



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1703-1A-

ANNO: 2015

A P P U N T I

STUDENTE: Aimar Mauro

MATERIA: Tecnica delle costruzioni - prof. Mancini, Allaix
(2015) - Parte 1

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

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

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

Premissa alla sicurezza strutturale

In esso si introduce il concetto della SICUREZZA STRUTTURALE, intesa come sicurezza nei confronti della popolazione.

In genere, una struttura non è MAI completamente sicura ma si ammette una PROBABILITÀ DI INSUCCESSO (di perdita di vite umane), fissata a livello nazionale. Ciò avviene perché la natura è aleatoria o meglio fazi-aleatoria, cioè casuale e confusa (non esce un valore preciso ma confuso).
Ad es. un acciaio non è mai da 450.

Se poi la natura fosse perfetta, l'uomo non è perfetto perché non conosce perfettamente la natura e usa leggi semplificate specifiche x ogni ambito e introduce incertezze

⇒ bisogna saper gestire le INCERTEZZE

La probabilità di perdita di vita umana x edifici ordinaria è

10^{-5} vite/anno → 1 ogni 100000

assumendo eventi indipendenti tra loro e x una durata di vita di 50 anni dell'edificio.

C'è poi una dipendenza dalla TIPOLOGIA DELL'OPERA. Ad es. dove c'è un forte assembramento di persone, c'è anche un'analisi sulle conseguenze del crollo. Oppure nel caso di incidenti che coinvolgono un grande numero di persone (es. incidente nucleare), si sceglie ad es. 10^{-3} .

Il valore 10^{-5} confrontato con → morte x investimento da veicolo 10^{-5}

→ morte x un ciclista è più alto 10^{-2}

→ il rischio di contaminazione del cibo è molto più alto

⇒ si accetta il rischio di cedimento anche se l'opinione pubblica accetta meno volentieri un collasso di struttura che un incidente (qui si è più consapevoli del rischio)

SICUREZZA STRUTTURALE

1) Essa è il requisito fondamentale in ogni operazione di

→ progettazione

→ costruzione

→ utilizzazione delle opere strutturali

Dunque bisogna trovare qualche modo x misurare la sicurezza nei riguardi di tutte le condizioni considerate della struttura e, quando si è riusciti, se la MISURA È POSITIVA nelle varie condizioni in cui si trova la struttura, allora si parla di **struttura affidabile**.

Questa operazione però è difficile perché l'ingegnere civile, diversamente dall'ingegnere meccanico, non può verificare il buon funzionamento di una struttura, poiché la struttura deve funzionare bene da subito.

2) MISURA DELLA SICUREZZA DI UNA STRUTTURA:

esistono più metodi

→ **metodi deterministici** → metodo delle tensioni ammissibili;

→ metodo del calcolo a rottura

→ **metodi probabilistici** (x poche strutture) → di livello 3 (usato x strutture eccezionali e in certe operazioni con strutture esistenti)

→ di livello 2

→ di livello 1 e semiprobabilistici

Dunque si TRASCURANO FENOMENI ANELASTICI, REOLOGICI E NON LINEARI e ciò comporta una sovrastima di quanto sia nella realtà

- il coefficiente di sicurezza γ deve coprire tutte le incertezze, γ cui deve essere un numero molto grande.
- Però, quando c'è un unico coefficiente di sicurezza con un numero grande, accade che, nella progettazione, se lo strutturista trova un punto in cui non c'è esito positivo, lo trascura. Poi il direttore d'opera trascura un altro aspetto e così via.
- Così ogni operatore, avendo davanti un coefficiente di sicurezza, pensa di potersi prendere una "fetta" di sicurezza e, infatti, in genere un crollo non è dovuto a un unico errore strutturale ma a una concomitanza di eventi



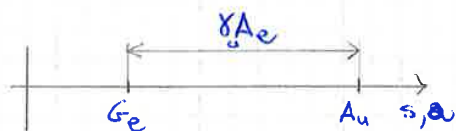
EFFETTO PSICOLOGICO PERICOLOSO

- la misura reale della sicurezza con questo metodo è una MISURA ARTIFICIOSA (con un unico parametro) o addirittura impossibile.

- VANTAGGI**
- FACILITÀ OPERATIVA, legata alla proporzionalità tra tensioni e sollecitazioni e al principio di sovrapposizione degli effetti
 - FACILITÀ NELL'INDIVIDUAZIONE DI COMBINAZIONI DI CARICO PIÙ GRAVOSI, grazie alle linee di influenza (valide solo in campo lineare)
 - BUONA ATTENDIBILITÀ e successo, almeno in campo statico, tra risposta strutturale e modellazione (nelle situazioni ordinarie)
 - con questo metodo, i collassi strutturali sono eventi rari

2 Metodo di calcolo a rottura:

se il metodo delle tensioni ammissibili guarda solo le condizioni in esercizio, ora si guarda la situazione reale a rottura.
Dunque l'analisi della sicurezza passa dal campo tensionale al CAMPO DELLE FORZE.



Sull'asse delle ascisse ora ci sono le sollecitazioni S e le forze a .
Si consideri la condizione di esercizio misurata nello stato G_e (carichi permanenti). Allora si va a vedere quante volte (γ volte) le azioni variabili di esercizio avrebbero portato al collasso della struttura.

$$G_e + \gamma_0 A_e \leq A_u \quad A_u = \text{azione ultima}$$

Es. Un solaio ha peso proprio di 700 kg/m^2 e deve sopportare 300 persone. Allora interessa sapere quante volte (quanto γ), rispetto a 700 , porta il peso delle persone, cioè si misura il margine di sicurezza rispetto al peso proprio

↓
ora lo studio si sposta alla situazione ultima (nella situazione costruita, si guarda quanto vale γ)

Metodi probabilistici

In quegli anni, la misurazione sperimentale della sicurezza era un aspetto fondamentale e si usavano i metodi delle tensioni ammissibili e di calcolo a rottura. Questi però furono subito superati dai metodi probabilistici.

☒ L'approccio deterministico fu infatti superato dal concetto di **stato limite**:

è la condizione limite al di là del quale non sono più soddisfatti i requisiti prestazionali.

Esso si interpreta come lo stato in cui può trovarsi la struttura, oltre cui il materiale non può più sovrastare la condizione di funzionalità a cui essa è stata progettata.

In questo senso, tale stato di frontiera divide lo spazio, in genere ~~non~~-dimensionale, in

→ **DOMINIO DI INSUCCESSO**: qui i requisiti prestazionali che si stanno eseguendo non sono soddisfatti

→ **DOMINIO DI SICUREZZA**: il requisito è soddisfatto



il confine è lo stato limite

Allora, in termini di probabilità, la **probabilità di insuccesso** P_f in una struttura è la misura della probabilità di non soddisfacimento del requisito di stato limite.

Lo stato limite si può definire mediante la **funzione di stato limite**:

è la **RAPPRESENTAZIONE ANALITICA**, ove possibile, della condizione di stato limite e nasce dal confronto tra resistenza e sollecitazione ($R - S_e = 0$).

Essa esprime in termini analitici, attraverso un'equazione (esplicita o implicita), la condizione a la quale la struttura non può essere in condizioni a cui è stata progettata.

Così si sono separate fisicamente le azioni.

Poiché esse sono separate, si può misurare la probabilità di rottura valutando la funzione **esito** E , differenza tra le funzioni

$$E = R - S$$

→ $R < S$, cioè $E < 0$ ⇒ verifica negativa

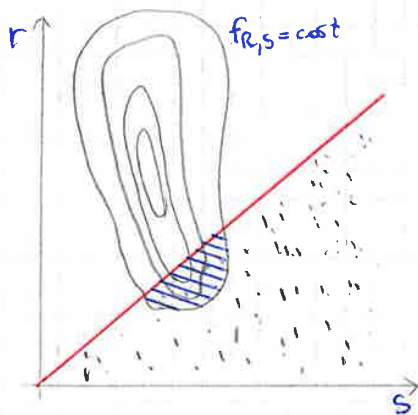
→ $R > S$, cioè $E > 0$ ⇒ verifica positiva

→ $R = S$, cioè $E = 0$ ⇒ stato limite

Così la probabilità di insuccesso si può esprimere come

$$P_r = P(E < 0) = \int_{D_r} f_{R,S}(r,s) dr ds \quad f_{R,S} = \text{pdf congiunta (mette insieme le 2 v.a.)}$$

$$P_r = \int_{D_r} f_{R,S}(r,s) dr ds$$



Si immagina ora di coniare questa pdf e di riportarla su un diagramma cartesiano con

→ asse x = sollecitazioni S

→ asse y = resistenza r

La bisettrice è l'insieme di punti dove $r = s$, cioè dove $E = 0$.

Infine, in questo schema, la pdf è una superficie rappresentabile con curve di livello (curve con $f_{R,S} = \text{cost}$), ottenute tagliandola con piani $z = \text{cost}$.

Si nota che parte di questa superficie va a finire nella zona di insuccesso, sotto la bisettrice. Questa porzione corrisponde alla zona di insuccesso. Se la pdf fosse tutta in alto e non intersecasse la bisettrice, si sarebbe sempre sicuri, poiché non esisterebbe probabilità di insuccesso.

Ciò però non è possibile (non si può escludere l'esito negativo), a cui bisogna ridurre il più possibile la zona di intersezione. A tal proposito, si nota che P_r è l'integrale della pdf congiunta sul dominio di insuccesso e dunque è un volume (a ogni piano si moltiplica un'area)

⇒ VANTAGGIO: LA MISURA DI P_r AVVIENE MISURANDO NUMERICAMENTE QUESTO VOLUME

La misura del volume può avvenire x

→ strisce orizzontali e qui P_r vale

$$P_r = \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\int_r^{+\infty} f_{R,S}(r,s) ds \right) dr$$

→ strisce verticali

$$P_r = \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\int_{-\infty}^s f_{R,S}(r,s) dr \right) ds$$

Prima di proseguire nel calcolo, si suppone che R e S siano variabili aleatorie indipendenti, cioè azioni e resistenze lavorano indipendentemente. In genere, quasi sempre resistenze e sollecitazioni sono indipendenti.

ECCEZIONE: ad es in una trave continua (struttura iperstatica), il momento nella sezione dipende da geometria, carichi e distribuzione della rigidità nella struttura. Quest'ultima però, finché si è in campo elastico, vale EI , ma quando comincia a fessurarsi la struttura, le rigidità si spostano

⇒ a un certo punto, le sollecitazioni dipendono dalla distribuzione delle rigidità e dunque dalla resistenza massima

In virtù di questa ipotesi, la probabilità che si verifichino r e s in contemporanea è il prodotto delle probabilità semplici

$$f_{R,S}(r,s) = f_R(r) f_S(s)$$

Da qui si esplicita meglio l'integrale

→ x strisce orizzontali

$$\begin{aligned} P_r &= \int_{-\infty}^{+\infty} \left(\int_r^{+\infty} f_{R,S}(r,s) ds \right) dr = \\ &= \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) \underbrace{\left(\int_r^{+\infty} f_S(s) ds \right)}_{= 1 - F_S(r)} dr = \end{aligned}$$

→ questa è la probabilità che le sollecitazioni siano nel campo tra r e $+\infty$ e si lega alla funzione di probabilità cumulativa, definita come

$$F_S(r) = \int_{-\infty}^r f_S(s) ds$$

$$= \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) [1 - F_S(r)] dr$$

$$P_r = \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(r) [1 - F_S(r)] dr$$

Per semplicità, si suppone che, oltre a essere indipendenti, **R e S siano variabili aleatorie normali**, anche se x la resistenza non va bene (e x questo s'introdurrà un fattore correttivo).

$$R \rightarrow N_R(\mu_R; \sigma_R)$$

$$S \rightarrow N_S(\mu_S; \sigma_S)$$

→ la normale ha 2 parametri (x conoscerla, è sufficiente conoscere μ e σ)

Allora la funzione esito $E = Z$ è gaussiana

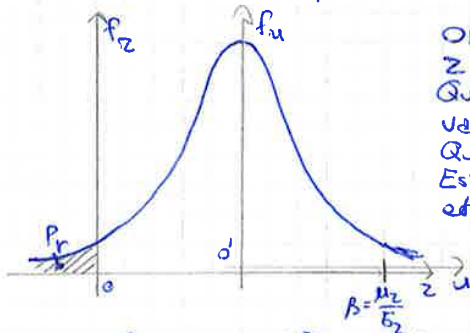
$$Z \rightarrow N_Z(\mu_Z; \sigma_Z)$$

Conoscendo media e scarto quadratico medio delle 2 gaussiane di partenza, x Z si ha

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

e così la pdf è completamente identificata.



Ora si rappresenta questa pdf, inizialmente su assi z e f_Z .
 Questa curva interseca l'origine in un certo punto e da lì va fino a $-\infty$.
 Quanto è la probabilità che $E < 0$?
 Essa è la probabilità che la curva vada sulle ascisse negative ed è data dall'area sotto a x valori negativi di z

$$P_r = P(E < 0) = \int_{-\infty}^0 f_Z(z) dz$$

Però, * si può semplificare il calcolo, standardizzando la funzione normale con una trasformazione di variabile

$$U = \frac{Z - \mu_Z}{\sigma_Z}$$

→ si sposta l'origine

Così si trasferisce sul sistema di riferimento e l'origine passa su μ_Z , x cui si passa da una v.d. normale $(\mu_Z; \sigma_Z)$ a una v.d.

$$N_U(0; 1)$$

Da qui come si può ricalcolare la probabilità P_r ?

Il punto o , nel I sistema riferimento vale $z=0$, mentre nel II sistema di riferimento è

$$u = \frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z} = -\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$$

Il punto o' ha coordinata $u=0$ e dunque $z=\mu_Z$,

siccome la curva è simmetrica, allora l'area che va da $-\mu_Z/\sigma_Z$ a $-\infty$ è uguale all'area a destra, che va dall'ascissa μ_Z/σ_Z a $+\infty$.

Così P_r vale

$$P_r = \int_{-\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}}^{+\infty} f_U(u) du = 1 - F_U\left(\frac{\mu_Z}{\sigma_Z}\right)$$

Es Nella durabilità il valore è basso (ci si sposta una volta E) e si accetta un rischio più alto nei suoi confronti.
 Lo stato limite a vibrazioni prevede più rigore perché richiederebbe interventi che, se possibili, sono onerosi e costosi, a cui aumentano le esigenze.
 Viceversa, con la durabilità, si può prevenire e intervenire in modo più facile e meno oneroso (se in tempo), a cui si accetta un rischio più alto.

