

1. VALUTAZIONE SICUREZZA STRUTTURA
3. SICUREZZA STRUTTURALE
7. METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI
11. CALCOLO A ROTURA
25. METODI DI PROVA DELLE MURATURE
27. RESISTENZA A COMPRESSIONE MURATURA
32. MURATURE STORICHE
34. PSEUDO RESISTENZA A TRAZIONE
36. MURO FORNICO / MURATURA A SACCO / SEZIONE TRASVERSALE MURATURE
43. PARETE DI BLOCCHI SOVRAPPosti
48. PORTALE
49. STRUTTURE AD ARCO
50. ANALISI STRUTTURALE ARCHI
51. TRATTATO DI BELIDOR / JACQUES HEYTON
56. POLIGONO DELLE FORZE
61. SPINTA MINIMA
62. COEFF. DI SICUREZZA GEOMETRICO
65. DISSESTI PER SCHIACCIAMENTO
73. DISSESTI IN COSTRUZIONI MURARIE PER CEDIMENTI FONDALI
79. COMPORTAMENTO EDIFICI MURARI SOGGETTI AD AZIONE SISTICA
89. CRISI PER SCORRIENTO
90. CRISI PER SUPERAMENTO RESISTENZA A TRAZIONE (CRISI PER TAGLIO)
91. CRISI A FLESSIONE
93. MATERIALI COMPOSITI

95. AFFIDABILITA' STRUTTURALE

96. STATO LIMITE / AFFIDABILITA' (RELIABILITY)

97. MARGINE DI SICUREZZA

101. INDICE DI AFFIDABILITA' (CORNELL)

108. INDICE DI AFFIDABILITA' (HASOFFER & LIND)

Cenni su costi in muratura e patologia opere esistenti.

Esercitate in classe. Appunti in PDF + fotocopie + libri

[INIZIO]

Valutata sicurezza \neq interventi. Se non è necessario non si fa
C'è poca conoscenza Mor in muratura e si trattano
come se fossero c.a. \Rightarrow danni gravi.

Livello incertezza in esistente $>$ costi ex-novo (perché
fatta secondo regole e controlli, protocollo pre-sollicitato)

\hookrightarrow progettata è più libero.

Sperno è difficile minimizzare le DIMENSIONI degli
elementi strutturali, non si sa quale γ_{m1} è
adottato.

Ris. a compr. e spessore muro sono criteri fondamentali

VALUTAZIONE SICUREZZA STRUTTURE

POSITIVI

- ho dati di merito evidenti

- cambia stile d'uso (si cerca di adottare ogni costo
ad un modo suo, come Roma 3! In ITS è
difficile evitare il rianticito)

- Enti come ANSS che gestiscono un enorme patrimonio
che devono programmare Σ interventi periodici.

- Sdrucciamento alle nuove norme più stringenti.

In ITS è evidente la norma sulla sismica (in 30
anni $\uparrow \uparrow$ tonne a punto); si rivaluta sicurezza
edifici prima non solo sismica e sua M

- Si vuole sapere quanto vale € (vedi anche
i corsi); si vuole tecnico che valuti la

Mc. Matricola)

FASI della VALUTAZIONE

1. Raccolta info (documentar. depositate ex. al genio civile)
2. Impet. visiva (non sempre se] ex. impianti, tubettamenti, controsoffitti...)
3. Rilevato, importante sapere gli SPessori delle murature
4. Si possono fare immagini scelte dal progettista.
5. Si procede a valutare affidabilità e \rightarrow conclusioni.

Raccolta informazioni

- disegni strutturali: erano tracciati prima legge obbligo deposito al genio civile (anni '60) e rel. calcolo
- Certificat materiale, stati di contenzia.
- info nel fabbricato (ex. il faticolo s.f.)
- Norma e lett. tecnica periodo realizzat. opera. Ex. ponti in mar. dal 1860 al '900 si facevano in base a Regolamenti molto precisi delle ferrovie (ad ex.) Amministratori prevedevano uno stesso insieme di regole. Pontee in Liguria \approx in base. Diff. nei materiali al max. Si operava nei codici di pratica. Edificio negli anni '40 si basava su regio secrets del '39. E' una delle info piu' preziose.

Impet. visiva

- capire se ho sessant. significativi in atto
- progetto non e' scelto \equiv manufatto. Molti osservatori su finati da realizzazioni che \downarrow il liv.

② di Necessita' strutturali

- buona pratica annotare tutto e doc. fotografica.

Rilevato

- facile set. sensori dei muri (in cia. e' + difficile, elem. strutt. + marcanti)

Ins. strumentali

- Microgeometro: misura def. superficie molta in base a penetraz. punta metallica.

- ultrasoni: emitt. e ricev. ai lat. opposti struttura da esaminare; si può rilevare E se e' omogenea; in muratura si possono valutare cavità, lacune.

- Son-Reb: ultrasoni + valut. superficiale

- Monitoraggio attività dinamiche, misura lesioni e dissesti

- Martineti piatti: celle di carico azionate con sistema oleodinamico

- Prelevi di carote; compressione su elementi isolati

Prove di carico.

" globale, non ha bisogno di modello per la valutazione

Prove dinamiche.

Oggi attenzione particolare a carichi din. Evidenza danni, piuttosto globale.

SICUREZZA STRUTTURALE

17/10/08

Il concetto di sicurezza ha avuto una evoluzione nel tempo. Prima era basata su concetti geometrici mentre si passa a concetti meccanici alla fine del '600.

Principi geometrici delle proporzioni della struttura
si valuta la necessità della struttura. Si regolamenta
la geometria, la struttura dell'edificio e poi
il progettista deve verificare le proporzioni corrette
degli elementi (memore, altezza). Si faceva ricorso
a modelli per verificare l'esattezza delle proporzioni.
ciò che funziona in piccolo, funziona anche nel
grande. La forza dell'approccio sta nel fatto
che le regole geometriche garantiscono le regole
strutturali ed architettoniche che deve possedere la
struttura. Il controllo delle costruzioni era di
tipo cinematico mentre ora si ragiona in
grandezze dinamiche ($M \gg \Pi$ forze esterne), il
sistema era di tipo sperimentale nella costruzione
fatta con dimensioni ridotte.

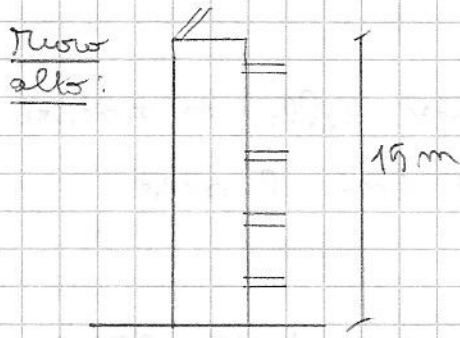
Alla fine del '600 grazie agli studi di Galileo
si capì che ciò che funziona nel piccolo non
funziona nel grande: quello che varia è la
solllecitazione e si può superare la resistenza
del materiale.

Prima si demandava il problema della tenuta
del materiale costruendo ad arte cose secondo
la buona regola costruttiva.

Ora si valuta la resistenza del materiale che non
rimane la stessa nel passaggio di scala, vengono
effettuate prove sperimentali di materiale
per minimizzare le caratteristiche di questi.

④ Nel passato è stato possibile costruire

senza sapere le caratteristiche dei materiali poiché
 tipicamente le costruzioni murarie offrono ai problemi
 di resistenza.



Il muro è la parte predominan-
 te in termini di peso dell'intera
 struttura.

Il peso alla base è pari al
 peso del muro (80%)

[muri molto spessi e pesanti, prepotentemente contano
 poco nel peso totale della struttura]

$\gamma \approx 16 - 20 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico muratura)

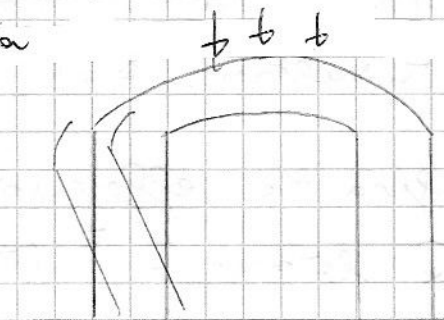
Tensione massima alla base: $\sigma = \gamma \cdot h = 20 \cdot 15 =$
 $= 300 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,3 \text{ MPa} = 3 \text{ kg/cm}^2$

Resistenza muratura: $10 - 20 \text{ MPa}$

Quindi muratura non offre problema di resisten-
 za in gran parte delle costruzioni, ci possono
 essere prob. di schiacciamento di un elemento
 murario solo in casi particolari.

Il problema delle strutture murarie è d'equilibrio,
 cioè poiché sono fatte da pezzi messi uno
 sull'altro (tramite malta) sono tenuti insieme
 dai loro pesi, quando viene meno questa
 azione si possono allontanare alcuni pezzi della
 struttura e vi è la perdita
 di equilibrio.

Problema del muro a fuori
 pannello: collana perché ribalta
 verso l'esterno, non più uniti

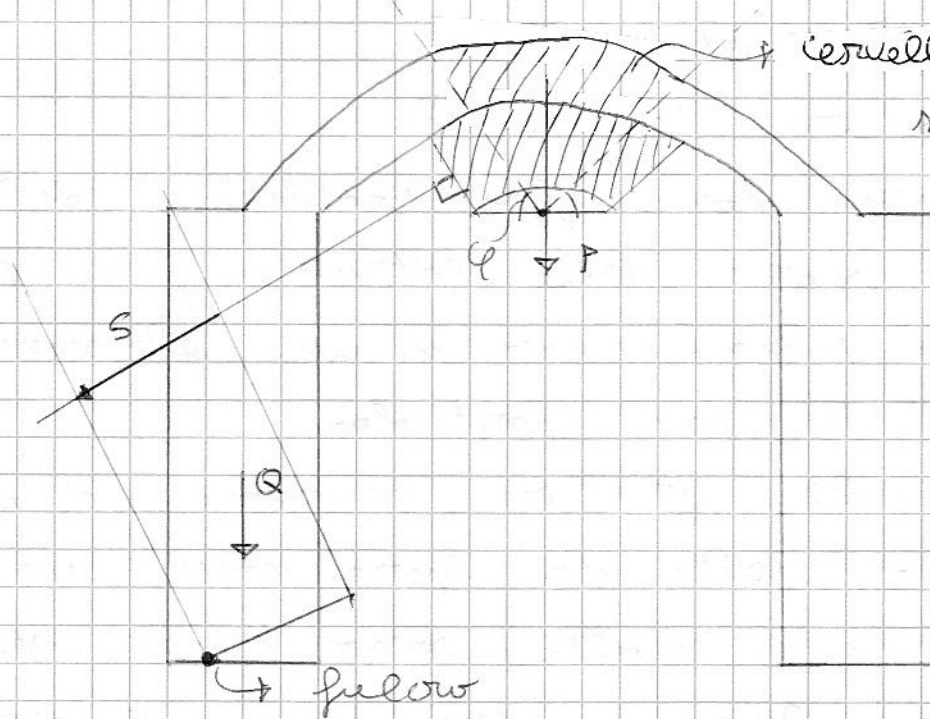


di resistenza

Grazie a queste caratteristiche, il dimensionamento geometrico mi garantisce che la struttura era in equilibrio, quindi restava in piedi.

Le azioni contano poco poiché sono i pesi delle murature che contano che vengono sempre considerati con l'asse (dimensionamento geometrico).

Questo approccio continua fino all'800 con una serie di aggiunte e modifiche: esistono leggi meccaniche semplici per verificare la stabilità di archi e muri di sostegno (verifica dell'arco con il principio della leva cioè con il bilancio dei momenti).



cerchio dell'arco da ruotare verso il basso senza attrito lungo le due fratture impingendo i pesanti a ruotare verso l'esterno

Q: peso pesante

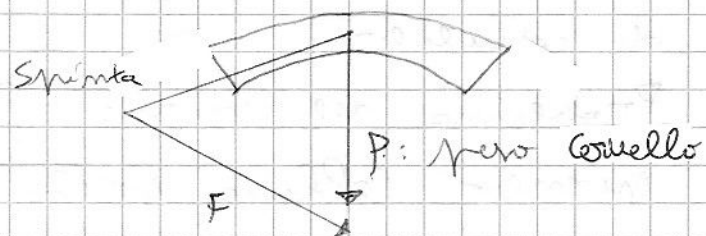
S: spinta cerchio a 90° (superficie piana d'attrito)

F: risultante $P+S$

Verifica da effettuare:

Q. braccio $>$ F. braccio

⑥



Nell'800 Navier applica la teoria dell'elasticità a probl. meccanici e alla teoria della trave: comincia l'approccio della verifica.

Si considera anche la definizione del materiale. Nell'800 cambiano anche i materiali delle strutture che erano di tipo metallico, quindi è importante la definizione del materiale e si deve considerare la verifica di resistenza delle membrature: metodo delle TENSIONI AMMISSIBILI.

Con la teoria dell'elasticità calcolo le sollecitazioni in ogni punto a causa del carico Q e verifico che la tensione max non superi la resistenza del materiale, divisa per un coefficiente di sicurezza γ che tiene conto delle incertezze delle azioni, modello e resistenza:

$$Q \longrightarrow \max \{ \sigma(x, \theta) \} \leq \frac{f}{\gamma} \rightarrow \text{METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI}$$

dalla teoria elastica

(equilibrio, compatibilità, legame costitutivo elastico)

σ amm.

Nell'800 non c'era un concetto di margine di sicurezza.

Il metodo delle T.A. può essere utilizzato in fase progettuale modificando la geometria, il materiale o i carichi limite:

- non c'è un'articolazione in stati limite e si considera solo il segmento della resistenza del materiale

- Vi è un unico coeff. di sicurezza che ingloba (7)

sette e interette: il margine di sicurezza delle
errore articolato in funzione dello stato limite in
analisi

- Non si distingue il comportamento di un mate-
riale fragile e di uno duttile: possibilità di
plasticizzazioni

- è una verifica POINTWISE e non GLOBAL della struttura

- Si ipotizza la struttura solo come elastica, si
perde di vista ciò che succede dopo il campo
elastico (è troppo restrittivo escludere una struttura
perché in qualche sezione si è superata la soglia di
resistenza del materiale: strutture in acciaio)

Negli anni '20 - '40 imbrocciando strutture d'acciaio
(materiale molto duttile) si capisce che il metodo
precedente è troppo restrittivo: si sviluppa quindi
la teoria del calcolo a rottura.

Fina non si basa nella teoria dell'elasticità,
ma nel soddisfacimento delle equazioni di
equilibrio e di resistenza del materiale.

Se una struttura è plastica per garantire la
sicurezza si deve vedere se:

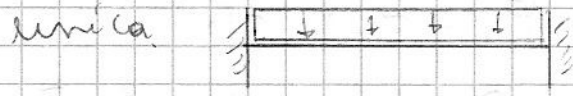
$\int \sigma(x)$ Matematicamente ammissibile \rightarrow [cise' e' solo equiliarato]
con σ_c e soddisf. la cond. di resistenza

Nella teoria elastica, definiti σ_c , caratt. geometriche
e dei materiali, condizioni a contorno, vi è una
unica soluzione del problema elastico.

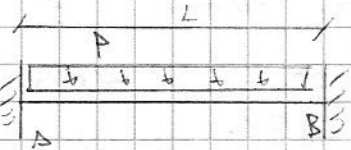
Se togliamo le equat. di comportamento del

⑧ materiale e di compatibilità cinematica,

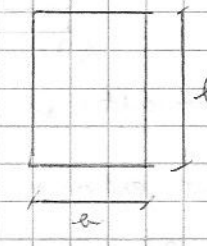
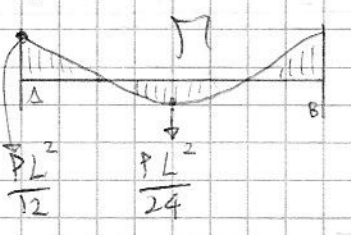
in questo caso la soluzione non è più unica. \rightarrow con la sol. di equilibrio ho



∞ soluz. \rightarrow iperstatica beam



\rightarrow con la teoria elastica la soluzione è unica e quindi ho un



profilo del momento ben definito

$$I = \frac{bh^3}{12}; W_x = \frac{I}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

(modulo di resistenza)

$$\sigma(y) = \frac{M}{I} \cdot y; \sigma_{max}(A) = \frac{M_A}{I} \cdot \frac{h}{2} = \frac{M_A}{W} = \frac{PL^2}{12} \cdot \frac{6}{b \cdot h^2} = \frac{PL^2}{2bh^2}$$

Verifica di resistenza: $\sigma_{max} \leq \frac{f}{\gamma} \rightarrow$ cond. sicure

Carico massimo che la struttura può portare:

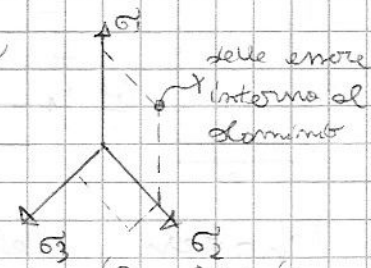
$$P_{max} = \frac{2 \cdot f \cdot b \cdot h^2}{\gamma \cdot L^2}$$

Teoria del calcolo a rottura: verificare se \exists un campo σ n.a. con Q e de Morawski la c. di tenst.

- $\exists \sigma(x)$ n.a. con Q (Matricamente simmetriche)
- $\sigma(x) \leq f \quad \forall x$ $f =$ resistenza (plasticamente)

$\sigma(x)$ è variabile tensoriale verifica che $\Pi(x) \in \mathcal{A}$ dominio:

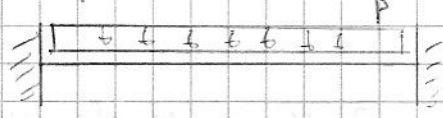
$$\underline{\underline{\sigma(x) \in G(x) \quad \forall x}} \quad [G(x) \text{ a } x \text{ se il corpo è eterogeneo}]$$



Considerando le σ principali:

La struttura è in grado di sopportare il carico solo se \exists un campo di tensione matricamente e plasticamente simmetriche (ammesso che può accadere qualcosa così)

Applicazione:



Approccio cinematico: trovare le eq. di equilibrio in forma debole

\mathcal{L} forte est. $<$ \mathcal{L} deboli. interne molto elevate ten. max.

