



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1366A -

ANNO: 2015

A P P U N T I

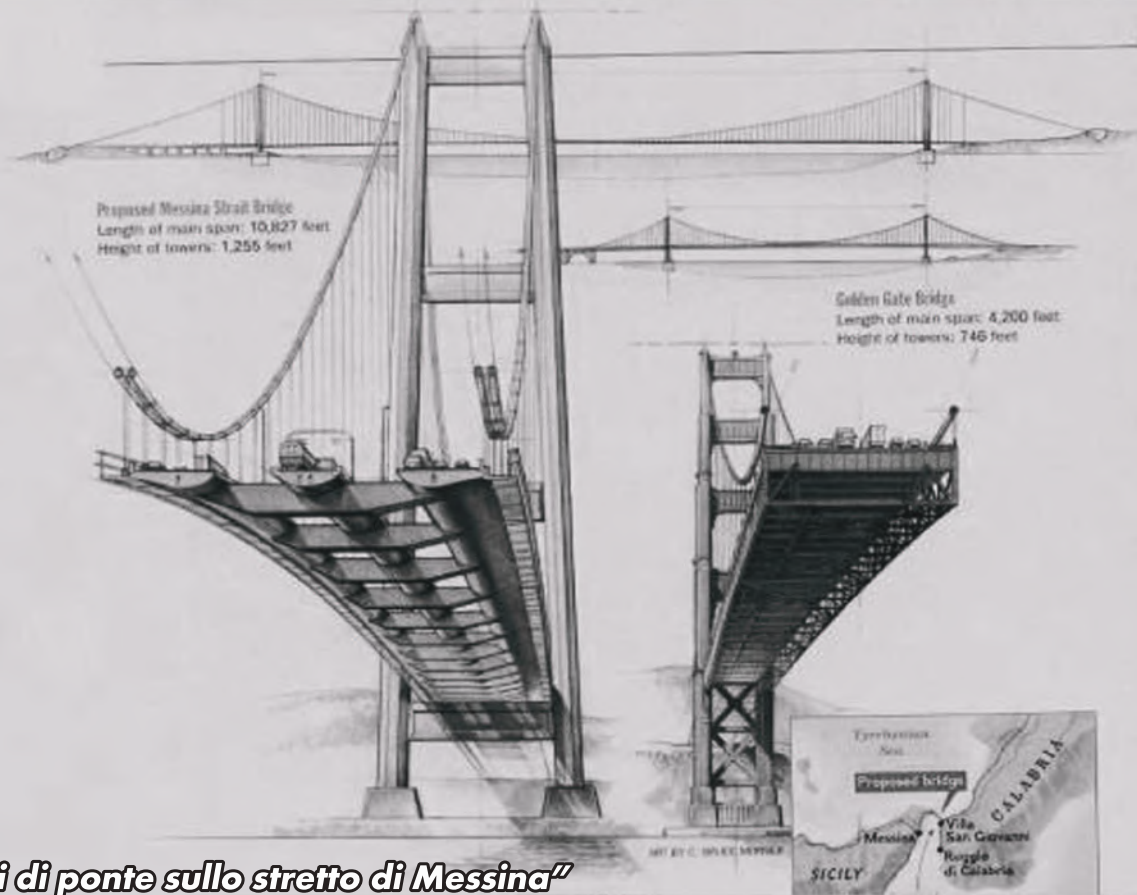
STUDENTE: Zito

MATERIA: Tecnica delle Costruzioni III parte, Prof.Carbone

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.**



"Ipotesi di ponte sullo stretto di Messina"

APPUNTI di TECNICA delle COSTRUZIONI
Prof. Ing. Vincenzo Ilario Carbone

- CAPITOLO 7 -

**"Sicurezza Strutturale + azioni
sulle costruzioni"**



alessandro zito

SICUREZZA STRUTTURALE

La sicurezza strutturale è un requisito fondamentale in ogni operazione di:

- progettazione;
- costruzione;
- utilizzazione;

delle opere strutturali.

Per valutare la misura della sicurezza, dunque per esprimerla attraverso un "numero" abbiamo bisogno di metodi di valutazione.

Questi metodi di valutazione, dal punto di vista storico, sono stati introdotti nella seconda metà dell'800, volti per la progettazione moderna delle strutture.

Sono:

- METODO delle TENSIONI AMMISSIBILI : metodo storico che viene ancora utilizzato in diversi paesi;
- METODO di CALCOLO a ROTTURA : nato nella seconda metà degli anni 50;
- METODO agli STATI LIMITE : anch'esso nato nella seconda metà degli anni 50, è uno dei metodi più moderni che viene utilizzato e riconosciuto dalla gran parte degli Stati per la valutazione della sicurezza.

La sicurezza la possiamo definire come un requisito che ci dia la garanzia sul mantenimento dell'affidabilità della struttura, nel tempo, in presenza delle azioni per la quale è stata concepita.

Per valutare correttamente la sicurezza disponiamo di metodi di carattere deterministico (semplificati, più facili da adottare, ma meno precisi) e quelli di carattere probabilistico.

METODI di CARATTERE DETERMINISTICO

a) TENSIONI AMMISSIBILI

Dal punto di vista storico è nato nella seconda metà dell'800 a seguito dello sviluppo della teoria dell'elasticità.

Definizione - Partendo dal principio che l'elemento strutturale deve sempre mantenersi nel campo elastico, cioè deve essere verificata la legge di Hooke, si impone che in ogni punto del materiale le tensioni interne debbano risultare minori di determinate tensioni ammissibili.

Attraverso questo determinato metodo si valuta la sicurezza nello spazio delle tensioni.

- *I fenomeni anelastici e reologici non possono essere considerati in modo corretto.*

Fenomeni anelastici:

immaginiamo di avere a monte una analisi elastico lineare della struttura, dunque la sua risposta è lineare. Quando si supera il limite di risposta elastico – lineare, si entra in campo anelastico, dunque la risposta della struttura cambia sensibilmente. Se lavoriamo in campo elastico, non possiamo valutare quale siano le diminuzioni di rigidità che vengono ad introdursi nelle zone più sollecitate (sono quelle che per prime raggiungono il comportamento anelastico, e queste riduzioni di rigidità sono importanti perché comportano una redistribuzione delle sollecitazioni, quindi scaricano parzialmente le zone che hanno raggiunto la situazione anelastica).

Effetti reologici:

sono tipici di alcuni materiali, per esempio il calcestruzzo. Questo è un materiale che ha un comportamento visco - elastico lineare, non ha una risposta elastica, neanche in condizioni di esercizio. E' un materiale invecchiante, dunque prendendo in esame questo metodo, non teniamo conto dell'effettiva risposta del nostro materiale.

- *Dovendo ricoprire queste incertezze, è chiaro che necessitiamo di un **coefficiente di sicurezza molto ampio**.*

Lo svantaggio è quello di generare negli utenti l'idea che le strutture siano in grado di sopportare qualsiasi tipo di carico.

Esempio, lato progettista:

ipotizziamo che la normativa richieda per una specifica verifica un coefficiente di sicurezza pari a 3. Io progettista, effettuo la mia verifica. Arrivati al termine dell'analisi noto che io sono fuori del 5%, dunque che ho superato del 5% la R^ . Allora dato che il coefficiente di sicurezza è elevato, posso pensare di avere un ampio margine e dunque non me ne preoccupo, ipotizzo che la verifica sia lo stesso soddisfatta. Però così facendo non mi rendo conto di mangiarmi un pezzo del coefficiente di sicurezza.*

Esempio, lato costruttore:

Ipotizziamo che nella verifica si sia assunto un coefficiente molto ampio. Il costruttore ne viene a conoscenza. Allora, egli può pensare, che avendo un ampio margine di sicurezza può aumentare la quantità d'acqua per il confezionamento del calcestruzzo, per diminuire i costi di esecuzione dell'opera, abbattendo però la resistenza del materiale.

Quindi un ampio coefficiente di sicurezza può comportare un effetto psicologico pericoloso.

- *Misura reale della sicurezza è artificiosa o impossibile. Non possiamo dire quale sia il margine di sicurezza effettivo della nostra struttura.*

Quali sono i vantaggi di questo metodo?

- *Potendo usare un approccio elastico lineare, allora è possibile determinare facilmente le sollecitazioni potendo applicare il principio di sovrapposizione degli effetti.*

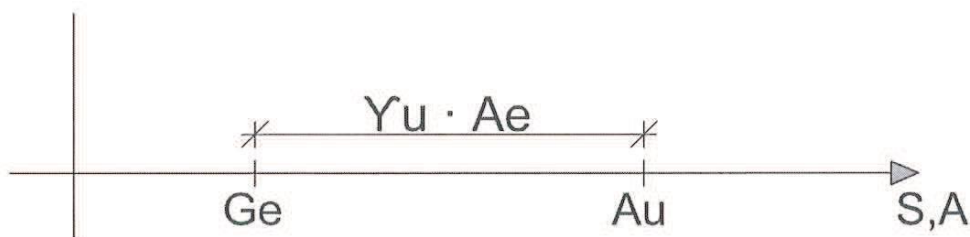
- *Vantaggio di poter individuare facilmente i casi di carico più pericolosi più sfavorevoli per una certa sezione, perché per mezzo di carichi mobili possiamo utilizzare lo strumento delle linee di influenza.*
- *Almeno in campo statico il metodo delle tensioni ammissibili ha dato attendibilità riguardo la misura della sicurezza.*
- *Buon comportamento nelle numerose strutture realizzate.*

b) METODO di CALCOLO a ROTTURA

E' un secondo metodo **deterministico**. E' stato sviluppato nella seconda metà degli anni 50. E' nato per rispondere a quegli svantaggi dettati dal metodo delle tensioni.

Definizione - Con il metodo di calcolo a rottura si fa riferimento ad un complesso strutturale e non ad un elemento singolo; si accettano diversi collassi localizzati sino a quando la struttura diventa labile. A questo punto si è raggiunta la rottura, ossia il collasso del complesso strutturale che da x volte iperstatico diventa labile, o come si suol dire un meccanismo di collasso.

Per effettuare la verifica di sicurezza, non prenderemo più in considerazione lo spazio delle tensioni, ma bensì lo **spazio delle azioni**. Questo metodo si basa sulla valutazione ultima del carico di collasso.



Lungo l'asse x andremo a diagrammare le azioni.

Se G_e è il **livello** delle **azioni** che corrisponde alle **azioni permanenti** gravanti sulla struttura (es. peso proprio strutturale, peso tramezzi, ecc..) le **azioni variabili** vengono amplificate per mezzo di un **coefficiente** Y_u tale che, al termine di questa operazione, l'**azione di riferimento** per la valutazione della sicurezza sia pari:

$$(G_e + Y_u \cdot A_e) \leq A_u$$

ovvero si va a finire ad un **livello** A_u .

Ora la sicurezza è basata sulla valutazione della configurazione ultima della mia struttura, nella quale si hanno tutte le risorse in termini di resistenza.

Riepilogando:

- G_e : azioni permanenti in esercizio;
- Y_u : coefficiente di sicurezza ultimo;
- A_e : azioni variabili in esercizio;

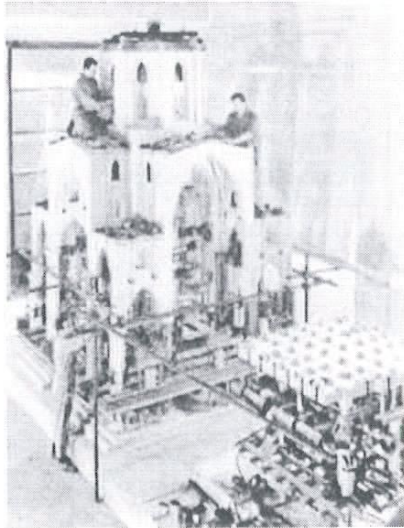


Figura 1 - Modello in scala 1:5 del Tiburico del Duomo di Milano, realizzato per studiare l'effetto statico dei cedimenti dei quattro piloni centrali della struttura rilevati a partire dal 1961

Osservazione:

In ogni caso entrambi i metodi deterministici presentano notevoli lacune nella valutazione della sicurezza strutturale. Infatti sono metodi che sono stati completamente accantonati.

Nella valutazione della sicurezza, l'ultima procedura è quella detta agli **stati limite**. Deriva da una considerazione di insoddisfacimento di alcuni parametri dei due metodi deterministici.

In particolare:

- Il **metodo** delle **tensioni ammissibili** ci consente di fare una valutazione della sicurezza nell'ambito delle condizioni di esercizio, ma non ci permette di farla nella condizione ultima di rottura;
- Il **metodo** di **calcolo a rottura** consente di fare una valutazione della sicurezza nella condizione ultima di rottura, ma non ci permette di analizzare le condizioni di esercizio.

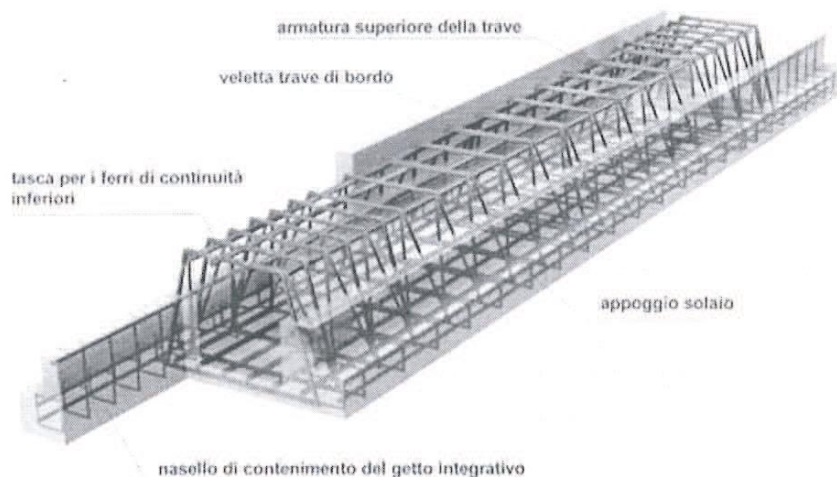
Dalle critiche fatte prima, risulta evidente che per avere una **corretta valutazione** della **sicurezza**, bisogna fare riferimento sia alle **condizioni di esercizio** sia a quelle **ultime**.

Facciamo alcune semplificazioni:

immaginiamo che le n **VARIABILI ALEATORIE** possano essere divise in **FAVOREVOLI** e **SFAVOREVOLI** nei riguardi delle **RESISTENZE** e delle **SOLLECITAZIONI**.

Dunque le nostre **VARIABILI FAVOREVOLI** risulteranno essere le **RESISTENZE**, mentre le **VARIABILI SFAVOREVOLI** le **SOLLECITAZIONI**.

Per esempio: in una trave in **C.A.**



le **VARIABILI FAVOREVOLI** alla **RESISTENZA** sono:

- la **RESISTENZA** del **CALCESTRUZZO**;
- la **RESISTENZA** dell'**ACCIAIO**;
- la **GEOMETRIA** della **STRUTTURA**;

mentre le **VARIABILI SFAVOREVOLI** potrebbero essere:

- l'**ENTITA'** e la **POSIZIONE** dei **CARICHI** che si applicano sulla **STRUTTURA** medesima.

Se riusciamo a distinguere tali **VARIABILI** in **FAVOREVOLI** e **SFAVOREVOLI** allora possiamo definire quanto segue:

- **VARIABILI FAVOREVOLI**

$R = g_R (X_1, X_2, \dots, X_m)$ dove m saranno le **VARIABILI FAVOREVOLI**;

- **VARIABILI SFAVOREVOLI**

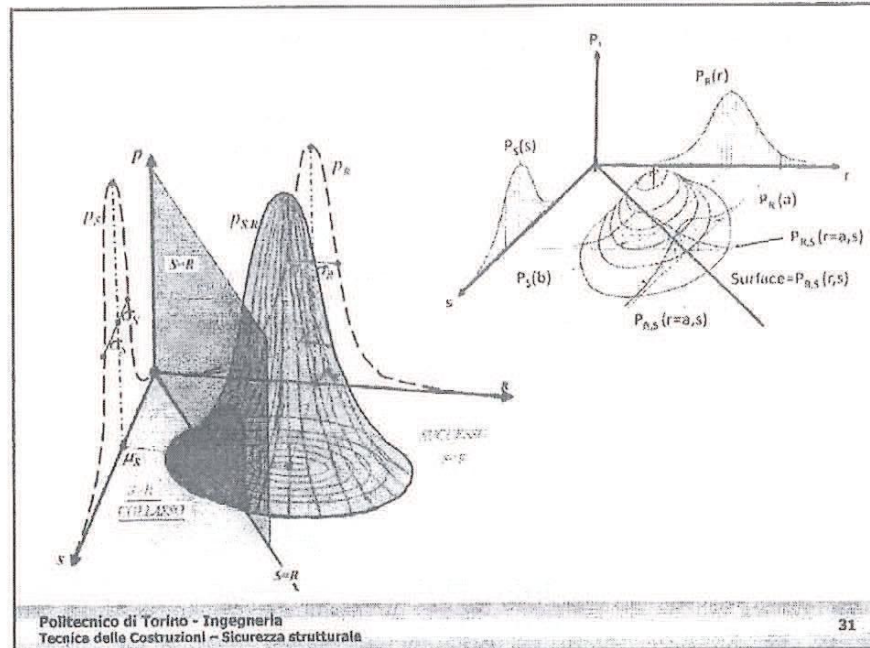
$S = g_S (X_{m+1}, X_{m+2}, \dots, X_n)$

Se abbiamo definito quali siano le **VARIABILI FAVOREVOLI** e quelle **SFAVOREVOLI**, come passaggio aggiuntivo possiamo determinare una **FUNZIONE** definita **ESITO E**, data da:

$E = R - S$

ottiene per mezzo di una **SEZIONE** della "**COLLINA**" con **PIANI ORIZZONTALI**, tale **FUNZIONE DENSITA'** di **PROBABILITA' CONGIUNTA** risulta essere **COSTANTE**.