Dunque il coefficiente β è quello che misura la sicurezza perché misura la P_r nei riguardi dei diversi stati limite.
 Esso è l'inverso del COEFFICIENTE DI VARIAZIONE della u.d.z che, a definizione, è rapporto tra scarto quadratico medio e media

$$C_z = \frac{E_z}{\mu_z} \rightarrow \text{dà subito la larghezza della campana (es. calcestruzzo } C_z = 0,15)$$

$$\beta = \frac{\mu_z}{E_z} = C_z^{-1}$$

Ora si riscrive β

$$\beta = \frac{\mu_z}{E_z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{E_R^2 + E_S^2}}$$

Si dividono numeratore e denominatore $\times \mu_S$

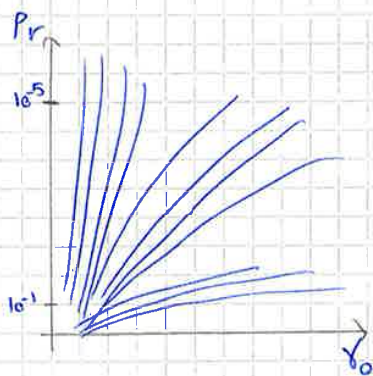
$$\beta = \frac{\frac{\mu_R}{\mu_S} - 1}{\sqrt{\frac{E_R^2}{\mu_S^2} + \frac{E_S^2}{\mu_S^2}}}$$

Il rapporto tra media della sicurezza μ_R e media delle sollecitazioni μ_S e lo si indica con il coefficiente di sicurezza centrale γ_0 (dà idea della distanza tra le 2 medie).
 Si moltiplica poi e si divide poi il denominatore $\times \mu_S^2$

$$\beta = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{\gamma_0^2 C_R^2 + C_S^2}}$$

Così, nelle ipotesi di v.d. gaussiane, β è funzione di:

- γ_0 (cioè la distanza tra i valori medi e dunque tra le curve)
 - C_R
 - C_S
- } → se le due campane sono molto aperte, l'integrale sulle code diventa molto grande (a parità di distanza)



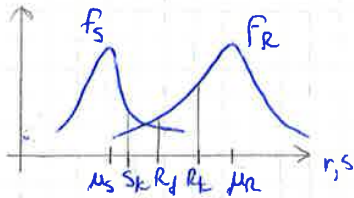
Ora, usando queste formule, si traccia la probabilità P_r in funzione di γ_0 . Qui si assumono valori di C_R e C_S ragionevoli, con

→ $C_R = 5 \div 20\%$ (x il calcestruzzo è 15%; x la muratura storica è 20%)

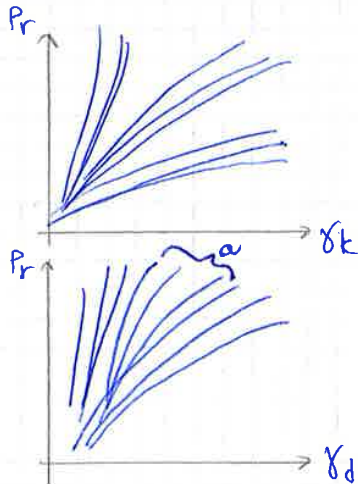
→ $C_S = 0 \div 0,3$

Si tracciano poi le curve a diverse coppie di valori C_R e C_S e si definisce un fascio di curve corrispondenti alle varie situazioni

→ x alti C_R e C_S , le curve sono molto basse e arrivare all'ordine $P_r = 10^{-5}$ è impossibile



A livello grafico, in caso di v.d. normale, R_t è 1,645 volte σ_k rispetto a μ e R_f è 3 volte indietro (infatti, lascia un'area molto piccola). Per il valore σ_k il ragionamento è simile, ma si va avanti.



Ora si tracciano le curve relative a γ_k e si nota che, anche qui, le curve più basse non arrivano a 10^{-5} e nelle altre ci sono grandi variazioni del coefficiente γ_k .

$\Rightarrow \gamma_k$ non è ancora soddisfacente x i problemi della sicurezza (il fascio di curve è disperso)

Riferendosi invece al valore γ_d le curve arrivano tutte a 10^{-5} e queste sono meno disperse, cioè ci sono modeste variazioni del coefficiente di sicurezza. Infatti, con i valori usuali di C_p (fascio a) e $\gamma_d = 0,15$, x tutte le curve si raggiunge $Pr = 10^{-5}$.

\Rightarrow x misurare correttamente la sicurezza si usa γ_d , buon parametro x misurare la sicurezza (frattile 95% x le sollecitazioni e 2% x le resistenze)

Questo è il metodo di livello 3 e si nota che

\rightarrow questo metodo è corretto ma va bene solo x specialisti (bisogna definire le pdf) e non x l'ingegnere

\rightarrow le pdf non sono note x tutte le variabili in gioco.

Il calcolo è facile x le resistenti, mentre è più complesso x carichi sui solai e x il vento e non esistono parametri geometrici che possano essere ricondotti a una pdf.

In realtà esso è usato x

\rightarrow TARATURA di metodi più semplici

\rightarrow STRUTTURE ESISTENTI, perché li bisogna sfruttare tutte le risorse disponibili e si deve raffinare (non si possono fare interventi pesanti).

Metodi probabilistici di livello 2

Il metodo di livello 3 è migliore dal punto di vista concettuale ma ha difficoltà

→ dal punto di vista concettuale, che consistono nel non conoscere le pdf caratteristiche

→ dal punto di vista analitico perché si lavora nell'iperspazio.

Queste difficoltà operative hanno portato a definire il **metodo di livello 2**, che semplifica e rende applicabile (con approssimazioni di tipo numerico) il metodo di livello 3.

↓
è una traduzione in campo pratico del metodo di livello 3

Questo si formò negli anni 70, quando c'erano computer con capacità limitata e servivano metodi numerici a risolvere problemi complessi dal punto di vista analitico. Oggi il problema è diverso perché esiste un nuovo approccio applicabile con un personal

⇒ il metodo di livello 2 è usato a letteratura di coefficienti, ma oggi è poco usato

Come sono state superate le difficoltà operative?

La funzione di stato limite (spesso complessa, non lineare, implicita ...) viene approssimata ed esistono 2 approcci

→ se la funzione di stato limite $g(s, r) = 0$ è **LINEARE** o linearizzata nell'intorno di interesse, si applica il **FORM** = first order reliability method, cioè metodo di sicurezza del I ordine (perché si porta a una retta la funzione di stato limite nell'intorno della soluzione del problema)

→ a migliorare la qualità della soluzione si può usare la funzione di stato limite non lineare ma approssimata con una funzione del II ordine e si parla di **SORH** = second order reliability method

2 **FORH**: esso si divide in

→ **FOSH** = first order second moment, in cui la funzione di stato limite è linearizzata e si lavora con variabili del I e II ordine (anche con varianze). Esso **IGNORA LA LEGGE DI DISTRIBUZIONE** delle variabili casuali, cioè lavora con media e varianza ma non con il tipo di distribuzione

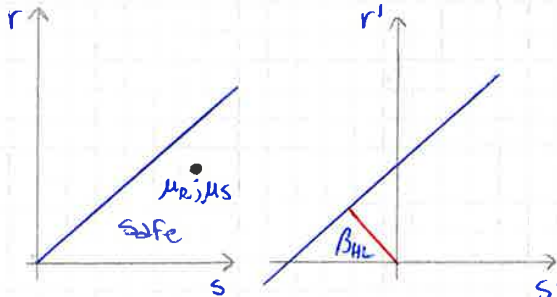
→ **AFOSH** = advanced FOSH, in cui c'è una migliore precisione nel risultato. Esso **CONSIDERA ANCHE IL TIPO DI DISTRIBUZIONE** e, a seconda del tipo, corregge la soluzione.

↳ **AFOSH**: in questo caso si usano le variabili normali standardizzate, trasformando le v.a. X_i in

$$X_i' = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}, \forall i$$

in modo che X_i' abbia media nulla e varianza unitaria.

In questo caso, l'INDICE DI SICUREZZA è definito come DISTANZA MINIMA RISPETTO ALL'ORIGINE DEGLI ASSI DELLO STATO LIMITE.



Data la curva di stato limite, inizialmente c'è un certo punto con media μ_r e μ_s . Quando si passa da v.a. normali a v.a. standardizzate, si passa al sistema $r's'$ e cambia la retta di stato limite, che assume equazione

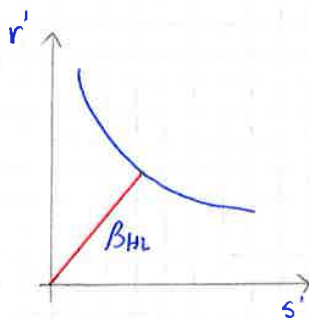
$$\sigma_r r' - \sigma_s s' + \mu_r - \mu_s = 0$$

Quando si usano v.a. standard, l'indice B_{HL} si interpreta geometricamente come la distanza.

Rispetto al metodo FOSM, c'è il risultato in comune e quando

→ le v.a. sono normali (AFOSH lavora con le sole normali)

→ la funzione di stato limite è lineare (non dev'essere linearizzata)



Se la funzione di stato limite non è lineare, la determinazione di B_{HL} diventa un problema di ottimizzazione perché, data una curva, bisogna trovare la distanza e dunque il punto di tale curva più vicino all'origine degli assi. In questo caso, si usa il metodo dei moltiplicatori di Lagrange e si ottiene

$$B_{HL} = - \frac{\sum_{i=1}^n x_i^* \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^*}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)^* \right]^2}}$$

Così si trova il punto a minima distanza

④ Iterando, si ottiene una serie di informazioni di tipo deterministico (perché ogni volta i numeri sono diversi), da cui si traggono VALUTAZIONI DI TIPO DETERMINISTICO. Per fare ciò, si segue un approccio frequentistico, che si basa sul rapporto casi sfavorevoli (che non soddisfano la verifica di sicurezza) - casi totali:

$$P_r = \frac{nr}{n}$$

⑤ Si valuta anche l'ACCURATEZZA DELL'INFORMAZIONE: se si vuole che un valore risulti negativo 1 volta ogni 10000, non si possono fare 1000 casi perché è possibile che non ne vengano negativi

⇒ bisogna fare almeno 10 volte tanto il reciproco del valore della probabilità

$$\text{Es } P_r = 10^{-5} \Rightarrow n = 10^6 \div 10^7$$

→ così si trova un certo numero che dà esito negativo

Così in questo caso si trasforma un problema probabilistico in una serie grande di problemi deterministici.

Le analisi probab:

OSSERVAZIONE: le analisi probabilistiche complete quasi mai sono fatte nella progettazione di strutture nuove (eccetto impianti nucleari) ma x opere esistenti, in quanto lì non si hanno modelli di calcolo. Tali modelli non sono applicati al campo dell'esistente perché non rispettano i modelli su cui si basano le formule. Il modello può essere fisico (e con questo si può patroneggiare la meccanica strutturale x la risposta), mentre con quello empirico si patroneggia in un certo ambito (serve attenzione).

Metodi semiprobabilistici

Il metodo di livello I, x poter calcolare i valori estremi, richiede di conoscere le pdf di tutte le variabili coinvolte. Queste però non sono tutte note e dunque occorre introdurre un'ulteriore semplificazione:

alcune variabili, ritenute meno influenti o più controllabili, sono assunte **deterministiche**.

↓
 così si passa da un metodo probabilistico a uno semiprobabilistico, in cui qualcosa è assunto come deterministico

L'effetto dell'aleatorietà di queste variabili è coperto con ulteriori coefficienti di sicurezza

→ γ_m se si riferisce al materiale (x le resistenze)

→ γ_f se si riferisce alle sollecitazioni (x le sollecitazioni)

→ γ_m = FATTORE DI COMPORTAMENTO, se si riferisce alle incertezze di modellazione e alla struttura

In questo caso, si parla di **metodo semiprobabilistico agli stati limite**:

è "semiprobabilistico" perché c'è qualcosa di deterministico che si corregge con dei fattori;

"agli stati limite" perché si fanno verifiche nei confronti non solo di una situazione ma nei riguardi di tutti gli stati sfavorevoli che possono interessare la struttura.

In particolare,

→ le DIMENSIONI GEOMETRICHE sono assunte DETERMINISTICHE e l'incertezza è coperta fissando una tolleranza esecutiva. La norma infatti dice che si può sfiorare di 1 cm e dunque esiste una tolleranza esecutiva da rispettare.

→ il LEGAME FUNZIONALE PER LE RESISTENZE g_R è assunto DETERMINISTICO, poiché ci sono tante prove sperimentali che rendono possibile la scelta di un legame deterministico (c'è un buon database, anche se a rigori il legame è soggetto a incertezze). Quando il modello fisico è poco chiaro e si va sull'empirico, ci si copre con un fattore γ_m , qui indicato con γ_{Rd} (incertezza di modello relativa a R). Da qui, calcolata R, la si divide x γ_{Rd}

$$R_d \Rightarrow \frac{1}{\gamma_{Rd}} R_d$$

In genere il coefficiente di incertezza di modello vale $\gamma_{Rd} = 1,35$.

Le v.a. considerate nelle resistenze sono le resistenze a rottura dei materiali e queste sono considerate con le loro pdf (e dunque si prendono i valori estremi e a essi si applica il coefficiente γ_m)

→ il LEGAME FUNZIONALE PER LE AZIONI g_S è assunto DETERMINISTICO, x cui si introduce γ_f in modo da tenerne conto. Anche in questo caso, si può introdurre l'incertezza di modello, presente non solo nella valutazione delle azioni ma anche nella valutazione degli effetti delle azioni, cioè delle sollecitazioni in campo non lineare.

$$S_d \Rightarrow \gamma_{Sd} S_d$$

2 CALCOLO DEI FRATTILI :

si è visto che x le azioni si usano valori caratteristici che sono incrementati x k_f ed eventualmente ridotti x ψ , mentre x le resistenze si usa il valore caratteristico diviso k_f .
In questo senso, significa usare frattili ancora minori.

Nella pratica, si opera con

→ frattile 5% per la resistenza caratteristica R_k

→ frattile 1% per la resistenza di calcolo R_d

Dunque l'effetto di k_f è portare a un valore di calcolo R_d con probabilità di essere minorato dell'ordine dell'1%. Dunque si va molto più in giù nel valore e molto più in là nella distribuzione.