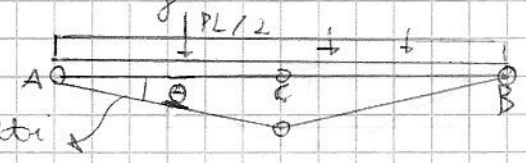
Uno $PLV \times$ risolvere le con. di st. di equilibrio: (9)

Le verifiche in maniera globale introduciamo un lavoro virtuale

Da un campo di spost. $\hat{u}(x) \rightarrow \hat{\xi}(x) \rightarrow L_e = \int \sigma(x) \cdot \hat{\xi}(x)$

Ripetere $\forall \hat{u}(x)$ la cond. $L_e = Q \cdot \hat{u}$ (con Q : forze esterne), \equiv all'imporre la c. di equilibrio. Impongo solo gli $\hat{u}(x)$ dove Q

fanno un maggiore lavoro cinematico di collano a tratti



$L_e = Q \cdot \hat{u} = 2 \cdot \frac{PL}{2} \cdot \frac{L}{4} \theta = \frac{PL^2}{4} \theta$ (lavoro esterno)

Il lav. delle f. interne e' concentrato nelle cerniere: momento della trave per rotazione: $L_i = \pi_A \cdot \theta + \pi_B \cdot \theta + \pi_C \cdot 2\theta$

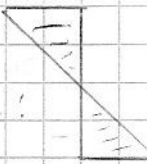
$L_e = L_i$ (non si sa nulla $\forall \pi_A, \pi_B, \pi_C$ quindi venga non si sa nulla)

Per garantire le condizioni di resistenza:

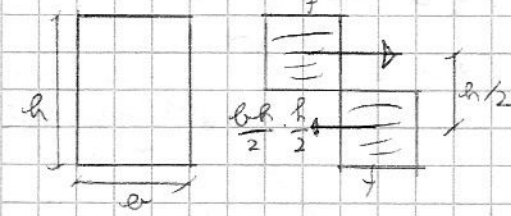
$\pi_A \leq \pi_u, \pi_B \leq \pi_u, \pi_C \leq \pi_u$

Quanto vale π_u ?

$\pi_u = \pi_{el} \cdot W$ (materiale $\cdot W \rightarrow$ momento al limite d'elasticita' con distribuzione)



Il momento ultimo non delle travi e' associato ad una distribuzione elastica:



$\pi_u = f \cdot 2$ momenti statico di $\frac{1}{2}$ sezione (S):
 $\pi_u = f \cdot \frac{b \cdot h^2}{4}$

Ipotesi del calcolo a rottura:

- materiale \propto snello
- no problemi di configurazione geometrica

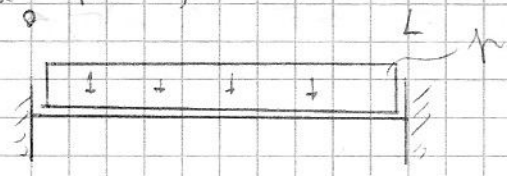
Primo passaggio: $\pi_A, \pi_B, \pi_C \rightarrow$ selgo il max:

4. $\pi_u \cdot \theta = 4 \cdot f \cdot \frac{b \cdot h^2}{4} \cdot \theta = \frac{PL^2}{4} \cdot \theta$

Carico ultimo

$P_{max} = 4 \cdot \frac{f \cdot b \cdot h}{L^2}$

\rightarrow e' 2 quello elastico, si sfrutta duttilita' della sezione (loale) e della struttura intiera (globale) dovuta al materiale

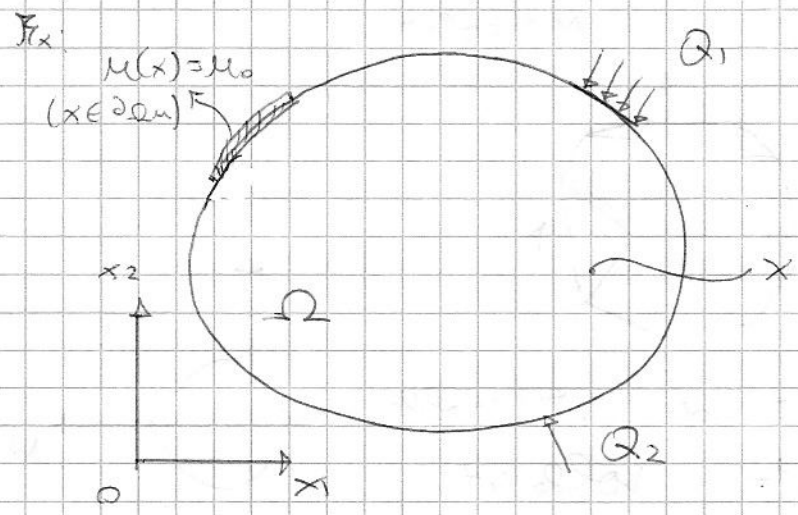


$$\tau \leq \tau_{lim}$$

Calcolo a rottura: - Verifica resistenza $\tau(x) \leq \tau_{lim} \forall x \in [0, L]$

- Equilibrio: $\tau(x)$ static. amm. con q applicato

CALCOLO A ROTTURA



Struttura sovrapposta a carico Q_1, Q_2
 Condizioni al contorno.
 Problema generale di qualunque corpo

Del τ di vita costitutivo sappiamo che la info sono rapp. da dominio di resistenza $G(x)$ costruito nello spazio delle tensioni $[\underline{\sigma}]$ tensore delle tens. doppio simmetrico, 6 componenti indipendenti:

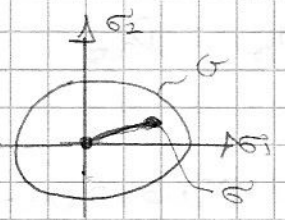
$$\begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ & \sigma_y & \tau_{yz} \\ & & \sigma_z \end{pmatrix}$$

Sym

G definito in spazio a 6 dimensioni.

- Assumiamo che $\underline{\sigma} = 0$ sia interno al dominio o al limite alla $\partial\Omega$. (ovvero se roll. esterna e' nulla materiale lo sovrapposta)

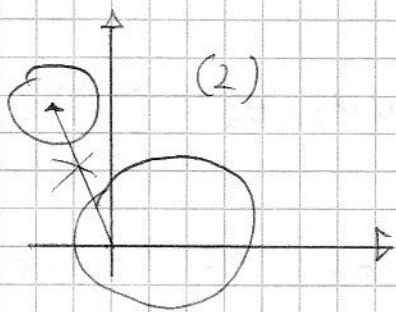
- Se $\underline{\sigma} \in G \forall \alpha \in [0, 1]$ allora $\alpha \underline{\sigma} \in G$ (dominio e' stellato)



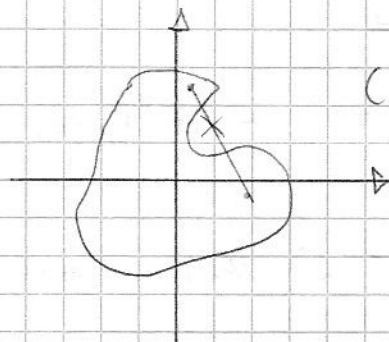
- G e' convesso: stati σ_1, σ_2 e

$\forall \alpha \in [0, 1]$, se $\sigma_1, \sigma_2 \in G$ allora $\alpha\sigma_1 + (1-\alpha)\sigma_2 \in G$.

NO:

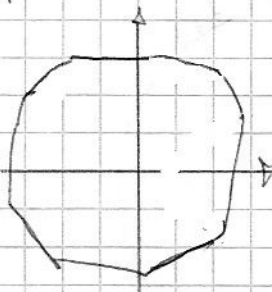
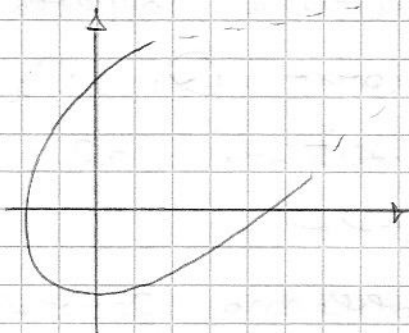


(2)

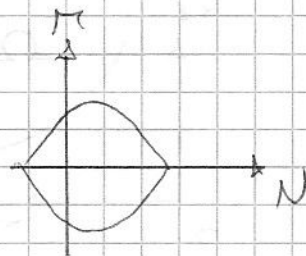


(3)

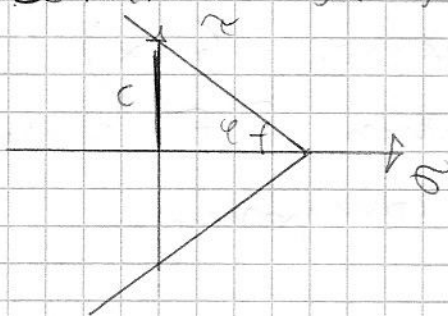
Il dominio può essere aperto o fatto di punti "isolati":



Abbiamo visto domini di premoltiplicazione ma è definito in Mats. Rollet.



Domini di Res. di Mohr-Coulomb:



φ : attrito

Ten. e' ammissibile

c : coesione

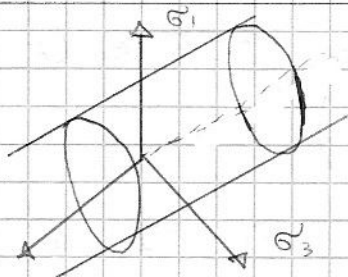
$$\text{se } |\tau| \leq c + \sigma \tan \varphi$$

Spesso dominio è espresso da disuguaglianza. In generale

$$f(\underline{\sigma}) \leq 0 \iff \underline{\sigma} \in G$$

Per p.c. : $f(\underline{\sigma}; c) = -c - \sigma \tan \varphi + |\tau| \leq 0$

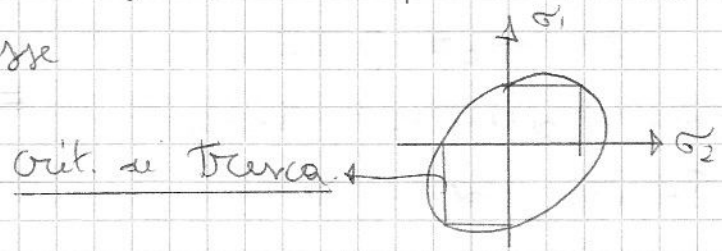
Criterio di Von-Mises:



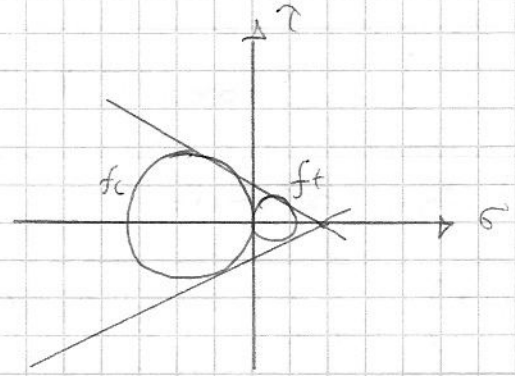
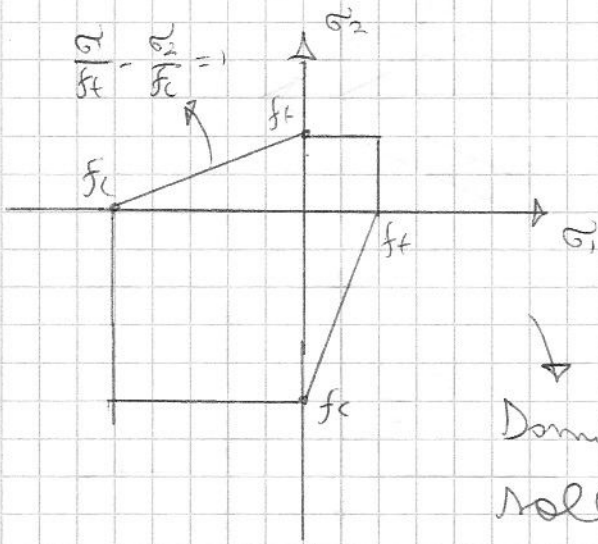
Data la bisettrice, il dominio è il cilindro che lo ha come base

Stati idrostatici non influenzano

la rev. del materiale. μ se interviene la τ ortogonale (σ deviatorica) e μ sposta dall'asse. Nel piano ho ellisse



Da M.C. Per $\sigma_3 = 0$



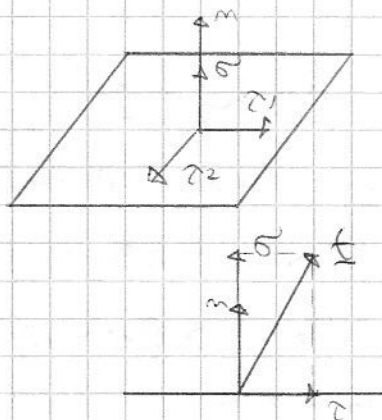
Domini MC in Mats di sole piano.

Questi domini esistenti rispettivamente 1), 2), 3) e sono tutti nei modi più dispartati.

Domini espresi nello spazio delle $\sigma_{1,2,3}$ (t. primo) la maggior. Perché l'ipotesi di materiale isotropo e dominio delle energie invariante al variare delle σ primi e quindi è espreso in loro funzione.

Se studiasse le travi μ è utile uno Mats delle costanti M, N, V .

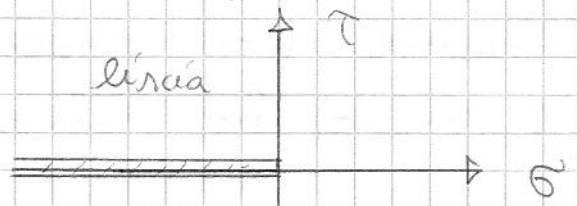
Se lavoro in interfaccia (come strutt. murarie) definiremo \hat{m} e definiremo lo Mats di tensione σ, τ_1, τ_2 . Spesso interfaccia piano:



$$\sigma = \underline{t} \cdot \underline{m}$$

$$\underline{\tau} = \underline{t} - (\underline{t} \cdot \underline{m}) \underline{m}$$

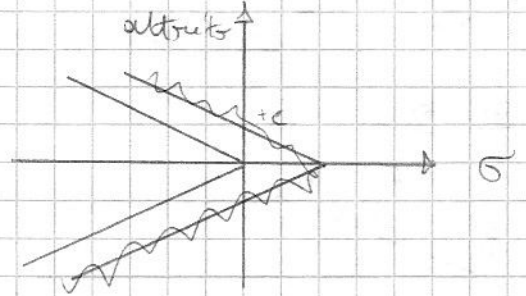
Interfaccia libera (pulita di attrito) nel piano σ, τ . Se $\sigma > 0 \equiv$ trazione
 altra NO trazi. (solo compr.)



Se con attrito varia il campo di T.C.

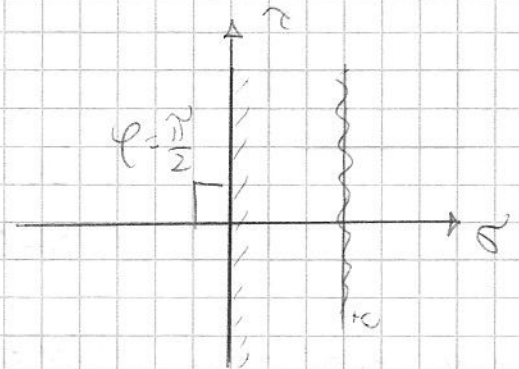
Per l. libera

$$f(\sigma, \tau) = \max\{\sigma, |\tau|\} \leq 0$$



Per l. con attrito

$$f(\sigma, \tau) = |\tau| - \sigma \tan \varphi \leq 0$$

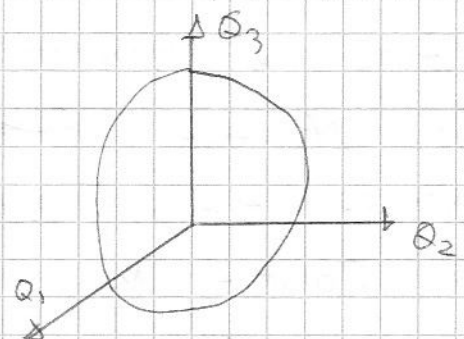


Se l. con attrito ∞ ho tutti il semipiano di tensioni negative.

$$f(\sigma, \tau) = \sigma \quad (\text{se ci fosse coesione } \sigma = c, \text{ minimo su asse } \sigma)$$

Ho sistema con n tipologie di carico (non correlati tra loro) qual e' il "carico massimo" da portare, definito "somma di carichi sopportabili", siamo in grado?

NO!



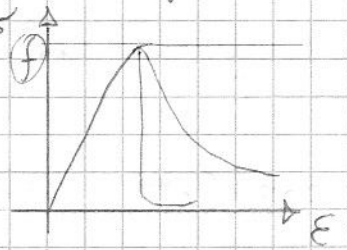
Se conosciamo le caract. di

resistenza e bruta non e' meg. Altre 2 ip.:

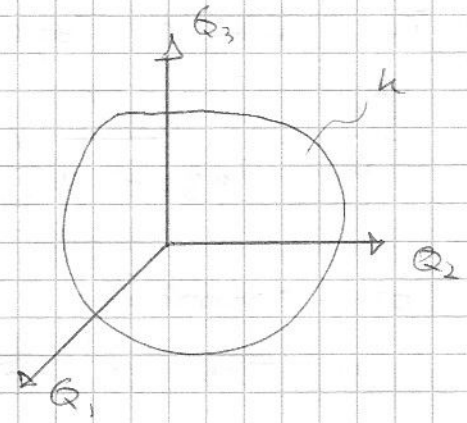
- ma σ indotti da fenomeni di non linearita' geometrica (var. config. struttura trascurabile)

(14) Va definita nel caso anche la deformabilita' (Var. $\frac{\sigma^2}{E}$) e non la ten. nell'instabilita'

- Comportamento del materiale va definito non solo il valore di $\sigma_{\text{ter. f.}}$ ma come si comporta una volta raggi. f. Se e' utile allora n ^{imp} altrimenti va indicato.



$$\boxed{\begin{aligned} \underline{Q} \in k \text{ e } \left\{ \begin{array}{l} \underline{\sigma} \text{ S.A. } \underline{Q} \\ \underline{\sigma}(x) \in G(x) \forall x \in \Omega \end{array} \right. \end{aligned}}$$

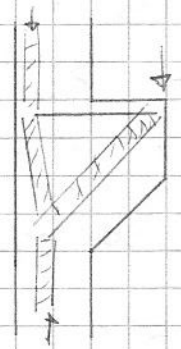
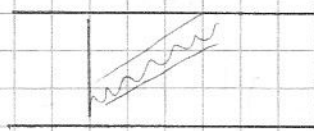


TESTI DEL CALCOLO A ROTAZIONE

Data struttura in calcestruzzo campo σ arbitrario (prob. semplici) come in geotecnica, si identifica flusso di σ dall'applicazione di vincoli. Metodo ^(comp.) STRUT & ^(test) TIE nel c.a., utile x armature in regioni nodali in c.a.