- e) Noi abbiamo calcolato un integrale, l'integrale della **FUNZIONE DENSITA'** di **PROBABILITA' CONGIUNTA** $f_{r,s}$ sul **DOMINIO** $D'r$, il cui risultato risulta essere un **VOLUME**. Questo si ottiene intercettando con un **PIANO** (che ha per giacitura la **RETTA BISETRICE** $E = R - S = 0$) la **COLLINA**, e calcolare il **VOLUME** di quella parte di **COLLINA** che sta dal **LATO** del **DOMINIO** di **INSUCCESSO**. Tale **VOLUME** sarà coincidente con la **PROBABILITA'** di **ROTTURA**.



ATTENZIONE!!!!

La **RISOLUZIONE** di questo **INTEGRALE** può essere eseguita seguendo due **MODALITA'**:

- **INTEGRAZIONE per LINEE ORIZZONTALI**
- **INTEGRAZIONE per LINEE VERTICALI**

INTEGRAZIONE per FILI – ORIZZONTALI:

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

INTEGRAZIONE per FILI – VERTICALI:

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

Facciamo una ulteriore **SEMPLIFICAZIONE**:

immaginiamo che **R** ed **S** siano **VARIABILI INDIPENDENTI**, cioè che **R** ed **S** contengano al loro interno delle **VARIABILI INDIPENDENTI**.

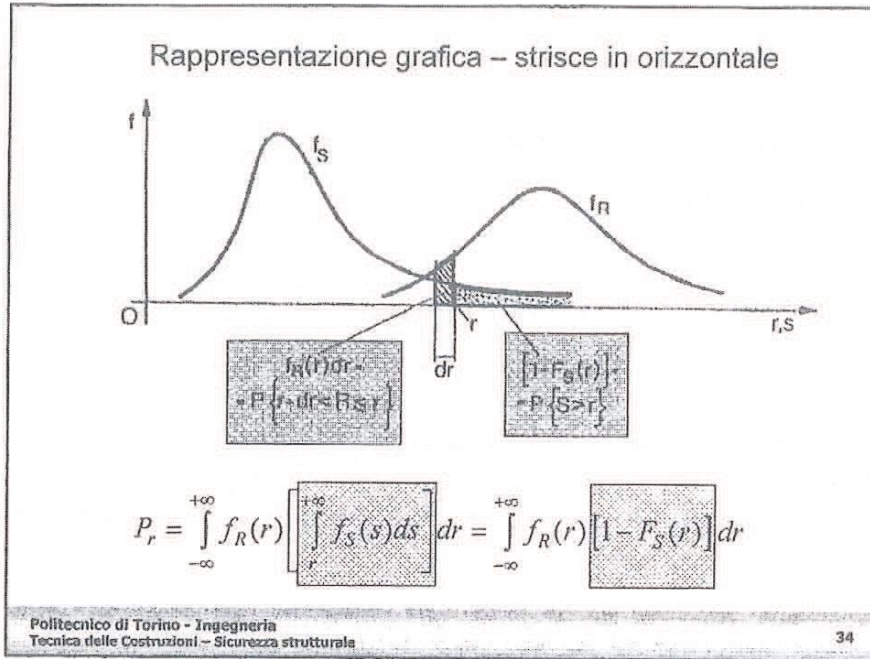
Per **ESEMPIO**:

sl

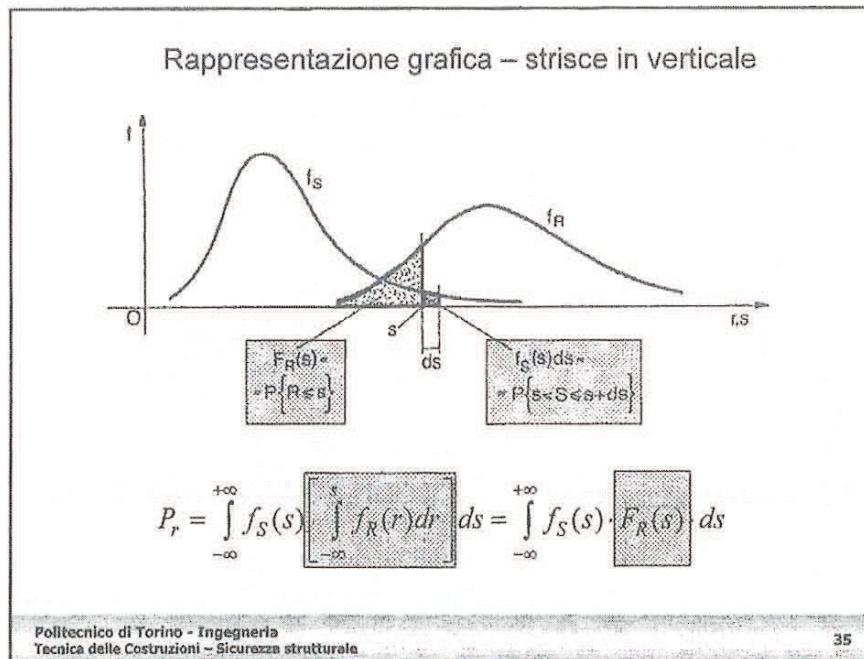
$\int_{-\infty}^s f_R(r) ds$ = rappresenta la **FREQUENZA CUMULATIVA** al LIVELLO di s

Diamone una **INTERPRETAZIONE GRAFICA**:

STRISCE in ORIZZONTALE



STRISCE in VERTICALE



e Y_f viene graduato di conseguenza.

- **LATO SOLLECITAZIONI:** si assumono come **VARIABILI ALEATORIE** le **AZIONI**, e considereremo la **STATISTICA** dei **MASSIMI**, per cui risulterà necessario di introdurre dei coefficienti di sicurezza Y_f , e dei coefficienti di combinazione Ψ . Tengono conto che la statistica delle azioni è stata fatta sui massimi dell'azioni, ma se abbiamo più azioni che si applicano contemporaneamente, la probabilità che tutti i massimi si presentino contemporaneamente è minore di 1, dunque una azione la considereremo come principale di riferimento mentre le altre le andremo a ridurre tramite questi coefficienti Ψ che sono numeri compresi tra 0 ed 1.

ATTENZIONE!!!!!! Nel metodo SEMIPROBABILISTICO le UNICHE GRANDEZZE che rimangono ALEATORIE sono le RESISTENZE ($f_c = \text{CLS}$; $f_y = \text{ACCIAIO}$) e le AZIONI.

Per cui:

- **LATO RESISTENZE:**

noi assumiamo il **FRATTILE 5%** f_k come riferimento.

- **LATO AZIONI:**

assumiamo il **FRATTILE 95%** come riferimento.

Questi sono **VALORI CARATTERISTICI**, cioè i **VALORI FUNZIONALI ESTREMI** delle **VARIABILI** che stiamo considerando come **ALEATORIE**.

LATO RESITENZE

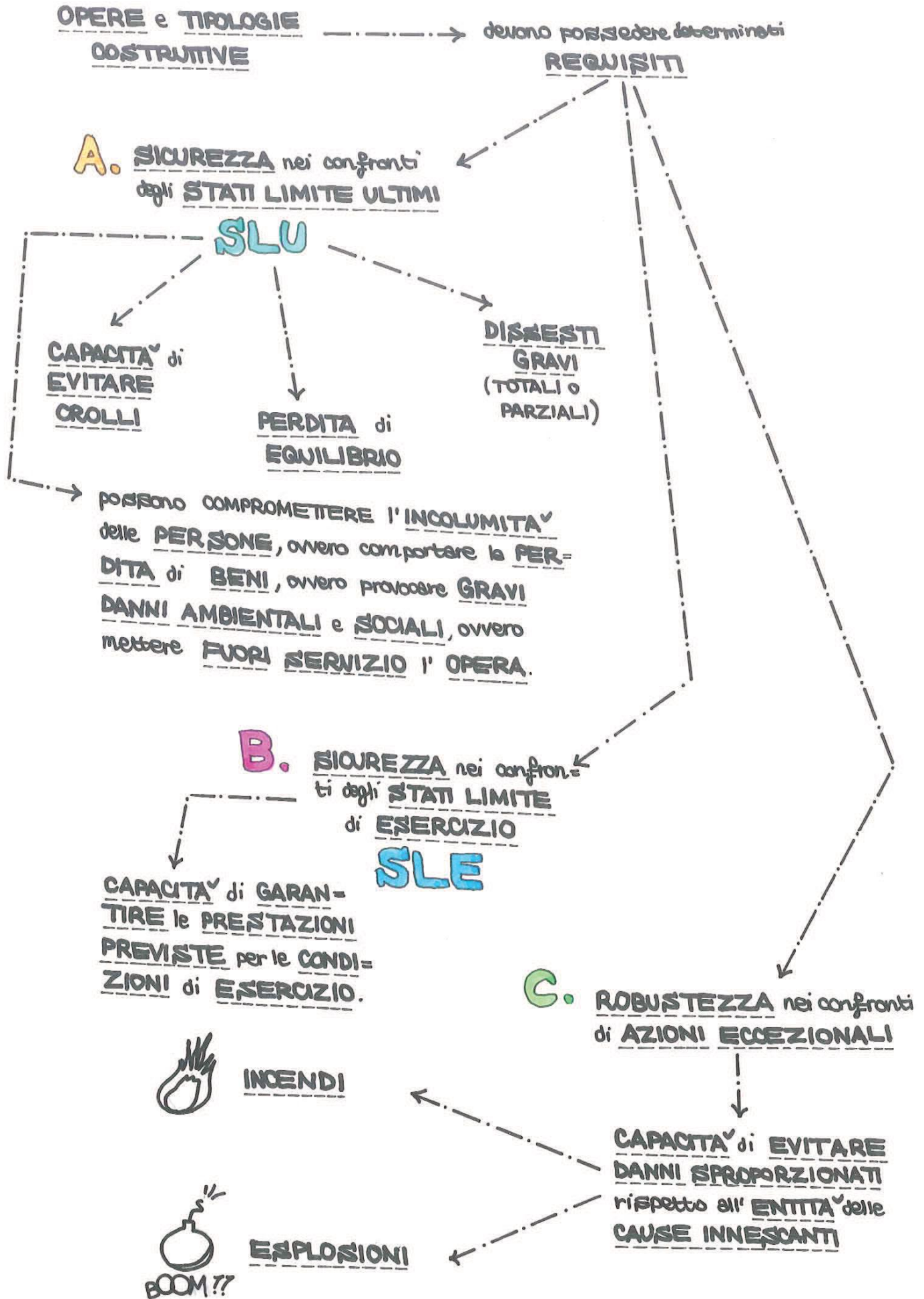
Calcoleremo delle **RESISTENZE di CALCOLO** f_d , a partire dalle **RESITENZE CARATTERISTICHE** f_k per mezzo di un opportuno **COEFFICIENTE** Y_m (per tenere conto dell'introduzione di grandezze deterministiche).

$$f_d = \frac{f_k}{Y_m}$$

LATO SOLLECITAZIONI:

$$S = S(\sum_i Y_{fi} \cdot \Psi_i \cdot A_{ki})$$

- Y_{fi} lo introduciamo per incrementare le azioni
- Ψ si introduce, eventualmente, per combinare le azioni



sf

ESEMPI di STATI
LIMITE ULTIMI
SLU

- PERDITA di EQUILIBRIO della STRUTTURA o di una sua parte
- SPOSTAMENTI o DEFORMAZIONI ECCESSIVE
- RAGGIUNGIMENTO della MASSIMA CAPACITA' di RESISTENZA di PARTI di STRUTTURE, COLLEGAMENTI, FONDAZIONI
- RAGGIUNGIMENTO della MASSIMA CAPACITA' di RESISTENZA della STRUTTURA nel SUO INSIEME
- RAGGIUNGIMENTO di MECCANISMI di COLLASSO nei TERRENI
- ROTURA di MEMBRATURE e COLLEGAMENTI per FATICA
- ROTURA di MEMBRATURE e COLLEGAMENTI per altri EFFETTI dipendenti dal TEMPO
- INSTABILITA' di PARTI della STRUTTURA o del SUO INSIEME.

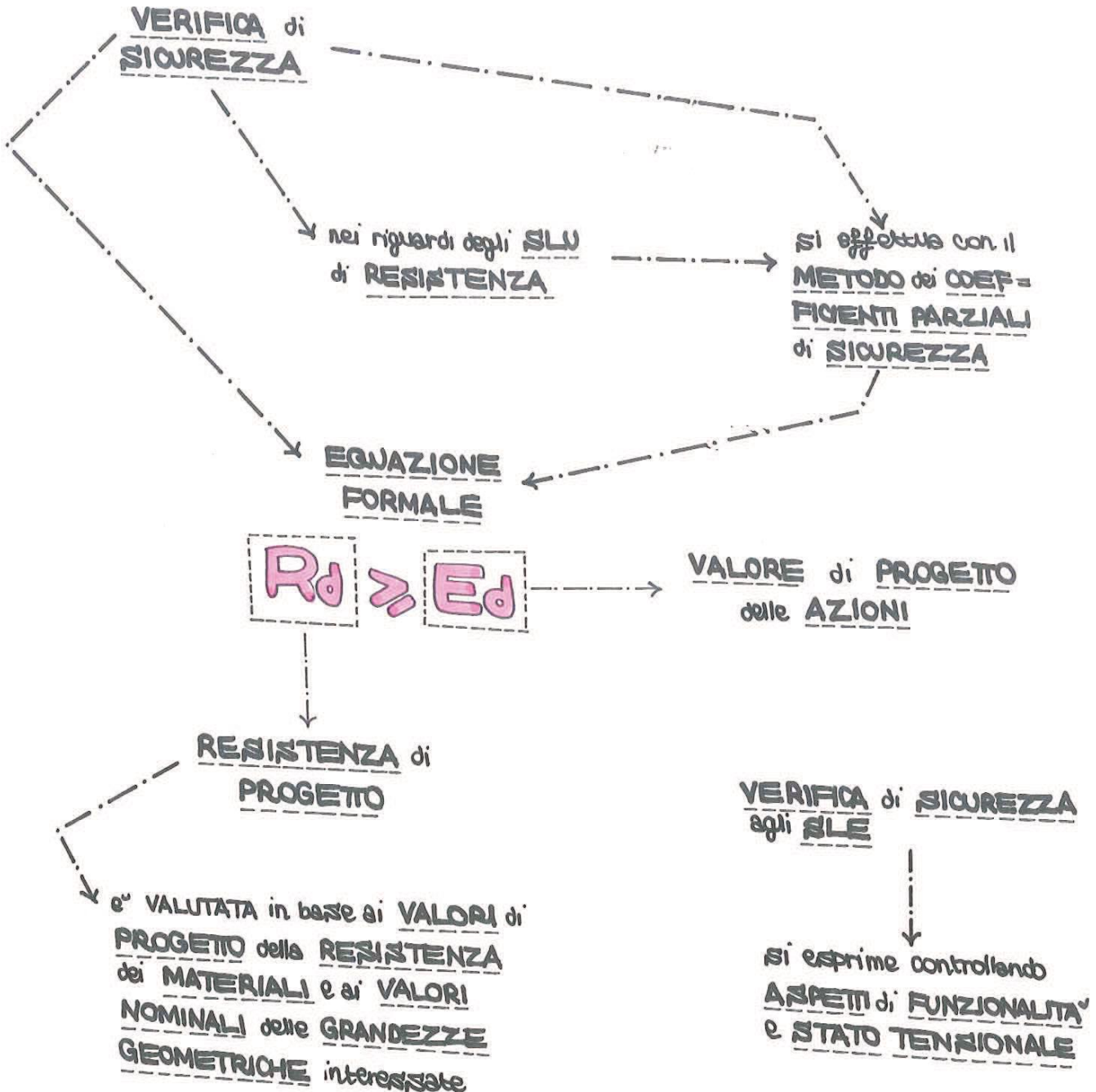
ESEMPI di STATI
LIMITE di ESERCIZIO
SLE

- DANNEGGIAMENTI LOCALI (ES. FESSURAZIONI nei CLS) che POSSONO RIDURRE la DURABILITA' della STRUTTURA, la SUA EFFICIENZA e il SUO ASPETTO.
- SPOSTAMENTI e DEFORMAZIONI che POSSONO LIMITARE l'USO della COSTRUZIONE, la SUA EFFICIENZA, il SUO ASPETTO.
- SPOSTAMENTI e DEFORMAZIONI che POSSONO compromettere l'EFFICIENZA e l'ASPETTO di ELEMENTI NON STRUTTURALI, IMPIANTI, MACCHINARI.
- VIBRAZIONI che POSSANO compromettere l'USO della COSTRUZIONE.
- DANNI per FATICA che POSSANO compromettere la DURABILITA'
- CORROSIONE e/o ECCESSIVO DEGRADO dei MATERIALI in $\frac{1}{2}$ dell' AMBIENTE di ESPOSIZIONE

$R_{k,i}$ → FRATILE INFERIORE
delle RESISTENZE

$F_{k,i}$ → FRATILE (INFERIORE
o SUPERIORE) delle
AZIONI che MINIMIZZANO
la SIUREZZA

FRATILE: in
generale e' assunto
quello del 5%



AZIONI sulle COSTRUZIONI

AZIONE: viene definita tale ogni CAUSA o INSIEME di CAUSE CAPACI di INDURRE STATI LIMITE nelle STRUTTURE.