→ DISTRIBUZIONE NORMALE :

il valore caratteristico è

$$X_k = \mu_x - 1,64 \sigma_x$$

mentre quando si passa a 1% si ottiene

$$X_d = \mu_x - 3,09 \sigma_x$$

→ si raddoppia la distanza in scarto quadratico medio

→ DISTRIBUZIONE LOGNORMALE :

essa è una distribuzione asimmetrica, in cui in ogni caso bisogna valutare il coefficiente di SKEWNESS (obliquità) α_x , dato da

$$\alpha_x = 3 V_x + V_x^3 \quad \rightarrow V_x = \sigma_x / \mu_x \text{ (coefficiente di variazione)}$$

In questo caso, i valori caratteristici e di calcolo sono dati da

$$X_i = \frac{\mu_x e^{k_{p,0} \sqrt{\log(1+V_x^2)}}}{\sqrt{1+V_x^2}}$$

$k_{p,0}$ = coefficiente preso dalla distribuzione normale in corrispondenza dello stesso frattile (vale 1,64 o 3,09)

$i = k$ (se $k_{p,0} = 1,64$) o d (se $k_{p,0} = 3,09$)

Se $V_x < 0,2$, l'espressione si semplifica

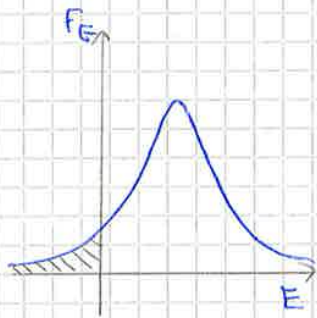
$$V_x < 0,2 \Rightarrow X_i \approx \mu_x e^{k_{p,0} V_x}$$

Coefficienti di sicurezza parziali

1 Coefficiente β :

si sta che l'indice di sicurezza è rapporto tra media e coefficiente di variazione

$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g}$$



Immaginando che R e S siano con distribuzione normale, si traccia il grafico in assi F_e e E . Allora la probabilità di rottura è data dall'area tratteggiata (in cui $E < 0$) e il suo estremo dista β volte dall'asse che rappresenta il valore medio di E . Dunque si può definire P_r come la funzione di ripartizione di E in corrispondenza di $-\mu/\sigma$.

$$P_r = \Phi\left(-\frac{\mu_g}{\sigma_g}\right)$$

Ciò vale x la distribuzione normale.

Se invece R ed S sono v.a. qualunque, allora la probabilità di rottura è espressa dalla pdf congiunta.

$$P_r = \int_{-\infty}^{+\infty} \varphi_S(x) \Phi_R(x) dx$$

In questo caso, i valori β sono fissati sulla base del rischio limite accettato dalla società, basato sul costo di costruzione e sulla monetizzazione della vita umana. Essa prevede che la probabilità di perdita di vite umane sia

$$P_{\text{morte}} = 10^{-5} / \text{anno}, \text{ con eventi indipendenti}$$

Considerando 100 anni di durata di vita, il valore diventa quasi 10^{-6} , poiché ogni anno è indipendente.

Allo SCL, quando ci sono 100 anni, si accetta il valore $\beta = 4,6$. Per un periodo di n anni (diversi), il valore $\beta(\beta_n)$ si può calcolare come

$$\beta(\beta_n) = [\beta(\beta_1)]^n \quad \rightarrow n=50 \Rightarrow \beta_{50} = 3,8$$

CALCOLO DI β :

procedere europeo da cui derivano i valori di sicurezza

nel Basis of Design (EN 1900), a valutare la sicurezza e derivare il coefficiente di sicurezza, si usa il metodo FORM (il più semplice), secondo i passi

→ le v.a. di base \vec{X} sono trasformate nelle normali standard \vec{U} e così la funzione esito

$$g(\vec{X}) = 0$$

è trasformata in funzione esito standardizzata.

→ si approssima la funzione esito standardizzata con la funzione iperpiano tangente, cioè la si linearizza con sviluppo di Taylor

→ si trova il punto più vicino all'origine (punto di progetto) x via iterativa. Allora β , negli assi standardizzati, si ricava come la distanza del punto di progetto (che rappresenta lo stato limite) dall'origine degli assi.

Nel caso che $V < 0,2$, allora l'espressione diventa

$$\mu e^{-\alpha \beta V}$$

In maniera analoga, a le resistenze si considera il rapporto di resistenza caratteristica R_k su resistenza di progetto R_d

$$\gamma_r = \frac{R_k}{R_d}$$

Es Si consideri un acciaio la cui resistenza (che segue legge lognormale) è tale che

$$\mu = 280 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 22,4 \text{ MPa}$$

Inanzitutto, il coefficiente di variazione V vale

$$V = \frac{22,4}{280} = 0,08 < 0,2$$

Dunque si può usare la lognormale "semplificata" e il valore di calcolo vale

$$f_{yd} = \frac{\mu}{\sqrt{1+V^2}} e^{-\frac{\alpha \beta \sqrt{\log(1+V^2)}}{2}} \sim \mu e^{-\alpha \beta V} = 219,55 \text{ MPa}$$

$218,93$

Per poter calcolare il valore caratteristico, si calcola l'obliquità

$$\alpha_k = 3V_x + V_x^3 = 3 \cdot 0,08 + 0,08^3 = 0,2405$$

Da qui, sfruttando le relazioni della statistica (v.

$$f_{yk} = \mu e^{k - \alpha_k V_x} = 280 e^{1,64 - 0,2405} = 245,6 \text{ MPa}$$

Così il coefficiente parziale vale

$$\gamma_r = \frac{245,6}{219,55} = 1,118$$

Basis of structural design

1 Dopo aver visto come si calcola teoricamente, ora si guarda come si applica la sicurezza alle strutture a livello normativo

2 **Requisiti di base**: i requisiti di base richiesti a una struttura sono 4

- **resistenza strutturale** (safety)
- **funzionalità** (serviceability)
- **durabilità** (durability)
- **robustezza**

→ quando si progetta, bisogna verificare che siano soddisfatti questi requisiti

3 Un parametro fondamentale nelle scelte progettuali è la **durata di vita di progetto**, le durate di vita sono

- 10 anni x strutture temporanee (es. ponteggi - x essi si calcola il coefficiente di sicurezza con una durata nominale di 10 anni)
- 15 - 30 anni x le strutture x l'agricoltura, poiché le attrezzature diventano obsolete in fretta
- **50 anni per gli edifici normali**. Questa è la durata di vita di progetto e convenzionale, in cui i margini di sicurezza sono mantenuti a un livello superiore al minimo, mediante la manutenzione ordinaria
- 100 anni x ponti ed edifici monumentali

↳ valori di riferimento

In questo ambito, si riconoscono diverse situazioni di progetto

- situazioni persistenti, cioè quelle ordinarie (normalità nell'uso)
- situazioni transitorie (temporanee). Ad es. nella costruzione di un ponte c'è una situazione con 2 parti distinte che lavorano a sbalzo e poi, collegandole, si pone fine alla situazione temporanea
- situazioni accidentali, che sono condizioni eccezionali x la struttura (fuoco ed esplosioni in genere inintenzionali o attacchi intenzionali)
- situazioni sismiche, cioè presenza di eventi sismici.

Si distinguono poi una serie di stati limite

- **stati limite ultimi**: riguardano la SALVEZZA della popolazione e/o della struttura. Questi possono essere
 - perdita di equilibrio, come un corpo rigido (questa è pericolosa perché non dà segnali)
 - rottura x eccessiva deformazione
 - trasformazione della struttura in un meccanismo (diventa labile - lì si raggiunge la condizione limite ultima)
 - rottura x cedimento del materiale
 - perdita di stabilità legata all'instabilità dell'equilibrio

5 Azioni:

per esse esiste una classificazione, fatta x comodità e x usare aggettivi x identificarle.
Esse possono essere identificate in base a

→ comportamento nel tempo

→ azioni permanenti G (=gravity laws - carichi di gravità):

esse sono presenti in tutta la vita con variazioni trascurabili o con andamento monotono fino a un valore asintotico

Es Peso proprio, carichi permanenti portati, effetti di ritiro e viscosi (se impediti, provocano sollecitazioni), cedimenti irregolari, spinte dei liquidi (x serbatoi e torri piezometriche) e del terreno, precampressione

→ azioni variabili Q :

Sono azioni la cui variazione nel tempo non è né trascurabile né monotona

Es Carichi imposti sulla struttura, vento, neve, sisma e spinta dei liquidi in serbatoi di compensazione (rispetto a prima, cambia il coefficiente di sicurezza)

→ azioni accidentali A :

sono azioni di breve durata ma di fortissima intensità e con bassa probabilità di presentarsi nella durata di vita dell'opera.

Es Esplosioni, impatti, neve e sismi (a seconda del caso, questi ultimi due sono variabili o accidentali).

→ natura dell'azione

→ azioni dirette:

sono forze applicate direttamente alla struttura, il cui modello è valutabile indipendentemente dalla risposta della struttura

→ azioni indirette:

sono deformazioni imposte che producono effetti dipendenti dalla risposta strutturale (ad es il ritiro sparisce quando si crea una fessurazione)

→ posizione dell'azione nello spazio

→ azioni fisse:

esse occupano posizioni fisse nel tempo (es. peso proprio)

→ azioni mobili:

esse occupano posizioni variabili nel tempo (es. traffico)

→ **precompressione** → x le verifiche di SLU, in genere, si riferisce al VALORE MEDIO (dipendente dal tempo - si riduce fino al 20%)

$$P \rightarrow P_m(t)$$

→ x le verifiche di SLE, la precompressione è più importante e si prendono 2 valori caratteristici, uno superiore e l'altro inferiore (a seconda del tipo di verifica)

$$P \rightarrow P_{k,inf}(t); P_{k,sup}(t)$$

Quella precompressione è più importante perché essa è un carico equivalente che si oppone al carico permanente. Ad es. in una trave statica c'è un diagramma parabolico di momento dovuto al peso proprio. Se si mette un cavo parabolico, si ottiene un momento uguale e opposto e si può tarare in modo che siano uguali e opposti, ma non si può dire che la differenza sia nulla, x le incertezze nella valutazione. Se non cambia nulla nel SLU, lo stesso non vale nel SLE perché lo zero è differenza tra 2 numeri grandi e, se si sbaglia del 5% nell'espressione, si sbaglia di molto

⇒ x questa si usano $P_{k,inf}$ e $P_{k,sup}$ a seconda del tipo di verifica

→ **azioni variabili** → quando c'è una statistica, si usa il VALORE CARATTERISTICO, che è un valore che ha una determinata probabilità di non essere maggiorato o minorato durante la vita della struttura

$$Q \rightarrow Q_k$$

→ se non essano misure, si usano VALORI NOMINALI che, x la carenza di informazioni, sono decisi insieme al committente. Ad es. x progettare un edificio in cui lavorano robot che assemblano pannelli solari, ci sono poche informazioni e allora il committente indica quali macchine adotterà e con lui si definisce il carico al metro quadro.

→ nell'ambito delle AZIONI CLIMATICHE, quando si ha la statistica, il valore caratteristico dell'azione climatica e del carico sui solai sull'edificio, x condizioni di progetto persistenti (x ogni giorno), si basa sulla probabilità che si raggiunga questo valore una volta ogni 50 anni, o x legarsi dai 50 anni, che c'è una probabilità del 2% di superarlo in un anno. Le due cose coincidono.

Infatti, la probabilità di non superamento in un periodo t_c e il periodo di ritorno (periodo in cui si verifica in media almeno una volta) sono legati dall'espressione probabilistica (x p piccolo)

$$T = \frac{t_c}{\log(1-p)} \approx \frac{t_c}{p}$$

In questo caso, si ha $p=0,02$ e $t_c=1$ anno, x cui

$$T \approx \frac{t_c}{p} = \frac{1}{0,02} = 50 \text{ anni}$$

Così un'azione che ha il 2% di probabilità di essere superata in un anno, si verifica ogni 50 anni.

→ **valore frequente**: è dato da

$$\psi_1 Q_k$$

ed è usato sia x SLU sia x SLE ACCIDENTALI e corrisponde a definire il livello delle azioni variabili che è presente nell'1% della durata di vita (x edifici) o con tempo di ritorno di 1 settimana (x ponti - il valore frequente di traffico è Q_k moltiplicato x ψ_1 e ha un valore che in media c'è una volta alla settimana).

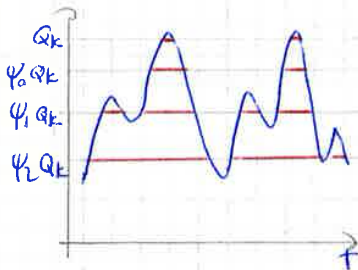
→ **valore quasi-permanente**: è dato da

$$\psi_2 Q_k$$

ed è usato x SLU IN COMBINAZIONE ACCIDENTALE E SISTICA e x SLE REVERSIBILI E CON EFFETTI REOLOGICI (dovuti alla non linearità del comportamento del materiale nel tempo).
Esso corrisponde all'azione che è presente nel 50% del periodo di riferimento



solo i carichi permanenti sono presenti nel 100%, mentre questi lo sono nel 50% e poi c'è una porzione variabile



Così se c'è un'azione variabile, con un certo valore caratteristico Q_k , più in basso si trova il valore di combinazione $\psi_0 Q_k$ (che è raro). Ancora più in basso c'è il valore frequente $\psi_1 Q_k$, che si interseca di più e lo si trova più spesso. Sotto c'è $\psi_2 Q_k$, che è ancora più presente.

→ **Fatica**: essa è un fenomeno particolare.

Dal punto di vista fisico, corrisponde a una CADUTA DI RESISTENZA del materiale, quando questo è impegnato sotto azioni cicliche di entità significative.

Ad es. se si sottopone una barra d'acciaio a un carico che cresce da 0 a 10 tonnellate e lì si rompe, essa ha una resistenza statica (verso azioni statiche) di 10 tonnellate. Poi si immagina di applicare una volta un carico da 9 tonnellate e lì non succede niente. Dopodiché si fanno dei cicli e dopo un po' avviene rottura, anche se la resistenza è di 10 tonnellate. Questa è la rottura x fatica.

In fatti, al microscopio, la barra d'acciaio presenta una superficie corrugata. Quando si applica una variazione di carico, nelle cavità dell'asperità c'è una concentrazione di carico che negli angoli acuti fa sì che, a certi livelli di tensione, si aprano delle microfessure che si propagano continuando ad applicare il carico. A un certo punto si avrà poca sezione resistente e avviene rottura.

Una rottura a fatica si riconosce perché, guardando a occhio nudo, sull'acciaio c'è una parte di superficie con poca deformazione plastica (ha grana fine) e la parte residua è plastica (anche se nel processo di carico non c'era grande deformazione plastica).

Pertanto, occorre fare attenzione ai carichi variabili, dove la fatica può diventare importante nella valutazione della sicurezza, soprattutto nelle strutture in acciaio (nei ponti in acciaio, occorre limitare le escursioni di tensione).

Inoltre, questo è un FENOMENO DISPERSIVO perché occorre scendere a livello dei cristalli e, a seconda della fabbricazione dell'acciaio, si possono avere diversi comportamenti a fatica.