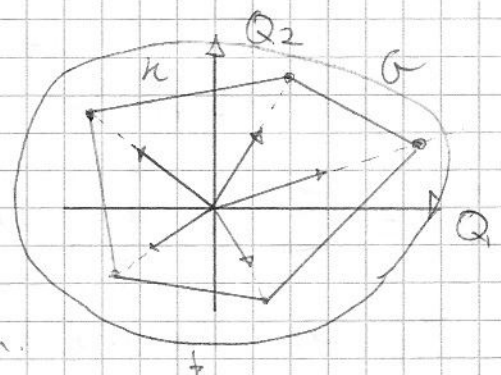
Ex: biella e tirante dimensionamento e verifico biella e armatura.

Come nel taglio



Calcolo V_u come min biella e armatura. Si può usare anche per VALUTARE (c'è equilibrio verificato) e $\uparrow V$ e $\downarrow V$ come si rompe.

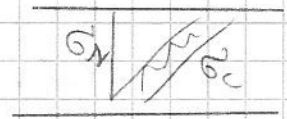
Costruito poligono n c. intorno a G . Eq. equil. lineari SD e' op lineare \Rightarrow linearità di k e le prop. di G in beam. a k (com. convesso).



Spesso si ha: si conosce valore x difetto dell'effettivo σ_{max} rapportabile, non sappiamo modellare perfettamente struttura. Carico definito e' minore di quello reale.

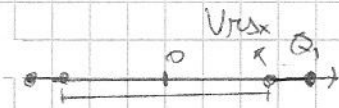
Ex: per il taglio, da equilibrio ho

$$\frac{F_N}{N} = \frac{V}{g \cdot d} \cdot \sigma_N \rightarrow \sigma_N = \frac{V \cdot d}{g \cdot d \cdot A_N}$$



con modello a traliccio da noi implementato

(di ser. e $V \leq g \cdot d \cdot \frac{F_N}{N} \cdot f_{yd}$ ovvero,



Per conoscere campo equo il campo σ e' semplice.

Alternativa debole

E' difficile costruire campo tensoriale, app. diretto e' difficile. Allora uso la forma debole, uso PLV, nelo bene cinematica. Introduco campo spost. virtuali e affermo che $L_e = L_i$.

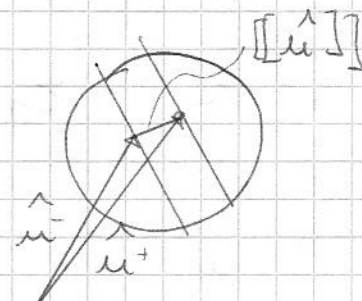
\hat{u} : campo sp. virtuali

$$\int_{\Omega} \left(\underline{\underline{\sigma}}(x) : \underline{\underline{\epsilon}}(\hat{u}, x) \right) dV + \int_{\Sigma} \left(\underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{\underline{m}} \right) \cdot \left[\hat{u}(x) \right] dS = L_i$$

$$\text{con } \underline{\underline{\epsilon}}(\hat{u}, x) = \text{sym } \nabla(\hat{u}(x))$$

Σ : campo spost. discontinuo $[\hat{u}(x)] = \hat{u}^+(x) - \hat{u}^-(x)$ (salt)

$$L_e = \underline{\underline{Q}} \cdot \underline{\underline{q}}(\hat{u}), \quad L_i = L_e$$



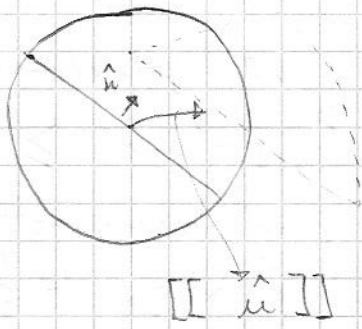
Eq. di equilibrio in forma debole
 (16) se $\nabla \hat{u}$ c.a. \exists eq. forma forte.

Campo di spostamento:

24/10/08

$$\hat{\underline{\epsilon}} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \hat{u}_j}{\partial x_j} + \frac{\partial \hat{u}_i}{\partial x_i} \right] \quad \text{dove} \quad \hat{\underline{u}} = \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{pmatrix}$$

$$\left(\begin{array}{ccc} \frac{\partial u_1}{\partial x_1} & \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_1}{\partial x_2} + \frac{\partial u_2}{\partial x_1} \right) & \dots \\ & \frac{\partial u_2}{\partial x_2} & \dots \\ & & \dots \end{array} \right)$$



Superficie con normale \hat{n}

$\underline{t} = \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{m}$ → Il tensore \underline{t} in
ottiene proiettando $\underline{\underline{\sigma}}$ nell'asse \hat{n}

$$\begin{cases} \underline{t} = \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{m} \\ \underline{t} \cdot \underline{\underline{u}} \end{cases} \quad \text{i lavori sono funzione del campo di spost. virtuale}$$

Quindi l'equilibrio in ha quando $W_{int}(\hat{\underline{u}}) = W_{ext}(\hat{\underline{u}})$ qualunque sia il campo di spostamento virtuale $\hat{\underline{u}}$.

Eq. equilibrio in ogni punto: (equazioni di campo)

$$\begin{cases} \text{div } \underline{\underline{\sigma}} = - \underline{b} \rightarrow \text{forze di volume} \\ \underline{\underline{\sigma}} \cdot \underline{m} = \underline{t}_n \rightarrow \text{nei punti in cui è assegnata una cond. al contorno di carico esterno.} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Condizioni di eq.} \\ \rightarrow \text{da soddisfare sempre} \\ \text{e } \forall \text{ punto} \end{array}$$

Dopo aver risolto le eq. di equilibrio in massima $\underline{\underline{\sigma}}$ il lavoro interno sotto le cond. imposte dal contorno di Dirichlet .
Il campo di tensioni $\underline{\underline{\sigma}}(x)$ è generico, non automaticamente assegnato.

$$W_{int} = \max_{\underline{\underline{\sigma}}} \left\{ W_{int} \left(\underline{\underline{\sigma}}, \hat{\underline{u}} \right) / \underline{\underline{\sigma}}(x) \in G(x) \forall x \in \Omega \right\}$$

massimo lavoro interno che la struttura è in grado di

Impedire sotto le condizioni del C. Resistentemente.

Dato quindi il campo di spostamenti \hat{u} , massimizzato δ rispettando le condizioni del criterio di resistenza.

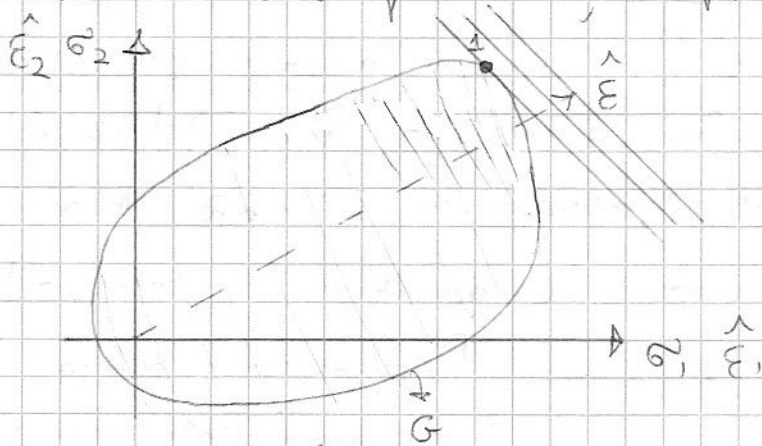
Lavoro massimo interno

$$\Pi(\hat{\underline{\sigma}}, x) = \max_{\underline{\sigma}} \underline{\sigma}(x) \cdot \underline{\underline{\epsilon}}(x, \hat{u}) / \underline{\sigma}(x) \in G(x)$$

Funzione di appoggio del dominio di Res. $G(x)$
 Termine duale (membrano e' uno lavoro rispetto all'altro)

Lo stato di tensione nella $\in G(x)$ il prodotto $\underline{\sigma}(x) \cdot \hat{\underline{\epsilon}}$ può essere ≥ 0

I. $\hat{\underline{\epsilon}}$ non negativa poiché il prodotto può assumere solo valori positivi, al più $= 0$. $[\Pi(\hat{\underline{\sigma}}, x) \geq 0 \quad \forall \hat{\underline{\epsilon}}]$

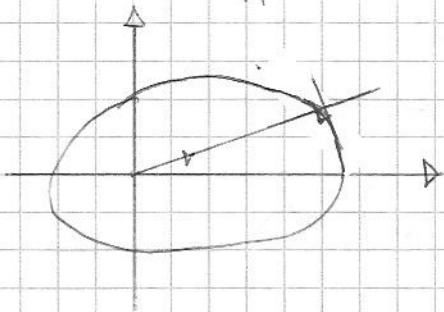


• Introduciamo una CINEMATICA VIRTUALE (definiamo un vettore di deform. $\hat{\underline{\epsilon}}$ nel quale compiamo lavoro le tensioni)

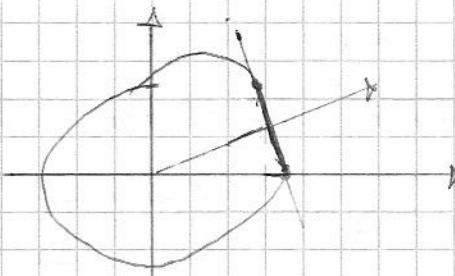
- Componenti della deformazione $\hat{\underline{\epsilon}}_1, \hat{\underline{\epsilon}}_2$
- Dare una cinematica virtuale significa dare una direzione. Bisogna ora identificare il punto $\underline{\sigma}(x) \in G(x)$ che massimizza il lavoro per $\hat{\underline{\epsilon}}$
- In $I \cup n$ ha lo stato tensionale che massimizza il lavoro data la def. $\hat{\underline{\epsilon}}$ sotto le C. imporre di resistenza il lavoro e' il PRODOTTO SCALARE delle due componenti di $\underline{\sigma}(x)$ (ovvia il prodotto dell'uno moltiplicato per la componente dell'altro proiettata

nella direzione dell'uno)

Se il dominio è STRETTAMENTE CONVESSO, $\forall \epsilon$ fissato \exists un solo punto del dominio che soddisfa le condizioni appena viste altrimenti non è ok.



Dom. convesso

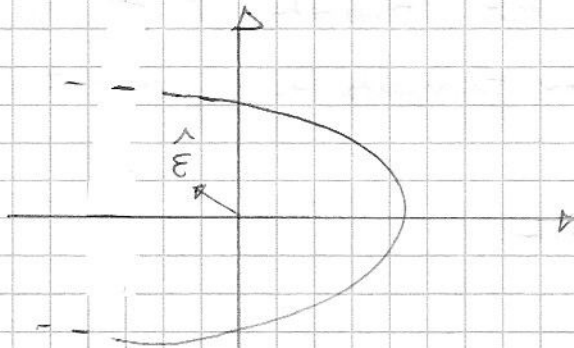


Dom. non ^{strett.} convesso (+ di punti)

Dom. non strettamente convesso quindi

\exists + punti di W_{opt}

Se il dominio è APERTO:



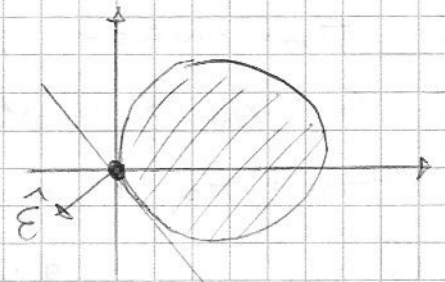
$$\Pi(\hat{\epsilon}, x) = +\infty$$

Può avere valore $+\infty$ se il dominio è illimitato nella direzione di $\hat{\epsilon}$

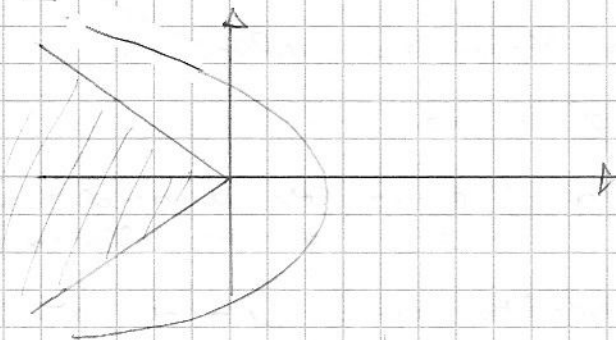
Nel caso in cui il dominio passa per l'origine potrebbe verificarsi che

$$\Pi(\hat{\epsilon}, x) = 0$$

[la \perp a $\hat{\epsilon}$ è tp al dominio e passa per l'origine]



\exists cono all'interno del quale $\Pi(\hat{\epsilon}, x) = +\infty$



a) PROPRIETÀ della funzione di appoggio $\Pi(\hat{\epsilon}, x)$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Pi(\hat{\epsilon}, x) \geq 0 \quad \forall \hat{\epsilon} \text{ (sempre positiva)} \\ \Pi(\alpha \hat{\epsilon}, x) = \alpha \Pi(\hat{\epsilon}, x) \quad \forall \hat{\epsilon}, \forall \alpha > 0 \end{array} \right. \quad (19)$$

La proprietà di resistenza da quella nel dom. di Ter.

Funzione di appoggio nei PUNTI SINGOLARI

$$\tilde{\Pi}(\llbracket \hat{u} \rrbracket, \underline{m}, x) = \max_{\underline{\sigma}} \left\{ \left(\underline{\sigma}(x) \underline{m}(x) \right) \cdot \llbracket \hat{u} \rrbracket / \underline{\sigma}(x) \in G(x) \right\}$$

Def. analoga fatta nei

punti di discontinuità' \rightarrow stesso propr. (a)

$$W_{\pi} = \int_{\Omega} \tilde{\Pi}(\underline{\varepsilon}, x) dV + \int_{\Sigma} \tilde{\Pi}(\llbracket \hat{u} \rrbracket, \underline{m}, x) dA$$

Condizione di Terzitenita:

(se non si rispetta all'uguaglianza

ha trovato il L. int.

max rispettando il out. Ter.)

$$W_{\pi} \leq W_{ext} \quad \forall \hat{u} \text{ c.a.}$$

non indago su un campo ristretto di n virtuali
(cinematicamente ammissibile)

1. Trovo meccanismo di collasso

2. Calcolo W_{int}

3. " W_{ext}

4. Parametrizzo W_{int}

5. Se $W_{\pi} \geq W_{ext} \quad \forall$ meccanismo di collasso la

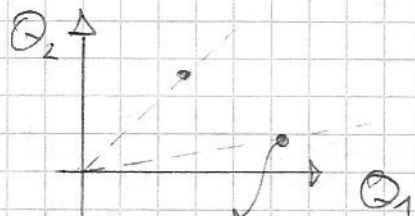
struttura è in grado di portare quei carichi, quindi

$Q \in K$. In questa formulazione dovrei indagare tutti gli stat. c.a.

formulazione di + facile e ammissibile $Q \in K$ se $W_{\pi} < W_{ext}$ (la struttura collassa)

proviamo risolvere che $Q \notin K$ se

$\exists \hat{u} \text{ c.a.} / W_{\pi} < W_{ext} = Q \cdot q$ (evito così di analizzare tutti i mecc. di collasso)



1 punto ottenuto dopo aver finito un meccanismo di collasso

2 punti: cambia il meccanismo di collasso

a: scelta una seq. di carichi

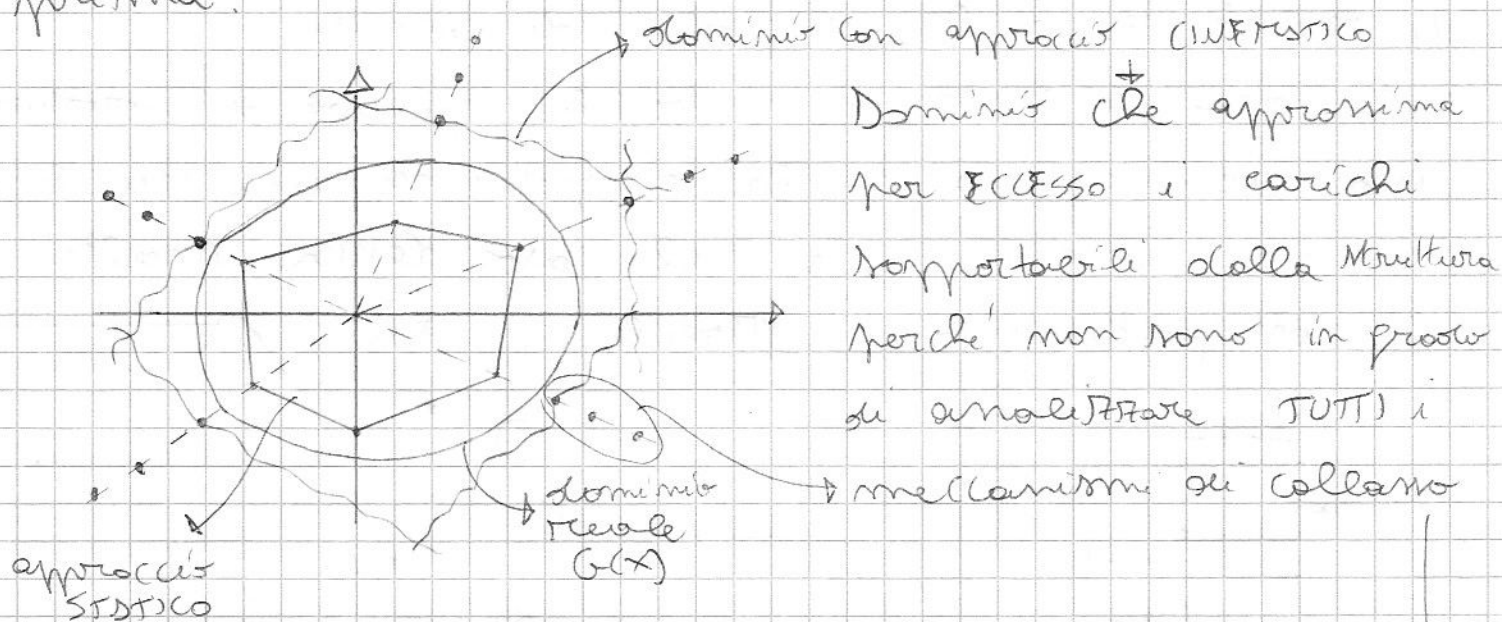
b: studio un mecc. di collasso

c: attraverso W_{int} e W_{ext}

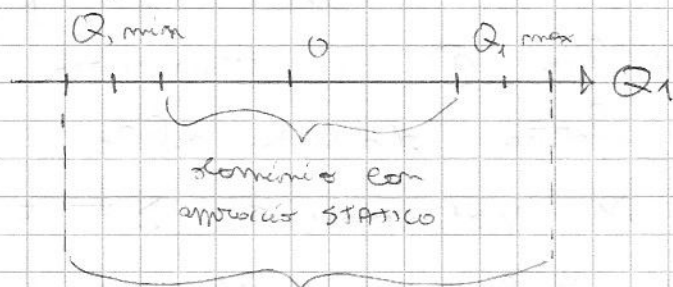
d: determino un punto

del dominio che rappresenta la rottura *
 e: ripeto la stessa cosa con altre distinzioni
 * Ripeto da 0 cambiando il meccanismo di rottura
 fino a quando non ho analizzato tutti i punti
 di rottura in corrispond. di tutti i mecc. di collano (NON PRATICO)

Sceita del PUNTO DI COLLASSO (nella situazione scelta)
 più vicino all'origine perché è quello che si manifesta
 prima.



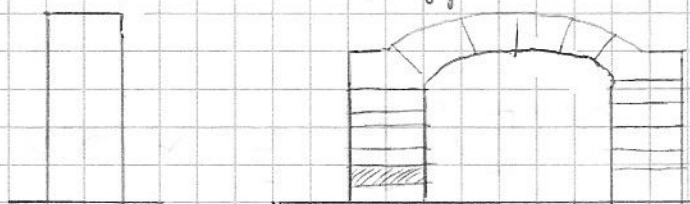
Se agisce un solo carico nella struttura:



dominios ottenuti con
 approccio CINETICO

Sceita 1 dei $Q_{collano}$
 3 mecc. di collano e scelgo
 il minimo, quindi traccio
 la I alla situazione scelta
 estante per quel punto

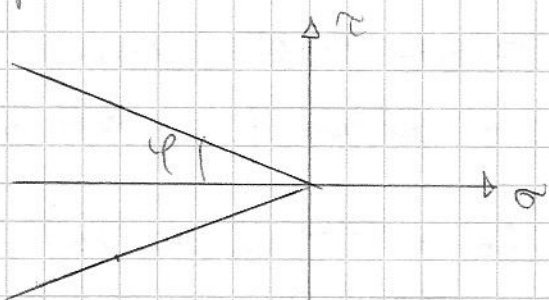
Ex: muro appoggiato su interfaccia munita di ATTRITO



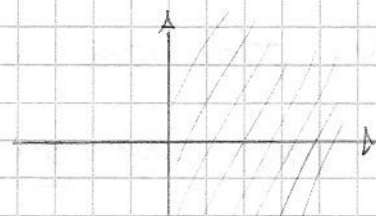
Si considerano come
 ∞ resistenti



La resistenza è definita dalle caratteristiche di attrito (il caso di superficie liscia non è applicato perché lontano dalla realtà).

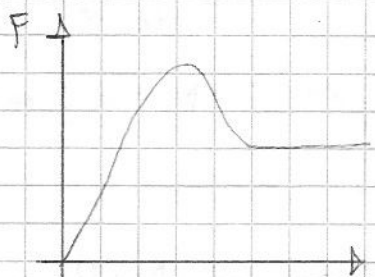
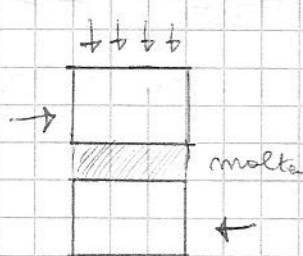


Il caso di cerchi n ha attrito ∞

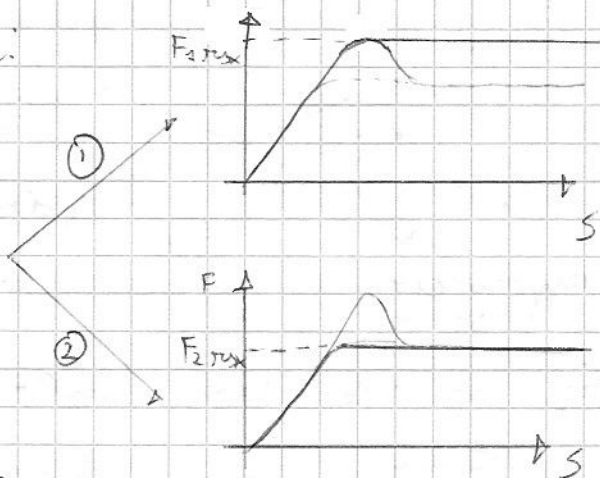


Problema di resistenza globale ridotto a problema di resistenza nelle superfici di contatto.

Nel caso di TULLI n potrebbe pensare di introdurre una coesione ma n fa e ipotizza di una duttilità ∞ dei materiali e nel caso della malta il comportamento è fragile.



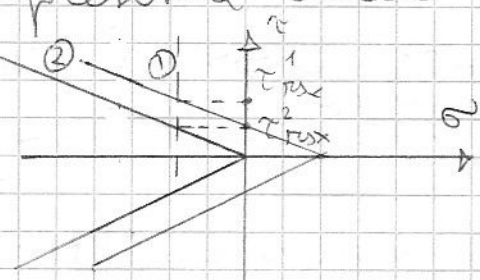
Caso RESILE



2 possibili modellazioni; nella ② n trascura il valore di picco della forza dovuto alla presenza della coesione e n ipot. comport. DUTILE

Quindi n fa l'ip. di strutture con:

- elementi ∞ resistenti
- interfaccia priva di coesione



Approccio cinematico

$$W_n = \int_{\Omega} \Pi(\hat{\epsilon}, x) dV + \int_{\Gamma} \Pi([\hat{u}], u, x) dS$$

Dato \hat{u} , calcolo W_{EST} e confronto W_I e W_{EST} .

Consideriamo i campi di spostamenti possibili e decidiamo quale valutare.

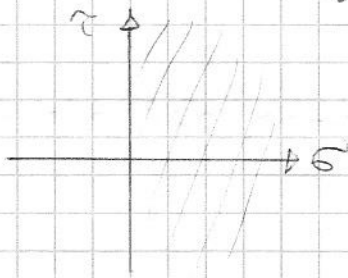
- Promissibilità a): Considero deformazioni degli elementi

Strutturali + NO! Gli elementi sono
 Se l'elemento è ∞ rigido il $\Pi(\hat{E}, x)$ è ∞ e non si ottiene nessuna limitazione nel lavoro esterno. $G(x)$ è tutto il piano
 Se la def. degli elementi è nulla, ho:

Se l'elemento è ∞ rigido, la def è nulla e \Rightarrow anche il lavoro $= 0$

$$\int_{\Omega} \Pi(\hat{E}, x) dV = 0$$

- Promissibilità b): interfaccia con attrito ∞



$$\underline{t} = \begin{pmatrix} \sigma \\ \tau \end{pmatrix}$$

$$\sigma = \underline{t} \cdot \underline{n}$$

$$\text{Il lavoro } e' = \underline{t} \cdot \llbracket \hat{u} \rrbracket$$

$$\Pi = \max \left\{ \underbrace{\underline{t} \cdot \llbracket \hat{u} \rrbracket}_{\text{Lavoro}} / \underline{t} \in G \right\}$$

Espressione alternativa del dominio:

$$f(\sigma, \tau) \leq 0$$

$$f = \sigma$$

Se il vettore di discontinuità è compatto da

$$\llbracket \hat{u} \rrbracket = \begin{cases} \hat{u}_n & \text{normale} \\ \hat{u}_t & \text{tangenziale} \end{cases}$$

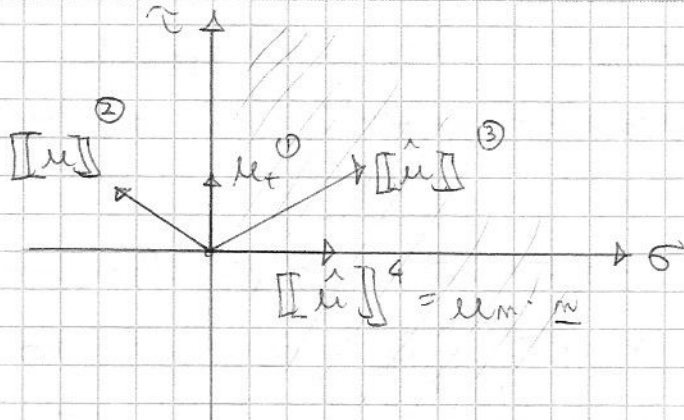
prod. scalare

Allora il lavoro = $\sigma \hat{u}_n + \tau \hat{u}_t$ (lavoro = $\underline{t} \cdot \llbracket \hat{u} \rrbracket$)

Consideriamo uno scorrimento nell'interfaccia

$\hat{u}_t \neq 0$, allora la funzione Π è ∞ ; lo

stesso per $\llbracket u \rrbracket^{(2)}$, $\llbracket u \rrbracket^{(3)}$ (perché (23))



nono prendere una $\tau = \infty$
 Solo nel caso $[\hat{\mu}]^4$
 lo spostamento è tale
 da $\tau = 0$. Negli altri
 punti $\tau = \infty$.

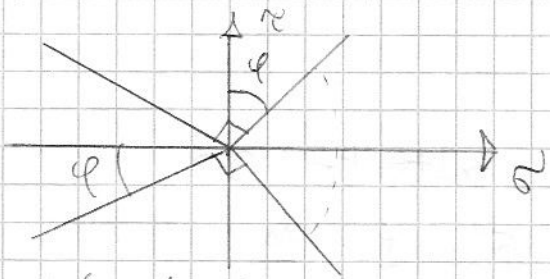
[firmati dei campi di spost. virtuale, si det. il lavoro della funzione di appoggio]

Quindi:

$$\tau([\hat{\mu}]) = 0 \quad \text{se } [\mu] = \mu_m \cdot m$$

$$\tau([\hat{\mu}]) = \infty \quad \text{altrimenti}$$

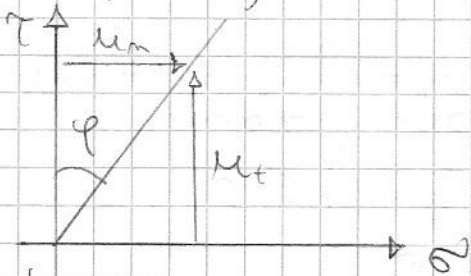
Nel caso di Coulomb si può individuare un



cono **NORTESI** che individua
 due zone del piano con
 valore di τ

$$\tau([\hat{\mu}]) = 0 \quad \text{se } [\mu] \text{ è all'interno del cono norm.}$$

$$\tau([\hat{\mu}]) = \infty \quad \text{altrimenti}$$



quindi quando $\mu_m \geq |\mu_t| \tan \varphi$
 dove φ è l'angolo di attrito

È necessario cercare i campi **PERINENTI** ossia i campi di spostamenti in cui $\tau \neq \infty$, altrimenti non si hanno limitazioni a Q_{ext} (e quindi a W_{ext})

Nelle ipotesi strutturali viste e se il campo di deformazione è pertinente, allora se:

$$W_{ext} > 0 \rightarrow \text{la struttura COLLISCE}$$

$$(24) \quad W_{ext} \leq 0 \rightarrow \text{" " non "}$$

[In una macchina fatta di corpi ∞ resistenti e superficie piane di contatto considerando un qualsiasi meccanismo di collano pertinente]

Si deve verificare quindi che:

+ $\forall \hat{u}$ pertinente ($\|\hat{u}\| < +\infty$) verificare che $W_{ext} \leq 0$

Il carico esterno può essere scomposto in:

+ carico Q_1 di cui voglio trovare una limitazione

+ " Q_0 peso proprio (permanente)

Quindi il lavoro esterno può essere espresso

$$W_{ext} = \lambda Q_1 \cdot q_1(\hat{u}) + Q_0 q_0(\hat{u})$$

Voglio det. $\lambda_{max} / W_{ext} \leq 0$ (molti carichi esterni)

$q_1(\hat{u})$ deve essere positiva + sceglia un me.

canismo di collano in cui il campo di spostamento

è positivo.

$$\lambda Q_1 q_1 \leq -Q_0 q_0(u)$$

Se $Q_1 q_1 > 0$ allora $\lambda = \frac{-Q_0 q_0}{Q_1 q_1} \geq 0$

Lavoro resistente fatto dai carichi permanenti.

$$\lambda = \left\{ \frac{W_R(\hat{u})}{W_N(\hat{u})} / W_N(\hat{u}) > 0 \right\} \quad \forall \hat{u} \text{ c.a. e pertinente}$$

\downarrow lavoro motore \downarrow limit. nel campo di spost.

METODI DI PROVA DELLE CURATURE

30/10/08

Campioniamo in laboratorio schiacciato tra 2 piastre.

La macchina fornisce i risultati, si può regolare

la velocità di variazione della spostamento o

la velocità di variazione della forza.

Se le superficie non sono // la piastra non

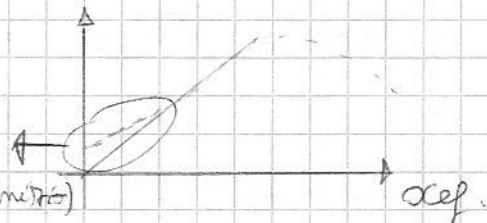
applica la sua forza uniformemente sulla superficie e si stagliano subito la rottura (+ il campione è debole inoltre, + bisogna procedere lentamente).

Tramite il E si può passare da σ in spost. a σ in forza [nel ramo di softening, necessariamente in controllo di spost.]

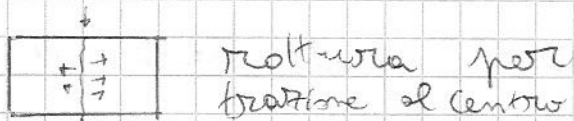
la rottura della muratura comincia dalle parti esterne (spigoli - fessure verticali - rottura).

Nelle prove c'è σ di rigidità

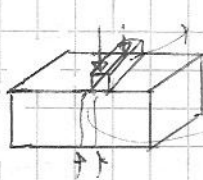
graduale (aderenza non completa pratica all'inizio)



Prove di Togli: carico statico tramite 2 elettrode superficiali



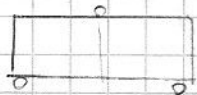
rottura per trazione al centro



barretta di legno

area molto compressa non si rompe, ma rott. e' in zone adiacenti

Rottura per flessione



Se il campione è tutto si aggiungono componenti di togli alle flessione.

la malta ha dim. standard del provino di $16 \times 40 \times 40$ con Nominatura 28 gg (umidità iniziale max.)

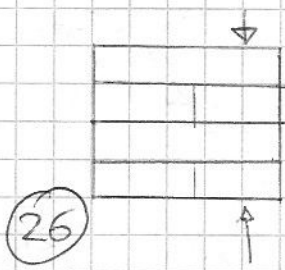
A seconda delle dim. del provino varia il confinamento il comportamento a flessione e' più fragile



→ dalla forza di compressione si ricava quella di trazione tramite il cerchio di Mohr

Nella muratura si devono considerare le caract. della RESIST. del RUSTINE e la loro DISPOSIZIONE GEOMETRICA.

Prova a pre-flessione:



Da carico eccentrico, misure σ e χ .

Potenzimetri misurano all. e all. delle

varie parti della struttura

[In genere si ha il ramo di softening]

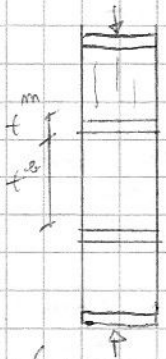
RESISTENZE A COMPRESSIONE PURA

31/10/08

o si produce modello in laboratorio, o test diretto, o relazioni in forma chiusa. Metodi di omogeneizzazione. Si tratta elements murari come se fosse un continuo omogeneo. Le caract. si det. a partire da proprietà elements di partenza e su posizioni (info su maltoni e malta e loro temperatura).

X gli archi n cont. per. a comp. ∞ ; se n rimane questa e n cont. corso eff. n 1 q. ultimo.

Modello a sandwich

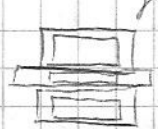


Noti f_c^b, E^b, ν^b
 f_c^m, E^m, ν^m

(b: brick; m: mortar)

Δ prove su comp. centrale mancano femore verticali // a instabilità di compressione lateralis ha $f_{ctol} \approx \frac{1}{10} f_{cd}$ e comp. fragile. Mattone n rompe a trazione, effetto Poisson (deformazione trasversale). Malta in edificio e + deformabile e debole del mattone tendono a deformarsi di più.

Se $\lambda \gg 1$ all'interfaccia:
 malta "tira" mattone \rightarrow no E trasvers.
 di compressione trasversale. \rightarrow dovuta a mattone sopra e sotto
 Il mattone \times equilibrio ha σ Trust in det. su fronte, malta lo fa dilatatore di più del semplice ν . Stato termone e $\langle \rangle$ sta semplice prova su cubetto di lateralis.

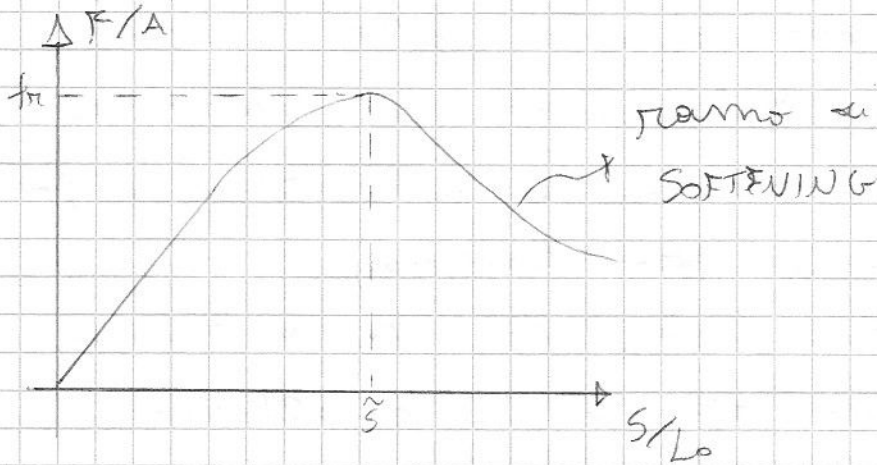


Mattone: $20 \div 30$ MPa

Morta: $2 \div 3$ MPa

\Rightarrow muratura: $7 \div 8$ MPa

Diagramma F - S prova compr. centrata



Calcolo f_{cd} e e' in base a 2 appr.

1) Elastico: muratura elastico-lineare fino a f_m , poi immediatamente fragile

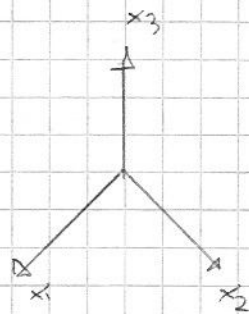
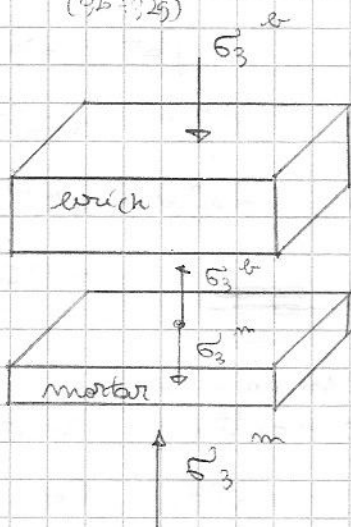
2) (a rottura: muratura duttile (eq. equib. non)
 con 1 rottura f_m , con 2 rotture f_m
 Componente

rotture ed e in equil. con corichi esterni

Approccio elastico:

Noti spessori t_m , t_a e prop. E_m e E_a e superficie f_m , f_a ,

E_m , E_a , V_m , $V_a \rightarrow (9,15 \div 9,2)$
 (9,25; 9,25)



Sollecitazione applicata in dir. x_3 .

Ipotesi: mezzo periodico illimitato;

tatt; malta e mattone omogenei, elastici e isotropi

- Equilibrio:

$$\sigma_3^b = \sigma_3^m$$

$$f^b \sigma_1^b + f^m \sigma_1^m = 0 \Rightarrow \sigma_1^m = - \frac{f^b}{f^m} \sigma_1^b = -\alpha \sigma_1^b$$

$$\underline{\sigma_1^m = -\alpha \sigma_1^b}$$

$$\underline{\sigma_2^m = -\alpha \cdot \sigma_2^b}$$

- Congruenza: perfetto vincolo malta / mattone, no

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{\varepsilon_1^b = \varepsilon_1^m} \\ \underline{\varepsilon_2^b = \varepsilon_2^m} \end{array} \right. \quad \text{movimenti relativi}$$

- Rel. costitutive:

$$\underline{\varepsilon_i = \frac{1}{E} [\sigma_i - \nu (\sigma_j + \sigma_k)]} \quad i, j, k = 1, \dots, 3$$

(per malta e per mattone separatamente)

Imponiamo congruenza:

$$\varepsilon_1^m = \frac{1}{E^m} [\sigma_1^m - \nu_m (\sigma_2^m + \sigma_3^m)] =$$

$$\varepsilon_1^b = \frac{1}{E^b} [\sigma_1^b - \nu_b (\sigma_2^b + \sigma_3^b)]$$

Moltiplico per E^b e definisco

$$\beta = \frac{E^b}{E^m}$$

(meno $\alpha, \beta > 1$ perché $f_b > f_m$
e $E^b > E^m$).

Impongo equilibrio: $\sigma_3^m = \sigma_3^b = \sigma_3$
 $\sigma_1^m = -\alpha \sigma_1^b$. Quindi:

$$\varepsilon_1^m = \beta [-\alpha \sigma_1^b - \nu_m (-\alpha \sigma_2^b + \sigma_3)] - \sigma_1^b + \nu_b (\sigma_2^b + \sigma_3) = 0 \quad (29)$$

Raccolgo e moltiplico per -1:

$$\textcircled{1} \quad (1 + \alpha\beta) \sigma_1^b - (V^b + \alpha\beta V_m) \sigma_2^b - (V_0 - \beta V_m) \sigma_3 = 0$$

Ripeto con 2^a eq. congruente:

$$\textcircled{2} \quad -(V^b + \alpha\beta V_m) \sigma_1^b + (1 + \alpha\beta) \sigma_2^b - (V_0 - \beta V_m) \sigma_3 = 0$$

Pongo $\textcircled{1} - \textcircled{2}$:

$$\underline{\sigma_1^b = \sigma_2^b} \quad (\text{tensioni nel piano } \perp \text{ a } \sigma_3 \text{ esterna sono uguali})$$

Sfrutto e sostituisco:

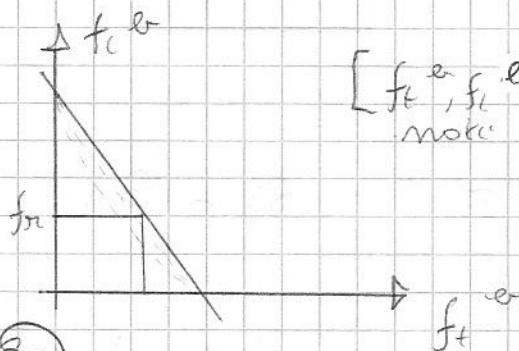
$$\frac{(1 - V_0) + \alpha\beta(1 - V_m)}{(1 + \alpha\beta - V_0 - \alpha\beta V_m)} \sigma_1^b - (V_0 - \beta V_m) \sigma_3 = 0$$

$$\sigma_1^b = \sigma_2^b = \frac{V_0 - \beta V_m}{(1 - V_0) + \alpha\beta(1 - V_m)} \cdot \sigma_3 \quad A > 0 \text{ sempre}$$

Segno di σ_1 e σ_2 α β ; gli segni sono opposti a σ_3 . Se malta + ruota malta invece σ_1, σ_2 sono di compressione e ruota e trazione nella malta.

In pratica il + ruota si rompe per trazione, il più debole e' compresso.

Criterio di resistenza per σ_3 : (Mohr-Coulomb) lineare



$[f_t^e, f_c^b]$ Si entra con
 ruota a trazione e si determinano
 f_m , ma soprattutto, in
 realtà sono curve.

Diminuisce trazione portata,

Quintouso:
$$\frac{\sigma_1}{f_t} - \frac{\sigma_3}{f_c} \leq 1 \quad (\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3)$$

Curve sperimentali sono del tipo:

$$\frac{\sigma_1}{f_t} - \left(\frac{\sigma_3}{f_c}\right)^m \leq 1 \quad (m < 1)$$

Com. P.C.:

$$-\sigma_3 \leq \frac{f_c^e}{1 - \frac{f_c^e}{f_t^e}} \cdot A$$

+ è meno giunto, ↓ res. comp.

→ FORMULA DI HILSDORF (1969)

Calcolo a rottura

Ip: materiale ∞ duttile, struttura resiste a carico con config. di equilibrio sfruttando la plasticità totale. Si risale il valore calcolato per un "fattore di concentrazione delle tensioni" $\approx 1,3 \div 1,4$ speriment. Anche qui P.C.

$$\begin{cases} \frac{\sigma_1^e}{f_t^e} - \frac{\sigma_3^e}{f_c^e} \leq 1 \\ \frac{\sigma_1^m}{f_t^m} - \frac{\sigma_3^m}{f_c^m} \leq 1 \end{cases} \quad \textcircled{1}$$

$$\frac{f_c^m}{f_t^m} = 4,1 \quad (\text{misura sperimentali})$$

Ripetuto rimp. a σ_1 :

$$\sigma_1^e \leq f_t^e + \frac{f_t^e}{f_c^e} \sigma_3^e$$

$$\sigma_1^m \leq f_t^m + \frac{1}{4,1} \sigma_3^m$$

Per eq. $\sigma_3^e = \sigma_3^m = \sigma_3$

$$\alpha = \frac{f^e}{f^m} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1^m = -\alpha \sigma_1^e \\ \sigma_2^m = -\alpha \sigma_2^e \end{cases} \quad \text{Sott.:$$

$$-\alpha \sigma_1^e \leq f_t^m + \frac{1}{4,1} \sigma_3 \Rightarrow \sigma_1^e \geq -\frac{f_t^m}{\alpha} - \frac{1}{4,1 \alpha} \sigma_3 \quad (2)$$

Pongo (1) + (2).

$$-\frac{f_t^m}{\alpha} - \frac{1}{\alpha \cdot 4,1} \sigma_3 \leq \sigma_1^e \leq f_t^e + \frac{f_t^e}{f_t^e} \sigma_3$$

$$\leq$$

Quindi:

$$-\sigma_3 \leq \frac{\frac{f_t^m}{\alpha} + f_t^e}{\frac{f_t^e}{f_t^e} + \frac{1}{\alpha \cdot 4,1}} = \tilde{f}_{tr} \Rightarrow \sigma_{tr} = \frac{\tilde{f}_{tr}}{U_0}$$

con $U_0 \approx 1,3$ (fatt. conc.

tensione; interfacce si danneggiano e le concentri.
 tensioni in zona centrale integra che induce trazione;
 inoltre infatti non è illimitata e stato σ compr.
 non è uniforme, alle estremità si deteriorano i
 giunti di malta e vengono espulsi



6/11/08

Difficile fare prove su intero pannello
 di muratura esistente. Si possono però fare
 piccole prove di malta, piccole prove penetrom.
 ecc.

Se giunti sono + sottili, ↑ la res muratura.

MURATURE STORICHE

Sono molto varie e complesse. Ampia diff.
 (32) orientazione del materiale.

Maturatura nel tempo non è stata realta. con
specifiche prescrizioni (tranne oppi).

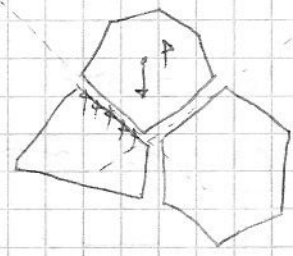
Una delle più antiche mazzolati è l' OPERA POLIGONA
(Vitruvio). Blocchi accuratamente lavorati, diversi, messi
/ sta ridurre spazi vuoti, → a non avere per trame
piccolo n → a ridurre uso giunti. Si vuole
tempo. continuità "forza" come un monolite.

Molto oneroso. Attenzione che paramento sia privo
di lacune (entrano piante e questi elementi).

A secco non necessita di collegamenti, continuità
garantita da incastri.

Contr. concio.

Atione principale è il loro
peso. Da trasferire tramite



giunti a secco. Nascono forze verticali ± uniformi
con azioni N e Tangenziali.



Stress di 100 < per. materiale.

Le τ possono creare problemi. Il più essere
movimento più è inclinato il giunto, + τ e σ
e σ inducono movimenti. Più a rischio la
parte terminale (in quella centrale movimenti
blocco pietra inferiori è impedito da altri blocchi).

Infatti questa è fatta di pietra molto grande
che si oppongono con il loro peso.

Vantaggio è MINIMIZZARE lo scarto del materiale,
spazio minimo ma onere massimo.

OPERA QUADRATA

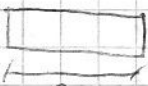
Elementi ± forma parallelepipedica circolando

si unip. le dimensioni del blocco.

Giunti il + probabile orizzontali e verticali. Giunto orizzontale e' migliore, "no" τ , N tutta contro per materiale.

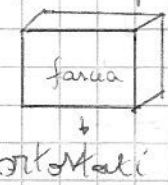
Prime opere pure di malta; nel periodo Romano si inizia ad usare. Piccoli giunti di "malta" ha la funzione di regolarizzare i contatti tra le pietre ed evitare alle concentrazioni di σ ~~#~~

A veder si vuole una γ lavorat. dei blocchi.

Lavorat. in lunghezza (l)  $l \cdot h$ e' - accorciata di quella in (h) che e' $\frac{l}{h}$ necessaria \times con σ .

Molte opere hanno blocchi messi alternatamente

di punta o di faccia.



faccia, 2 di punta e 3 di faccia.

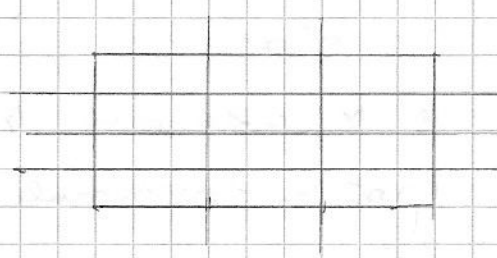
Tuoro in opera quadrata e' capio famiglia tipologia opere murarie


(anche dei m. in laterizi per essere

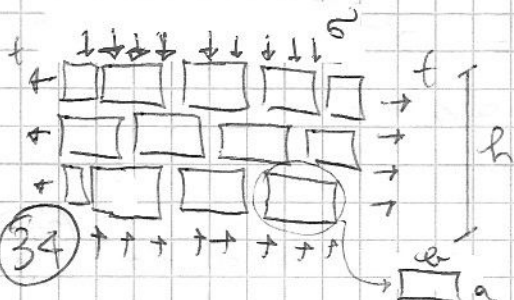
Δ materose e proprietà) secondo la struttura.

Giunti alternati nella verticale altrimenti avremo tante colonne indipendenti.

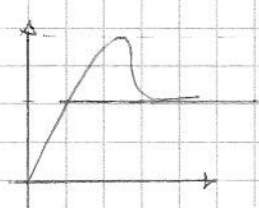
Giunto di letto puo' essere continuo perche' blocchi non si separano a causa del peso.



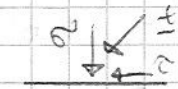
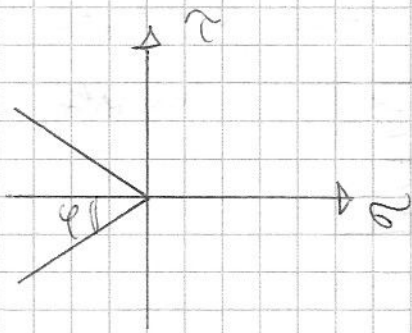
Nei verticali si possono aprire  si def. la PSEUDO RESISTENZA A TRAZIONE:



Valutiamo per. muratura unip. ad azione orizzontale t. H_p : blocchi ∞ per. e giunti con attrito e senza coesione



→ per calcolo a struttura uso coeff. di sicurezza (ignoro momento a far. di sicurezza)



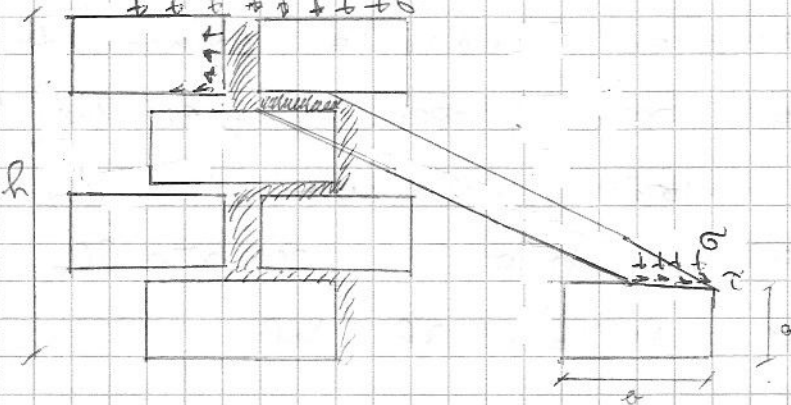
Out. di P.C.

È "prezioso" perché nasce non a causa propri. del materiale

ma a causa propri. muratura (temperatura, carichi...)

σ_v non me' questi, se terra e τ_h me' quelle di letto.

(campo uniforme)
 (res. $|\tau| \leq -\sigma \tan \varphi$)



$$t \cdot h = m \left(\sigma_v a + \tau_h \cdot \frac{b}{2} \right) \quad (\text{equilibrio})$$

Deve \exists campo σ_v, τ_h in eq. e che rispett. res.

$$t = \sigma_v + \frac{b}{2a} \tau_h \quad (\text{eq.}), \quad f = |\tau| + \sigma \tan \varphi \leq 0$$

$$\max \left\{ t \mid |\tau_h| + \sigma_h \tan \varphi \leq 0, \quad h = h, v \right\}$$

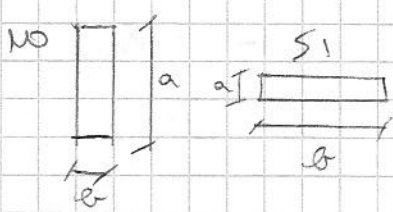
Si ha $\sigma_v \leq 0$

quindi:

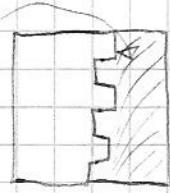
$$\tau_h \leq \sigma \tan \varphi$$

$$\max \left\{ \sigma_v + \frac{b}{2a} \tau_h \right\} \Rightarrow \tau_{\text{max}} = \left(\frac{b}{2a} \right) \sigma \tan \varphi$$

Più è compressa muratura > prezioso res a trazione
 Param. legati alla temperatura muraria. Più blocchi stretti e lunghi, > è res.



Si è come l'approccio statico dell'interno x calcolo a rottura. Equilibrio blocco
 c. gli str. e det. f_{rx} .



MURO FORNICEO (Vitruvio)

Resistenze centro conformi, simile a c.a. fessato
 in opera. Materiale riempita e veniva compattato.
 Si usava argilla cruda con paglia (fili per
 str. trat. minimo di maglia). Si usa in regioni
 secche. Si usavano anche blocchetti di argilla
 cruda con paglia lasciati essiccare al sole.
 Ottimo comportamento termico.

MURATURA A SACCO

In MS si usava pietra piccolo. Trattati su
 costi del '700 - '800, era pochi sanno fare muri.
 Si → usare pietre migliori sui paramenti, soprattutto
 quello esterno. L'interno può essere fatto con
 piet. minore. Nave problema per cui sono
 legati tra loro, si usano come di legamento.
 Si possono fare anche <> MSati, pietre piccole
 e poi cinture di pietre grandi che ripetevano
 regolarità → MURATURA LISSATA. A Roma letteratura
 di laceranti che collegano muratura.

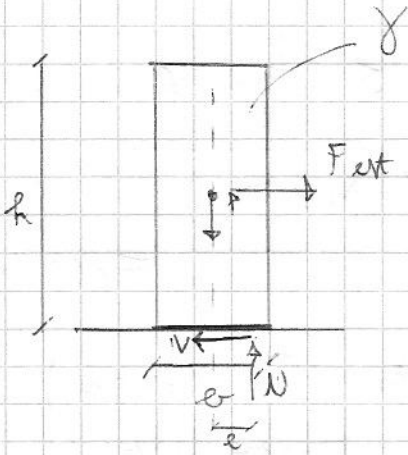
SEZIVE TRASVERSALI MURATURE

(36) Più è ben fatta, più collegati sono e

parametri, più e' "monolitica". Importante e'

forma e disposizione blocchi nel muro.

Territura e' importante! Parete di un unico grande corpo (monolitica) vs Parete in pietrame.



Unico punto x per mon. e' quello alla base della parete.

Parete di spessore unitario, peso x unita' di vol. γ .

$$P = \gamma e h$$

Valutiamo stabilita' risp. ad azione orizzontale

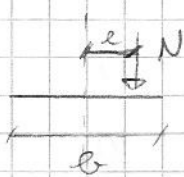
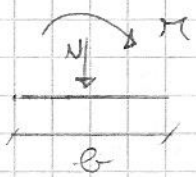
$F_{ext} = \lambda P$ nel punto di base.

Risultante F , P e N tale che $P e = F \cdot \frac{h}{2} = \lambda P \frac{h}{2}$ (eq)

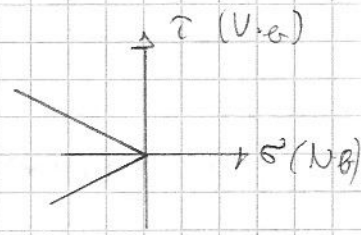
Normalizziamo F_{ext} a condizione di non eq. e rev.

$$\lambda = \frac{2e}{h} \quad \max \left\{ \lambda = \frac{2e}{h} \mid \begin{array}{l} N \leq 0 \\ |V| \leq -N \tan \phi \end{array} \right\}$$

(N, V, π sono risultanti, punto tipo Coulomb)



c. limite e' $e = \frac{b}{2} = \frac{\pi}{N}$



Cerco quindi $\max \left\{ \lambda = \frac{2e}{h} \mid |e| \leq \frac{b}{2} \right\}$ e

allora $\lambda_{max} = \frac{b}{h}$ (risultante non va oltre limite x non si volta)

Allora eq. $V = \lambda P \rightarrow \lambda = \frac{V}{P}$

$$\lambda_{\max} = \max \left\{ \lambda = \frac{V}{P} \mid |V| \leq \underbrace{(-N)}_{\text{normale verso}} \tan \varphi \right\} =$$

$$= \frac{P}{P} \tan \varphi = \boxed{\tan \varphi}$$

$$\lambda \leq \frac{b}{h}$$

(ribalta)

e

$$\lambda \leq \tan \varphi$$

(scivolo)

(da monotele)

7/11/08

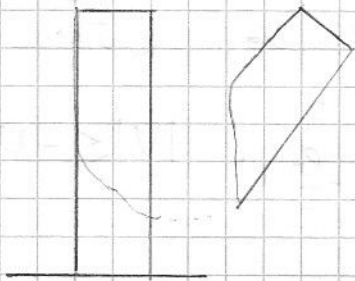
Di solito φ tra pietre $\approx 30^\circ$.

Una parete (di solito più alta che larga) ha il ribalt. come prescrizione più restrittiva.

Approccio cinematico:

$$W_E(\hat{u}) \leq W_{TR}(\hat{u}) \quad \forall \hat{u} \text{ c.a.}$$

(da imp. prec.)



(cinematica possibile)

Corpo \uparrow monolitico \Rightarrow c. di res. ∞
 Se ammetto discontinuità, siccome

$$W_{TR}(\hat{u}) = \int_{\Omega} \tilde{\Pi}(\hat{E}(\hat{u}), x) dx +$$

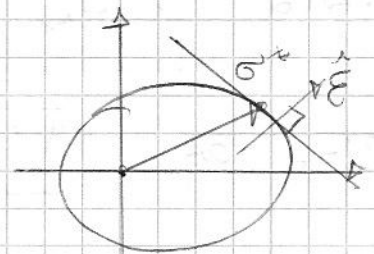
$\int_{\Sigma} \tilde{\Pi}([\hat{u}(x)], \underline{m}(x), x) dS$, se in un solo punto la $\tilde{\Pi}$ è ∞ allora W_{TR} è ∞ e l'approccio non porta a nulla.

$$\tilde{\Pi}(\hat{E}, x) = \max_{\sigma} \left\{ \sigma \cdot \hat{E} / \sigma \in G \right\} \text{ è } \infty \text{ se } \sigma \text{ non è in } G$$

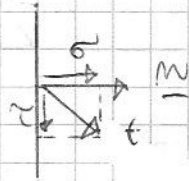
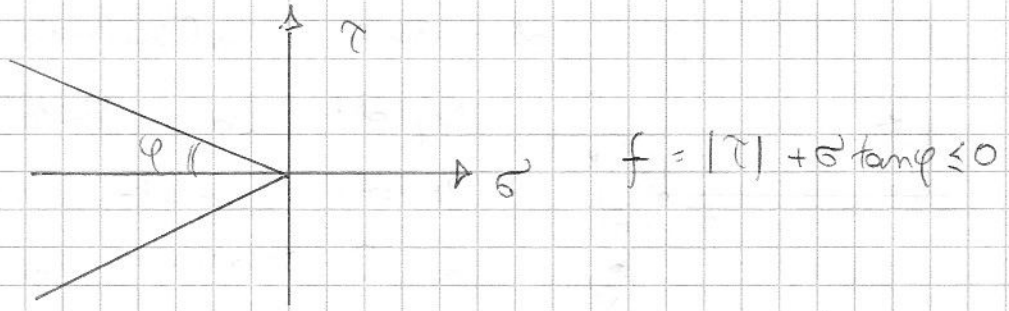
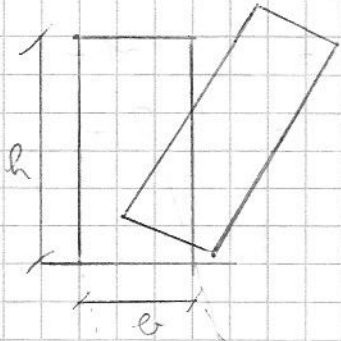
e ∞

\Downarrow

Ⓝ NON n. conv. questo cinematico.



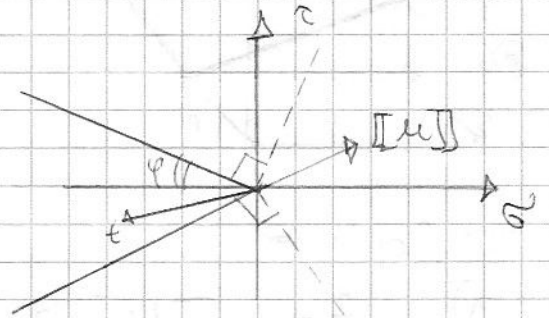
Si consideriamo solo i moti relativi alla base.



Sappiamo che $\tilde{\Pi}(\hat{u}) =$
 $= \max_t \left\{ t \cdot \hat{u} / f(t) \leq 0 \right\} =$

(ricorda come normale associata)

$$= \begin{cases} 0 & \text{se } \hat{u}_m \geq |\hat{u}_t| \tan \varphi \\ f + \infty & \text{se } \hat{u}_m < |\hat{u}_t| \tan \varphi \end{cases}$$

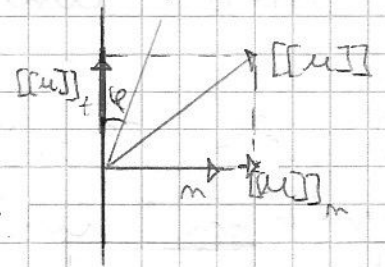


Nm ci interessano

Dettaglio base:

$$[\hat{u}]_m = [\hat{u}] \cdot \underline{n}$$

Salvo ai punti dentro al cono di punto.



Guardiamo esterni. Può essere moto rototraslatorio
 (E rot. pura intorno al centro di rot. del sistema)
 ↳ vertice dove agisce F. grav. + vincolante.

Centro di R. delle Morte all'interno del dominio

[le forze affette da un momento fanno W per spinge]

$W_E \leq W_{MR}$ essendo $W_{MR} \geq 0$ e sarebbe inutile

premere campi con $W_E < 0$. Use della premere rotazione oraria (*)

pertinentemente.

Delo trovare per. minimize X for force + lavoro (33)

normale x cariche esterne. Pompa Centro al

di moto (altrimenti $W < 0$); glo
 sport. con rotaz. Θ e ho
 generico moto intorno

a O trasl. come

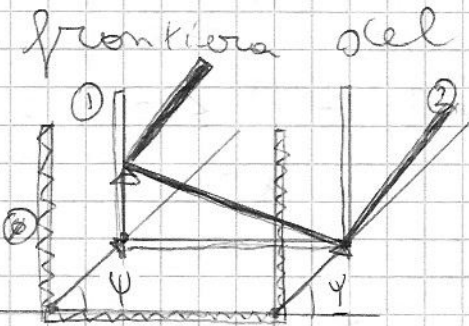
1) traslat. ore lungo

2) rotazione (e si ha

punti apposti che

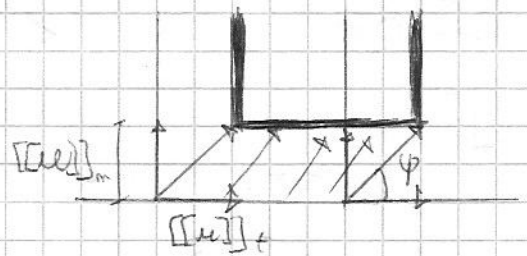
si muove normalm. +)

2 mecc. indep. di moto

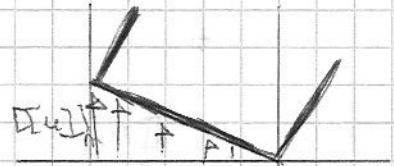


relativo:

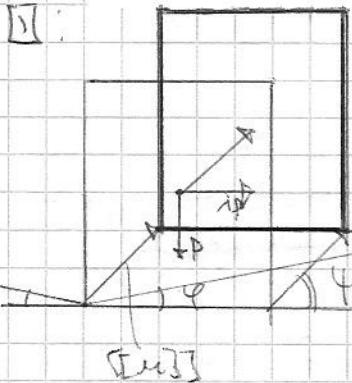
1) ho $[[u]]_m$ e $[[u]]_f$
 (mecc. uniforme)



2) ho $[[u]]_m$ solo in 1



Consideriamoli separatamente:



Dobbiamo calcolare W_E :

$$W_E = -P \hat{u} \sin \psi + \lambda P \hat{u} \cos \psi$$

$$Poi W_{ME} = \int \hat{\Pi} ([[u]])_{del} = \sum$$

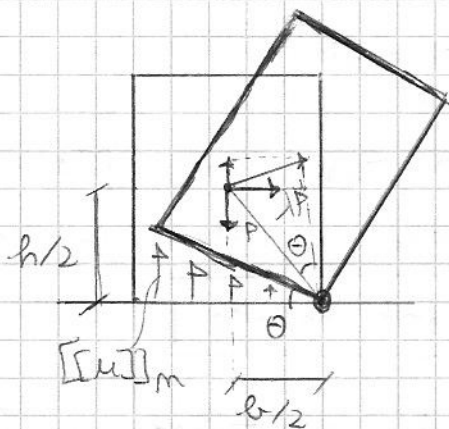
= 0 se $\psi \geq \varphi$. Allora:

$$P \hat{u} (-\sin \psi + \lambda \cos \psi) \leq 0 \quad \forall \hat{u}, \forall \psi \geq \varphi$$

$\lambda \leq \tan \varphi \quad \forall \psi \geq \varphi$ e quindi c. + stabilit. e'

40 $\lambda \leq \tan \varphi$

2



$$W_{RE} = -\mu \theta \frac{b}{2} + \lambda P \theta \frac{h}{2} =$$

$$= P \theta \left(-\frac{b}{2} + \lambda \frac{h}{2} \right)$$

$$W_{RE} = 0$$

$$P \theta \left(-\frac{b}{2} + \lambda \frac{h}{2} \right) \leq 0 \quad \forall \theta$$

$$\lambda \leq \frac{b}{h}$$

Abbiamo 2 meccanismi per il monolete

Non si è considerato lo scorrimento classico



ma si è considerato anche la DISTURBI



(sintacco della superficie), lo

ipotizzo se considero superficie

liscia vs frantumata con inclin. φ

Legge di flusso associata, dir. sp. relativa

1 a stam. rettilinea (non va in dir. tangenz.)

2 modelli diversi ma globalmente molto simili.

(il 1' elimina, il 2' trasforma in R.pot. per collezione)

Attrito a livello microscopico ha effetto frum.

(spontaneamente $\frac{1}{\infty}$, cinematica $\frac{1}{\infty}$).

$W_{RE} = 0$ (giunti non coesivi) in ② \Rightarrow corpi

fluidi con interfacce di Coulomb senza coesione

nel campo di sp. pertinenti hanno $W_{RE} = 0$.

Problema del calcolo a rottura si riduce a

calcolare $W_{RE} \leq 0$.

④

Molte W_E e' sempre fatto da parte negativa (L ω_G rem. mente) e positiva (L ω_Q motore).

Def: Nei sistemi di corpi ∞ res. con giunti privi di coazione il problema si riduce a

$$\text{det. } W_E \leq 0 \quad \forall \hat{u} \quad \text{c.a. partimente.}$$

$$W_E(\hat{u}) = W_G(\hat{u}) + W_Q(\hat{u}) \rightarrow \text{espresso in fun. di 1 solo param.}$$

del sistema dei carichi globali (es: $\begin{matrix} P \\ \downarrow \\ P \end{matrix} \rightarrow \lambda P$) e quindi $= \lambda W_Q \rightarrow$ lavoro su forze unitarie

$$W_E(\hat{u}) = W_G(\hat{u}) + \lambda W_Q \leq 0 \quad \forall \hat{u} \quad \text{c.a. part.}$$

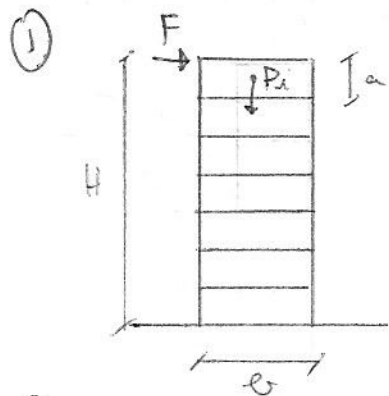
$$\text{Quindi } \lambda \leq \frac{-W_G(\hat{u})}{W_Q(\hat{u})} \quad | \quad W_Q(\hat{u}) > 0 \quad \forall \hat{u} \quad \parallel \parallel$$

$$\lambda = \min_{\hat{u} \text{ c.a. part.}} \left\{ \frac{-W_G(\hat{u})}{W_Q(\hat{u})} \mid W_Q(\hat{u}) > 0 \right\}$$

MOLTIPLICATORE DI COLLASSO

(maggiorante dell'effetto carico di collano, approccio cinematico.)

[monolite da stesso momento con approcci $\langle \rangle$ e sist. reale. Problema e' intrinsecam. diretto, da 3 param. (brase + rot) \rightarrow impiegarlo totale dei meccanismi da considerare minimo fatto ma TUTTI i campi ∞ possibili e \Rightarrow valore reale]



Applichiamo forza conc. in normale.

Ogni blocco ha $P_i = \gamma a b$

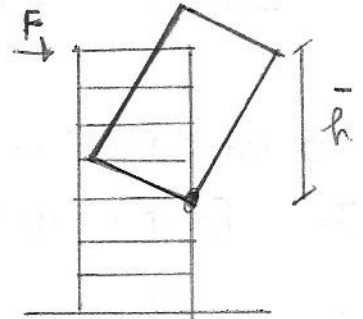
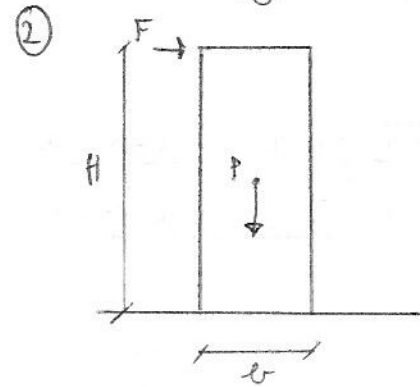
$$Parete\ quindi\ ha\ P = \sum_{i=1}^m P_i = \gamma b a \sum_{i=1}^m 1 = m a b \gamma$$

Sappiamo per parete.

Confronto con stessa parete monolitica che ha $FH \leq P \frac{b}{2}$

$$F_u = P \frac{b}{2H}$$

In ① abbiamo cinematica più complessa.



- Può ribaltare intorno a più punti (rotazione parziale).

$$F \bar{m} a \leq P_i \cdot \frac{b}{2} \quad \bar{m} \rightarrow m \text{ blocchi che ruot.}$$

$$F \leq P_i \frac{b}{2a} = \frac{m P_i}{2} \frac{b}{m a} \rightarrow \bar{h} \quad (\text{stesso valore inclin. del polo})$$

$$F_u \leq m P_i \frac{b}{2am} = \frac{P h}{2H}$$

- Può scivolare rispetto a generica superficie.

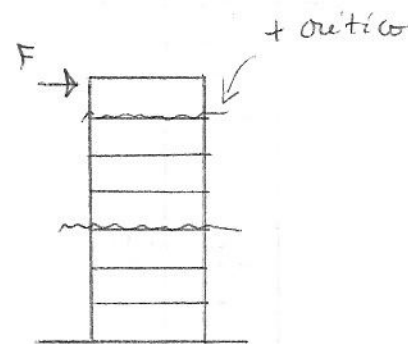
$$F < \bar{m} P_i \tan \varphi \quad \text{Qui invece}$$

DIPENDE dal punto.

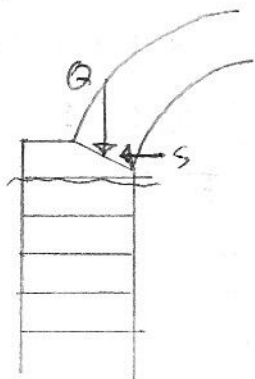
$$C. \text{ limite e' per } \bar{m} = 1, \text{ quindi } F_u = P_i \tan \varphi =$$

$\gamma b a \tan \varphi$. Possibilità di scorrimenti LOCALI al di sotto F.

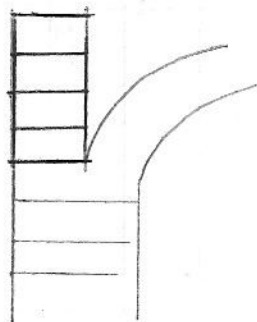
F come m muratura in tanti casi.



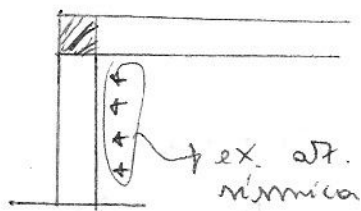
Ex: VOLTA



+ la mia spinta può prod. un'eventuale parete + muratura app. carico e ha effetto stabilizzante!
 $(F_u = \gamma l a \tan \varphi + Q \tan \varphi)$



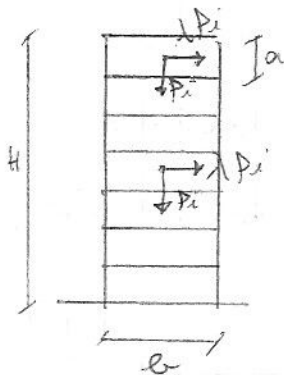
Ex: CORDOLO di SOTTOS'.



Cordolo per collegare parete (alle. spesso per ferro napp) a resto edificio.

Consideriamo ora una FORZA DISTRIBUITA.

Ex: fuori numero, azioni sismiche (Inertia 2 masse)



- TRASLAZIONE (con PLU)

$$\psi \geq \varphi$$

lav. carichi est:

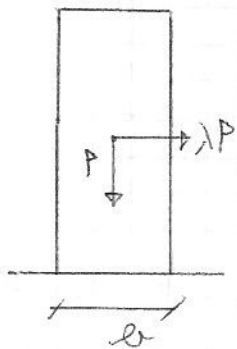
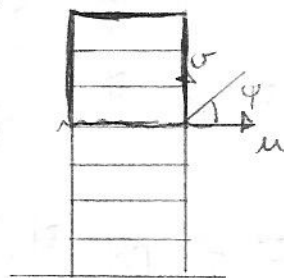
$$\lambda W_Q = u \cdot \lambda P_i \bar{m}$$

lav. interno:

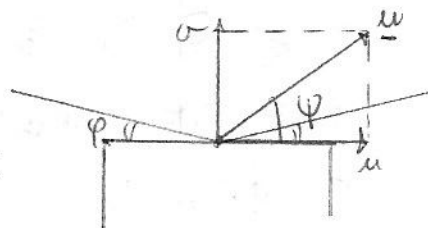
$$W_P = -U \cdot P_i \bar{m}$$

$$\lambda = \min_u \left\{ -\frac{W_P}{W_Q} / W_P \geq 0 \right\}$$

ca. e part.



$$\lambda = \min_{ca. e part} \frac{P_i \cdot \bar{m} \cdot u}{P_i \cdot \bar{m} \cdot u} =$$



= tan phi. Campo e' pertinente se u e' nel cono normale e il minimo e' proprio quando

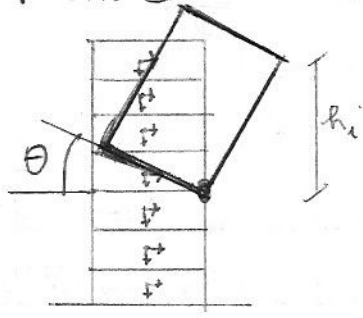
(44) $\psi = \varphi$

$$\lambda = \min \tan \varphi = \tan \varphi$$

14/34

λ \neq n. punti considerati. Meccanismo e lo stesso della parete monolitica (stesso λ)

- RIBALTIMENTO:



$$\lambda = \min \left\{ - \frac{W_G}{W_Q} \mid W_Q > 0 \right\}$$

$$W_G = -\bar{m} P_i \theta \frac{b}{2} \quad (\text{param. con } \theta)$$

$$W_Q = P_i \theta \sum_{i=1}^n h_i$$

[h_i : dist. da polo e baricentro n'angolo elemento]

$$\lambda = \min_{\theta} \frac{\bar{m} P_i \theta \frac{b}{2}}{P_i \theta \sum_{i=1}^n h_i} = \frac{\bar{m} \frac{b}{2}}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

Se n contr. blocco de ruota ruotolo,

$$W_Q = \bar{m} P_i \theta \frac{\bar{m} a}{2} \quad \text{e} \quad \lambda = \bar{m} P_i \theta \frac{b}{2} / \bar{m} P_i \theta \frac{\bar{m} a}{2} =$$

$$= \frac{b}{\bar{m} a} \quad \text{Piu' blocchi considero, < e' il } \lambda,$$

contr. meccanismo piu' preobito, quello

$$\text{per cui } \bar{m} = n \Rightarrow \lambda_u = \frac{b}{na} = \frac{b}{H}$$

Anche qui lo stesso della parete monol.

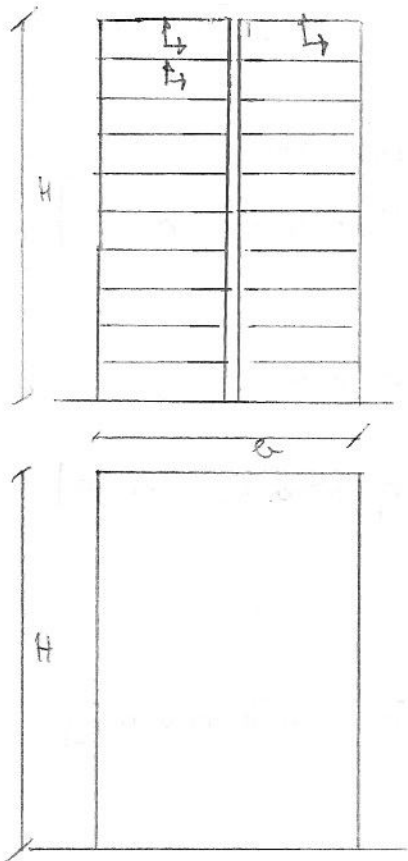


Parete a n. blocchi n composta rispet ad azioni distribuite come una parete monolitica.

Sopra invece azioni concentrate, soprattutto in sommita parete dove λ eff. stabilizzante pero.

Con parete con n. blocchi a 2 parametri. (45)

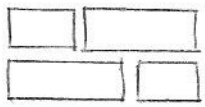
Giunto Verticale con DISCIO
 (esempio schematico muro a
 racco senza spessore (transv.))



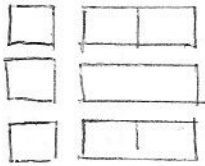
↓
 È come avere 2 monoliti
 affiancati $\Rightarrow \lambda_u = \frac{\lambda_{trasv}}{2} =$
 $= \frac{b}{2H}$

Assenza connessione \downarrow posiziona-
 mente la Mobilità della
 parete.

⌊ strutture intermedie.



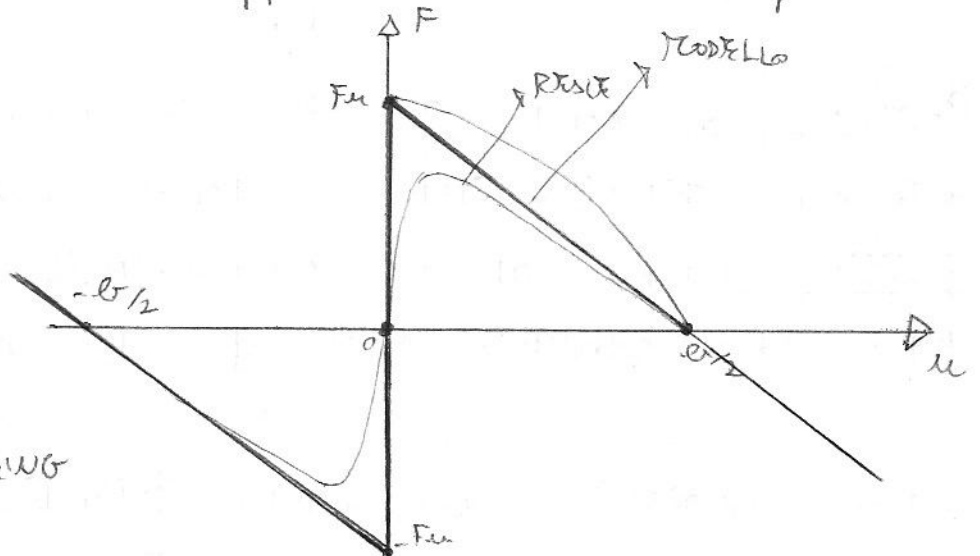
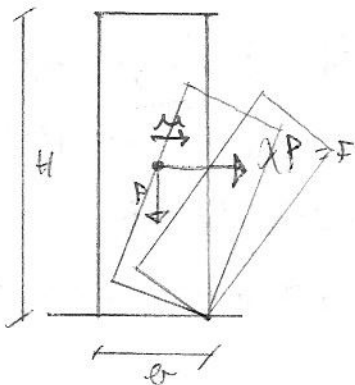
\rightarrow λ raccolta di circa il 20%



$\rightarrow \lambda \approx \frac{175}{245}$

} rimp.
a
monolite

Comportamento fuori dal piano parete
 muraria n' può rappresentare in diagr:




④ Parete fa ROCKING

Facile crescere la forza.

Non accade neppure $F_u = P \frac{b}{H}$, parete non si muove.

Poi inizia a ribaltare, quando $u = \frac{b}{2}$ ho equilibrio (parete e perfettamente in bilico sotto azione P). Si ha curva di equilibrio approssimabile bene da retta.

Oltre $\frac{b}{2}$ mi serve forza negativa che tira. Comportamento simmetrico.

Rischio, nulla in avanti e indietro, a riprova  È modello di corpi rigidi sempre appoggiati.

In realtà c'è elasticità corpi e giunti non perfetti. Sezioni + frammentate hanno ser.

<< per monolitici. Pareti migliori $\approx 30\%$ mon.

Inclinazione curva di elasticità dei giunti.

H

Struttura non è "libera" fa parte di una struttura + completa tramite connessioni.

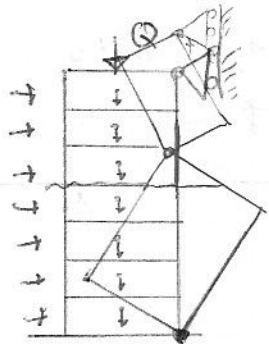
VINCOLI SULLA PARETE

- Vincolo in SOMMITA' (cordolo, tetto, copertura)

Si considera anche per soppontamento.

$h_2 = (1-\alpha)H$ Catena di blocchi. Cons. la possibile apertura di un giunto.

$h_1 = \alpha H$ Puro rompere il 1° giunto (vincolo impone una reazione) ma c'è Q

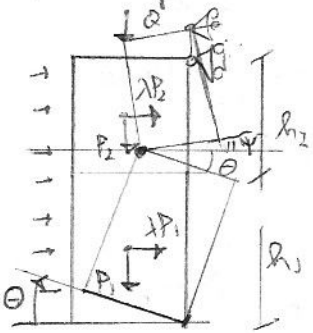


adeguato alla parantite.

Meccanismo di collano di tipo flemmonale

Si forma femora in un fienito e i 2 blocchi divergono. $[h_1 + h_2 = \alpha H + (1-\alpha)H = H]$

Va garantito $W_E(\hat{u}) \leq 0 \quad \forall \hat{u}$ c.a. e pertimente

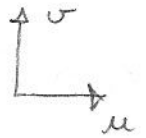


$$P = \gamma H e$$

$$P_1 = \gamma h_1 e = \gamma H e \alpha = \alpha P$$

$$P_2 = (1-\alpha)P$$

$$W_E(\alpha) = \underbrace{-P_1 u_1 - P_2 u_2 - Q u_3}_{\lambda W_G} +$$

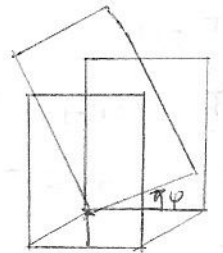


$$\left[\varphi = \theta \frac{h_1}{h_2} = \left(\frac{\alpha}{1-\alpha} \right) \theta \right] \quad \lambda W_G$$

$$u_1 = \theta \frac{h_1}{2} = \theta \frac{H}{2} \alpha ; \quad u_2 = u_1$$

$$u_3 = \theta \frac{b}{2} ; \quad u_2 = \theta b + \varphi \frac{b}{2}$$

$$= \theta b + \theta \frac{b}{2} \left(\frac{\alpha}{1-\alpha} \right) \quad \text{Quindi:}$$



$$W_G = -\alpha P \frac{b}{2} \theta - \left[(1-\alpha)P + \alpha \right] \theta b \left(1 + \frac{\alpha}{2(1-\alpha)} \right)$$

$$W_G = P \frac{H}{2} \theta \alpha^2 + P \frac{H}{2} \theta \alpha (1-\alpha)$$

$$\lambda = -\frac{W_G}{W_G} ; \quad \alpha \text{ da alpha.}$$

Eq. di 2° grado in α . Si fa derivata e si annulla; rest. α min in λ e ho λu .

Strutture: resist. elements

Volte: resist. prate alla forma.

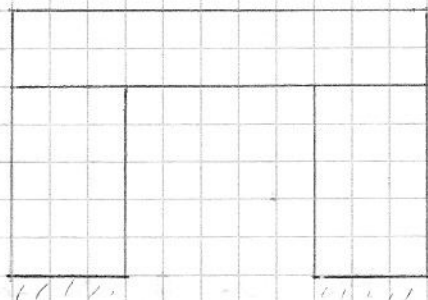
[PORTALE; elements + completo]

Pietra poco res. a trazione; luci moscate

(48) e forti mernori. Le proporzioni tra colonne,

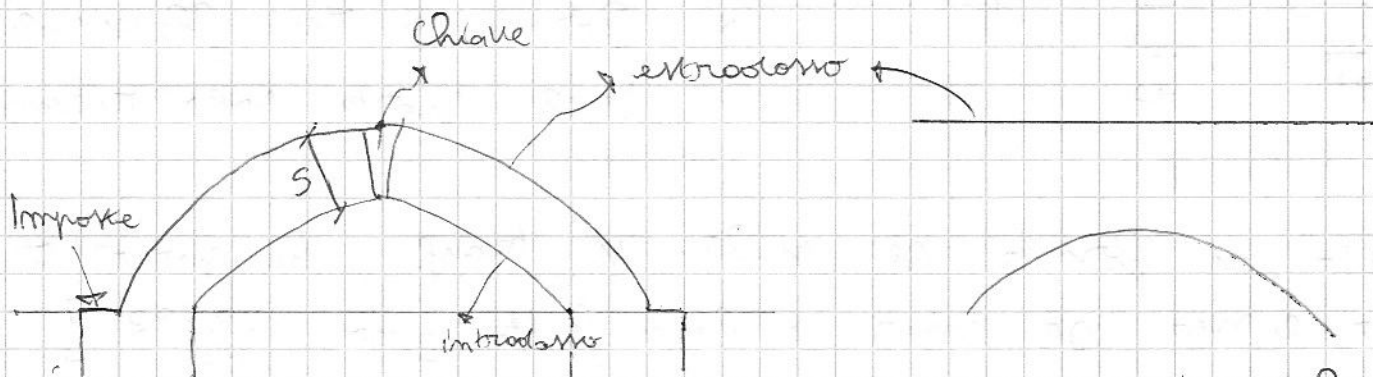
occhi bravi, luce (intercolumnis) seguivano i "canoni" geometrici. Tullia Moulit murare improntate a mecenita' Mouliturole (ex finestre base a mastro incomp.; luce modesta), confronto con capacita' tecniche

ARCHITRUSUF: elemento inflesso, semplice tralle



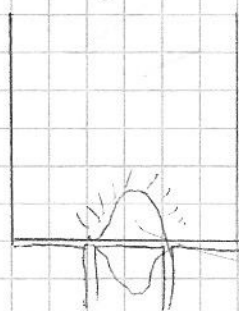
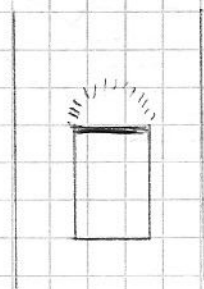
STRUTTURE AD ARCO

Ruolo centrale a partire dai Romani.



Visto anche come "sistema resistente" che si forma all'interno del muro.

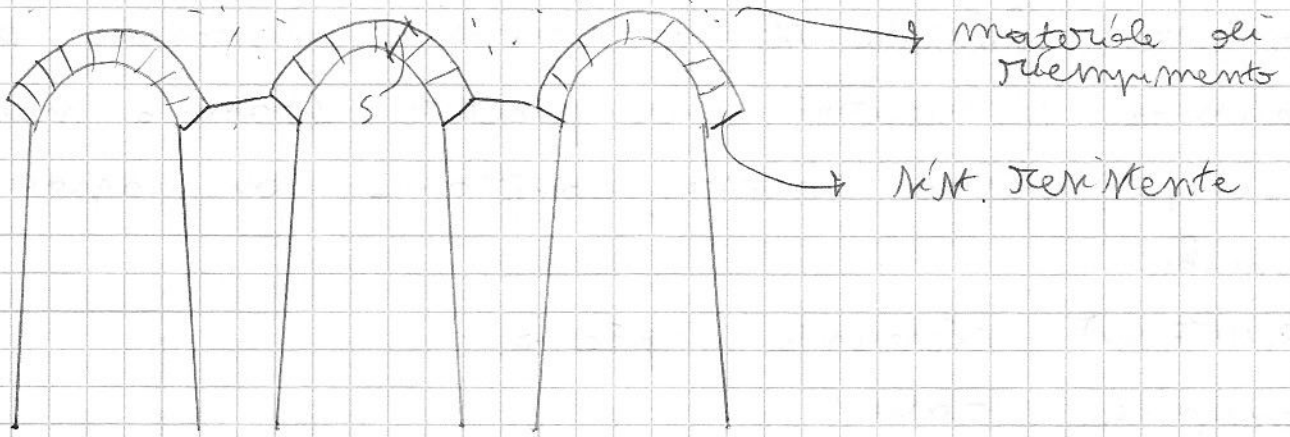
Ex: brucatura in muratura, carico portato non tanto da arch. flessib. ma da meccanismo ad arco che si forma (intradosso scelti!)



Ex: cedimenti terreno fondazione, lesura' muro rotolante e si forma mecc.

→ materiale che cede (no terreno rotolante)

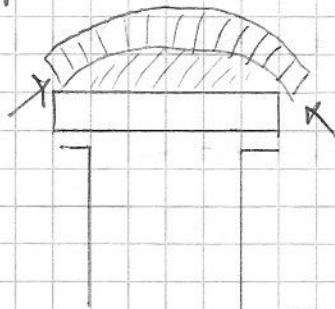
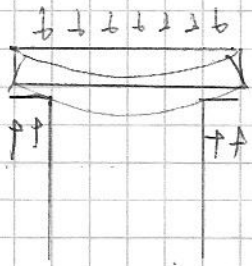
Importante determinare l'elemento resistente.



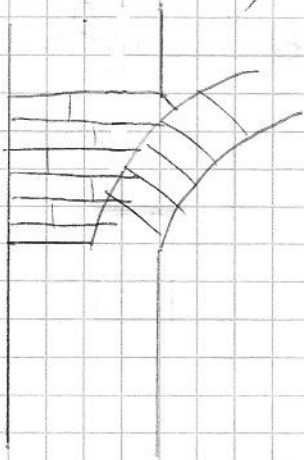
Ex: vecchi ponti ferroviari

Per far verificare mecc. ad arco con stessa

foratura (per per forma > per flessione),
 Arch. porta solo riempim.



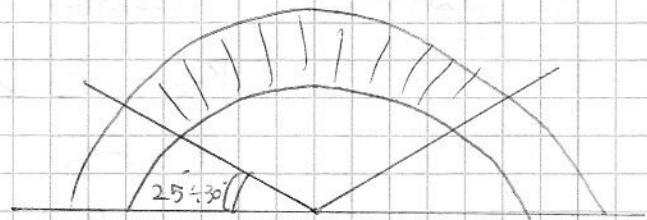
Arco in forma di valle. in base. in percorso
 circolare, se mur. e' ben fatta. [no: $\begin{matrix} \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \\ \circ & \circ & \circ & \circ & \circ \end{matrix}$]



Prima parte dopo imposta
 e' gener. collegata con altro
 materiale e in forma un
 RINFILCO, arco parte quindi
 più sopra.

Le travi

e arco delle TRAVI (che
 costruite con centine mentre
 primo pezzo e' costr. a stralzo)



ANALISI STRUTTURALE ARCHI

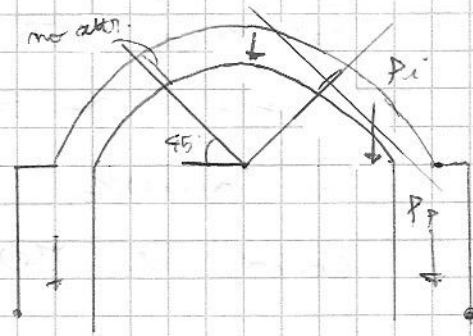
50 Non bene con calcolo lineare elastico.

Arco non ha capacità di res. a trazione (branne per la costruzione romana).

Arco metoso. Schemi meccanici semplificati.

- Trattato su BELIDOR (1725)

Crisi per scuolamento del cervello che munge i piedovulti che ruotano (Pens. Mobile Frante)



Approccio era tipo calcolo a

struttura (immagino meco. su struttura, nuovo eq. di equilibrio) In realtà meccanismo e stato e c'è attrito tra i conci, μ fa \downarrow la leva. Cmq dimensionate strutture che reggono.

No attr. \Rightarrow rotturissimo, su effetto compensato da attrito coeff. di attrito del meccanismo (battaglia impropria $\equiv \Rightarrow$ arco del collasso).

3 corse: meccanismo non reale, non attrito (non), no c. di attrito (rott.), alla fine venivano rimeltati accettabili!

- JACQUES HEYRAN (1967)

Problema affrontato con approccio oliviero. Ipotesi:

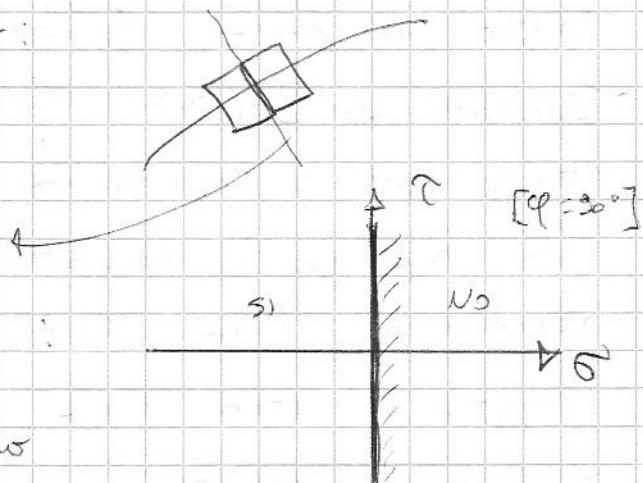
- materiale ∞ res. a tr. (a spesse di attrito)
[si riferiva a strutt. gotiche fatte di pietra res, tipo barotti, molto buone]
- materiale non res. a trazione (a fal. di attrito); lui si rif. a struttura nel suo insieme, tra i giunti afferma no res. a tr. (leggermente a fal. di attrito); eventuale capacità, inoltre, ha comp. FRAGILE. F. ipotesi

tipica M.M. murarie \Rightarrow No tratt. come solai lineari elastici.

• ∞ rivit. allo scorrimento:

generica sezione ha ∞ fct,
 0 fct, ∞ riv a rivit.

In questa sezione le cond. di riv. di Mohr e'



Alcuni meccanicamente hanno

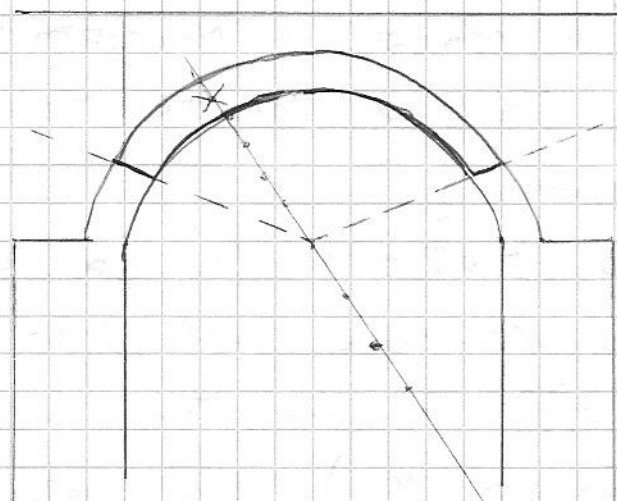
timore alcune ipotesi (ex: murature a smaltone devono essere verificate).

Cmq ottima trattaz. (non necessariamente n' delle \exists a realtà, n' delle anche non trattare probl.).

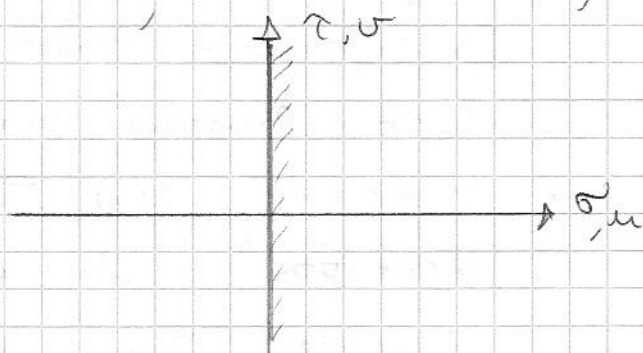
Ipotesi vertono sulla resistenza \Rightarrow allude ad approccio calcolo a rottura.

Se conosceremo le fasi costruttive che hanno portato (cedimenti, dinamiche) e' IMPOSSIBILE obiet. lo stato di sollecitazione. Voglio solo sapere se ho un suff. coeff. di sicurezza.

Cond. arco semplice:



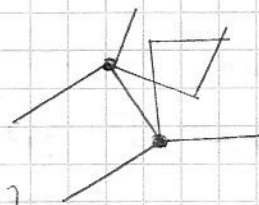
Un sez. arco (cons. le parti resti e' puzcolto):



Spost. relativi e' \perp a sup. di scorrimento.

L'insieme dei campi di m pertinenti sono quelli in cui ho rotaz. con centro E a qualsiasi punto E retta della sezione, esclusa la parte interna (altri compenetrazione).

In realtà rot. avviene intorno agli SPIGOLI.

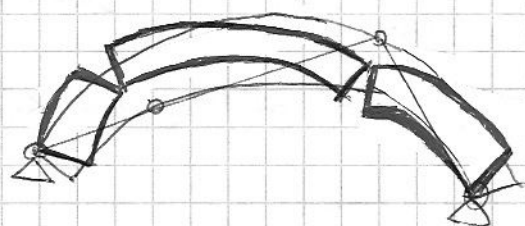
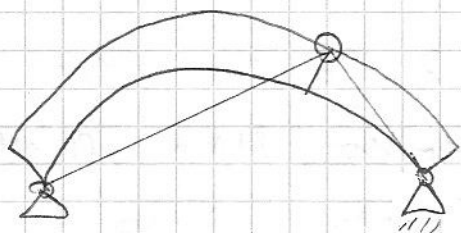


Quante cerniere servono x arco arco?

Arco a 3 cerniere e' ipostatico



Si devono formare almeno 4 cerniere. Una all'intro, una all'estro, intro. ed estro. (altrimenti non pert.)



Valutare tutti i meccanismi e il lavoro fatto da tutte le forze. $\downarrow Q$

I perni sono verticali

Si suppone P_{12} arco in

conca (non meccan. \exists con

quelli reali). Si cons.

le P_i propriis + il

perno del ruotamento q_i .

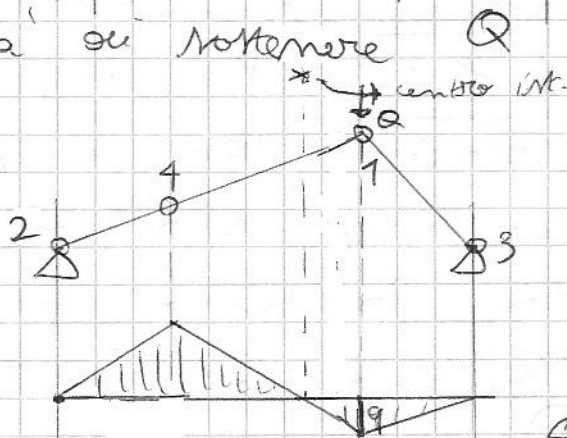
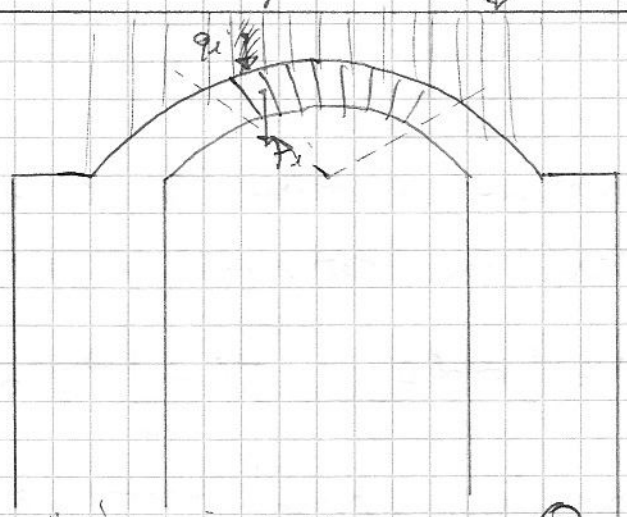
Si vuole stud. la capacità di sostenere Q concentrato,

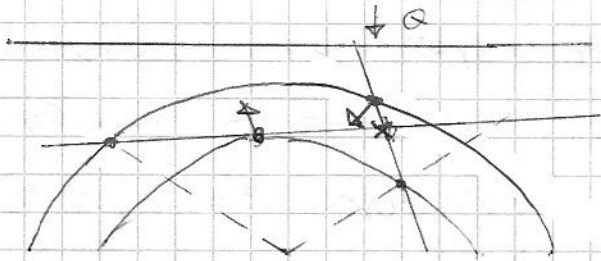
ci interessa spost. verticale.

Cerniere terminati NON

hanno spostamento, per

Oltre lineam.





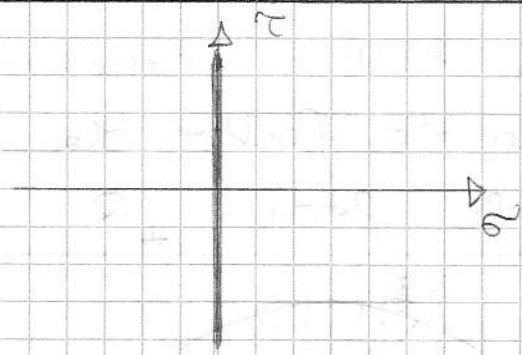
Centro Rot. istantanea
 conus centrale e'
 alternato gla intorser.
 Delta portante per

i due centri

Lavoro f. esterne:
$$\sum_{i=1}^m (P_i + q_i) u_i + Q \cdot q \leq 0$$

Q_{max} e' quello che annulla

Da parte V mecc. ma in realta' > lavoro e' con
 cerniera \equiv applicat. su Q, all' estroscmo, una all' intor.
 alle pene una all' intor. all' imposta; puo'
 variare solo la 4° cerniera interna.



20/11/08
 Si puo' operare con
 approccio STATICO oltre che cin.

Vanno espresse le C. su
 per. in termini di N, V, π .

$$N = \int \sigma \, dA ; \quad \pi = \int \sigma z \, dA ; \quad V = \int \tau \, dA$$

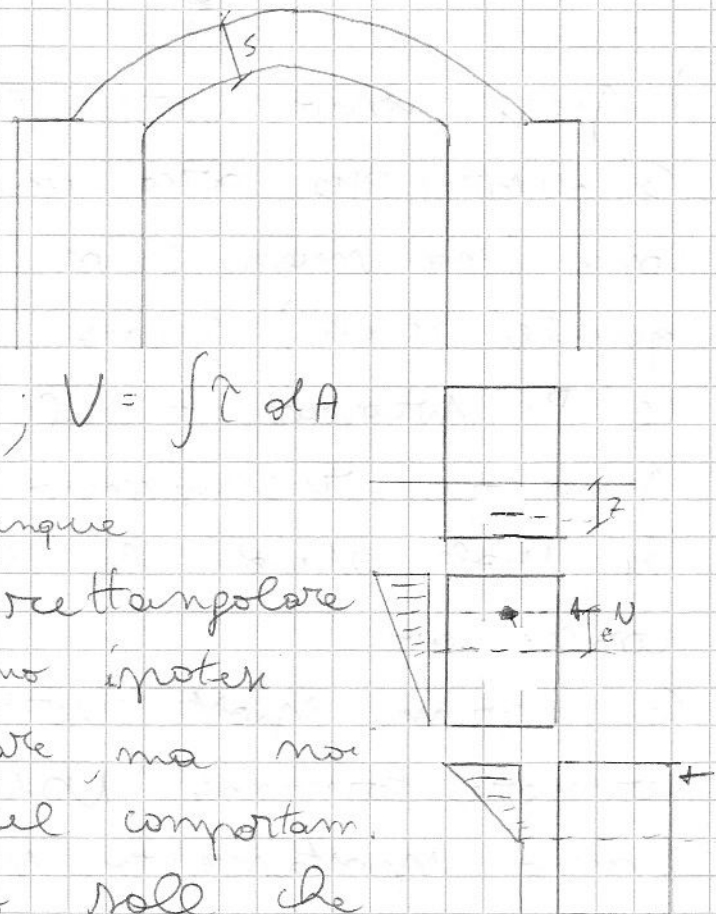
la τ puo' essere qualunque

$$N \leq 0$$

Poi con. ret. rettangolare
 sarebbe con se facessimo ipotesi
 di comp. elastico lineare, ma non
 non facciamo ipotesi nel comportam.

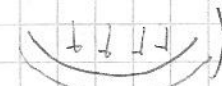
Vogliamo QUALUNQUE stato noll che

(54) Va bene con cost. su per.



Se forza fosse applicata esternamente ai nodi allora
 trazioni \Rightarrow (limite e' forza agli estremi, (nel
 punto di applicaz. ho $\sigma = \infty$, amm.) Quindi

$$|e| \leq \frac{h}{2} \quad (\text{sez. rettangolare}) \quad \text{con} \quad |e| = \left| \frac{M}{N} \right|$$

(arco ovviamente non funziona come catenaria )

Dati i carichi della struttura una risultante
 delle N che ma sempre interna alla spessore
 dell'arco. Si costruisce la curva delle pressioni
 (come fino a non tanto tempo fa).

Si discretizza arco in conci, si assegna ad
 ognuno il suo carico e si costruisce la FUNICOLARE
 DEI CARICHI (linea /

A p. rappresenta

la risultante delle

N carichi ai carichi

A sezione)

Se probl. e' ipostatico

la sol. e' unica, o se iperstatica. Qui non

vogliamo cons. le cond. materiali (i.e. rottura
 e poi e' difficile) ^{→ gruppo vincoli}

Probl. e' in generale IPERSTATICO (non sappiamo
 che vincolo c'e', $\exists \infty$ fun.). