignificanti per la struttura. Se poi consideriamo dei capannoni industriali dove i collegamenti tra tegoli e coppella non sono rigidi gli elementi strutturali sono affiancati e spostamenti dell'ordine di 1 mm sono consentiti non si hanno sollecitazioni nei pilastri. Per edifici pluripiano prefabbricati con pilastri dotati di mensole tozze su cui poggiano le travi precomprese, e solai prefabbricati senza soletta di completamento le deformazioni dell'impalcato sono consentite e non si hanno sollecitazioni elevate nei pilastri dovute a variazioni di temperatura



I pilastri di bordo in una modellazione shear type tenendo conto della fessurazione

del cls hanno le seguenti sollecitazioni

$$V = 12 \cdot (E \cdot I / 2) \cdot 0,375 / H^3 = 13020 \text{ daN}$$

$$M = 6 \cdot (E \cdot I / 2) \cdot 0,375 / H^2 = 19531 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

per pilastri 50x 50 cm $E = 300000 \text{ daN/cm}^2$

che rappresentano delle sollecitazioni elevate associate a quelle derivanti da un evento sismico. I pilastri più sollecitati sono quelli disposti negli angoli per i quali conviene ridurre la rigidezza in modo da minimizzare le sollecitazioni dovute agli effetti termici ; utilizzando pilastri 40x40cm

$$V = 5333 \text{ daN} ; M = 8000 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Se poi guardiamo alla struttura del calcestruzzo alla sua porosità ovvero ci confrontiamo con il materiale con le sue modalità di impasto con gli inerti con le contrazioni e gli allungamenti quindi le deformazioni della pasta di cemento pensare che una deformazione dell'impalcato lungo 50 m di circa 4 mm possa portare al crollo della nostra struttura è una assurdità. E' una calcolazione teorica che deve tener conto di come è preparato il cls dei giunti tra la pignatta ed il travetto nel solaio della presenza di vuoti e quindi di una sua deformabilità intrinseca. In una corretta progettazione è buona norma inserire dei giunti termici nella nostra struttura oppure consentire le deformazioni degli impalcati come accade negli edifici prefabbricati e nelle strutture in acciaio evitando nel calcolo strutturale di tener conto delle variazioni della temperatura che porterebbero ad un sovradimensionamento dei pilastri. Negli edifici con isolamento sismico alla base la problematica degli effetti termici non si pone poiché le deformazioni sono consentiti dagli isolatori elastomerici senza incremento delle sollecitazioni.

6- Le azioni laser

Il laser è un fascio di luce coerente (fascio di fotoni) che attraversano il nostro edificio e possono essere in grado di sezionarlo ovvero di tagliare travi e pilastri con le relative armature; il fascio in parte può essere riflesso ed in parte può essere rifratto ovvero penetra nel nostro edificio, la spinta deriva sia dalla porzione di fascio di luce che viene riflessa che da quella rifratta.

Se consideriamo una lampadina avente una potenza di 500 W la pressione di radiazione è data da I/c dove I è l'intensità dell'onda

$I = P/A$; C velocità della luce P è la pressione di radiazione

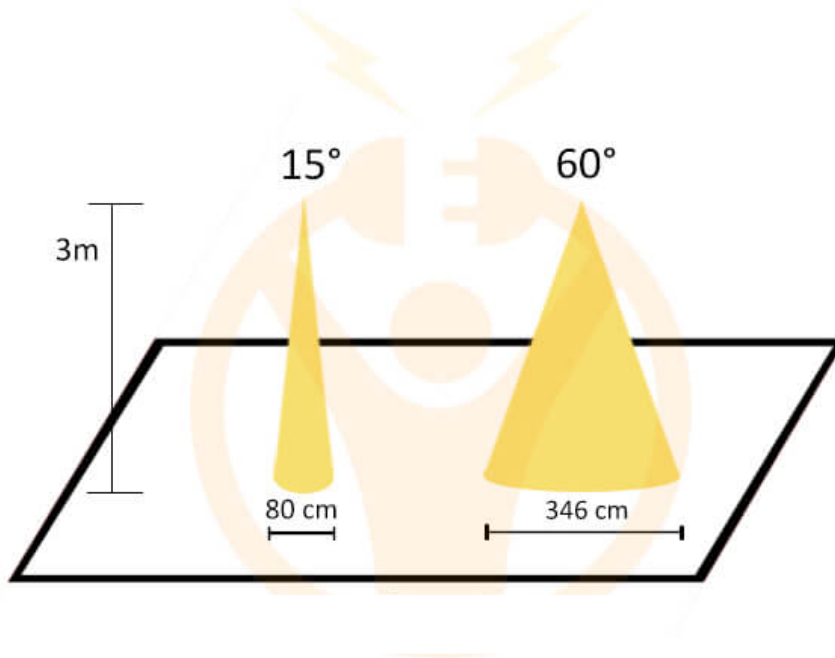
La pressione di radiazione = P/c c velocità della luce

la luce si propaga in direzione radiale la forza F corrispondente alla intensità di radiazione ad una distanza di 1,5 m

$$I = 500W/(c*S) = 5,9*10^{-8} Pa \quad S = 4*\pi*r^2$$

Va considerato il cono laser e quindi di flusso attraverso una superficie

$$I = 500W/(c*\pi*r^2) \quad r = d*tg(\alpha/2) \quad ; \alpha \text{ angolo di apertura del cono laser}$$



Per avere una pressione elevata ad esempio 10 daN/cm² in grado di arrecare dei danni strutturali dobbiamo utilizzare un fascio laser di potenza elevatissima

$$P = c*\pi*r^2 * 1000000N/m^2 = 942477796076 W \approx 950 GigaW$$

$$r = d*tg(\alpha/2) \quad \text{per } r = 1m \quad \text{la forza totale } F \approx 315000 daN$$

7- Conclusioni

Le azioni eccezionali sono delle condizioni di carico che normalmente non vengono considerate sugli edifici ovvero nella pratica professionale si considerano solo i carichi derivanti da eventi meteorologici e da azioni sismiche. Per edifici di importanza strategica per questioni di difesa militare è opportuno tener conto di queste azioni; in queste poche pagine mi sono limitato allo studio della norma italiana , (sull'eurocodice 1991 EN 1-7 sono debitamente approfonditi) che è sufficiente per lo svolgimento dell'attività professionale nessuno si sognerebbe di dimensionare un edificio a 10 piani tenendo conto dell'urto di un aereo, di una esplosione a meno che non sia un edificio strategico di notevole importanza obiettivo di attacchi terroristici ect

Le combinazioni di carico

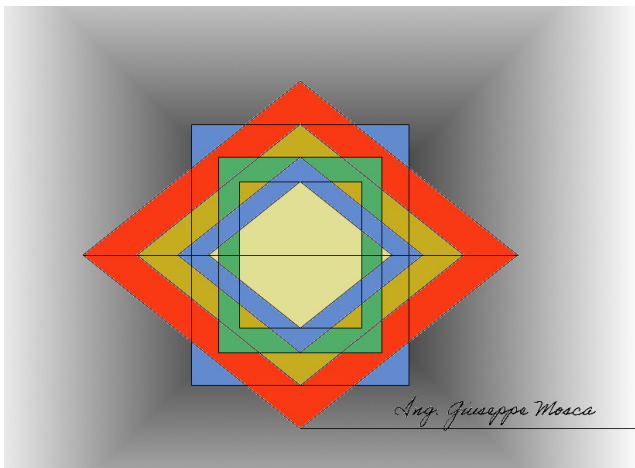
1- Introduzione

2- Le combinazioni allo stato limite ultimo

3- Le combinazioni di carico allo stato limite di esercizio

4- I sovraccarichi

5- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Le combinazioni di carico allo stato limite ultimo e di esercizio stabilire quali carichi considerare ed i relativi coefficienti parziali per determinare la freccia di un solaio o di una copertura, per la verifica per azioni sismiche orizzontali, per verifiche antincendio di strutture in legno o ancora come combinare le azioni del vento, della neve e del sisma. I software di calcolo hanno già delle combinazioni definite per cui la combinazione non va eseguita di volta in volta ma può essere necessario inserire nuove combinazioni di carico e quindi essere a conoscenza dei coefficienti di combinazione da utilizzare.