è un FENOMENO INFIDO perché a volte è difficile valutare il ΔS reale in una certa zona.

Ad es. quando si usano profili in acciaio saldati, si introduce una coazione non nota all'interno del materiale. Infatti, quando si salda, lo si fonde e

6 Oltre alle proprietà delle azioni, nel confronto tra resistenze e sollecitazioni bisogna anche considerare le **proprietà dei materiali** e dei prodotti prefabbricati, che sono già stati omologati e certificati

→ le proprietà dei materiali e dei prodotti sono descritti mediante valori caratteristici poiché bisogna proteggere dall'effetto sfavorevole di avere resistenza minore rispetto a quella attesa.
Così si usa un **frattile 5%** per protezione da resistenze basse.

A volte fa male anche avere alte resistenze (possono essere eccessive) e allora si prende un **frattile 95%** per protezione da resistenze alte.

ES La pila di un ponte in una zona sismica è progettata in modo che formi una cerniera plastica al piede affinché la pila, muovendosi, dissipi l'energia trasmessa dal terremoto. La cerniera deve però formarsi in quel punto perché se in essa c'è iperesistenza, la cerniera si forma in un altro punto e il meccanismo è diverso (dunque l'iperresistenza non è favorevole)

→ se si parla di **rigidezza**, ci si riferisce al VALORE MEDIO.

7 **Dati geometrici**: sono altre variabili da considerare e sono descritte con VALORI CARATTERISTICI (i dati di progetto poi coincidono con i dati caratteristici). C'è poi il problema delle IMPERFEZIONI COSTRUTTIVE.

Ades la pila di un ponte, se alta, non è mai dritta a cui non si carica mai un ponte sul centro della pila e, se la sezione è variabile, è difficile azzeccare le dimensioni.

Allora il problema è affrontato con un duplice livello

→ a livello di tolleranze esecutive di costruzione (che vanno rispettate (cioè compete al direttore dei lavori))

→ a livello di progettazione, bisogna introdurre gli ERRORI INTENZIONALI, più grandi della tolleranza di costruzione e da considerare nel modello di struttura (ad ES x la pila si usa un'eccentricità di $1/200$).

8 In definitiva, i parametri fondamentali da conoscere x il progetto sono

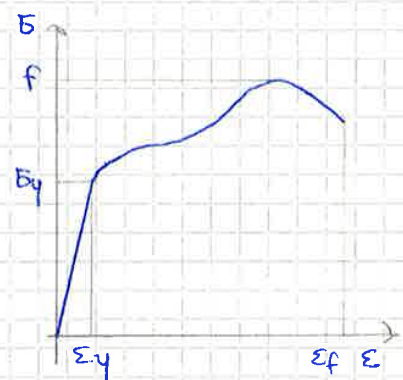
→ **resistenza** F , che è il punto più alto della curva di resistenza

→ **modulo elastico** E , che è la tangente dell'angolo α

→ **tensione di snervamento** F_y , che segna la fine del tratto lineare e su di questo si basa il dimensionamento (è comunque necessaria una riserva di resistenza, x ragioni di robustezza)

→ **deformazione di snervamento** ϵ_y , dove finisce il tratto lineare e segna il limite della risposta secondo la legge di Hooke. Se non la si trova, si traccia la secante

→ **deformazione a rottura** ϵ_f , parametro importante perché, se maggiore, il materiale è più duttile e la struttura ha maggiori risorse plastiche.



10. Definiti questi valori rappresentativi delle azioni e delle resistenze, si valuta come fare la verifica con il **metodo semiprobabilistico**

→ **valore di progetto delle azioni:**

esso è indicato con F_d ($d = \text{design}$) e si calcola come

$$F_d = \gamma_f F_{rep}$$

Perché le uniche variabilità sono nella distribuzione delle azioni, si introduce il fattore γ_f che moltiplica il valore rappresentativo F_{rep} , in genere dato da

$$F_{rep} = \psi F_k \quad F_k = \text{valore caratteristico}$$

$\psi = 1$ (se l'azione è principale), ψ_0, ψ_1, ψ_2

Per il **PROGETTO** sismico, il valore è A_{Ed} e dipende dalla risposta strutturale (rigidezze in gioco, geometria, etc.)

→ **valore di progetto delle sollecitazioni:**

esso è indicato con E_d e si esprime in genere come

$$E_d = E(\gamma_{F,i}; F_{rep,i}; a_d)$$

dove a_d è il valore di progetto dei parametri geometrici

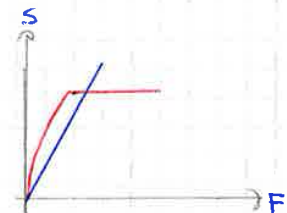
$\gamma_{F,i}$ copre 2 fattori diversi → aleatorietà dei parametri assunti come deterministici

→ incertezze di modello presenti nel modello strutturale (le sollecitazioni sono figli di un modello strutturale) e sono coperte dal coefficiente γ_{sd}

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{sd} \cdot \gamma_{f,i}$$

Per strutture iperstatiche dove, a differenza delle isostatiche, la risposta non è lineare, si usa la relazione

$$E_d = \gamma_{sd} E(\gamma_{f,i}; F_{rep,i}; a_d)$$



→ **valore di progetto per le proprietà dei materiali:**

si usa il valore di progetto

$$X_d = \gamma \frac{X_k}{\gamma_m}$$

dove γ_m copre l'aleatorietà degli altri valori non considerati.

Invece γ è il valore medio del **FATTORE DI CONVERSIONE TRA RESISTENZA IN SITO E RESISTENZA NEI CAMPIONI DI PROVA**.

Ad es. durante il getto del calcestruzzo in cantiere si fanno dei cubi compattati e conservati in certe condizioni e su cui si fa la prova a vedere la resistenza.

Però non è detto che la resistenza nella struttura sia la stessa perché non si può compattare allo stesso livello nella struttura rispetto al cubo e una variazione di densità (x compattazione) di 1% incide sulla resistenza del 4-5%.

Poi intervengono gli effetti della maturazione in caso di getti massicci (non nei campioni). Il getto x il calore si espande ma la compressione è dissipata dalla viscosità e poi si restringe (e si ritira) andando in trazione. Pertanto si consuma resistenza a trazione x degli effetti che non si possono controllare.

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{H,i}} R_k (\gamma_1 X_{k,1} ; \gamma_2 X_{k,2} ; (i>1) \frac{\gamma_{m,1}}{\gamma_{m,i}} ; \alpha_d)$$

$\gamma_1 X_{k,1}$: si prende un valore di riferimento e a esso non si applica γ (è già fuori)

$\frac{\gamma_{m,1}}{\gamma_{m,i}}$: si corregge il coefficiente γ_m del materiale a seconda dei materiali considerati

Stati limite

1. Nota come calcolare sollecitazioni e resistenze, si analizzano ora i diversi stati limite

2. Stato limite ultimo:

In genere si considerano 4 SLU

→ uno è detto EQU (di equilibrio), dove la struttura è assunta come rigida e si guarda solo l'equilibrio (e non la resistenza).

Esso riguarda la perdita di equilibrio statico come corpo rigido dell'intera o di una parte della struttura e quindi modesti variazioni della distribuzione spaziale delle azioni possono diventare importanti perché modificano l'equilibrio globale. Essendo un problema di equilibrio, la resistenza è poco importante.



Es. Per evitare interferenze, spesso i ponti si costruiscono a spinta dove si getta dietro la spalla un primo concio e lo si spinge fino alla spalla successiva.

Prima di vedere la resistenza, bisogna fare l'analisi dell'equilibrio perché c'è una parte a sbalzo e un'altra zavorrata e bisogna vedere che non ci sia ribaltamento.

Es. Un muro di sostegno è soggetto alla spinta del terreno (M-stabilizzante) e al peso proprio e del terreno sulla parte posteriore (stabilizzanti). Così, prima di vedere la tenuta, si guarda se il muro sta lì.

Esso è uno stato limite molto importante perché pericoloso (è improvviso e non dà segni di preavviso)

In questo caso, il valore di progetto delle sollecitazioni indotte dalle azioni destabilizzanti dev'essere minore rispetto a quello relativo alle azioni stabilizzanti

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab}$$



Ad es., nel caso di una trave a sbalzo, comandano i carichi permanenti sulla campata G_R e sullo sbalzo G_S .

Allora il momento rispetto al punto di ribaltamento M valore di progetto dev'essere tale che

$$G_{R,d} a > G_{S,d} b \rightarrow \text{si ha sicurezza quando vale questo}$$

ovvero, x andare a favore di sicurezza, si sceglie il coefficiente di sicurezza peggiore

$$G_{R,d} = \gamma_{G,inf} G_R \quad G_{S,d} = \gamma_{G,sup} G_S$$

In caso di STRUTTURE MOLTO SENSIBILI ALLE VARIAZIONI DELL' ENTITÀ DEI CARICHI PERMANENTI, le parti sfavorevoli e favorevoli possono essere considerate come azioni INDIVIDUALI (indipendenti)



Es Nella costruzione di un ponte si usa una doppia mensola in cui, aggiungendo conci, si crea una mezza pila e c'è un equilibrio basato su piccole differenze. Allora può accadere che, da una parte, ci sia un valore di carico permanente G_k che sia minore del valore a destra x questioni di tolleranza nei getti. Allora si usa $G_{k,inf}$ a sinistra e $G_{k,sup}$ a destra, con una piccola differenza (0,95 vs 1,05) che però è importante. Siccome questo è importante x la sicurezza (rischi di collasso), si possono usare 2 coefficienti di sicurezza, x via della sensibilità all'a variabilità dell'azione, cioè $\gamma_{g,inf}$ e $\gamma_{g,sup}$.

x evitare il ribaltamento, si usano cavi di precompressione che connettono l'impalcato alle pile x creare precompressione e e garantire l'equilibrio anche con 2 conci di differenza (così si limitano i danni x la perdita di un concio)

Dunque quando alcune strutture sono sensibili alla variabilità delle singole azioni, l'azione x cui si verifica può essere immaginata come COMPOSIZIONE DI DUE AZIONI INDIPENDENTI.

Ora si scrivono le varie combinazioni d'azione

→ situazioni persistenti (ordinarie) e transitorie:

Sono combinazioni fondamentali e in esse compaiono tutte le azioni d'interesse. Il valore di progetto della sollecitazione E_d è funzione del valore caratteristico della j -esima azione con il relativo coefficiente di sicurezza, la forza di precompressione con relativo coefficiente di sicurezza, il valore caratteristico dell'azione fondamentale $Q_{k,1}$ (es vento x una struttura snella) con relativo γ e i carichi secondari

$$E_d = E(\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i})$$

Tale relazione può essere riscritta portando fuori il coefficiente di sicurezza γ_{sd} sul modello

$$E_d = \gamma_{sd} E(\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i})$$

Nel caso di STR e GEO si usa la meno favorevole tra due espressioni:

$$\begin{cases} E_d = E(\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) \\ E_d = E(\xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1} Q_{k,1}; \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}) \end{cases}$$

Si fa questo perché esistono strutture molto pesanti (es strutture in cemento armato) soggette a carichi variabili, dove una parte di sicurezza può essere presa dal peso. Per tenere conto di questo, si può fare uno "sconto" a queste strutture tenendo conto delle sollecitazioni e applicando un coefficiente $\psi_{0,i}$ anche alle azioni fondamentali oppure un coefficiente ξ_j alle azioni permanenti sfavorevoli (casa migliore). In realtà, questo è raramente fatto.

→ **Combinazioni quasi permanenti:**

sono usate x effetti di lungo termine ed estetici

$$E_d = E (G_{k,j}; P; \psi_{2,i} Q_{k,i})$$

In questo caso, tutte le azioni variabili hanno il coefficiente di combinazione di tipo permanente.

4 VALORI TIPICI DI ψ PER GLI EDIFICI

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
→ AZIONI DIRETTE			
→ cat A = edifici domestici e aree residenziali	0,7	0,5	0,3
→ cat B = uffici	0,7	0,5	0,3
→ C = aree di aggregazione (scuole)	0,7	0,7	0,6
→ D = aree commerciali (supermercati)	0,7	0,7	0,6
→ E = aree di deposito (magazzini)	1	0,9	0,8
→ F = aree di traffico (solelle su cui passano carichi stradali solo automobilistici - rampe di accesso a parcheggi sotterranei)	0,7	0,7	0,6
→ G = aree a traffico pesante	0,7	0,5	0,3
→ H = tetti praticabili (verifica x il carico locale)	0	0	0
→ NEVE SUGLI EDIFICI			
→ aree CEE a quota > 1000 m	0,7	0,5	0,2
→ aree CEE a quota ≤ 1000 m (il valore quasi permanente è nullo perché viene pochi giorni all'anno)	0,5	0,2	0
→ VENTO SUGLI EDIFICI	0,6	0	0
→ AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI	0,6	0,5	0

↓
valori sugli eurocodici e nelle norme italiane

ROBUSTEZZA STRUTTURALE

Il concetto di robustezza è sempre stato implicito perché ogni progettista, quando studia una struttura, vuole vedere se funziona, cioè vedere se tiene con eventi accidentali.

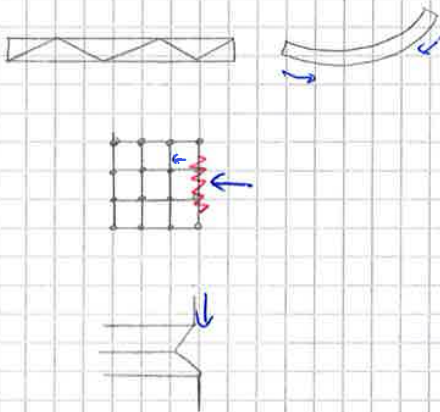
Però questo aspetto è importante a seguito di più episodi:

A Londra c'è un quartiere dormitorio con edifici alti costruiti con pannelli portanti. Al XVII piano è avvenuta un'esplosione e una fuga di gas in una cucina posta in un angolo, e così c'erano dei pannelli che sono partiti e la soletta è crollata, facendo partire tutte quelle sotto (collasso a catena).

Ciò fece riflettere sulla correttezza o meno del progetto e ciò ha senso perché, a salvare la vita dell'uomo, l'effetto di un evento accidentale non sia così sproporzionato. Dunque, a questo caso, si è introdotto un incedimento dei piani (mediante armature), e fare in modo che i danni siano presenti ma localizzati in una zona.

Così il concetto di robustezza cominciò a entrare nei codici degli edifici a pannelli portanti, poiché si immaginava che fosse un problema relativo a edifici con prefabbricati.

L'episodio eclatante che portò all'introduzione del concetto di robustezza è l'attacco alle Torri Gemelle:



esse crollarono e l'impatto di 2 aerei, che avvenne a una altezza significativa.