CLASSIFICAZIONE

in base al MODO di ESPRIACERSI



secondo la RISPOSTA STRUTTURALE



secondo la VARIAZIONE della loro INTENSITA' nel TEMPO



CLASSIFICAZIONE delle AZIONI in base al MODO di ESPRIACERSI

DIRETTE:

FORZE CONCENTRATE
CARICHI DISTRIBUITI
FISSI o MOBILI

INDIRETTE:

SPOSTAMENTI IMPRESSI,
VARIAZIONI di TEMPERA-
TURA ed UMIDITA',
RITIRO, PRECOMPRESSIONE
CEDIMENTI di VINCOLI, ...

ENDOGENO:

ALTERAZIONE NATURA-
LE del MATERIALE
di cui e' composta l'OPERA
STRUTTURALE

DEGRADO

EXOGENO:

ALTERAZIONE delle
CARATTERISTICHE dei
MATERIALI costituenti
l'OPERA STRUTTURALE,
a seguito di AGENTI ESTERNI.

- SPOSTAMENTI e DEFORMAZIONI IMPOSTE previsti da PROGETTO e REALIZZATI all' ATTO di COSTRUZIONE.
- RITIRO e VISCOSITÀ
- SPOSTAMENTI DIFFERENZIALI

C2 AZIONI VARIABILI → si indicano con Q

sono quelle AZIONI sulla STRUTTURA o sull'ELEMENTO STRUTTURALE con VALORI Istantanei che possono risultare SENSIBILMENTE DIVERSI fra loro nel TEMPO.

- LUNGA DURATA: agiscono con una INTENSITÀ SIGNIFICATIVA, anche NON CONTINUATIVAMENTE, per un TEMPO NON TRASCURABILE rispetto alla VITA NOMINALE della STRUTTURA.
- BREVE DURATA: AZIONI che agiscono per un PERIODO di TEMPO BREVE rispetto alla VITA NOMINALE della STRUTTURA.

C3 AZIONI ECCEZIONALI → si indicano con A

sono quelle AZIONI che si verificano solo ECCEZIONALMENTE nel corso della VITA NOMINALE della STRUTTURA

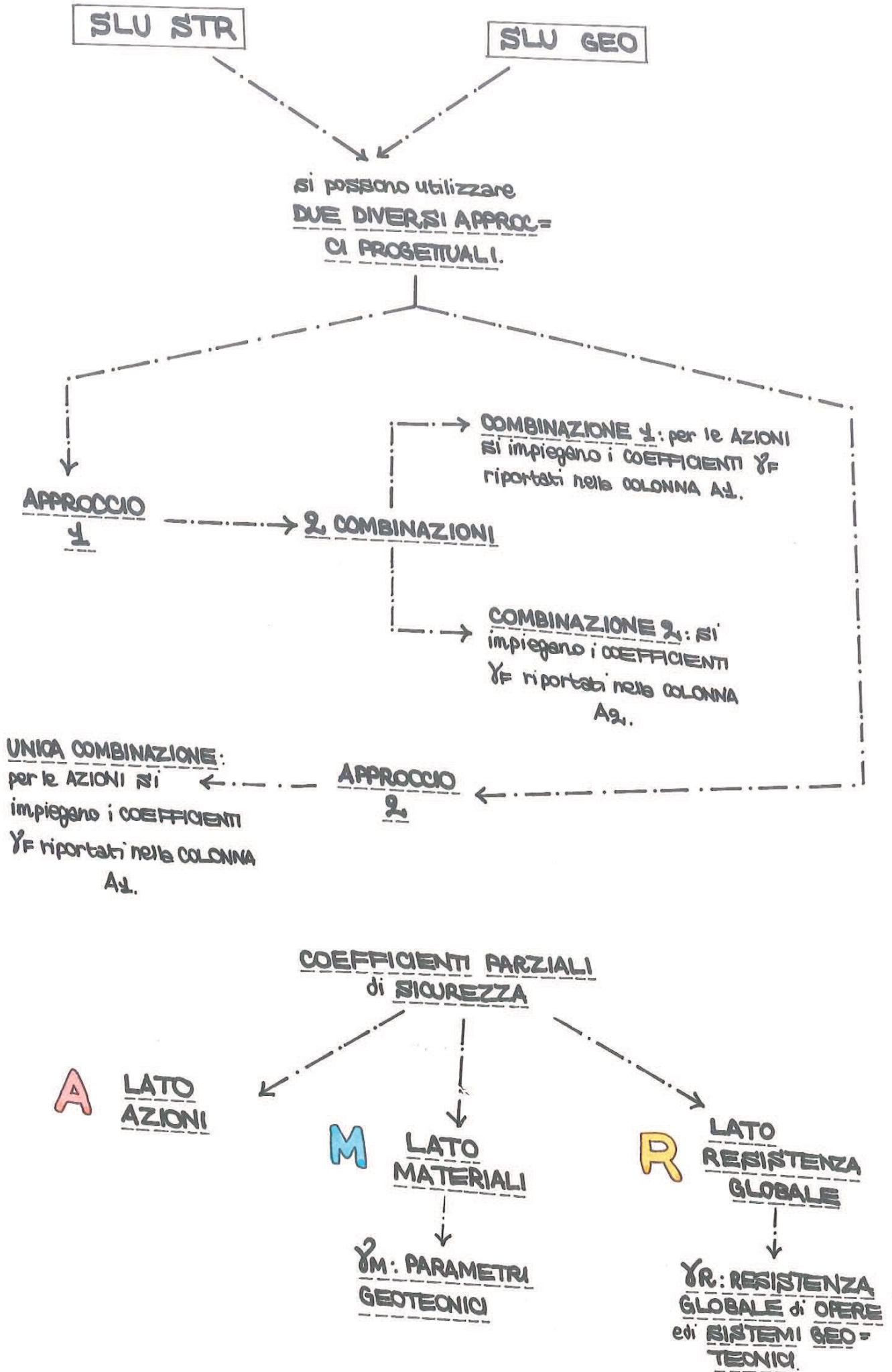
INCENDI

ESPLOSIONI

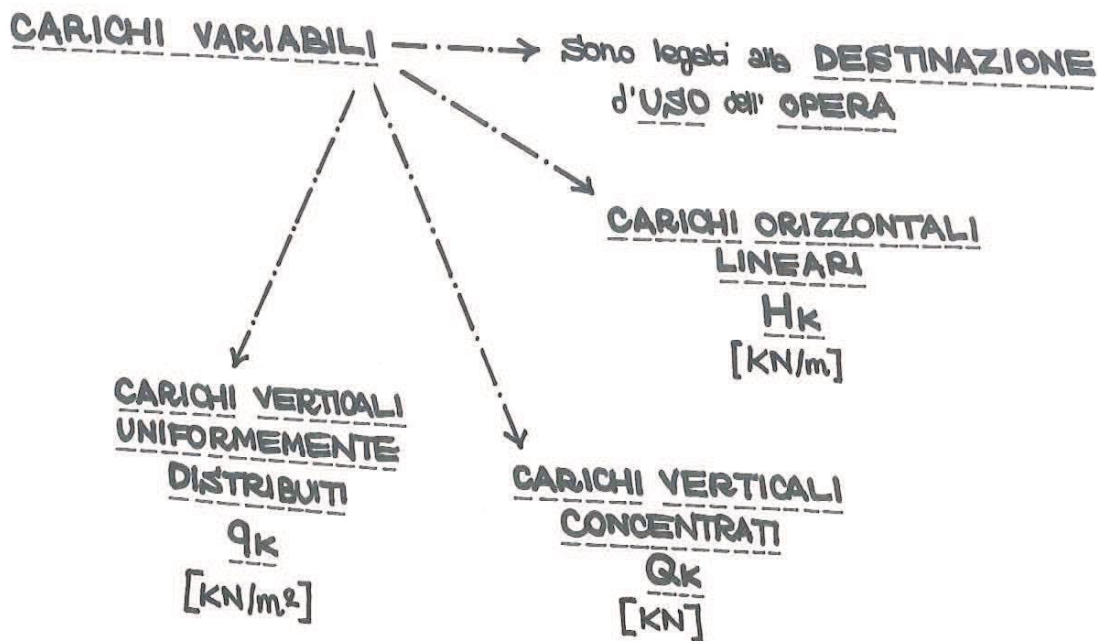
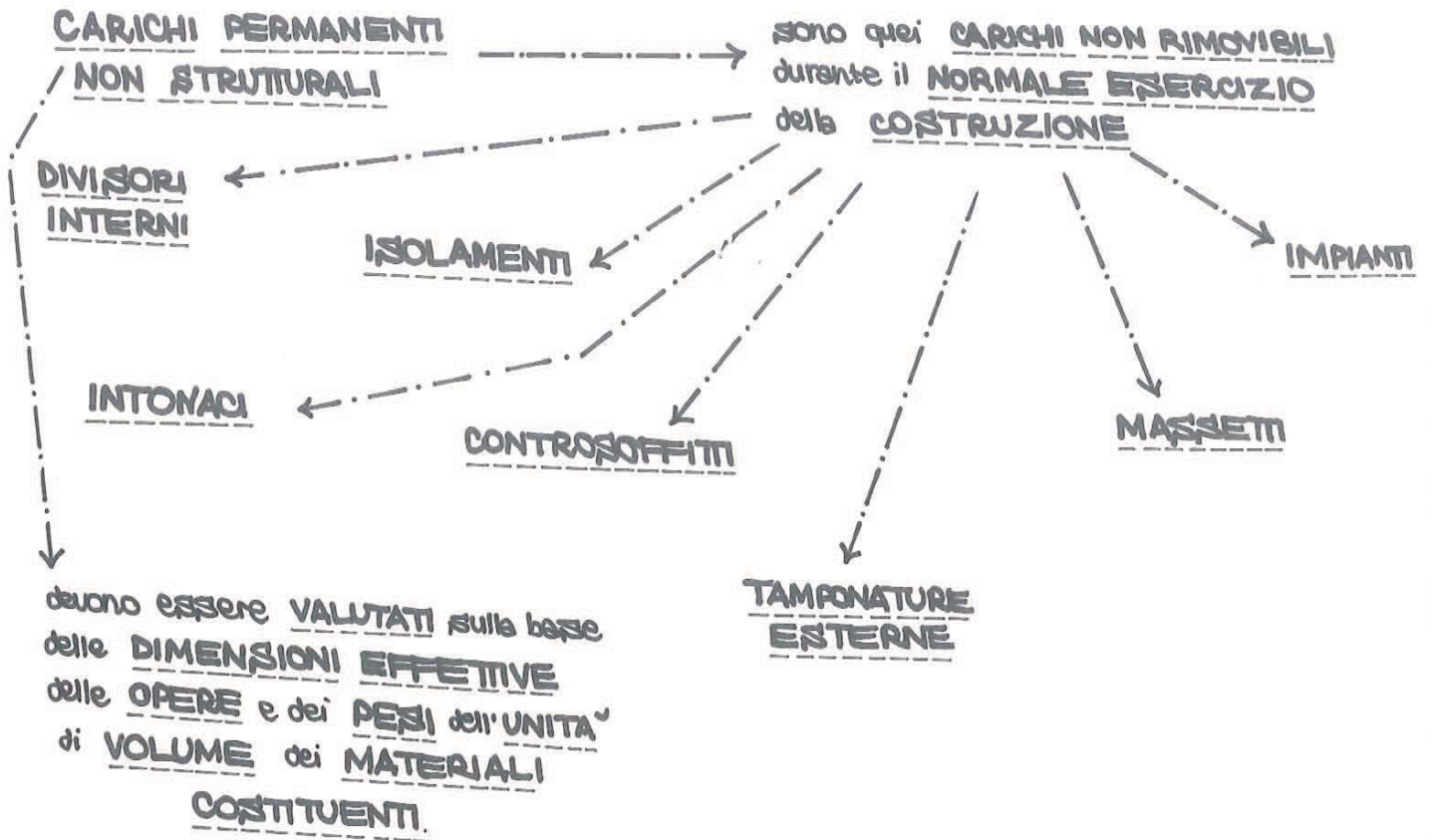
URTI ed IMPATTI

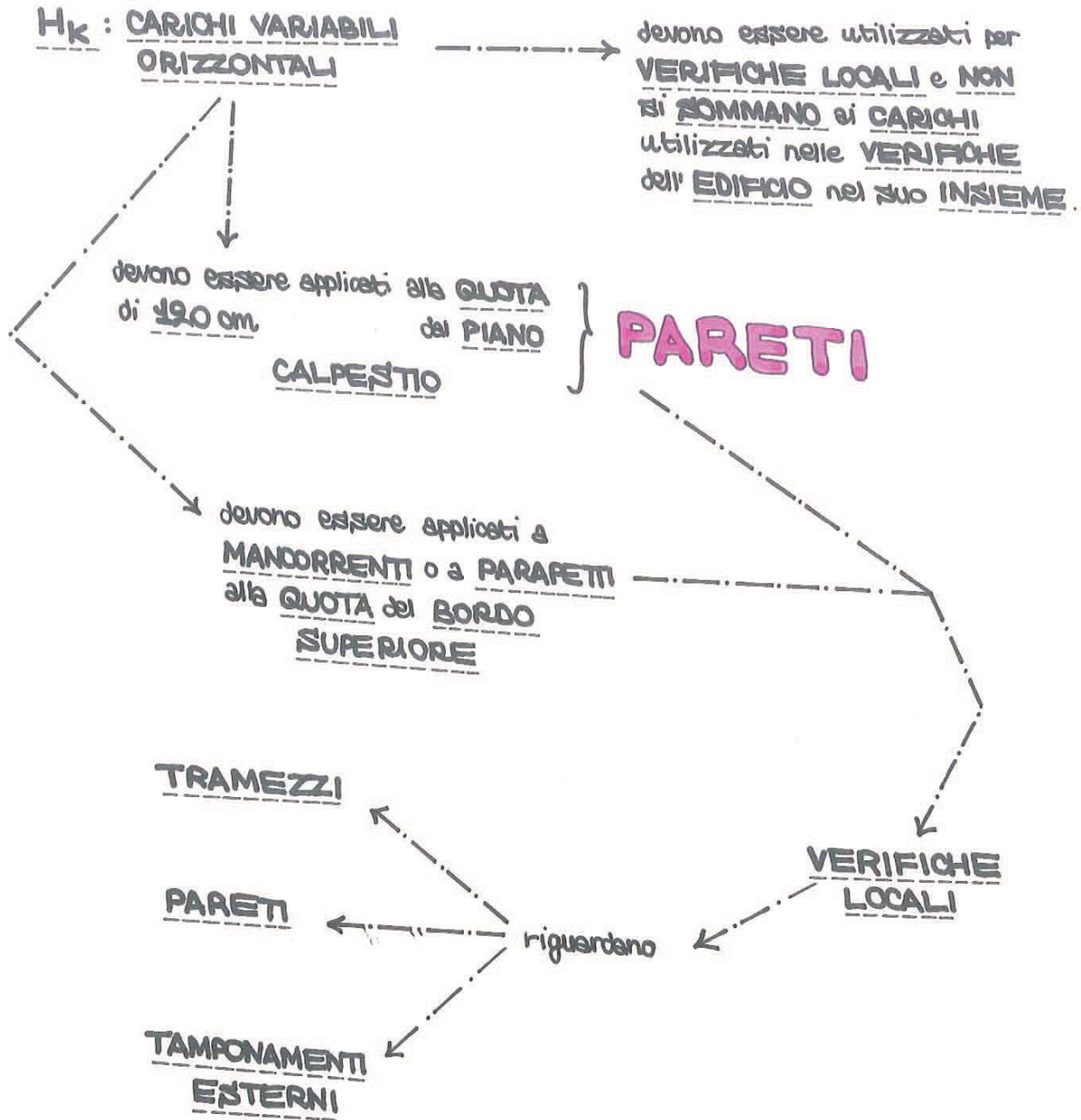
C4 AZIONI SISMICHE → si indicano con E

sono quelle AZIONI derivanti dai TERREMOTI



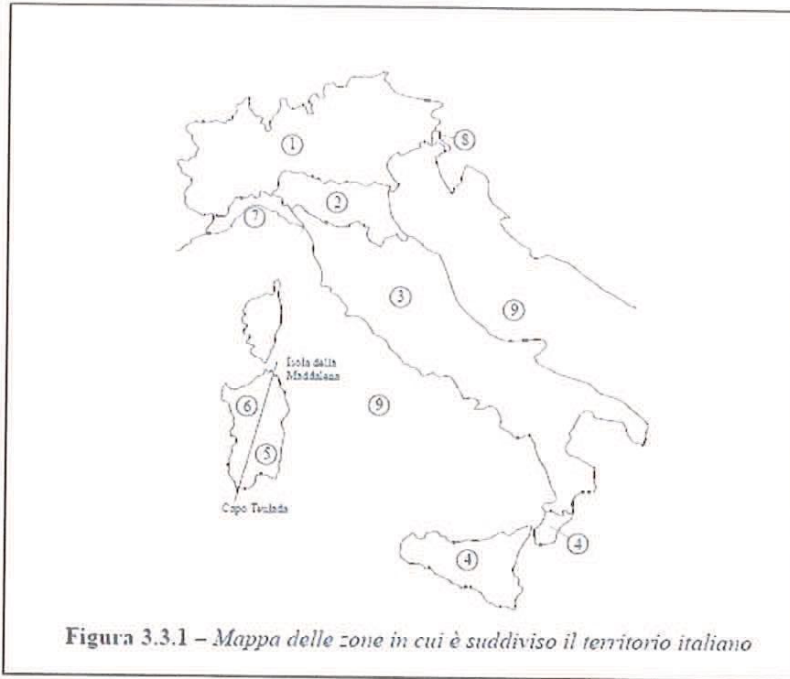
27





In casi PARTICOLARI, come ad esempio le TORRI, e' necessario considerare anche il VENTO spirante secondo una DIAGONALE.