2- Le combinazioni allo stato limite ultimo

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_1$$

G_1 peso proprio delle strutture

G_2 Carico permanente

Q_1 sovraccarico accidentale

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio

γ_{G2} coefficiente parziale del carico permanente

γ_{Q1} coefficiente parziale del sovraccarico accidentale

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Se vogliamo calcolare e verificare un solaio dobbiamo utilizzare i coefficienti parziali relativi alla combinazione sfavorevole

$$Q = 1,3 * G_1 + 1,5 * G_2 + 1,5 * Q_1$$

Se vogliamo tener conto di altre azioni quali la precompressione

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_1 + \gamma_P * P$$

$\gamma_P = 1$ coefficiente parziale della precompressione

Se teniamo conto delle azioni sismiche E per una struttura in cemento armato

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_1 + P \pm E$$

ovvero si considera ad ogni piano agente soltanto il 30% del sovraccarico accidentale ; non si tiene conto del carico da neve ovvero si ipotizza che durante l'evento sismico non vi sia neve per $H < 1000$ m invece per $H > 1000$ m si considera il 20% del carico da neve. Tali carichi vanno considerati nella determinazione del peso sismico W della struttura

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
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 – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 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

Volendo calcolare una casa in legno dobbiamo considerare anche le azioni del vento che rientrano tra i carichi variabili

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_{Q1} * Q_1 + \gamma_{Q2} * \psi_{02} * Q_2$$

Q_1 carico variabile del vento

Q_2 sovraccarico accidentale

$$1,3 * G_1 + 1,5 * G_2 + 1,5 * Q_1 + 1,5 * 0,7 * Q_2$$

Il carico da neve lo si considera al 50% per $H < 1000$ m e 70% per $H > 1000$ m

3- Le combinazioni allo stato limite di esercizio

Combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_1 + \psi_{02} * Q_2 + \psi_{03} * Q_2 + \dots$$

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} * Q_1 + \psi_{22} * Q_2 + \psi_{23} * Q_2 + \dots$$

Combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_1 + \psi_{22} * Q_2 + \psi_{23} * Q_2 + \dots$$

se dobbiamo calcolare una freccia in un solaio utilizziamo la combinazione rara ovvero un carico

$$Q = G_1 + G_2 + Q_1$$

se la struttura è precompressa

$$G_1 + G_2 + P + Q_1$$

per la verifica allo stato limite di vibrazione ovvero dobbiamo determinare la frequenza fondamentale del nostro solaio utilizziamo un valore della massa corrispondente ad una combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_1$$

La combinazione per gli stati limite connessi ad azioni eccezionali Ad

$$G_1 + G_2 + \psi_{21} * Q_1 + P + Ad$$

Le verifiche allo stato limite ultimo per l'incendio per una casa in legno

$$G_1 + G_2 + 0,3 * Q_{K1}$$

4- I sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k
- carichi verticali concentrati Q_k
- carichi orizzontali lineari H_k

e sono riportati nella seguente tabella delle NTC

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* 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.

I sovraccarichi verticali concentrati si applicano su impronte di carico quadrate 50x50mm, mentre per autorimesse l'impronta di carico è doppia 10x10 cm poste ad interasse di 180cm; per i parcheggi e le zone di transito l'impronta di carico è 20x20 cm poste ad interasse 180cm

I sovraccarichi orizzontali lineari H_k riportati nella Tab. 3.1.II devono essere utilizzati per verifiche locali e non si combinano con i carichi utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme. I sovraccarichi orizzontali lineari devono essere applicati alle pareti alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio; devono essere applicati ai parapetti o ai mancorrenti alla quota del bordo superiore. Le verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali i tramezzi, le pareti, i tamponamenti esterni, comunque realizzati, con l'esclusione dei divisori mobili (che comunque devono garantire sufficiente stabilità in esercizio).

Incidenza tramezzi

Il carico dei tramezzi lineare G_2 può essere distribuito sull'intero solaio con un carico g_2 se vi sono adeguati travetti di ripartizione

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m} : g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Gli elementi divisori interni con peso proprio maggiore di 5,00 kN/m devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio. Il peso dei tramezzi

spessore 8 cm + 2 cm di intonaco	250 daN/ml	$g = 120 \text{ daN/mq}$
spessore 12 cm + 2 cm di intonaco	366 daN/ml	$g = 160 \text{ daN/mq}$
spessore 25 cm + 2 cm di intonaco	660 daN/ml	

5- Conclusioni

La combinazione esatta dei carichi agenti è fondamentale per il calcolo della struttura, con i software FEM l'inserimento del valore dei carichi è molto semplice poiché le azioni con i relativi coefficienti parziali e di combinazione vengono generati automaticamente dal software di conseguenza non si ha possibilità di sbagliare o introdurre valori errati.