Quest'erano costruiti con reticoli in acciaio secondo lo schema di Neville di tipo isostatico. Esso è un buono schema perché richiede il minimo di materiale (valore e i costi) ma, togliendo un'asta, la struttura non è più isostatica.

Il vero problema è che la struttura in acciaio era scaduta e non era in buone condizioni e, inoltre, non c'era isolamento dagli incendi.

All'impatto, i motori hanno distrutto una porzione dell'edificio e dal carburante è partito l'incendio. A causa dell'incendio, l'asta si è instabilizzata e i 2 correnti si sono avvicinati. Così la struttura è diventata un tirante e ha tirato in dentro il pilastro.

In tal modo, si è creata un'eccentricità e si è instabilizzato tutto il piano, facendo scendere dinamicamente le tonnellate di un piano. Per l'effetto dinamico, si sono create altre eccentricità e progressivamente la struttura è andata giù.

Questa è una chiara carenza di robustezza dell'edificio, in quanto si possono accettare danni forti nel punto d'impatto ma non che l'edificio crolli a seguito di ciò.

⇒ Bisogna pensare a risorse aggiuntive che la struttura deve avere al suo interno e che magari non interverranno mai nella durata di vita, ma che siano disponibili in caso di bisogno a seguito di eventi accidentali e sono risorse in genere poco costose.

In ogni caso, **bisogna concepire la struttura in modo che risponda a eventi eccezionali senza comportamenti iperproporzionati all'entità dell'evento**

Il concetto base è che, in presenza di azioni accidentali, la struttura deve sopravvivere tramite la robustezza e cioè la capacità resistente residua strutturale R_{res} dopo l'evento dev'essere maggiore della richiesta di resistenza residua R_{rich}

$$R_{res} \geq R_{rich}$$

Quando si parla di "resistenza residua" si parla di

- resistenza
- deformabilità, poiché di fronte a un evento è meglio non contrastare o reggere ma piegarsi
- duttilità, cioè capacità di esprimere grandi deformazioni in campo plastico (al di là del comportamento elastico) perché dà una grande capacità di dissipare energia.
- stabilità (se un telaio investito da un impatto si deforma e crolla x gli effetti del II ordine, non va bene)
- massa, poiché qualcosa di piccolo contro qualcosa di grosso non dà effetti, se ben costruito e se c'è resistenza
- rigidità: se la struttura sopravvive ma non può assorbire altre azioni orizzontali, essa è salva ma non è più utilizzabile.

Spesso nella robustezza interviene il concetto di **più linee di difesa**, x cui un sistema strutturale può CAMBIARE NATURA durante l'evento, in funzione dello scenario

Es Le barriere di sicurezza poste a lato di un ponte sono progettate con due requisiti

- in caso di impatto di veicoli leggeri, interviene una risposta elastico-flessionale in cui c'è deformabilità che comporti una decelerazione globale di 12G al massimo (limite x la sopravvivenza) e l'energia viene dissipata nella flessione dei paletti

In tal modo, si danneggia ma non consente il passaggio

- con masse maggiori (camion in campi di prova), entra in gioco una difesa che combina sia deformazione flessionale che membranale, con bulloni che dissipano energia

↓
ci sono 2 meccanismi resistenti in parallelo

Ora, come ci si comporta in questa situazione di incertezza?

Se si hanno INFORMAZIONI SUFFICIENTI, si può costruire un MODELLO matematico (strutturale o numerico) o fisico (un modello "in scala") della struttura soggetta all'azione. Con i modelli matematici, in presenza di azioni dinamiche, si può controllare la situazione ogni millesimo di secondo e scrivere le equazioni di equilibrio dinamico della struttura, ottenendo così la risposta strutturale. Dal modello matematico, si vede se la struttura ha una robustezza sufficiente a garantire nessuna perdita o si simulano i provvedimenti sugli altri elementi (x vedere il post-evento).

Se ci sono poche INFORMAZIONI o i COSTI STRUTTURALI per resistere all'azione sono TROPPO ALTI, allora bisogna ACCETTARE I DANNI, come deformazioni permanenti di grande entità, fessurazioni e lesioni e snervamento dell'acciaio. Questi sono accettati nei limiti in cui sono compatibili con la resistenza della struttura.

Es. Se si ha una rottura a compressione in una colonna, questa è improvvisa, con poca preavviso e spesso catastrofica.
Una rottura di una trave in flessione è diversa perché si aprono fessure, queste diventano lesioni, l'acciaio snerva e le sollecitazioni che migrano verso altre zone più rigide (se c'è continuità) cioè ci sono molte risorse se la struttura è iperstatica (se è isostatica, va a rottura).

In genere, sono **strutture robuste** quelle che manifestano rotture non catastrofiche e spesso di x se partano alla conferma degli effetti dell'evento accidentale. Bisogna cioè fare un progetto secondo GERARCHIE DI RESISTENZA, in modo che ci siano rotture localizzate che però diano luogo a una dissipazione energetica, e si accetti la rottura di una porzione. La gerarchia però vuole che il resto della struttura sia intero.

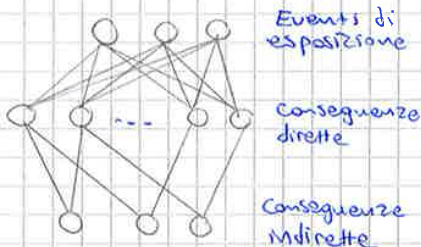
↓ si cerca che le competenze di risposta siano di alcuni elementi, a cui si affida il compito di assorbire l'energia

Questo concetto è usato nella resistenza ai sismi e si protegge il resto della struttura con un coefficiente

$$\gamma = 1,3$$

cioè si deve ammettere che nella struttura plasticizzata la resistenza sia superiore fino al 30% della resistenza che la struttura deve avere.

6. Approccio al rischio



Nel sistema che si studia, si considera

→ serie di EVENTI DI ESPOSIZIONE (eventi accidentali)

→ nella III categoria ci sono gli EVENTI DI CONSEGUENZA DIRETTA a cui, data un'azione centrale, questa può comportare un numero di eventi accessori

→ in conseguenza del manifestarsi di queste conseguenze dirette, ci sono EFFETTI DI CONSEGUENZA INDIRETTA. Nel caso delle Torri Gemelle, nell'impatto sono colpite le prime colonne e, in conseguenza del manifestarsi di questo, dopo il primo collasso ce n'è uno successivo.

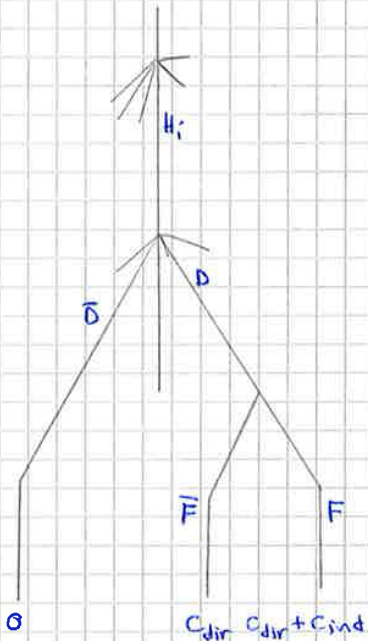
Questo è la verifica operativa di sicurezza in cui si immagina un evento, le conseguenze e gli elementi interessati dalle conseguenze dirette e si vede come si comporta il resto della struttura, ammesso che si verifichino quelle conseguenze

5 Quantificazione della robustezza:

Per limitare il rischio globale, bisogna avere una base teorica e quantificare la robustezza. Essa, per ogni struttura, è valutata con un indice detto **indice di robustezza**, che indica se e quanto è robusta una struttura.

Per calcolarlo, si possono considerare 3 livelli

Ⓘ È più complesso e si basa su una completa analisi del rischio.



L'analisi si basa sulla costruzione dell'**albero degli eventi**:

Partendo dall'inizio, si valuta la probabilità che si verifichi l'evento eccezionale \$H_i\$.

Dal tronco poi partono \$n\$ rami, ciascuno corrispondente a un evento eccezionale.

Seguendo un ramo e accettato il rischio corrispondente, si valuta la probabilità che insorga un danno locale \$D\$ o meno. Se non c'è danno, si va nel ramo \$\bar{D}\$ e si va a 0 (c'è un ramo secco).

Se insorge un danno locale, ne si possono avere di tanti tipi e dunque si va a vedere quali siano i danni locali e questa azione eccezionale.

Se ne sceglie uno \$D_j\$ e si vedono poi le conseguenze che possono insorgere e l'effetto del danno locale.

Se non ci sono conseguenze globali, si è sul ramo \$\bar{F}\$ e il costo di riparazione (cioè il rischio) si lega solo ai danni diretti.

Se ci sono conseguenze globali e la struttura, si va sul ramo \$F\$.

Dà qui si hanno i costi e i danni diretti (relativi alla rottura degli elementi di \$I\$ difesa) e indiretti (relativi alle conseguenze globali).

Dopo che si assegnano le probabilità basandosi sulla bibliografia, sull'esperienza e sul buon senso.

Alla fine si ritrovano le probabilità totali rispetto a ciascun grado di rischio e, in genere, si fa una media ponderata e viene il rischio medio dell'edificio (necessario per l'assicurazione).

In ogni caso, si arriva a un'espressione generalizzata della robustezza, che usa la stessa definizione di rischio ma scritta in modo più complesso, separando danni diretti e indiretti

$$R = \underbrace{\sum_i \sum_j C_{dir,ij} P(D_j | H_i) P(H_i)}_{\text{contributo diretto}} + \underbrace{\sum_k \sum_i \sum_j C_{ind,ijk} P(S_k | D_j | H_i) P(D_j | H_i) P(H_i)}_{\text{contributo indiretto}}$$

Dà qui l'indice di robustezza, basata sulle conseguenze dirette e indirette, è esprimibile come rapporto tra il rischio diretto e il rischio totale (somma del termine diretto e di quello indiretto)

$$I_{rob} = \frac{R_{dir}}{R_{dir} + R_{ind}}$$

Nel caso di struttura robusta, si ha \$R_{ind} \to 0 \Rightarrow I_{rob} \to 1\$

Nel caso di struttura non robusta, si ha \$R_{ind}\$ grande \$\Rightarrow I_{rob} \to 0\$

Si è così trovato un criterio di robustezza, che usa un indice ponderato che indica come reagisce la struttura al danno locale e come funziona la robustezza (è un buon indice)

6 Elementi per la robustezza:

visto come si calcola, si vede come ottenere la robustezza e su quali elementi operare, l'impiego di un tipo di elemento o di altri dipende da

→ **TIPO DI EVENTO**: se è controllato da carichi (sistema di forze) o deformazioni impresse, se è ripetitivo o raro e quali sono i limiti di forza applicata, di energia, di impatto e di deformazione (x non andare troppo oltre)

→ **RISPOSTA** attesa dalla struttura (condizioni accettate nella struttura dopo l'evento - si accetta la salvaguardia della vita o nessun danneggiamento?)

In tutto questo, bisogna trovare un bilanciamento con le norme o, laddove non presenti, con il proprietario.

Gli elementi sono

→ **resistenza**: più una struttura è resistente (simile a un bunter), più è robusta. Però non si può inseguire solo quella, perché poi ci sono contromisure (sulla fattibilità).

In questo caso, x fornire robustezza alla struttura con la resistenza, bisogna fornire una resistenza ben oltre quella richiesta dalla combinazione delle azioni. Infatti, si dimensiona con lo SLD ma, x coprire le azioni eccezionali, bisogna dare di più.

Poi si può adottare una **GRADUAZIONE DELLA RESISTENZA**, cioè si può incrementare la resistenza in zone ritenute critiche (quelle di 1° difesa), in modo che ci sia un trasferimento di energia al resto della struttura.

→ monoliticità e solidarietà degli elementi strutturali:

sono preferibili strutture monolitiche o rese-tali (da strutture isostatiche in cui si sono solidarizzati i singoli elementi strutturali alle giunzioni) e multiconnesse, perché è più facile che stiano in piedi anche quando si tolgono degli elementi.

In questo caso, bisogna ridurre al minimo necessario il numero di giunti, in modo che ci siano meno elementi indipendenti.

Però, in passato, i giunti erano introdotti x controllare le deformazioni termiche o da ritiro (se la lunghezza tipica dei corpi congiunti è di 30m e la deformazione da ritiro è di 0,3 mm/m, allora c'è una deformazione di 1 cm e la temperatura fa più o meno lo stesso) perché 1 cm è controllabile con un giunto. Senza giunti, ci sono fessurazioni però si sa che si può controllare l'apertura con le armature, in modo da distribuirle in fessure submillimetriche e non influenzare l'estetica e la durabilità.

Questa è una soluzione più costosa e conferisce maggiore rigidità e robustezza alla struttura

↳ a volte potrebbero esserci giunti ma bloccati con gli **SHOCK ABSORBERS**, cioè martinetti che bloccano con moti veloci (pochi in questo caso i fori sono così piccoli da impedire l'uscita) e così quando non ci sono eventi eccezionali, i corpi sono indipendenti, mentre con una certa velocità c'è dipendenza

→ seconda linea di difesa:

è una linea di difesa di riserva x l'energia residua dell'evento.

In essa si prevede di implementare più **MECCANISMI DI RESISTENZA** sequenziali, verificando però che effettivamente si possano esplicare attraverso connessioni, cioè che le connessioni riesca a lavorare x trasferire le azioni (quando la prima difesa ha esaurito il suo compito, le connessioni trasferiscono l'azione residua)

Si fa intervenire la resistenza a rottura x dare un eccesso di resistenza che serve (se no non si può arrivare a snervamento della struttura perché si rompono prima i giunti)

↳ **collasso progressivo rispetto a "zipper stopper":**

x evitare l'effetto "zipper stopper", bisogna creare una serie di elementi a maggiore resistenza localizzati lungo la catena strutturale, x impedire un effetto domino.
Dunque, dopo una rottura, c'è una linea di difesa e poi un'altra e così via, cioè ci sono ulteriori linee di difesa e ciò impedisce l'effetto domino.

→ **capacity design ed elementi fusibili**

Si sa che, quando c'è un sovraccarico di tensione, i fusibili si fulminano e salvano l'impianto.

Anche nelle strutture si usa un criterio di gerarchia delle resistenze, accoppiato alla presenza di zone più deboli. Infatti, si fa avvenire una rottura IN ZONE PREDEFINITE e idonee a limitare la diffusione poiché, rompendosi, dissipano energia o attivano un meccanismo di resistenza. Il sistema è molto utile in scenari di deformazioni impresse (sismi e cedimenti fondali).

Ad es nei ponti esistono i isolatori che si allungano molto il periodo fondamentale delle oscillazioni e funzionano quando c'è un sisma, cioè quando la forza supera un certo valore. Pertanto si mette un fusibile che si rompe oltre un certo valore e fa lavorare gli isolatori.

Nell'ambito dei sismi, non si può prevedere l'assenza di danni (sarebbe troppo costoso) ma si cerca di salvare le vite umane. Pertanto si accettano danni e una dissipazione, ma bisogna salvare la vita umana e quindi bisogna mantenere la capacità resistente fino alle deformazioni ultime e soprattutto produrre dissipazione di energia x avere sicurezza nei confronti delle azioni orizzontali.

→ **dispositivi sacrificali e protettivi**

Si possono mettere STRUTTURE IN GRADO DI ASSORBIRE L'IMPATTO come i fenders, usati x le pile dei ponti, che devono essere protetti dai natanti (aventi alta quantità di moto) o le pile dei sovrappassi vicino alle autostrade, x proteggerle contro gli incidenti dei veicoli. Ad es qui si usano strutture in acciaio che possono ridurre la decelerazione da impatto.

Nel caso di impatto di un veicolo, l'impulso vale

$$\frac{F}{t} = \frac{mv}{t} = \frac{mv^2}{2l} \quad \rightarrow \text{energia cinetica diviso zona dell'impatto}$$

Nota il tempo di sviluppo dell'impatto (dell'ordine del centesimo di secondo) e note velocità e zona danneggiata, si ottiene la forza.

→ **scenari di knock-out**

Si può provare a immaginare cosa succede in caso di evento accidentale (es. esplosione) e adottare misure di conseguenza, favorendo la robustezza.

Dunque bisogna progettare la struttura e provare a eliminare gli elementi strutturali esposti al rischio, senza che ciò comporti il collasso della struttura.

↳ bisogna evitare che un elemento porti a conseguenze serie

Ad es su una strada percorsa da camion pesanti bisogna verificare che, se si toglie un pilastro, non avviene crollo.

→ **abrasione**, cioè azione di usura che rimuove il copriferro

Così una corretta progettazione strutturale nei confronti della robustezza prevede che ci si controlli e, in particolare, di specificare cosa c'è da controllare e le misure da intraprendere x evitare gli effetti dell'evento

→ **prove sperimentali**:

queste sono comunque presenti quando ci sono modellazioni matematiche complesse (x dare validità alla teoria) e sono compiute su particolari costruttivi, nodi strutturali, etc. x dare certezza sulla possibilità di dissipazione.

→ **monitoraggio continuo** (il controllo di qualità interviene in fase di costruzione):

è utile x evidenziare comportamenti anomali della struttura, che possono portare a danni locali di struttura e servono quando, al momento, non si può intervenire direttamente.

Esso può avere il vantaggio di dare la possibilità di fare un MODEL UPDATING. Quando si progetta una struttura, infatti, si ha un primo modello sulla risposta strutturale, con spostamenti e deformazioni attese. Se la risposta sperimentale è differente da quella teorica, il modello non attiene alla realtà e dunque si può fare un aggiornamento di modello, tenendo conto delle misure reali. Con il monitoraggio, poi, si hanno gli spostamenti ma si può controllare anche l'evoluzione dei parametri statici e dinamici nel tempo (con inclinometri e accelerometri).

Il sistema di monitoraggio, però, deve essere robusto, cioè si deve autocontrollare in modo da non generare falsi allarmi. I dati sono trasmessi mediante connessione internet ma, se si studiano rotture duttili e lente, l'accesso al posto è complicato, etc., si può ricorrere a droni.

→ **dispositivi meccanici**:

Sono sistemi che forniscono tutti i movimenti delle forze e la dissipazione energetica e possono essere

→ **PASSIVI**: non richiedono un input di energia x lavorare e sono migliori proprio perché, in eventi eccezionali, la corrente salta subito

→ **ATTIVI**: è necessaria la sicurezza di una fonte autonoma

Ad es nei ponti si inseriscono dei dispositivi elasto-plastici che, in eventi sismici, possono subire grandi deformazioni e dissipare energia. Oppure sono presenti sistemi oleo-dinamici, aventi un cilindro contenente un pistone e olio in camera. In caso di azioni impulsive, l'olio esce dai fori con difficoltà a causa degli attriti e dunque dissipa energia.

Le varie tecniche x la robustezza hanno una loro efficienza, sia in base sulla resistenza attaccata, l'approccio indiretto verso la resistenza, i metodi alternativi nel percorso delle forze, la riduzione delle conseguenze e il monitoraggio.

$$\frac{1}{2} m V_0^2 = F_0 y_0$$

Da qui si ricava F_0 .

C'è però il problema che, in genere, il veicolo abbandona la direzione di marcia perché non conta la velocità d'impatto v_p in sé, ma la componente v perpendicolare all'ostacolo. Inoltre il veicolo, poco prima dell'impatto, frena sempre (cioè decelera) o, almeno, non accelera e dunque si ha che

$$v = \sqrt{V_0^2 - 2as} = V_0 \sqrt{1 - \frac{d}{d_b}}, \quad d_b = \frac{V_0^2}{2a} \text{ smip} \quad \begin{array}{l} s = \text{distanza dalla} \\ \text{barriera quando} \\ \text{inizia a decelerare} \end{array}$$

Se si vuole fare una valutazione più probabilistica, si possono usare valori tabellati sulla velocità in diversi contesti, decelerazione media (comprensiva del tempo di risposta dell'individuo e del veicolo), masse \times camion e veicoli, rigidità dei veicoli (dato deterministico intorno ai 300 kN/m - \times accorciare di 1m occorre una forza di 300 tonnellate) e angoli d'impatto. Da questi valori, la forza dinamica di interazione vale

$$F_d = F_0 \sqrt{1 - \frac{d}{d_b}}$$

dove F_0 è la forza di collisione, calcolata in base a tabelle con vari casi di riferimento

AZIONI

1. Al livello normativo, se la norma EN 1990 riguarda la sicurezza, la durabilità e la funzionalità, le azioni sulle strutture sono definite dall'eurocodice EN 1991, che lavora sulla sicurezza di tutti i materiali. Poi ci sono delle norme che riguardano i materiali come cemento armato (EN 1992), acciaio (EN 1993), calcestruzzo (EN 1994), legno (EN 1995), muratura (EN 1996) e alluminio (EN 1999). Infine, l'EN 1997 riguarda fondazioni geotecniche e l'EN 1998 riguarda il progetto sismico e definisce le azioni sismiche x tutti i materiali.

2. **EN 1991**: essa ha molte parti, non tutte riprese nella normativa italiana

- 1: azioni generali (densità, carichi imposti sugli edifici)
- 1-2: parte sull'azione di esposizione al fuoco
- 1-3: neve
- 1-4: vento
- 1-5: azioni di natura termica
- 1-6: azioni durante la costruzione
- 1-7: azioni accidentali e indicazioni su come valutarle
- 2: traffico sui ponti
- 3: azioni indotte dai macchinari
- 4: silos e serbatoi

3. Si è già vista la classificazione delle azioni e avviene secondo

- natura → diretta (forze concentrate o distribuite)
 - indiretta (distorsioni, azioni termiche o cedimenti anelastici)
- risposta → statica
 - dinamica (molte accelerazioni significative)
- variazione nello spazio del punto di applicazione → fissa (peso proprio)
 - mobile (distribuzione spaziale variabile)
- variazione dell'intensità nel tempo → permanente (attiva durante tutta la vita)
 - variabile di breve durata (mobili in un abitazione) e lunga durata (folla di persone)
 - eccezionale (agisce come conseguenza di eventi non probabilizzabili ed è definita con il suo valore nominale)

→ cat. B = uffici

→ cat B1 = UFFICI NON APERTI AL PUBBLICO, in cui ci sono gli stessi valori degli edifici residenziali perché non c'è affollamento

$$q_k = 2 \text{ kNm}^{-2} \quad Q_k = 2 \text{ kN} \quad H_k = 1 \text{ kNm}^{-1}$$

→ cat B2 = UFFICI APERTI AL PUBBLICO (carico maggiore)

$$q_k = 3 \text{ kNm}^{-2} \quad Q_k = 2 \text{ kN} \quad H_k = 1 \text{ kNm}^{-1}$$

→ cat. C = ambienti suscettibili ad affollamento

→ cat C1 = ospedali, ristoranti, scuole (valori simili agli uffici aperti al pubblico)

$$q_k = 3 \text{ kNm}^{-2} \quad Q_k = 2 \text{ kN} \quad H_k = 1 \text{ kNm}^{-1}$$

→ cat C2 = balconi (c'è grande concentrazione di forza), scale comuni, cinema e tribune

$$q_k = 4 \text{ kNm}^{-2} \quad Q_k = 4 \text{ kN} \quad H_k = 2 \text{ kNm}^{-1}$$

→ cat C3 = ambienti privi di ostacoli e il libero movimento (non ci ^{sono} posti numerati), come palestre, musei e stazioni ferroviarie

$$q_k = 5 \text{ kNm}^{-2} \quad Q_k = 5 \text{ kN} \quad H_k = 3 \text{ kNm}^{-1}$$

→ cat. D = ambienti a uso commerciale

→ cat D1 = negozi

$$q_k = 4 \text{ kNm}^{-2} \quad Q_k = 4 \text{ kN} \quad H_k = 2 \text{ kNm}^{-1}$$

→ cat D2 = centri commerciali e librerie

$$q_k = 5 \text{ kNm}^{-2} \quad Q_k = 5 \text{ kN} \quad H_k = 2 \text{ kNm}^{-1}$$

→ cat. E = biblioteche e magazzini

→ cat E1 = biblioteche e depositi

$$q_k \geq 6 \text{ kNm}^{-2} \quad Q_k = 6 \text{ kN} \quad H_k = 1 \text{ kNm}^{-1}$$

Questo modello non comprende azioni orizzontali eventualmente esercitate dal materiale immagazzinato

→ cat E2 = uso industriale, i cui valori dipendono dalla destinazione d'uso

Azioni variabili significative:

esse sono complesse da trattare

→ Vento:

si segue la norma NTC 2008, poiché è un'azione difficile da schematizzare.

Essa in genere ha direzione orizzontale e, siccome è un'azione dinamica, essa è variabile in intensità nello spazio e nel tempo e si presenta in istanti brevi con grande intensità (raffiche) ed è difficile fare un'interazione dinamica

questa è fatta in grandi opere, usando metodi agli elementi finiti e sperimentazioni

→ x costruzioni ordinarie, l'azione del vento è convenzionalmente trattata come azione statica equivalente;

il vento esercita pressioni e depressioni (azioni statiche) supposte agenti perpendicolarmente alla superficie esterna e alla superficie interna (se la parete non è chiusa, il vento non entra) che compone l'opera

Per dimensionare ogni elemento al vento, bisogna considerare la combinazione più gravosa di pressioni esterne e depressioni interne agenti sull'elemento.

OSSERVAZIONI → in strutture con superficie di grande estensione, oltre all'azione perpendicolare si considera anche l'azione radente e tangente (c'è un'azione di attrito dell'aria sulla superficie)

→ bisogna considerare l'azione di insieme data dal vento e questa è data dalla risultante di tutte le azioni (supposte che agiscono contemporaneamente) sui singoli elementi. Il vento si suppone che spiri lungo una delle direzioni principali della pianta della costruzione

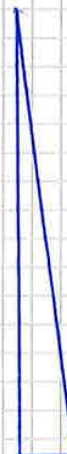
nel caso di torri, si lavora secondo la diagonale

↓ questo è importante perché la struttura deve resistere globalmente (non bisogna considerare solo le singole componenti ma anche la risposta globale)

Inoltre si usano i valori di riferimento della zona

In base agli effetti del vento, l'Italia è divisa in più zone

- 1 = Pianura Padana
- 2 = Emilia-Romagna
- 3 = tutta l'Italia, eccetto Reggio Calabria
- 4 = Sicilia e Reggio Calabria
- 5 e 6 = Sardegna
- 7 = Liguria
- 8 = Trieste
- 9 = mare aperto e piccole isole (li si sono intensità rilevanti)



documenta l'effetto e l'esposizione

Categorie di esposizione:

in Italia
 a seconda della zona, si hanno distribuzioni diverse e, data la superficie, a partire dal mare si definiscono delle fasce A, B, C e D in cui si definiscono le categorie di esposizione



Ad es nelle zone 1, 2, 3, 4 e 5, a 2 km nel mare si è nella categoria I e poi a 10 km nell'entroterra si è nelle categorie IV, III e II a seconda che si sia nella fascia A, B, C o D

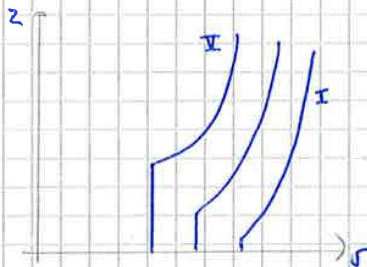
Le lettere A, B, C e D indicano le **classi di rugosità del terreno**

- A = area urbana dove almeno il 15% della superficie è coperta da edifici con altezza media superiore a 15m
- B = altre aree urbane e aree boschive
- C = aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, etc.)
- D = aree prive di ostacoli (dorsale campagna, aeroporti, etc.)

↓
 l'assegnazione della classe non dipende dall'orografia del terreno e, x definizione, in caso di dubbi si sceglie la classe più sfavorevole.

Nel caso di classe A o B, bisogna garantire che la condizione permanga intorno alla costruzione x almeno 1 km e non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, in ogni caso

Così, in funzione del range, della distanza dalla costa e dell'altitudine, si ha una certa categoria di esposizione.



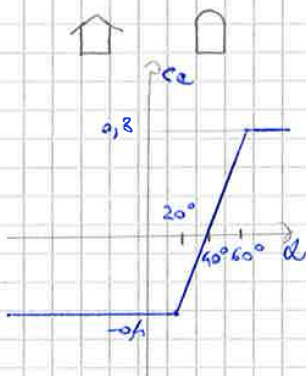
La legge logaritmica ha una certa rappresentazione, dove c'è

- zona costante fino a una certa altezza
- variazione con legge logaritmica, in cui la velocità cresce lungo l'altezza.

→ C_p = **coefficiente aerodinamico**

Esso è calcolato in funzione dell'angolo di incidenza del vento

- EDIFICI ISOLATI A PIANTE RETTANGOLARE CON COPERTURA PIANA, A FALDE, INCLINATA o CURVA



In questo caso, il coefficiente di forma parte da 0 a 25° nella superficie sopravvento (quella investita) e cresce fino a toccare un valore massimo di 60°. Sotto i 25° invece va in depressione, fino a un minimo -0,4. Così, fino a un angolo di falda di 25°, la copertura piana tende a sollevarsi e il vento tende a scoperchiare il tetto, cioè accade perché quando i filetti fluidi di vento uniformi incontrano un ostacolo, questi deviano e devono accelerare e ciò crea una depressione.

Il problema è che ci si difende meglio da una pressione che da una depressione (qui bisogna ancorare la copertura e gli elementi del tetto, cioè le tegole).

In assenza di informazioni, si usano valori tabulati $\times CF$

- superficie liscia $CF = 0,01$
- superficie scabra $CF = 0,02$
- superficie molto scabra $CF = 0,04$

→ TETTOIE E PENSILINE:

Se si è in presenza di un sola spiovente piano (cioè sono isolate) e il rapporto tra l'altezza totale sul suolo e la massima dimensione della pianta è minore di 1 (cioè sono alte quanto larghe), si usano dei valori di riferimento

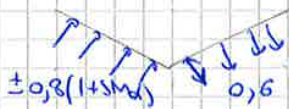
→ 2 spioventi con displuvia



$$sx \quad Cp = \pm 0,8(1 + \sin\alpha) \quad dx \quad Cp = -0,6$$

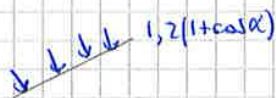
il segno è scelto in modo da avere condizione più sfavorevole

→ 2 spioventi con impluvia, cioè con converso (frequenti nelle stazioni)



$$sx \quad Cp = \pm 0,8(1 + \sin\alpha) \quad dx \quad Cp = 0,6$$

Si nota che ci sono una risultante verso l'alto e una verso il basso e dunque c'è una coppia torcente che dev'essere assorbita dalla trave



→ spiovente piano

$$Cp = 1,2(1 + \cos\alpha)$$

→ TRAVI AD ANIMA PIENA E RETICOLARI

Nelle travi ad anima piena si considera come superficie la proiezione verticale dell'area della trave.

Nelle travi reticolari ci possono poi essere problemi perché a esse si associa una griglia in cui i filetti si separano e si addensano, rallentando ed è come se si avesse una parete piena (ecco perché sono considerate)

→ TRAVI ISOLATE: qui la pressione agisce solo sulla parte piena, con coefficiente Cp pari a

$$Cp = \begin{cases} 2 - \frac{1}{3}\varphi & \varphi < 0,3 \\ 1,6 & 0,3 \leq \varphi \leq 0,8 \\ 2,4 - \varphi & 0,8 < \varphi \leq 1 \end{cases}$$

dove φ è il coefficiente di riempimento (importante perché spesso le griglie sono viste come piene) è il rapporto tra la superficie della parte piena e la superficie della parte delimitata dal contorno, come se la trave fosse piena

$$\varphi = \frac{S_p}{S}$$

Torino è collocata nella I zona (Pianura Padana), dove

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

Essendo l'edificio a una quota di 200 m, si ha

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \text{ m}^3 \cdot 25^2 \text{ m}^2 \text{ s}^{-2} = 390,63 \text{ Nm}^{-1}$$

→ coefficiente di esposizione C_e :

l'edificio è situato all'interno di una città, con altri edifici di altezza media di 15 m

⇒ classe di rugosità A

Nell'ambito della classe A, l'edificio è collocato a una distanza dalla costa maggiore di 30 km e sotto i 500 m di quota

⇒ categoria di esposizione II

A questa categoria corrispondono

$$k_r = 0,23$$

$$z_0 = 0,70$$

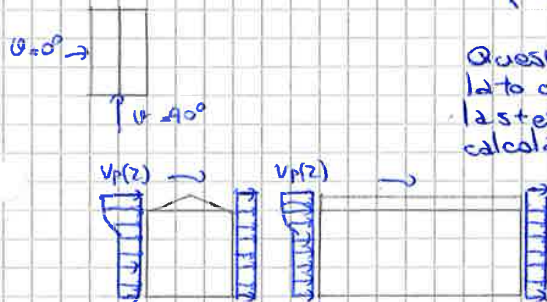
$$z_{min} = 12 \text{ m}$$

↳ la distribuzione lungo l'altezza del vento

↳ fino a 12 m, la pressione è costante, poi cresce logaritmicamente

A questo punto, il coefficiente di esposizione vale

$$C_e(z) = \begin{cases} k_r^2 C_T \log\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_T \log\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] & z \geq z_{min} \\ C_e(z_{min}) & z < z_{min} \end{cases}$$



Questa quantità è valutata sia sul lato lungo ($\theta = 0^\circ$) che sul lato corto ($\theta = 90^\circ$) ma si può notare che la distribuzione è la stessa (perché l'altezza è la stessa), a cui si può calcolare una volta sola il C_e a varie quote, tabulandola

$$z = 13 \text{ m} \quad C_e = 1,53$$

$$z = 14 \text{ m} \quad C_e = 1,58$$

$$z = 22,3 \text{ m} \quad C_e = 1,92$$

→ coefficiente topografico C_T :

esso è assunto pari a 1

→ coefficiente di forma C_f :

si ipotizza di essere in presenza di una superficie con apertura inferiore al 33%, cosa tipica degli edifici abitati, in cui $C_{pi} = -0,2$.

A seconda delle aperture, ci sono diverse situazioni e il coefficiente netto è dato dalla differenza del coefficiente esterno e di quello interno, valutati considerando la condizione più sfavorevole di segno

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

↳ se la misura è fatta sull'intero edificio (non le singole pareti), si considera C_{pe} e non C_p perché le pressioni interne si autodequilibra.

Così si applicano ai 2 telai questi carichi.

Se i solai sono infinitamente rigidi nel loro piano, questi non sono deformabili e si può applicare direttamente il carico calcolato prima:

L'azione del vento può essere schematizzata e suddivisa in un sistema di forze orizzontali applicate a livello di ciascun solido.

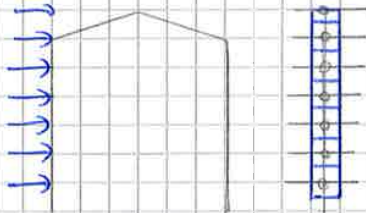
Per calcolare l'intensità delle forze di piano, si moltiplica la pressione \times la superficie della facciata di competenza di ogni piano (mezza facciata sopra e sotto).
Ad es., \times la parete sopravvento \times il telaio a $\theta = 0$, si ha

$$F_1^+ = F_2^+ = F_3^+ = F_4^+ = 6,9 \text{ kN}$$

$$F_5^+ = 7,645 \text{ kN}$$

$$F_6^+ = 10,4 \text{ kN}$$

$$F_7^+ = 0,645 \text{ kN} \rightarrow \text{il valore è più basso perché gli compete solo mezza piano}$$



In maniera analoga si procede \times la parete sottovento e \times l'altro telaio.

Si sono ottenuti così i valori di forza e da qui si risolve la struttura \times ogni singola condizione e poi, a valle, si calcola la combinazione delle sollecitazioni con i coefficienti di combinazione.

Azione della neve:

è un'azione complessa e interessa superfici su cui è possibile il suo accumulo (coperture, balconi, terrazzi, etc.).

L'effetto del carico dipende da più fattori

→ FORMA e PROPRIETÀ DELLA SUPERFICIE analizzata (rugosità, sviluppo di calore - \times tetti non isolati)

→ CONDIZIONI METEO LOCALI, che costituiscono fatti locali (vento, probabilità di precipitazioni, etc.)

Il carico della neve è calcolato sotto l'ipotesi che il carico agisca in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della copertura.
Esso vale

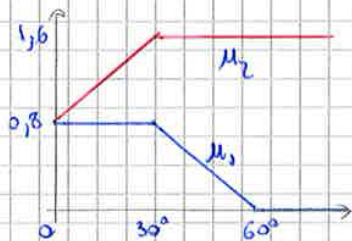
$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t$$

→ carico neve caratteristico q_{sk} :

è il valore di riferimento del carico neve AL SUOLO (cioè le quote sono quelle del suolo) \times quote inferiori a 1500 m e, \times norma, avente un valore con tempo di ritorno di 50 anni (in media, si verifica una volta ogni 50 anni).
Tale parametro è ricavato con una misura al suolo, dove si realizza un telaio e, quando si arriva a 5 cm di neve, la si spazza via e si cumula (altrimenti si compattava), \times poi pesata. La valutazione del peso è una fase delicata perché, in funzione delle condizioni ambientali, varia il peso specifico.

→ **coefficiente di forma per la copertura μ_i :**

essa dipende dall'ANGOLA DI INCLINAZIONE delle Falde.



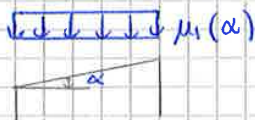
In particolare, esistono 2 valori μ_1 e μ_2

→ μ_1 è costante e pari a 0,8 fino a 30° e poi decresce linearmente fino ad annullarsi a 60° (x quell'inclinazione la neve scivola via)

→ μ_2 cresce linearmente da 0,8 a 1,6 (a 30°) x poi diventare costante

Si possono distinguere più Si possono disting

→ **COPERTURA A UNA FALDA**



Qui si considera semplicemente il valore μ_1

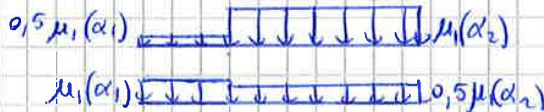
$$\mu_1 = \mu_1(\alpha)$$

→ **COPERTURA A 2 FALDE**

In questo caso, ci possono essere 2 angoli α_1 e α_2 e ci sono più casi



→ in assenza di vento, nella I Falda si applica $\mu_1(\alpha_1)$ e nella II Falda si applica $\mu_1(\alpha_2)$

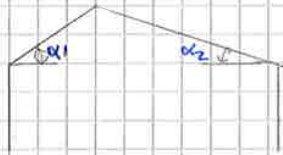


→ in presenza di vento, la Falda investita dal vento si alleggerisce mentre l'altra non ne risente dell'effetto e si può così avere

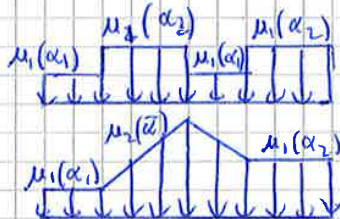
a) I \Rightarrow $0,5 \mu_1(\alpha_1)$ II \Rightarrow $\mu_1(\alpha_2)$

b) I \Rightarrow $\mu_1(\alpha_1)$ II \Rightarrow $0,5 \mu_1(\alpha_2)$

Ciò dipende dalla direzione del vento e, tra queste, si considera la condizione peggiore



→ **COPERTURA A PIÙ FALDE con uguale inclinazione**

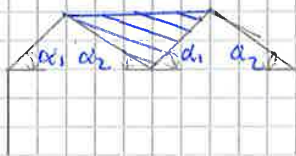


Anche qui si riconoscono più casi

→ in assenza di vento c'è semplicemente un'alternanza di $\mu_1(\alpha_1)$ e $\mu_1(\alpha_2)$

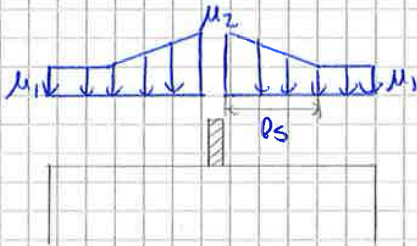
→ in presenza di vento, c'è però possibilità che uno spazio si riempia x l'accumulo di neve. Così dalla prima falda c'è $\mu_1(\alpha_1)$, poi il valore cresce poiché aumenta l'altezza del cumulo fino a $\mu_2(\bar{\alpha})$, dove $\bar{\alpha}$ è l'angolo medio e nell'ultima falda si applica $\mu_1(\alpha_2)$

↓ il fattore μ_2 tiene conto dell'accumulo di neve in presenza di falde multiple



Oltre queste distribuzioni globali sull'edificio, possono intervenire degli **effetti locali** di cui bisogna tenere conto con verifiche locali (che non interessano l'intera struttura)

→ ACCUMULI IN CORRISPONDENZA DI SPORGENZE SULLA COPERTURA



Dato un tetto con terrazzo e muro separatore, quando c'è vento c'è accumulo di neve perché questa incontra un ostacolo (è una zona di "ombra aerodinamica"). Allora, fino a una certa distanza p_s , data da

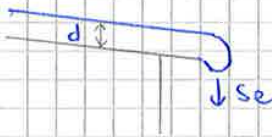
$$p_s = 2h, \quad 5m \leq p_s \leq 15m$$

si usa il coefficiente $\mu_1 = 0,8$ e poi si accumula fino a un valore μ_2 pari a

$$\mu_2 = \frac{\gamma h}{q_{sk}} \quad \rightarrow \gamma = 200 \text{ kgm}^{-3}$$

$\rightarrow 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0$ (si può avere il doppio della neve)

→ NEVE AGGETTANTE DAL BORDO DI UNA COPERTURA



Dopo una nevicata, la temperatura aumenta e la neve tende a scivolare.

Oltre gli 800 m di quota, quando si verificano le parti di copertura a sbalzo, bisogna tenere conto non solo dell' d neve sulla copertura ma anche la porzione appesa (NEVE AGGETTANTE) a bordo della copertura.

Essa si calcola come

$$q_{se} = \frac{k q_{sk}^2}{\gamma}$$

q_{se} = carico x unità di lunghezza dovuto alla sospensione

k = COEFFICIENTE DI FORMA DELLA NEVE, pari a

$$k = \frac{3}{d}$$

dove d è la profondità del manto nevoso, con $k \leq d/\gamma$

q_{sk} = CARICO corrispondente alla distribuzione del manto più sfavorevole verso la copertura (cioè quello che c'è sulla copertura)

γ = PESO SPECIFICO e, siccome il fenomeno si verifica solo ad alte temperature, si ha neve umida e si ha

$$\gamma = 3 \text{ kNm}^{-2}$$

→ CARICHI NEVE SU BARRIERE PARANEVE

In questo caso, la neve può scivolare da un tetto a falde o curvo e investire una barriera paraneve. Se la neve scivola, si mette in moto e da attrito statico si passa ad attrito cinematico, comunque basso x via del velo d'acqua.

L'azione statica F_s impressa dalla massa di neve che scivola su barriera paraneve nella direzione di scivolamento e x unità di lunghezza vale

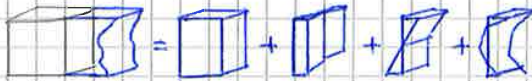
$$F_s = q_{sk} b \sin \alpha$$

→ COMPONENTE VARIABILE ΔT_{H_1} e ΔT_{H_2} , approssimata con legge lineare, lungo gli assi della sezione.
Ad es in un ponte la parte superiore è scaldata dall'asfalto e quella inferiore è più fredda e così la struttura si flette e nascono sollecitazioni iperstatiche e se non è consentita la rotazione interna.

Quando l'effetto termico costituisce un'azione fondamentale, valutare l'andamento della temperatura nelle sezioni occorre studiare il **problema di trasmissione del calore**, tenendo conto del coefficiente di dilatazione termica α .
A temperatura ambiente, questo vale

- alluminio $\alpha = 24 \cdot 10^{-6}$
 - acciaio x carpenteria $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$
 - calcestruzzo $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$
 - muratura $\alpha = 5 \cdot 10^{-6}$
 - legno parallelamente/ortogonalmente alle fibre $\alpha = 5/30 \cdot 10^{-6}$
- } i coefficienti sono simili e dunque nascono significative azioni reciproche x le variazioni termiche

Nella realtà, la legge di variazione termica è una legge qualunque.
Immaginando una faccia fissa, l'altra è soggetta a una variazione termica qualunque e si deforma in un certo modo. Questa può scomporsi come una quota costante + una quota a farfalla nelle direzioni z e y + x compensare, una componente non lineare



CASI LIMITE:

la variazione termica è un'azione deformazione impressa e questa può essere

- **congruente**: essa rispetta le condizioni di congruenza, cioè le equazioni con le derivate seconde
- **compatibile**: la deformazione comporta uno spostamento che è compatibile con i vincoli

Considerando lo schema di trave appoggiata soggetta a una variazione termica di 10°C , si hanno più casi



→ si applica una variazione termica uniforme, che dà luogo a una deformazione impressa congruente, poiché

$$\epsilon = \text{cost} \Rightarrow \frac{\partial^2 \epsilon}{\partial x^2} = 0$$

e la trave si allunga ma il vincolo consente questo, x cui c'è compatibilità e non nascono sollecitazioni



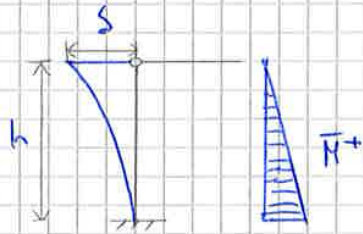
→ si impone una deformazione impressa descritta da una curva del III° o IV° ordine che si annulla a un estremo e assume valore elevato all'altro (es. incendio sulla superficie). Essa non è congruente, x cui nasce uno stato di AUTOTENSIONI INTERNE che devono autoequilibrarsi, poiché non ci sono forze (c'è trazione e compressione che danno risultante nulla). Però c'è compatibilità con i vincoli perché si produce un allungamento e una rotazione, che è consentita.

Come proteggersi dal momento sollecitante M ?

- PROTEZIONE della struttura e della colonna
- si introducono i GIUNTI DI DILATAZIONE
- si riduce il MODULO ELASTICO, cambiando materiale
- si aumenta la DEFORMABILITÀ DELLE COLONNE
- si cambia lo SCHEMA DI VINCOLO:

⇒ si riduce ΔT

⇒ si riducono ρ e δ



se si inserisce una cerniera, lo spostamento δ è lo stesso (c'è sempre ΔT) ma ora questo è distribuito sull'altezza h senza flessi.

Ciò equivale a una forza orizzontale in alto pari a

$$F = \frac{3EI}{h^3} \cdot \alpha \frac{\rho}{2} \Delta T \quad \rightarrow \text{è la metà di prima}$$

e così il momento massimo vale

$$\bar{M} = Fh = \frac{3EI}{h^2} \cdot \alpha \frac{\rho}{2} \Delta T = \frac{M}{2}$$

cioè si dimezza il momento.

VISCOSITÀ E RITIRO

1 Il calcestruzzo ha un comportamento reologico particolare e questo genera determinati effetti

2 Il comportamento viscoso è stato scoperto da Presnè a inizio '900.
In quegli anni, i ponti in calcestruzzo si imposero sui ponti in muratura, mantenendo però sempre le stesse luci e gli stessi carichi modesti (10 kN/m²).
Presnè però, oltre a inventare la precompressione, spinse sempre di più in avanti il materiale facendolo lavorare a tensioni più alte:

egli progettò ^{un} ponte ad arco ribassato in calcestruzzo con luce notevole (60 m), in parte prefabbricato e trasportato su chiatte e assemblato.
Il ponte nasce come un arco a 3 cerniere e con un impalcato.

Presnè però pensò che a chiudere la cerniera, se ci sono cedimenti alle spalle, questo scende a via dei cedimenti. Dunque lasciò il ponte a stabilizzarsi e poi chiuse la cerniera.

Dopo qualche mese, però, osservò un cedimento non a le spalle della fondazione e in mezzo spinte con un martello e pose dei cunei a ripristinare la geometria.
Si avvenne nuovamente un cedimento e bloccò con altri cunei.
Questo si è ripetuto con effetti via via minori e più stabilità e, alla fine, pose la cerniera.

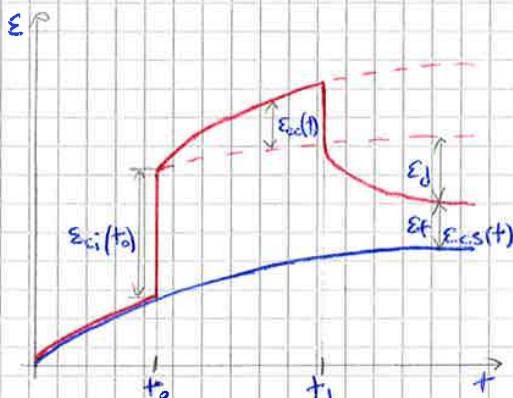
Cosa è successo?

L'arco ribassato è uno schema noto e non dà problemi ma ora la differenza sono la SNECCEZZA e le TENSIONI PIÙ ALTE (del 30 ÷ 40 %) e questo ha dato un certo effetto.

In particolare, assoggettò un campione di calcestruzzo a un carico costante e misurò un accorciamento elastico ma questo cresceva nel tempo e scoprì la **viscosità**, importante perché dava deformazioni anche 3 volte più grandi di quelle elastiche

3 Questo argomento è stato considerato negli anni '50 con i 3 principi fondamentali di Lévy della risposta strutturale alla viscosità, da cui deriva il modello con cui trattare la viscosità

↳ Fluage



Si considerino due campioni dello stesso calcestruzzo inseriti in una camera termo statica con controllo di umidità.

Nel primo campione si misura senza caricarlo e lì si misura il **ritiro**:

è un fenomeno fisico che avviene in assenza di carichi e corrisponde a una perdita di carico del getto.

Valutando la deformazione nel tempo, si nota che il campione perde dimensioni e accumula deformazioni di accorciamento $\epsilon_{cs}(t)$.

Questo avviene sempre, eccetto sott'acqua dove avviene espansione.

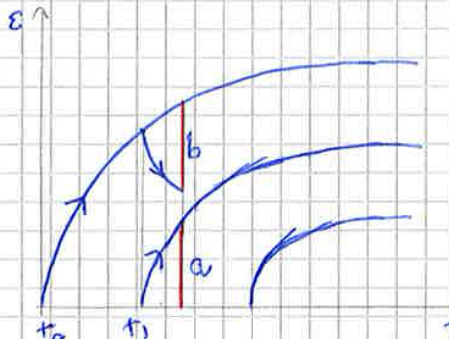
Il secondo campione è lasciato scarico fino al tempo t_0 , poi è dato un carico. Lì continua il ritiro e c'è una deformazione iniziale di accorciamento $\epsilon_{ci}(t_0)$ dovuta al carico. Carretto non è verticale ma è inclinata poiché il processo non è istantaneo ma l'intervallo Δt è molto minore del tempo misurato.

5 Principio di Maekenny:

una volta scoperto il fluage, la teoria dell'elasticità è stata disarmata con un comportamento non lineare e il fluage, a via della non linearità

⇒ non si può applicare il principio di sovrapposizione degli effetti e non si può dire che la sollecitazione totale è la somma delle sollecitazioni dei carichi singoli ma bisogna mettere tutto insieme e diventa più complicato.

Per fortuna, Maekenny fece delle prove sperimentali e considerò n campioni uguali, che caricò e scaricò in tempi diversi.



Egli riportò su un diagramma solo la quota viscosa della deformazione ϵ_{cc} (il ritiro non interviene). Allora caricò n il primo campione e tracciò la deformazione nel tempo. Arrivato al tempo t_1 , fece 2 operazioni:

→ scaricò il primo campione e ottenne una certa deformazione residua

→ caricò il II campione, più vecchio e dunque con viscosità minore.

Ora, se si fosse continuato a deformare il II campione, al tempo t si sarebbe arrivati al punto A.

Poiché si è scaricato t_0 , rispetto allo stato teorico ha restituito la deformazione b .

Nel frattempo, il II campione ha accumulato una quantità di deformazione a .

Se si confronta la risposta elasto-viscosa, si nota che a uno stesso grado di tensione positivo o negativo (se di trazione) $\Delta\sigma$, si produce lo stesso effetto, indipendentemente dal segno di $\Delta\sigma$.

$$a = b$$

Così, se non ci si riferisce alla risposta elastica del campione ma alla risposta elasto-viscosa del campione, poiché uno stesso $\Delta\sigma$ produce uno stesso $\Delta\epsilon$, si può continuare ad applicare il **principio di sovrapposizione degli effetti**:

l'incremento $\Delta\sigma$ applicato in tempi diversi a campioni caricati in età diverse, porta allo stesso effetto, purché si valuti la risposta riferendosi al comportamento globale elasto-viscoso.

Questo principio vale con buona approssimazione nel campo

$$\sigma < 40\% F_{ck}$$

sia a trazione che a compressione ed è molto importante perché così cade il primo ostacolo legato alla risposta non lineare del materiale.

Oltre, con $\Delta\sigma$ molto alti (es. passaggio da trazione a compressione in una stessa trave) c'è una leggera deviazione.

Il primo addendo è l'effetto del I grado no di carico e al II addendo c'è tutto quello che avviene dopo t_0

La formula può essere riscritta anche x intervalli discreti, dove si cambia la tensione ogni tanto

$$\varepsilon_c(t; t_0) = \varepsilon_c(t_0) J(t; t_0) + \sum_{i=1}^n J(t; t_i) \Delta \varepsilon(t_i)$$

n = numero di passi del carico
 t_i = tempo di applicazione dell' i -esimo carico.

Finora però si è imposto il carico e si è ricavata la deformazione e si può però ragionare al contrario:

se si assoggetta il campione a una deformazione impressa, la tensione varia nel tempo e, nota la storia della deformazione impressa, si trova una espressione analoga in cui, imposta la ε , si ricava la variazione di tensione.

Dunque la tensione σ varia con una legge dovuta alla viscosità e si parla di **rilassamento**, con una legge opposta alla deformazione

$$\sigma_c(t) = \int_0^+ R(t; \tau) \frac{\partial (\varepsilon_c(\tau) - \varepsilon_{cu}(\tau))}{\partial \tau} d\tau$$

R si dice **funzione di rilassamento** (non nota) e, poiché è moltiplicata x ε (che è adimensionale), ha le dimensioni di una tensione.
 Se ci fosse un solo grado e la deformazione impressa fosse unitaria, si direbbe

$$\sigma_c(t) = R(t; \tau)$$

e dunque R è la tensione totale al tempo t provocata da una deformazione impressa unitaria applicata al tempo τ

⇒ è il duale di J e corrisponde in pratica al modulo elastico.

Ora, come prima, non ci si riferisce al tempo $t_0 = 0$ ma a t_0 e si ha

$$\sigma(t; t_0) = [\varepsilon_c(t_0) - \varepsilon_{cu}(t_0)] R(t; t_0) + \int_{t_0}^+ R(t; \tau) \frac{\partial (\varepsilon_c(\tau) - \varepsilon_{cu}(\tau))}{\partial \tau} d\tau$$

ora si sostituisce nella legge che dà la deformazione totale

$$\epsilon_c(t; t_0) = E_c(t_0) J(t; t_0) + \int_{t_0}^t J(t; \tau) \frac{\partial E_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau =$$

$$1 = R(t_0; t_0) J(t; t_0) + \int_{t_0}^t J(t; \tau) \frac{\partial R(\tau; t_0)}{\partial \tau} d\tau$$

$E_c(t_0) \rightarrow$ è il modulo elastico

$$1 = J(t; t_0) E_c(t_0) + \int_{t_0}^t J(t; \tau) \frac{\partial R(\tau; t_0)}{\partial \tau} d\tau$$

$$1 = J(t; t_0) E_c(t_0) + \int_{t_0}^t J(t; \tau) \frac{\partial R(\tau; t_0)}{\partial \tau} d\tau$$

Così c'è un legame tra J e R ma il problema è che R è dentro un integrale. Per tirarlo fuori, si risolve l'integrale \times via numerica e, noto il valore $J(t_0)$ (misurato perché è legato alla deformazione), si tabulano i valori di R .

$$R(t; t_0) = \frac{1 - 0,008}{J(t; t_0)} - \frac{0,115}{J(t; t-1)} \left[\frac{J(t-\Delta; t_0)}{J(t; t_0+\Delta)} - 1 \right] \geq 0, \quad \Delta = \frac{t-t_0}{2}$$

Si ha così una relazione analitica che fornisce un valore approssimato di R , con errore inferiore al 10%.

Dunque per caratterizzare il comportamento viscoso del materiale, si può immaginare di disporre sia di J (misurato sperimentalmente) sia di R (misurato \times via indiretta).

8 Problemi caratterizzati dalla viscosità:

Inanzitutto, nella viscosità è importante il parametro TEMPERATURA perché il calcestruzzo ha comportamento viscoso a temperature ordinarie mentre l'acciaio lo ha ad alte temperature.

Nelle strutture, però, si può inquadrare una serie di problemi che si risolvono con approcci via via più complessi:

- \rightarrow strutture omogenee a vincoli rigidi
 - \rightarrow strutture omogenee a vincoli elastici
 - \rightarrow strutture soggette a condizioni di vincolo costante (non variano nel tempo)
 - \rightarrow strutture soggette a condizioni di vincolo elastico (i vincoli variano nel tempo)
 - \rightarrow strutture eterogenee soggette a condizioni di vincolo costante o elastico
 - \rightarrow strutture soggette a variazioni dello schema statico
- } queste sono agevolate dalla disponibilità delle funzioni J e R
- \downarrow qui bisogna lavorare con l'equazione integrale

Una struttura in calcestruzzo si dice **struttura omogenea** non perché è di x se è omogenea (ha ghiaia, sabbia, acqua, additivi, ferro, etc.) e non bisogna essere raffinati ma accontentarsi di un modello sufficientemente approssimato:

qui s'intende una struttura in cemento armato con quantità di ferro inferiore al 2-3% nella sezione.

Una struttura con trave a doppio T con sopra una soletta in calcestruzzo è eterogenea.