PRESSIONE del VENTO P



$$P = q_B \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

Dove:

• q_B = PRESSIONE CINETICA di RIFERIMENTO \Rightarrow

$$q_B = \frac{\rho}{2} \cdot V_B^2$$

• C_e = COEFFICIENTE di ESPOSIZIONE

• C_p = COEFFICIENTE di FORMA (o COEFFICIENTE AERODINAMICO)

• C_d = COEFFICIENTE DINAMICO

DENSITA' dell'ARIA
assunta COSTANTE
e convenzionalmente
pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$

VELOCITA' di
RIFERIMENTO
del VENTO
(in m/s)

In STRUTTURE particolari
deve essere VALUTATO.

puo' essere assunto
cautelativamente pari
ad 1 nelle COSTRUZIONI
di TIPOLOGIA RICORRENTE

EDIFICI di FORMA REGOLARE
non eccedenti 80 m di ALTEZZA.

CAPANNONI
INDUSTRIALI

COEFFICIENTE di ESPOSIZIONE C_e

COEFFICIENTE di ESPOSIZIONE $C_e \Rightarrow f$ (ALTEZZA z SUL SUOLO DEL PUNTO CONSIDERATO; TOPOGRAFIA del TERRENO; CATEGORIA di ESPOSIZIONE ove SORGE la COSTRUZIONE)

In CONDIZIONI di ASSENZA di ANALISI SPECIFICHE che tengano in conto la DIREZIONE di PROVENIENZA del VENTO e l'EFFETTIVA SCABREZZA e TOPOGRAFIA del TERRENO, che circonda la COSTRUZIONE, per altezze ~~z~~ sul SUOLO non maggiori di $z = 200m$; esso è dato dalla FORMULA:

$$C_e(z) = K_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \left[1 + C_t \cdot \ln(z/z_0) \right]$$

$$\Rightarrow z \geq z_{min}$$

$K_r \Rightarrow$ Viene determinato in relazione alla CATEGORIA di ESPOSIZIONE del SITO.

$C_t \Rightarrow$ COEFFICIENTE di TOPOGRAFIA che in genere viene assunto pari ad 1

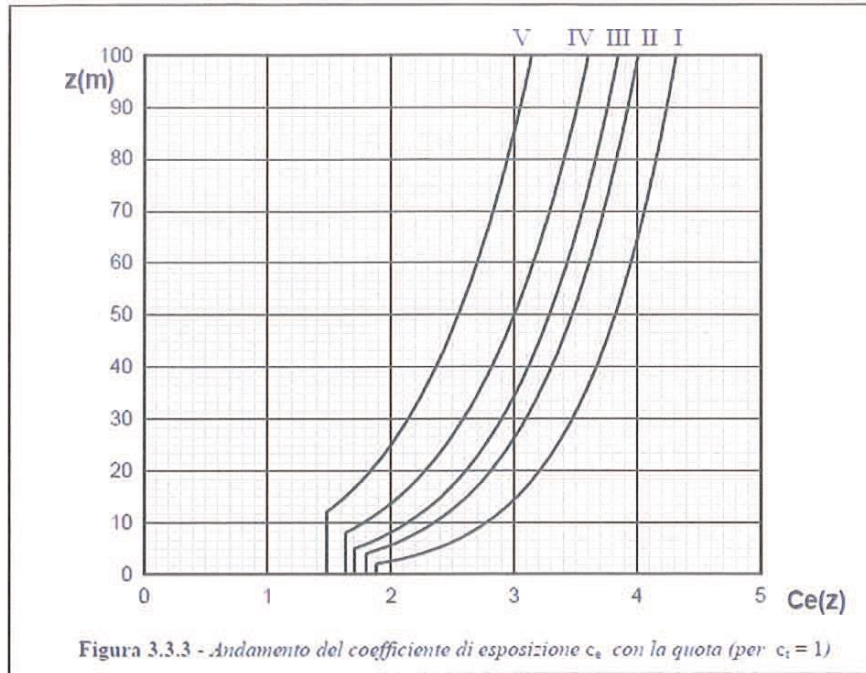
$$C_e(z) = C_e(z_{min}) \Rightarrow z < z_{min}$$

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

Categoria di esposizione del sito	k_s	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Per DEFINIRE la CATEGORIA di ESPOSIZIONE, devo prima determinare la CLASSE di RUGOSITA' del TERRENO per mezzo della TABELLA che segue:

Possiamo determinare il COEFFICIENTE di ESPOSIZIONE C_e per mezzo del SEGUENTE DIAGRAMMA, definito con il COEFFICIENTE di TOPOGRAFIA pari ad 1:



ENTRO con $z(m)$; ENTRO con la CATEGORIA di ESPOSIZIONE \Rightarrow DEFINISCO $C_e(z)$

• C_E : COEFFICIENTE di ESPOSIZIONE

• C_t : COEFFICIENTE TERMICO \rightarrow tiene conto delle PROPRIETÀ di ISOLAMENTO TERMICO del MATERIALE utilizzato in COPERTURA. In assenza di uno specifico DOC. di STUDIO deve essere assunto pari ad 1

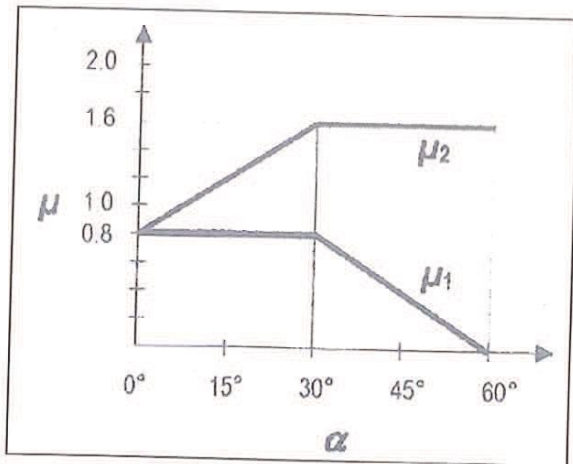
q_s \rightarrow Si ipotizza che il CARICO agisca in DIREZIONE VERTICALE e lo si riferisce alla PROIEZIONE ORIZZONTALE della SUPERFICIE della COPERTURA.

VALORE CARATTERISTICO del CARICO NEVE al SUOLO q_{sk}

- Per LOCALITÀ poste a quota INFERIORE a 4500m sul LIVELLO del MARE, il CARICO q_s non dovrà essere assunto MINORE di quello CALCOLATO con espressioni riportate nel seguito.
- L'ALTITUDINE di RIFERIMENTO a_s e' la QUOTA del SUOLO sul LIVELLO del MARE nel SITO di REALIZZAZIONE dell'EDIFICIO.
- Per ALTITUDINI SUPERIORI a 4500m sul LIVELLO del MARE si dovrà fare RIFERIMENTO alle CONDIZIONI LOCALI di CLIMA e di ESPOSIZIONE utilizzando comunque VALORI di CARICO NEVE non INFERIORI a quelli PREVISTI per 4500m (DATI delle ESTRAZIONI METEOROLOGICHE LOCALI).

Zona I - Alpina	
Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo , Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino , Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:	
$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$
$q_{sk} = 1.35 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s > 200 \text{ m}$
Zona I - Mediterranea	
Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forli-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:	
$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$
$q_{sk} = 1.35 [1 - (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s > 200 \text{ m}$

COEFFICIENTE di FORMA per le COPERTURE μ_i ----- \rightarrow e' funzione dell'ANGOLO di INCLINAZIONE della FALDA α .

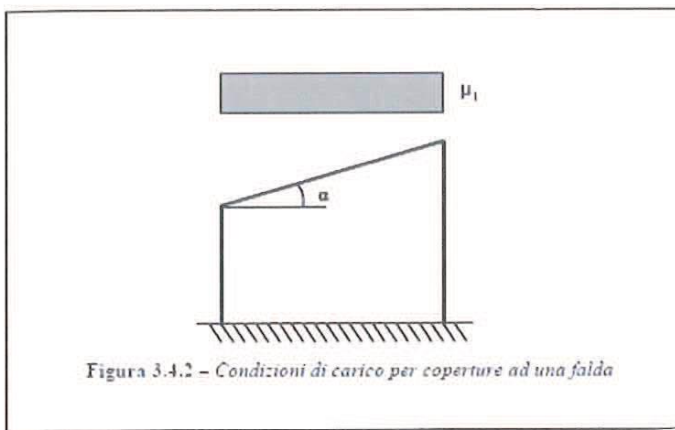


α ----- \rightarrow ANGOLO della FALDA rispetto l'ORIZZONTALE espresso in GRADI GRASSA = GRADIMILI.

μ_1
 μ_2 ----- $\rightarrow f(\alpha)$ si riferiscono alle COPERTURE ad 1 o più FALDE

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

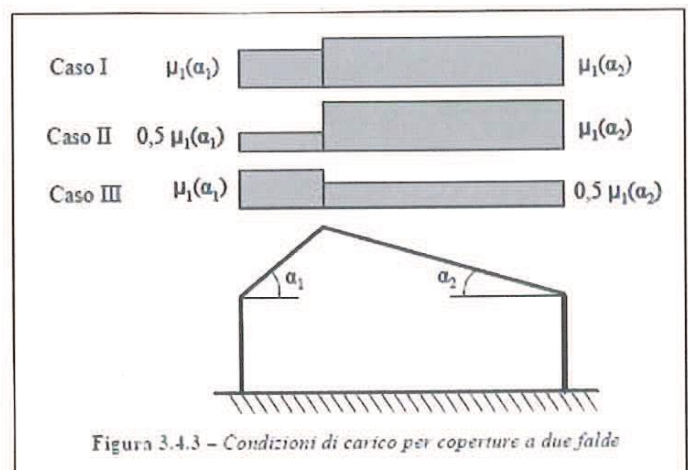
COPERTURA ad UNA FALDA



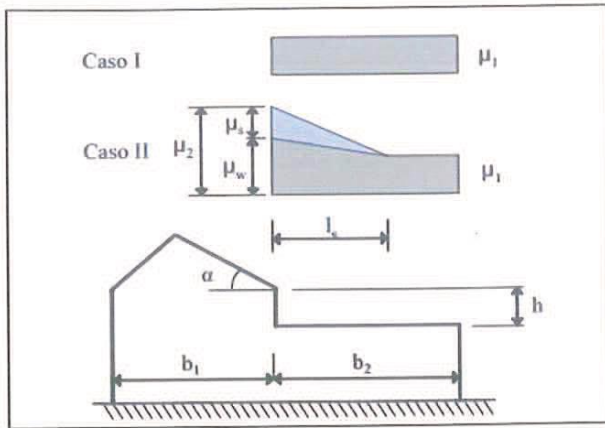
3 COMBINAZIONI di CARICO: una di queste mi dà il VALORE MASSIMO.

COPERTURA a 2 FALDE

- Per il CASO di CARICO da NEVE senza VENTO si deve considerare la CONDIZIONE denominata CASO I.
- Se vi e' la PRESENZA di VENTO allora bisogna considerare le SITUAZIONI PIU' sfavorevoli tra i CASI DENOMINATI II ; III



41



2 CONDIZIONI di CARICO

$\mu_1 = 0,8$ assumendo che la COPERTURA INFERIORE sia PIANA.

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

- Se c'è AGENZIA di VENTO allora consideriamo CASO I
- Se la NEVE viene depositata in PRESENZA di VENTO, si dovranno considerare gli EFFETTI dei possibili ACCUMULI causati dai 2 FENOMENI SEGUENTI
 - ⇒ SCIVOGLIAMENTO della NEVE dalla COPERTURA posta a QUOTA SUPERIORE
 - ⇒ DEPOSITO della NEVE nella ZONA di "OMBRA AERODINAMICA".

Tali FENOMENI rappresentano il CASO II :

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

dove :

• μ_s = COEFFICIENTE di FORMA per il CARICO NEVE dovuto allo SCIVOGLIAMENTO della NEVE dalla COPERTURA SUPERIORE

* se $\alpha \leq 45^\circ \Rightarrow \mu_s = 0$

* se $\alpha > 45^\circ \Rightarrow \mu_s \rightarrow$ CALCOLO in ragione del 50% del CARICO TOTALE MASSIMO INSISTENTE sulla FAHDA della COPERTURA SUPERIORE, valutato con RIFERIMENTO ai VALORI del COEFFICIENTE di FORMA APPROPRIATO per detta FAHDA.

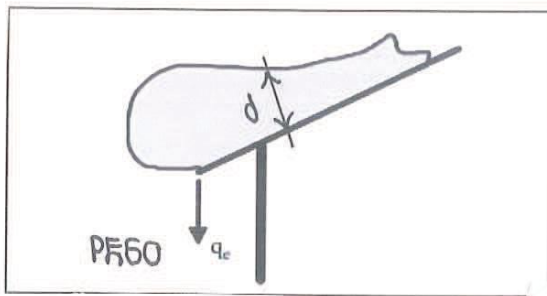
• μ_w = COEFFICIENTE di FORMA per il CARICO NEVE dovuto alla REDISTRIBUZIONE operata dal VENTO:

$$\mu_w = (b_2 + b_1) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

nella quale :

• γ è il PESO dell'UNITA' di VOLUME della NEVE [kN/m^3]; che può essere assunto pari a $2 kN/m^3$

6) NEVE AGGETTANTE dal BORDO di una COPERTURA.



In LOCALITÀ poste a QUOTA SUPERIORE a 800m sul LIVELLO del MARE, nelle VERIFICHE delle PARTI di COPERTURA a SBALZO sulle MURATURE di FACCIA-TA si dovrà CONSIDERARE l'AZIONE della NEVE sospesa oltre il BORDO della COPERTURA, sommato al CARICO AGENTE su quella PARTE di TETTO.

Il PES0 q_{se} agente in corrispondenza del BORDO della COPERTURA verrà calcolato per mezzo della seguente RELAZIONE:

$$q_{se} = k \cdot q_s^2 / \gamma$$

! lo SBALZO deve essere in grado di ASSORBIRE il CONTRIBUTO LOCALI + quello DISTRIBUITO.

dove:

- q_{se} = CARICO della NEVE per UNITA' di LUNGHEZZA dovuto alla SOSPENSIONE.
- k = COEFFICIENTE FUNZIONE della IRREGOLARITA' della FORMA della NEVE, pari a $k = 3/d$, con $k \leq 0,8$ essendo d la PROFONDITA' del MANTO NEVOSO sulla COPERTURA in m.
- q_s = CARICO CORRISPONDENTE alla DISTRIBUZIONE del MANTO piu' SFAVOREVOLE per la COPERTURA in esame.
- γ = PESO dell'UNITA' di VOLUME della NEVE che puo' essere assunto pari a $3,0 \text{ kN/m}^3$.

7) CARICHI della NEVE sulle BARRIERE PARANEVE ed altri OSTACOLI

In queste SITUAZIONI la NEVE puo' SCIVOLARE via da un TETTO a FALDE o CURVO. In questo caso si assume pari a ZERO il COEFFICIENTE di ATRITO tra la MASSA di NEVE e la SUPERFICIE di COPERTURA.

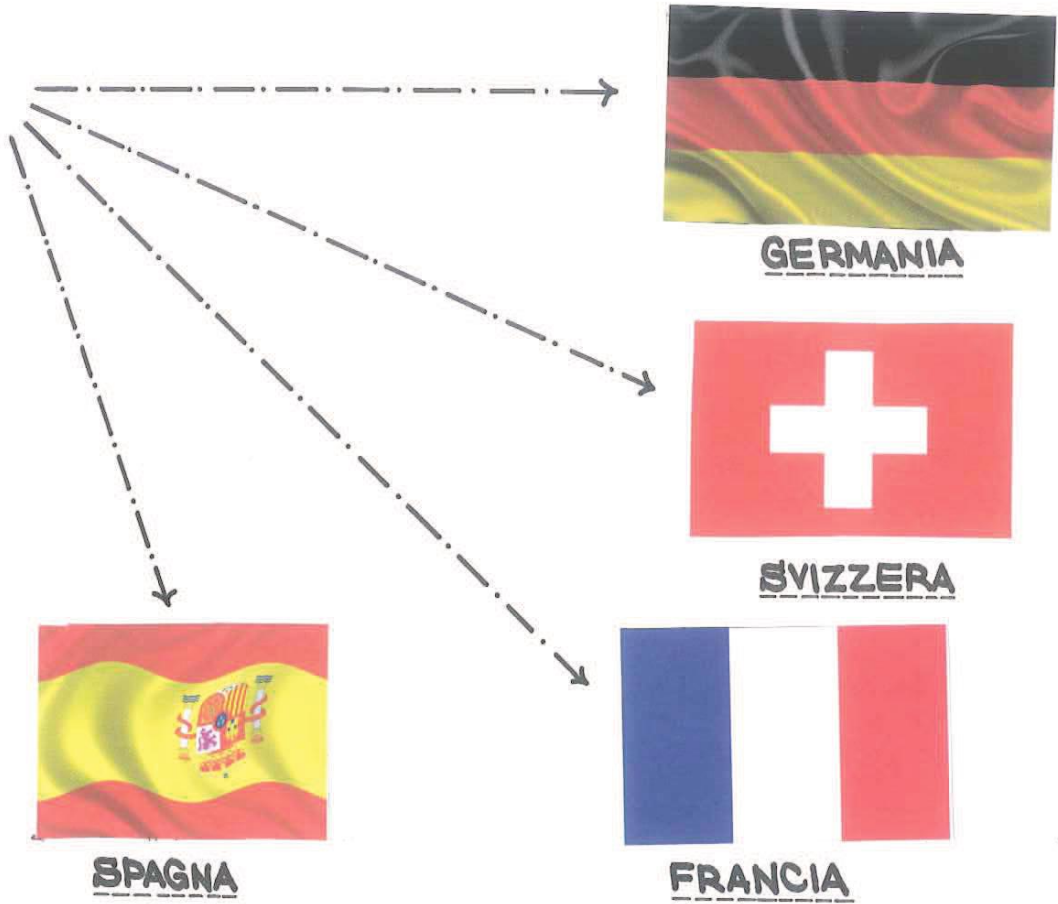
L'AZIONE STATICA f_s IMPRESSA da una MASSA di NEVE che SCIVOLA su BARRIERE PARANEVE o altri OSTACOLI, nella DIREZIONE di SCIVOLOAMENTO, per UNITA' di LUNGHEZZA di EDIFICIO, vale:

$$f_s = q_s \cdot b \cdot \sin \alpha$$

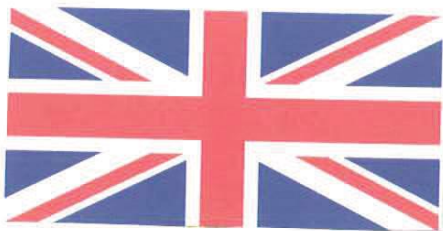
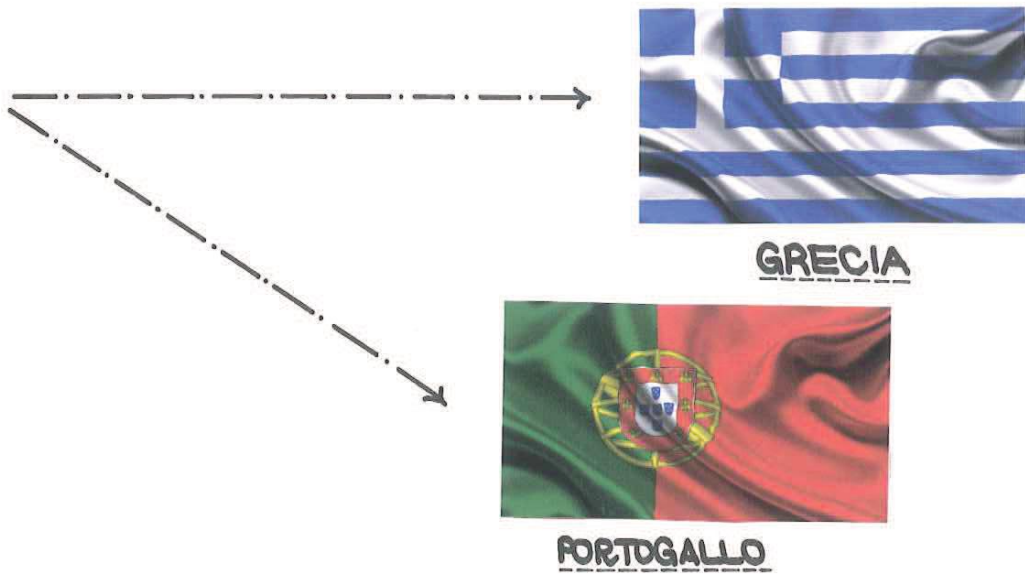
dove:

- q_s e' il CARICO della NEVE sulla COPERTURA, relativo alla DISTRIBUZIONE UNIFORME piu' SFAVOREVOLE tra quelle proprie della ZONA, dalla quale la NEVE potrebbe scivolare.
- b = DISTANZA in PIANTA (MISURATA in ORIZZONTALE) tra il PARANEVE o l'OSTACOLO ed il SUCCESSIVO PARANEVE o il CORMO del TETTO.
- α = ANGOLO di INCHINAZIONE del TETTO, misurato a partire dall'ORIZZONTALE.

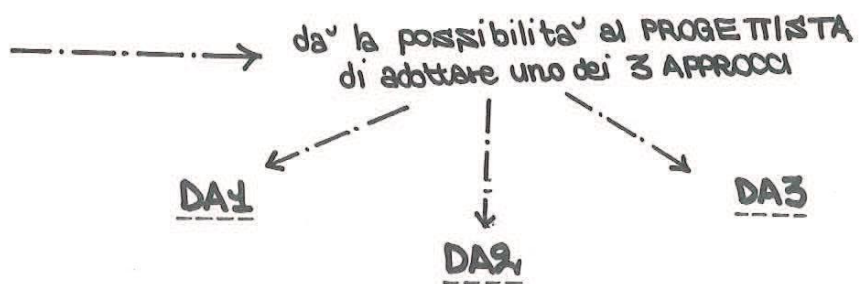
APPROCCIO
DA2
adottato



APPROCCIO
DA1
adottato



GRAN BRETAGNA



let



Per ogni SLU, i REQUISITI di SICUREZZA sono soddisfatti se viene rispettata la CONDIZIONE:

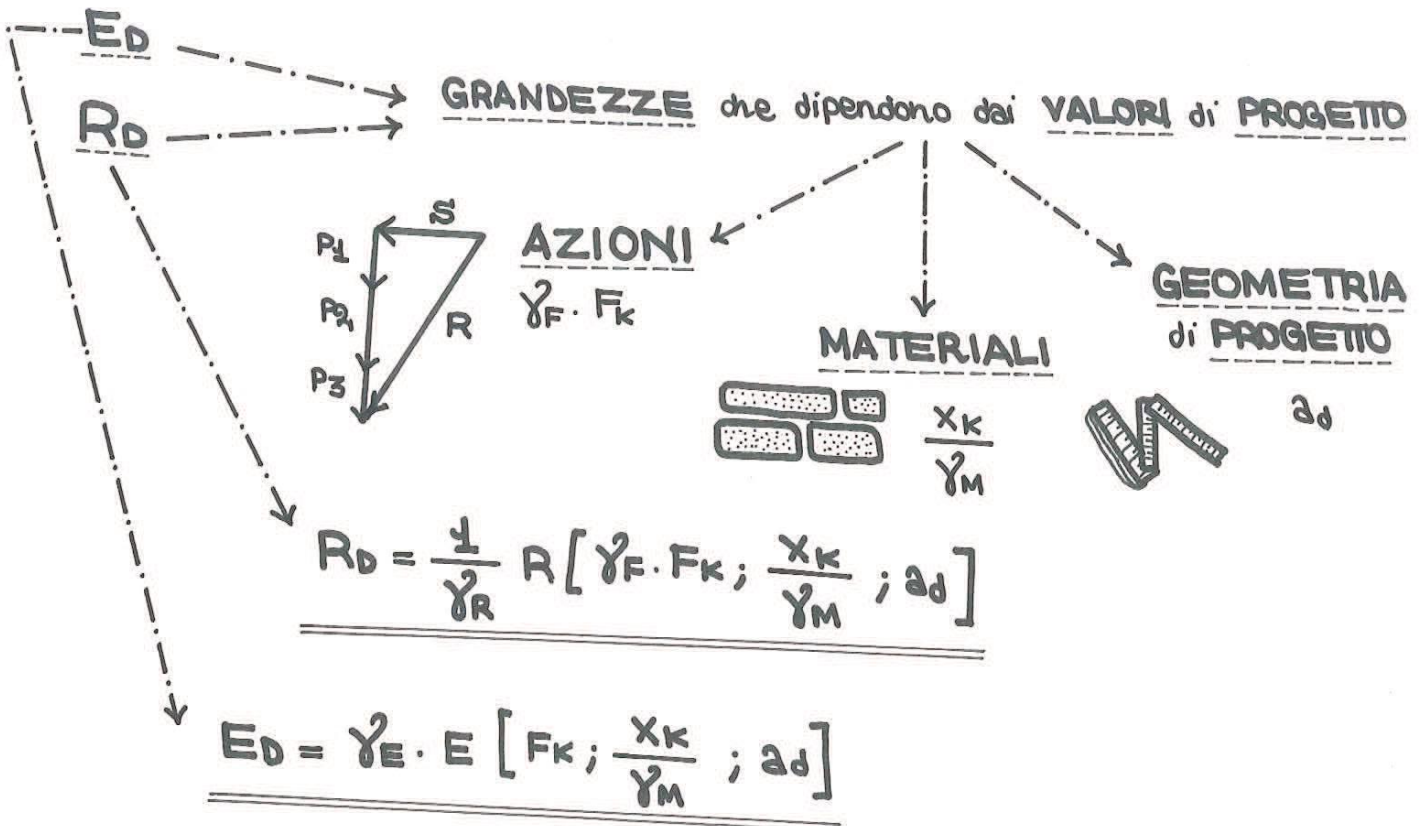
$$E_D \leq R_D$$

rappresenta il VALORE di PROGETTO dell'AZIONE (o dell'EFFETTO dell'AZIONE)

e' il VALORE di PROGETTO della RESISTENZA del SISTEMA.

Secondo quanto disposto dalle NTC 14/01/2008 per AZIONE sull'OPERA di SOSTEGNO si intendono quelle dovute al PESO PROPRIO del TERRENO e del MATERIALE di RIEMPIMENTO, ai SOVRACCARICHI, all'ACQUA, ad eventuali ANCORAGGI PREESISTENTI, al MOTO ONDOSO, ad URTI e COLLISIONI, alle VARIAZIONI di TEMPERATURA e al GHIACCIO.

6.5.2
NTC 14/01/2008



APPROCCIO
DA2

-----> UNA SOLA COMBINAZIONE

↓
DA2 : A1 + M1 + R3

VERIFICHE di SICUREZZA nelle OPERE di SOSTEGNO

● VERIFICA a RIBALTAMENTO NTC 2008

MECCANISMO di RIBALTAMENTO

-----> prevede la ROTAZIONE intorno all'ESTREMITA' di VALLE della FONDAZIONE, PUNTO che diventera' CENTRO di INSTANTANEA ROTAZIONE.

-----> l'OPERA di SOSTEGNO e' dunque assimilata ad un CORPO RIGIDO.

Man mano che si procedera' verso il COLLASSO, la FONDAZIONE tendera' a DISTACCARSI dal TERRENO ed a compiere un ATTO di MOTO RIGIDO, consistente in una ROTAZIONE, attorno al CENTRO di INSTANTANEA ROTAZIONE, ove sara' applicata la REAZIONE che oppone il TERRENO.

↓
Sono questi i PRINCIPALI MOTIVI che hanno spinto i NORMATORI dell'ECT e delle NTC a considerare lo STATO LIMITE di RIBALTAMENTO come STATO LIMITE di EQUILIBRIO di un CORPO RIGIDO.

La VERIFICA sara' SODDISFATTA se:

$M_{stab,d} \geq M_{rib,d}$

● STATO LIMITE ULTIMO per SCORRIMENTO sul PIANO di FONDAZIONE

La VERIFICA nei riguardi dello SCORRIMENTO lungo la SUPERFICIE di CONTATTO tra BASE della FONDAZIONE del MURO e TERRENO e' SODDISFATTA se l'INTENSITA' della RISULTANTE delle FORZE ORIZZONTALI e' INFERIORE all'INTENSITA' della FORZA di ATTRITO che si sviluppa sull'INTERFACCIA MENTIONATA.

La VERIFICA e' dunque SODDISFATTA se:

$$\underline{H_d \leq R_d}$$

nella quale:

- H_d: RISULTANTE delle FORZE ORIZZONTALI;
- R_d: VALORE di CALCOLO della RESISTENZA.

$$\underline{R_d = \frac{N_d \cdot \tan(\alpha_d)}{\gamma_R}}$$

- N_d: VALORE di CALCOLO della RISULTANTE delle FORZE VER-
TICALI agenti sulla FONDAZIONE
- α_d: ANGOLO di ATTRITO INTER-
FACCIA FONDAZIONE-TERRENO

Secondo NTC 2008, la VERIFICA puo' essere effettuata utilizzando uno dei 2 seguenti APPROCCI di PROGETTO:

- APPROCCIO DA1-C2: (A₁ + M₁ + R₁) a.
 - APPROCCIO DA2: (A₂ + M₂ + R₂) b.
- a. COEFFICIENTI da UTILIZZARE secondo APPROCCIO DA1-C2

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ _i (o γ _E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ _{G1}	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ _{G2}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Variabili	Favorevole	γ _{G3}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

● STATO LIMITE ULTIMO per RAGGIUNGIMENTO del CARICO LIMITE della FONDAZIONE

Il termine CARICO LIMITE o CAPACITÀ PORTANTE di una FONDAZIONE DIRETTA indica il VALORE della FORZA, che distribuita dalla FONDAZIONE su una FORZAZIONE LIMITATA di TERRENO, determina le CONDIZIONI di COLLASSO del SISTEMA FONDAZIONE-TERRENO.

La VERIFICA risulta soddisfatta se:

$$\underline{N_d \leq R_d}$$

nella quale:

- N_d: RISULTANTE delle FORZE VERTICALI agenti sulla FONDAZIONE,
- R_d: VALORE di CALCOLO della RESISTENZA



$$\underline{R_d = \frac{q_{LIM} \cdot B_R}{\gamma_R}}$$

- q_{LIM}: CAPACITÀ PORTANTE della FONDAZIONE
- B_R: BASE RIDOTTA della FONDAZIONE

NTC 2008 consentono al PROGETTISTA di utilizzare almeno uno dei DUE seguenti APPROCCI:

- DA1 - C2: (A₁ + M₁ + R₁) a.
- DA2: (A₂ + M₂ + R₃) b.

a. COEFFICIENTI da UTILIZZARE secondo APPROCCIO DA1 - C2

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Orditura del SOLAIO risulta NORMALE alle TRAVI PORTANTI PRINCIPALI.
L'orditura è rappresentata da TRAVETTI.

Possiamo riscontrare la presenza di una TRAVE ROMPIRATTA che generalmente non viene CARICATA, e serve per la RIPARTIZIONE dei CARICHI sui TRAVETTI.
Il TRAVETTO, come la TRAVE, viene considerato come ELEMENTO MONODIMENSIONALE.

Diamo una DEFINIZIONE di SOLAIO: (secondo NTC 2008)

Si intendono come SOLAI le STRUTTURE BIDIMENSIONALI piane CARICATE ORTOGONALMENTE al proprio PIANO, con prevalente COMPORTAMENTO RESISTENTE MONODIREZIONALE.

Abbiamo diverse TIPOLOGIE:

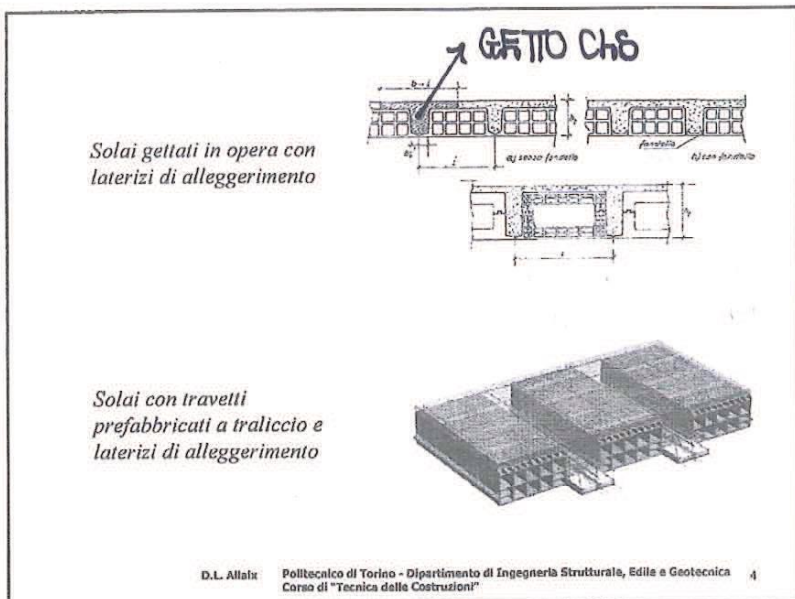
SOLAI MISTI di C.A. e C.A.P. e BLOCCHI FORATI in MATERIZIO.

SOLAI MISTI di C.A. e C.A.P. e BLOCCHI diversi dal MATERIZIO.

SOLAI realizzati con l'ASSOCIAZIONE di COMPONENTI PREFABBRICATI in C.A. e C.A.P.

OSSERVAZIONE: i SOLAI MISTI di C.A. e BLOCCHI FORATI in MATERIZIO possono essere REALIZZATI con TRAVETTI PORTANTI PREFESSIONATI, che possono presentare PRECOMPRESIONE.

ESEMPI:



(A) Il TRAVETTO ha una SEZIONE a T. Il FONDELLO INTERMEDIO mi definisce la BASE dell'ANIMA del mio TRAVETTO.

(B) Si possono avere SOLAI con BLOCCHI di MATERIZIO a COMPOSIZIONE, ma questa SCRITTA dipende dall'h del SOLAIO.

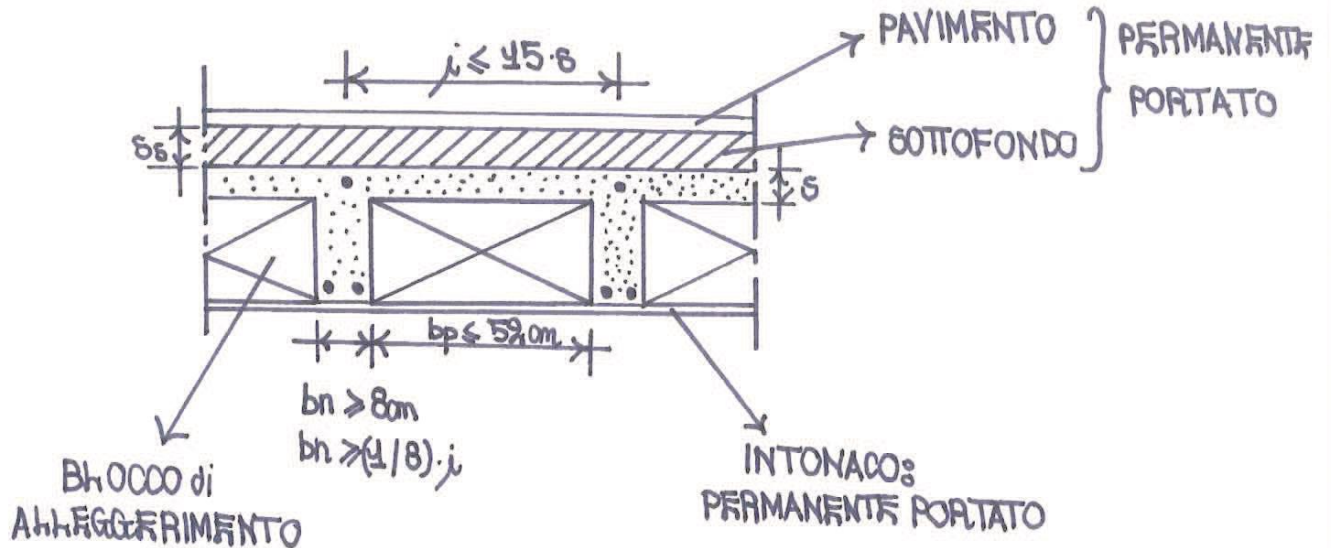
(C) TRALICCI in FERRO che rappresentano l'ARMATURA del TRAVETTO. Adottando tale scelta ci si porta dietro l'INTEGRAZIONE dell'armatura, perché quella presente può

LIMITI DIMENSIONALI

Nella PRATICA si ritroviamo con BLOCCHI aventi INTERASSE pari a 80cm.

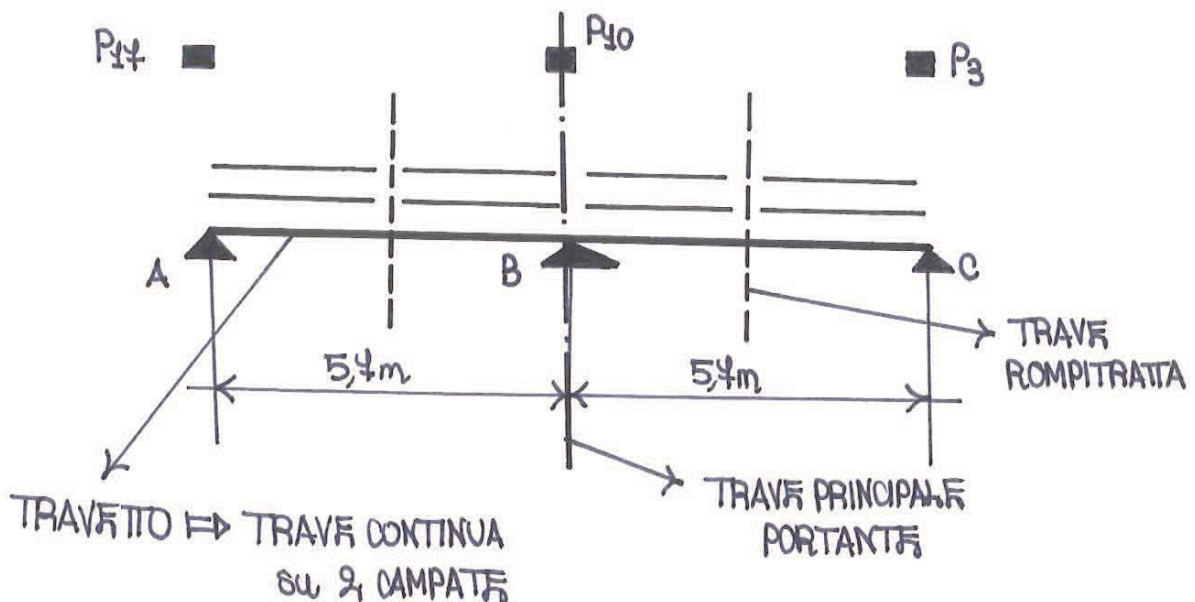
In PIEMONTE tale INTERASSE scende a 50cm, ma tale TERMINO varia da REGIONE a REGIONE secondo la TRADIZIONE.

ha NTC 4/04/2008 detta al par. 0.4.1.9.1.2 i LIMITI DIMENSIONALI per i SOLAI MISTI di C.A e C.A.P e BLOCCHI FORATI in LATERIZIO.


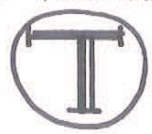


TRAMEZZI sono CARICHI PERMANENTI secondo NORMATIVA, però non è detto che siano presenti per tutta la DURATA della VITA UTILE del FABBRICATO. Dobbiamo dunque analizzare il PROBLEMA per mezzo di FATTORIZZAZIONE con opportuni COEFFICIENTI di SICUREZZA che tengono conto di questa FLESSIBILITÀ.

ESEMPIO



VALUTAZIONE degli SLO STRUT

Quello che mi interessa per tale VALUTAZIONE, è determinare le CARATTERISTICHE di SOLLECITAZIONE  e  dovute all'APPLICAZIONE di CARICHI:

- PERMANENTI
- PERMANENTI PORTATI
- VARIABILI

Bisogna procedere con una ANALISI dei CARICHI:

* CARICHI PERMANENTI

STRUTTURALI (g_1):
 PESO PROPRIO del SOLAIO
 (TRAVETTI + BOFFITA in c/c
 + PIGNATTE)

non STRUTTURALI (g_2)
 INTONACO, BOTTOFONDO,
 PAVIMENTO, ELEMENTI
 DIVISORI INTERNI.

ELEMENTI DIVISORI INTERNI

NTC 2008: TRAMUTAZIONE da METRO LINEARE a m² di SOLAIO
 ⇒ imposto da NORMA.

3.1.3.1 Elementi divisori interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

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

Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

* CARICHI PERMANENTI non STRUTTURALI

Ⓐ SOTTOFONDO : $0,9 \text{ KN/m}^2$

Ⓑ PAVIMENTO : $0,3 \text{ KN/m}^2$

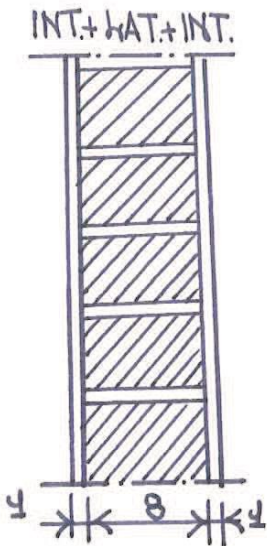
Ⓒ INTONACO : $0,2 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Ⓐ} + \text{Ⓑ} + \text{Ⓒ} = 9 \text{ kg} = 1,40 \text{ KN/m}^2$$

CARICHI considerati come COMPLETAMENTE DEFINITI.

OSSERVAZIONE: i MURI PERIMETRALI devono essere VALUTATI a PESO a METRO LINEARE; CARICO che va ad INSISTERE sulle TRAVI di BORDO come CARICO DISTRIBUITO.

* MURATURA di PARTIZIONE INTERNA



$$h_{\text{INTERPIANO}} = 2,8 \text{ m}$$

Il PESO a m^2 di SUPERFICIE coperta dal MURO di PARTIZIONE è $1,3 \text{ KN/m}^2$.

MOLTIPLICANDO il PESO del MURO per l'ALTEZZA di INTERPIANO si ottiene un CARICO a METRO LINEARE: $3,64 \text{ KN/m}$.

Prendo tale CARICO a metro lineare, e lo vado a confrontare con quelli dettati dalla NORMA NTC 2008, in modo da trovare un CARICO DISTRIBUITO a m^2 di SUPERFICIE.

3.1.3.1 Elementi divisori interni

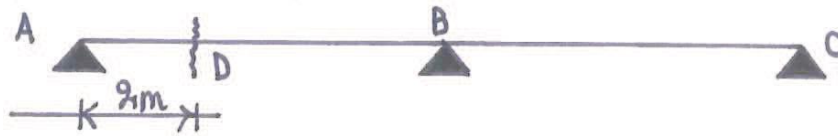
Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_2 delle partizioni nel modo seguente:

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

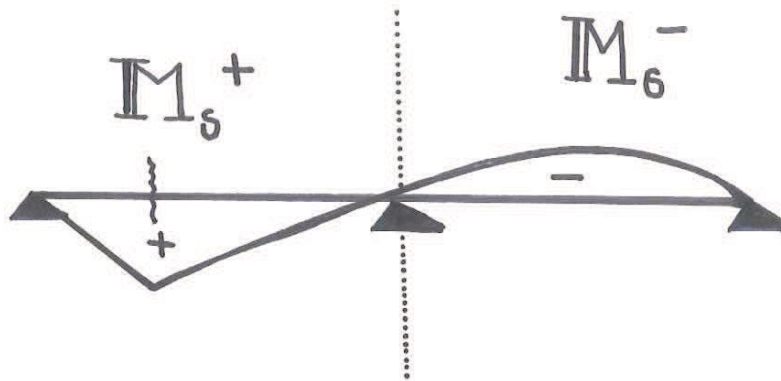
Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Facendo la TRAMUTAZIONE da METRO LINEARE a METRO di SUPERFICIE otteniamo un $g_{kg} = 1,60 \text{ KN/m}^2$.

Consideriamo, in prima BATTUTA, un punto D che si trova ad $2m$ dal VINCOLO A, dove si andrà a VALUTARE (M) e (T) .

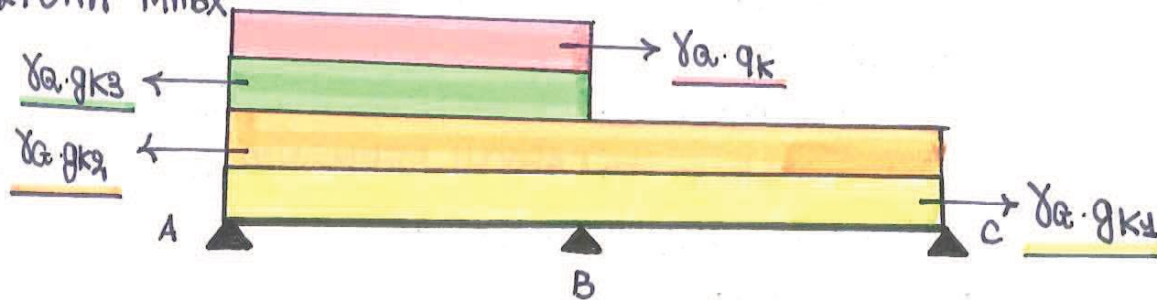


Andiamo a studiare la LINEA di INFLUENZA mettendo una DISTORSIONE UNITARIA in D.



CARICO PROPRIO è un CARICO PERMANENTE così come il PESO del PAVIMENTO e del SOTTOFONDO. Dunque agiscono su tutta la LUNGHEZZA del TRAVATTO
I CARICHI VARIABILI saranno disposti in modo da ottenere M_{max}^+ e M_{min}^- .

VALUTAZIONE M_{max}^+



$\gamma_G \cdot g_{k1} \Rightarrow$ PERMANENTI STRUTTURALI: CHIS + PIGNATTE = $\frac{1,3 \cdot 3,7}{1} = 4,81 \frac{KN}{m}$
 ↓
 Effetto SFAVOREVOLE

$\gamma_G \cdot g_{k3} \Rightarrow$ PERMANENTI NON STRUTTURALI: SOTTOFONDO + PAVIMENTO + INTONACO =
 $= \frac{1,3 \cdot 1,4}{1} = 1,82 \frac{KN}{m}$
 ↓
 Effetto SFAVOREVOLE

$\gamma_Q \cdot g_{k3}$ \Rightarrow CARICO non COMPIUTAMENTE DEFINITO \Rightarrow va gestito come un CARICO VARIABILE \Rightarrow MURO di PARTIZIONE INTERNO.

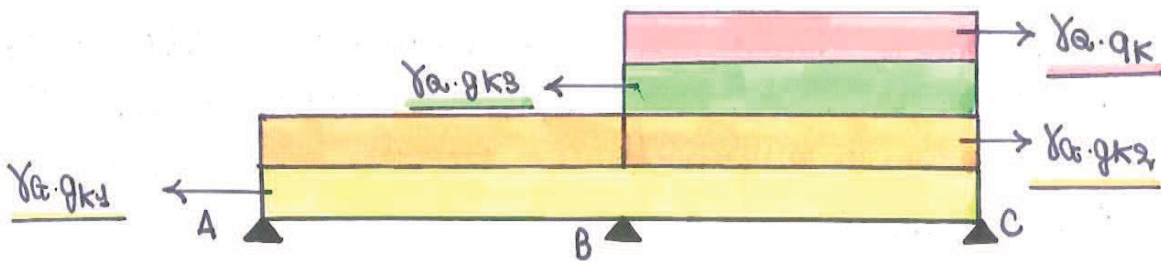
$$= \frac{1,5}{1} \cdot 1,6 = 2,4 \text{ KN/m}$$

↓
effetto SFAVOREVOLE

$\gamma_Q \cdot q_k$ \Rightarrow CARICO VARIABILE \Rightarrow SOVRACCARICO ACCIDENTALE dettato da NORMATIVA NTC 2008 in f (DESTINAZIONE D'USO EDIFICIO)

$$= 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ KN/m}$$

VALUTAZIONE M_{min}



$$\underline{\gamma_Q \cdot g_{k1}} = \frac{1}{1} \cdot 3,4 = 3,4 \text{ KN/m}$$

↓
effetto FAVORILE

$$\underline{\gamma_Q \cdot g_{k2}} = \frac{1}{1} \cdot 3,40 = 3,4 \text{ KN/m}$$

↓
effetto FAVORILE

$$\underline{\gamma_Q \cdot g_{k3}} = \frac{1,5}{1} \cdot 1,6 = 2,4 \text{ KN/m}$$

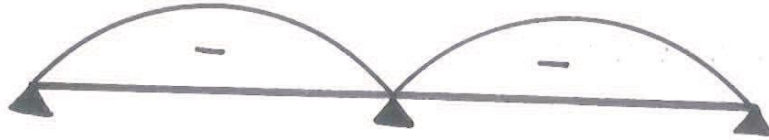
↓
effetto SFAVOREVOLE

$$\underline{\gamma_Q \cdot q_k} = \frac{1,5}{1} \cdot 2 = 3 \text{ KN/m}$$

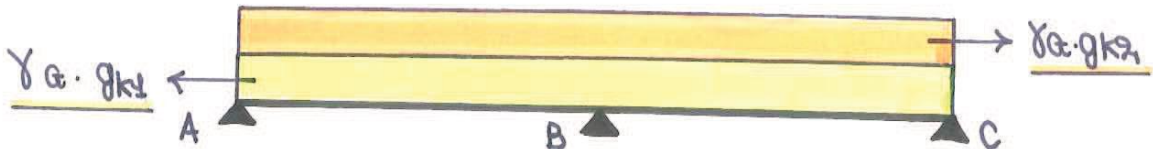
↓
effetto SFAVOREVOLE

VERIFICA APPOGGIO B

Studiamo la LINEA di INFLUENZA



VALUTAZIONE $M_{max,B}$

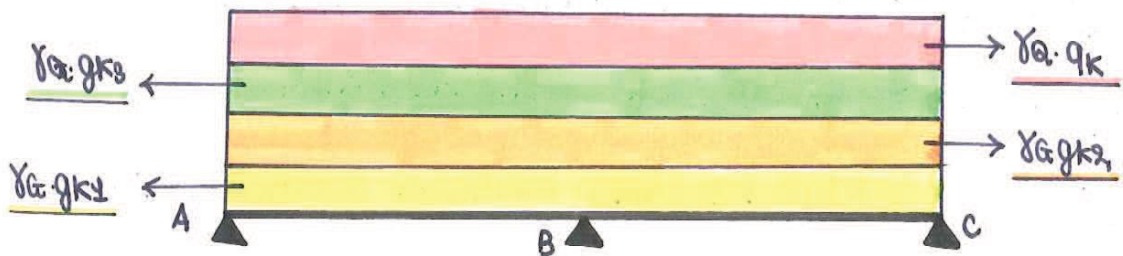


$\gamma_G \cdot g_{k2} = 1 \cdot 4,4 = 4,4 \text{ KN/m}$ \Rightarrow PAVIMENTO + SOTTOFONDO.

$\gamma_G \cdot g_{k1} = 1 \cdot 3,4 = 3,4 \text{ KN/m}$ \Rightarrow CH6 + BLOCCHI di APPREGGERIMENTO.

ATTENZIONE!!! I CARICHI VARIABILI entrano con COEFFICIENTE ZERO, perché nello sezione B, tali CARICHI mi comportano un VALORE NEGATIVO del MOMENTO.

VALUTAZIONE $M_{min,B}$

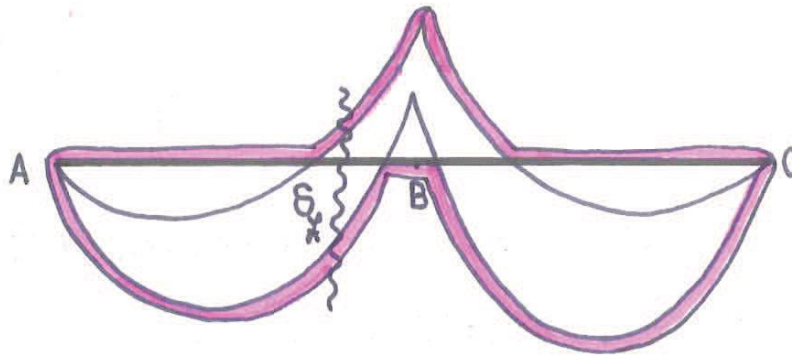


$\gamma_G \cdot g_{k1} = 1,5 \cdot 3,4 = 4,8 \text{ KN/m}$ \Rightarrow CH6 + BLOCCHI di APPREGGERIMENTO

Nella PRIMA questo DIAGRAMMA mi serve per discutere la mia PROGETTAZIONE. In particolare andrò a prendere in considerazione il DIAGRAMMA di INVilupPO MOMENTO, ovvero:

— INVilupPO MOMENTO

Es: SEZIONI che deve LAVORARE sia ad M^+ che ad M^- .



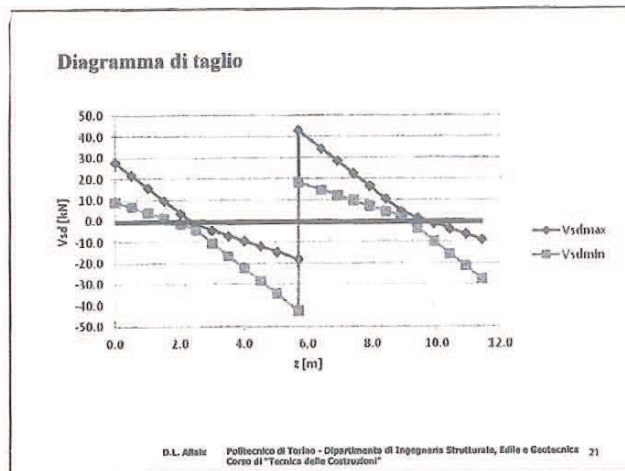
Sulla base di questo DIAGRAMMA andrò a CONDURRE le mie VERIFICHE di RESISTENZA. Si può OSSERVARE che ci saranno SEZIONI che dovranno LAVORARE sia a M^- che a M^+ , ma in modo che sia sempre verificata la RELAZIONE:

$$R \geq S$$

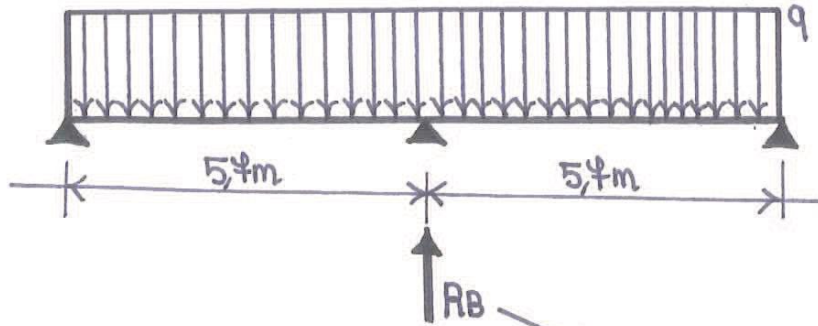
Determineremo nel CORSO di COMPLETAMENTI di TECNICA delle COSTRUZIONI.

MONDO delle RESISTENZE.

MONDO delle SOLLECITAZIONI.



? Perché la LARGHEZZA di COMPETENZA della TRAVE è pari a 4,925m?



$$R_B = \frac{10}{8} q \cdot l = 1,25 q \cdot l$$

e' la REAZIONE VINCOLARE che si va a concentrare sulla TRAVE

$$\Rightarrow L_{\text{COMPETENZA}} = 1,25 \cdot l = 1,25 \cdot 5,4 = 4,925 \text{ m}$$

la LARGHEZZA di COMPETENZA viene definita come la DISTANZA tra 2 PUNTI a TAGLIO ZERO.

ANALISI dei CARICHI \Rightarrow le AZIONI vanno espresse per UNITA' di LUNGHEZZA della mia TRAVE.

* CARICHI PERMANENTI

• PIESO PROPRIO della TRAVE: si considera una SOLUZIONE in SPESORE di SOALIO.

$$\left. \begin{array}{l} * b_{\text{TRAVE}} = 0,65 \text{ m} \\ * h_{\text{TRAVE}} = 0,93 \text{ m} \end{array} \right\} g_{k1} = 3,8 \text{ kN/m}$$

TRAVE: non ha BLOCCHI di APPOGGIAMENTO. Ha SOLO C/S.

• PIESO PROPRIO del SOALIO e PERMANENTI STRUTTURALI non COMPUTAMENTE DEFINITI:

$$g_{k2} = (3,4 + 1,4) \cdot 4,925 = 36,3 \text{ kN/m}$$

↓
 VALUTAZIONE a favore di SICUREZZA perché il PIESO PROPRIO di SOALIO dovrebbe essere VALUTATO su LUCE pari a $(4,925 - 0,65) \text{ m}$ dove $0,65 \text{ m} = b_{\text{TRAVE}}$

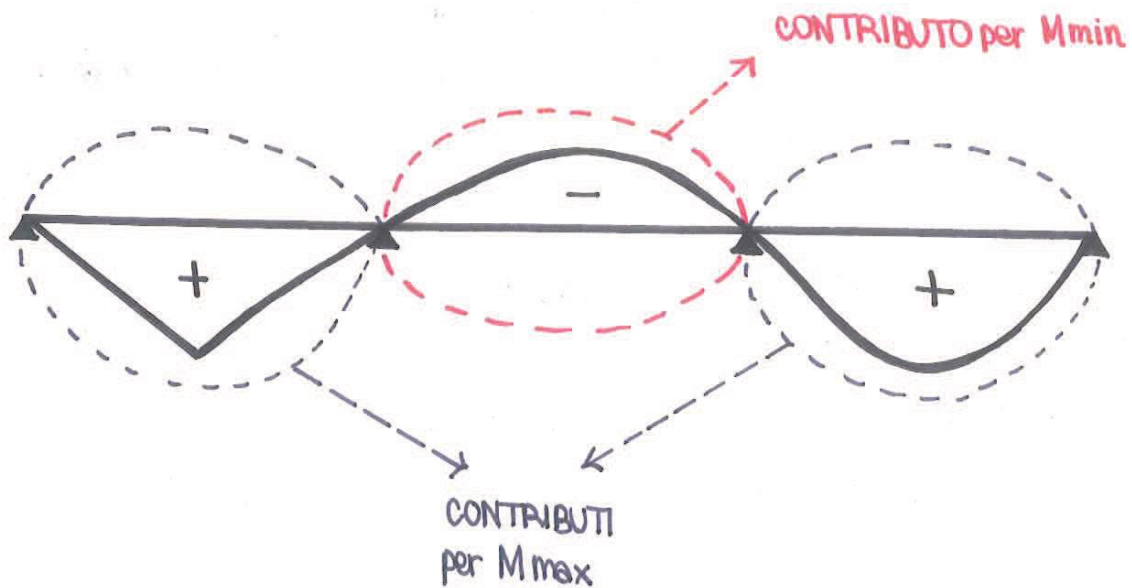
CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

$$g_{k3} = 1,60 \cdot 4,425 = 44,4 \text{ kN/m}$$

CARICO VARIABILE:

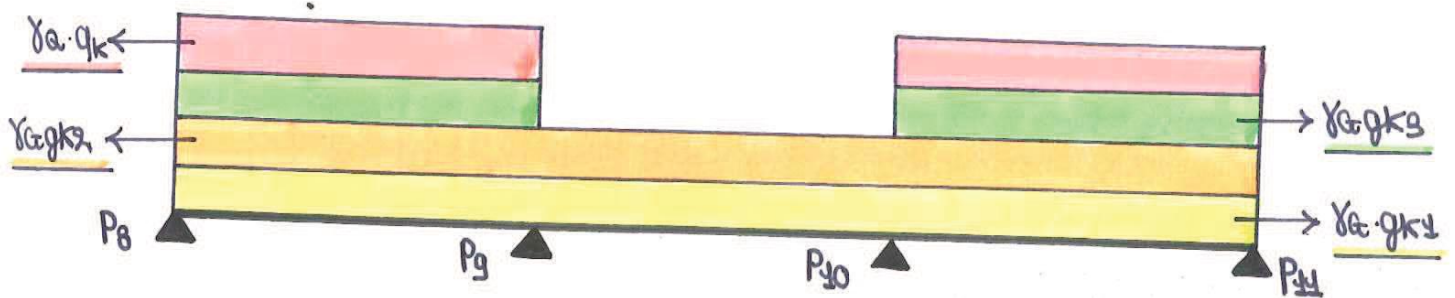
$$q_k = 2,0 \cdot 4,425 = 44,3 \text{ kN/m}$$

STUDIAMO la LINEA di INFLUENZA in A, punto che si trova a 2m dal PIASTRO P₈



Andiamo a realizzare la nostra COMBINAZIONE di CARICO per la determinazione di Mmin e Mmax.

VALUTAZIONE Mmax



$$\gamma_G \cdot g_{k1} = 1,3 \cdot 3,8 = 4,9 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{PESO PROPRIO TRAVE}$$

$$\gamma_G \cdot g_{k2} = 1,3 \cdot 36,3 = 47,2 \text{ kN/m} \Rightarrow \text{PESO PROPRIO SOHALO + PAVIMENTO + SOTTOFONDO}$$

74

ESERCITAZIONE

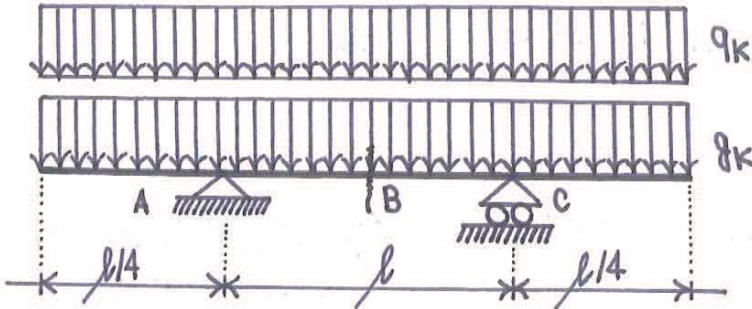
20/05/2013

ING. TONDOLO

SIUREZZA STRUTTURALE

COMBINAZIONE delle AZIONI

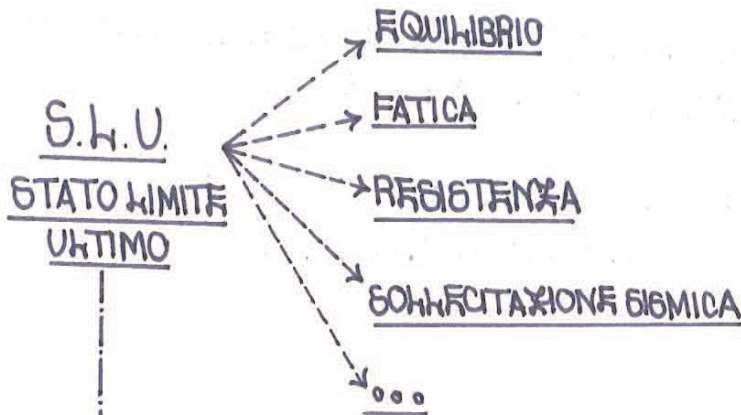
ESEMPIO



Utilizziamo la NORMATIVA ITALIANA \Rightarrow NTC 2008
 anche se ci sono piccole VARIANZI rispetto l'EC.

METODO SEMIPROBABILISTICO agli STATI LIMITE

Considera VALORI CARATTERISTICI, li ricalcola in modo da determinare dei VALORI di CALCOLO compresi di COEFFICIENTI di SICUREZZA.



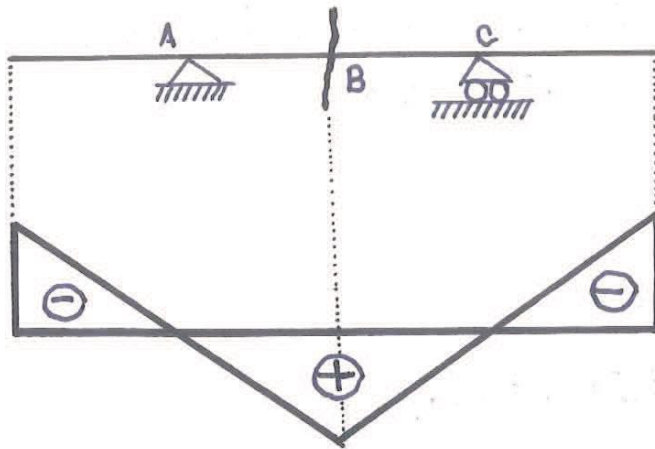
devono essere combinati in modo opportuno \rightarrow COMBINAZIONE dello STATO LIMITE

S.L.U \rightarrow ROTTURA dal punto di vista STRUTTURALE, quando cede la STRUTTURA

Avremo bisogno per la nostra ANALISI:

- AZIONI:
- PERI PROPRI STRUTTURALI g_1
 - PERI PROPRI non STRUTTURALI g_2
 - EFFETTO PRECOMPRESSIONE P
 - CARICHI VARIABILI q
- COEFFICIENTI:
- γ
 - ψ

Iniziamo la **RISOLUZIONE** del problema, attraverso una **ANALISI ELASTICA** della **STRUTTURA**, dunque consideriamo la sua **LINEA di INFLUENZA**:



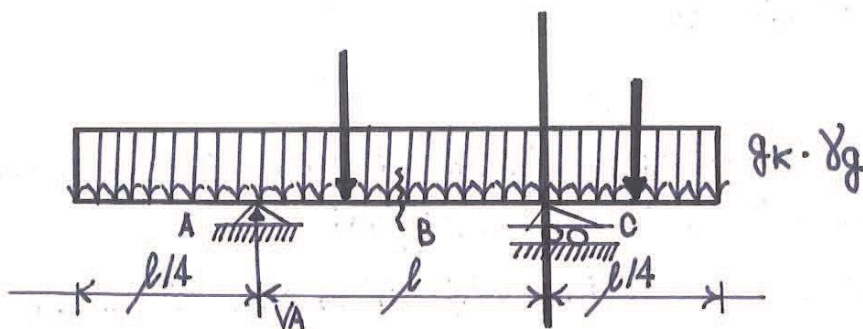
$Q_k \Rightarrow$ CARICO VARIABILE \Rightarrow e' un CARICO che si può segmentare

$g_k \Rightarrow$ PESO PROPRIO \Rightarrow e' un CARICO che non si può segmentare, e' e' sempre su tutta la STRUTTURA.

Bisognerà andare ad indicare la **POSIZIONE** dei **CARICHI** che permetteranno di raggiungere il **VALORE** $M_{sd,B}^{max}$ e quello minimo $M_{sd,B}^{min}$.

Quindi andremo ad analizzare la **LINEA di INFLUENZA**.

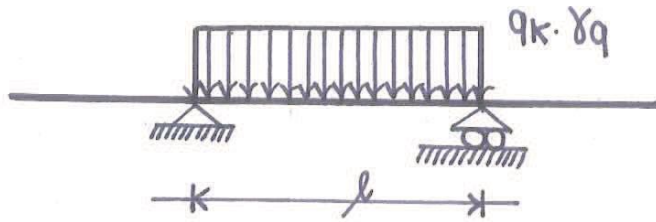
Partiamo dallo **STUDIO** del **MOMENTO** in B dovuto al **PESO PROPRIO**:



DETERMINAZIONE delle REAZIONI VINCOLARI V_A, V_C

$$\curvearrowright^+ + g_k \cdot \gamma_g \cdot \frac{5}{4} l \cdot \frac{5}{8} l - V_A \cdot l - g_k \cdot \gamma_g \cdot \frac{l}{4} \cdot \frac{l}{8} = 0$$

$$\Rightarrow -V_A \cdot l = -\frac{25}{32} g_k \cdot \gamma_g \cdot l^2 + g_k \cdot \gamma_g \frac{l^2}{32}$$

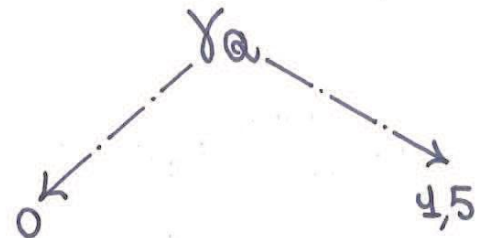
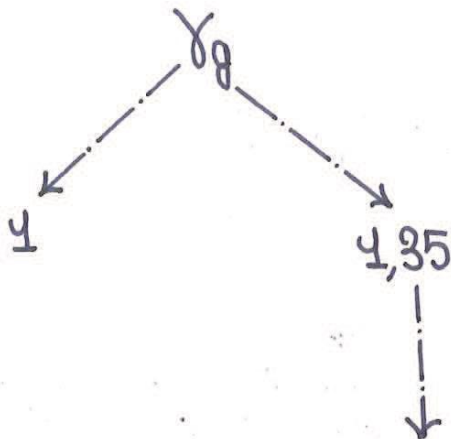


$$M_B = \gamma_q \cdot q_k \cdot \frac{l^2}{8}$$

CALCOLO DEL MOMENTO SOLLECITANTE di CARICO $M_{Ed,B}^{max}$

$$M_{Ed,B}^{max} = \frac{3}{32} (\gamma_g \cdot g_k) \cdot l^2 + (\gamma_q \cdot q_k) \frac{l^2}{8}$$

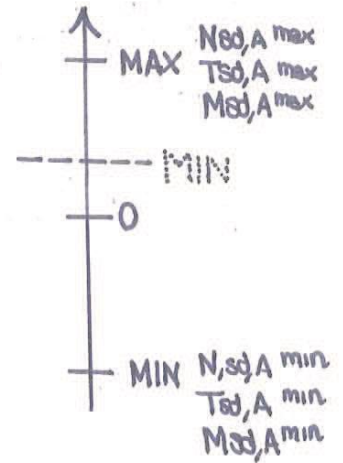
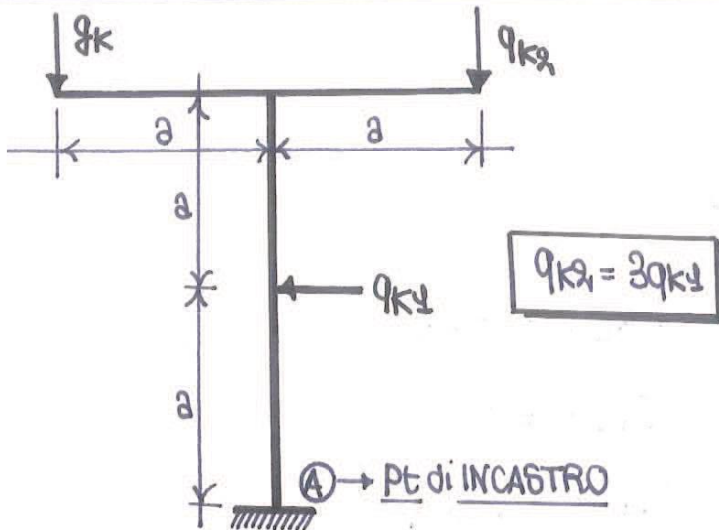
ATTENZIONE!! Ci dobbiamo ancora giocare le VARIABILI γ_g e γ_q
 la NORMATIVA afferma che:



REGOLA: mi devo mettere nelle condizione di MASSIMA SFORZA.

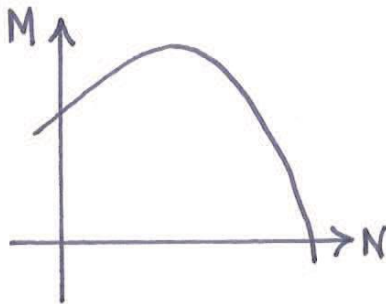
γ_g deve essere preso pari ad 1,35 quando l'AUMENTO di PESO PROPRIO comporta l'AUMENTO di MOMENTO FLETTENTE.

ESERCIZIO - COMBINAZIONE dei CARICHI



In ogni SEZIONE della STRUTTURA dobbiamo considerare una TRIPLETTA di SOLLECITAZIONI (M, N, T).

Consideriamo una STRUTTURA in CALCESTRUZZO ARMATO, in particolare analizziamo il DIAGRAMMA N-M.



Le SEZIONI in C.A. resistono a MOMENTO e a SFORZO NORMALE. Se si presentano entrambe le COMPONENTI, allora si osserverà una determinata RESISTENZA, che risulterà \neq rispetto a quella che verifica in caso di solo SFORZO NORMALE o di MOMENTO.

Analizziamo la nostra STRUTTURA in termini di $\sigma_{STRU(A)}$ che ne denota la RESISTENZA.

Osserviamo che agiscono le seguenti AZIONI:

- G_k = PESO PROPRIO STRUTTURALE
- q_k = CARICO VARIABILE.

In particolare ne agiscono 2 di CARICHI VARIABILI: dunque dobbiamo introdurre un COEFFICIENTE ψ_0 detto di CONTEMPORANETA'.

Bisogna andare a valutare quale sia l'AZIONE PRINCIPALE.

Si supponga che q_{ky} sia l'AZIONE PRINCIPALE, allora l'AZIONE q_{kx} sarà MOLTIPLI-CATA per il COEFFICIENTE di CONTEMPORANETA' ψ_0 , e definita SECONDARIA.

Il nostro OBIETTIVO è quello di determinare

- $N_{sd,A}^{min}$; $V_{sd,A}$; $M_{sd,A}$
- $N_{sd,A}^{max}$; $V_{sd,A}$; $M_{sd,A}$
- $V_{sd,A}^{min}$; $N_{sd,A}$; $M_{sd,A}$
- $V_{sd,A}^{max}$; $N_{sd,A}$; $M_{sd,A}$
- $M_{sd,A}^{min}$; $N_{sd,A}$; $V_{sd,A}$
- $M_{sd,A}^{max}$; $N_{sd,A}$; $V_{sd,A}$

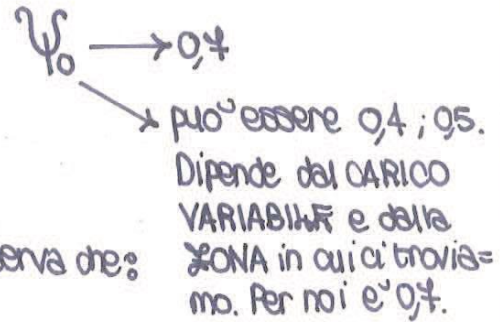
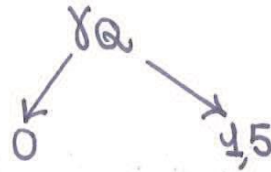
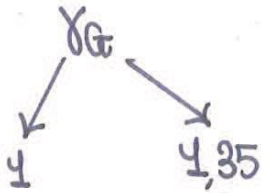
Al minimo, avremo 6 TRIPLETTE di SOLLECITAZIONI.

CALCOLO di $N_{sd,A}^{min}$; $N_{sd,A}^{max}$; $T_{sd,A}^{min}$; $T_{sd,A}^{max}$; $M_{sd,A}^{min}$; $M_{sd,A}^{max}$

- $N_{sd,A}^{min}$: dobbiamo TROVARE il MINIMO in ASSOLUTO.

REGOLA: mi devo mettere nella CONDIZIONE di MASSIMA SFORZA.

$$N_{sd,A}^{min} = \gamma_G \cdot N_{sd,Agk} + \gamma_Q \cdot N_{sd,Aqk2} + \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot N_{sd,Aqk1}$$



OSSERVAZIONI: ritorniamo alla pagina precedente. Si osserva che:

- g_k → ci dà un contributo negativo per quanto concerne N_A . Dobbiamo cercare l' $N_{sd,A}^{min}$ quindi il minimo possibile. Allora moltiplicheremo il g_k per $\gamma_G = 1,35$
- q_{k2} → anch'esso ci dà un contributo negativo. Per quanto spiegato sopra, prenderemo $\gamma_Q = 1,5$
- q_{k1} → lo SFORZO NORMALE dovuto a tale CARICO è Nullo, dunque non figurerà nel calcolo di $N_{sd,A}^{min}$; ma sarà presente in $V_{sd,A}$ e $M_{sd,A}$ con soluzione DOPPIA!!!

$$N_{sd,A}^{min} = 1,35 \cdot (-g_k) + 1,5 \cdot (-q_{k2})$$

γ_G → SFORZO NORMALE dovuto a g_k
 γ_Q → SFORZO NORMALE dovuto a q_{k2}

$$N_{ed,A}^{max} = 1 \cdot (-9k) + 0,4 \cdot 0 \cdot (-9k_2)$$

γ_G

γ_0

γ_Q

$$Y_{ed,A} = 1(0) + 0,4 \cdot 0 \cdot 0 + \begin{matrix} \nearrow 0 \\ \searrow 1,5 \end{matrix} \rightarrow (-9k_2)$$

$$M_{ed,A} = 1 \cdot (9k \cdot a) + 0,4 \cdot 0 \cdot (-9k_2 \cdot a) + \begin{matrix} \nearrow 0 \\ \searrow 1,5 \end{matrix} \rightarrow (+9k_2 \cdot a)$$

- $Y_{ed,A}^{min}$: MINIMO POSSIBILE

$$Y_{ed,A}^{min} = 1,5 \cdot (-9k_2)$$

$$N_{ed,A} = \begin{matrix} 0 \searrow \\ \nearrow 1,5 \end{matrix} \gamma_0 (-9k_2) + 1,5(0) + \begin{matrix} \nearrow 1 \\ \searrow 1,35 \end{matrix} \rightarrow (-9k_2)$$

\downarrow
0,4

$$M_{ed,A} = \begin{matrix} 0 \searrow \\ \nearrow 1,5 \end{matrix} 0,4 \cdot (-9k_2 \cdot a) + 1,5 \cdot (+9k_2 \cdot a) + \begin{matrix} \nearrow 1 \\ \searrow 1,35 \end{matrix} \rightarrow (+9k_2 \cdot a)$$

- $Y_{ed,A}^{max}$: si ottiene ponendo il γ_Q , che moltiplica il contributo dell'AZIONE $9k_2$, pari a ZERO.



Santiago Calatrava - Ponte Reggio Emilia

APPUNTI di TECNICA delle COSTRUZIONI
Prof. Ing. Vincenzo Ilario Carbone

- CAPITOLO 8 -

"Materiali da Costruzione"



alessandro zito



CALCESTRUZZO (dal francese bêtton)

Normativa di Riferimento : Norma UNI EN 206 - 1 : 2006

Definizione:

è una malta idraulica composta, che si ottiene impastando con acqua un legante idraulico, sabbia, ghiaia ed eventuale pietrisco.

Dunque il conglomerato cementizio è formato da:

- acqua
- cemento
- aggregati
- eventuali additivi

Nel caso si effettuasse l'impasto con l'impiego di solo aggregato fine come la sabbia, il prodotto finale è una malta di cemento (tipo intonaco), nel caso venisse impiegato aggregato fine più grossolano si otterrà calcestruzzo.

L'acqua di impasto

E' indispensabile in quanto reagente. E' necessaria anche per la scorrevolezza definita in funzione del parametro di lavorabilità. Assume un ruolo importante il rapporto a/c, in quanto è responsabile del cambiamento delle caratteristiche del CLS indurito in fase di esercizio.

Si osserva che se più il rapporto a/c è elevato maggiore risulterà la porosità. Questo aspetto è assolutamente negativo. Infatti con l'aumento della porosità, aumentano i vuoti, dunque conseguentemente aumenterà l'indice dei vuoti. Ma, più aumentano i vuoti, più la resistenza meccanica diminuisce perché saranno presenti degli interstizi che non saranno in grado di opporre alcuna resistenza nei confronti di uno sforzo applicato dall'esterno. Dunque si evince che per l'1% di porosità si ha una diminuzione di resistenza meccanica pari al 5%.

Inoltre è consuetudine osservare nelle aree di cantiere l'utilizzo di una quantità maggiore d'acqua rispetto quella definita per mezzo del mix design da un progettista. Questo perché un quantitativo d'acqua in più permette una maggiore scorrevolezza del CLS. Altra motivazione è legata al costo pressoché nullo rispetto agli altri costituenti. Ma ciò è poco corretto, in quanto comporta un aumento della porosità, e pertanto una diminuzione di resistenza meccanica.

Il CALCESTRUZZO nelle NTC

Fase : ATTO di PROGETTO.

La prescrizione del CLS, come dettato dalle **NTC 14/01/2008**, è caratterizzata da:

- CLASSE di RESISTENZA;
- CLASSE di CONSISTENZA;
- D_{max} degli AGGREGATI.

Tabella 1 Classi di Resistenza del Calcestruzzo

<u>Classi di Resistenza</u>			
<i>Denominazione</i>	<i>f_{ck}</i>	<i>R_{ck}</i>	<i>Tipologia</i>
<i>C 8/10</i>	<i>8</i>	<i>10</i>	<u>Calcestruzzo NON strutturale</u>
<i>C 12/15</i>	<i>12</i>	<i>15</i>	
<i>C16/20</i>	<i>16</i>	<i>20</i>	<u>Calcestruzzo Ordinario</u> <u>NSC</u>
<i>C20/25</i>	<i>20</i>	<i>25</i>	
<i>C25/30</i>	<i>25</i>	<i>30</i>	
<i>C30/37</i>	<i>30</i>	<i>37</i>	
<i>C35/45</i>	<i>35</i>	<i>45</i>	
<i>C40/50</i>	<i>40</i>	<i>50</i>	
<i>C45/55</i>	<i>45</i>	<i>55</i>	
<i>C50/60</i>	<i>50</i>	<i>60</i>	<u>Calcestruzzo ad Alte</u> <u>Prestazioni (HPC)</u>
<i>C55/67</i>	<i>55</i>	<i>67</i>	
<i>C60/75</i>	<i>60</i>	<i>75</i>	
<i>C70/85</i>	<i>70</i>	<i>85</i>	<u>Calcestruzzo ad Alta Resistenza</u> <u>HSC</u>
<i>C80/95</i>	<i>80</i>	<i>95</i>	
<i>C90/105</i>	<i>90</i>	<i>105</i>	
<i>C100/115</i>	<i>100</i>	<i>115</i>	

Si individuano poi le classi di resistenza minima:

Tabella 2 Classi di resistenza minima del calcestruzzo per le tipologie strutturali

<i>Tipologia</i>	<i>Classe di Resistenza minima</i>
<i>Per strutture non armate o a bassa percentuale di armatura</i>	<i>C8/10</i>
<i>Per strutture semplicemente armate</i>	<i>C16/20</i>
<i>Strutture precomprese</i>	<i>C28/35</i>

In sede di previsioni progettuali, è possibile passare dal valore caratteristico al valor medio della resistenza cilindrica a compressione monoassiale mediante espressione:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [N/mm}^2 \text{]}$$

b) RESISTENZA a TRAZIONE

Può essere determinata per mezzo di diretta sperimentazione, quali:

- prove di **TRAZIONE DIRETTA**;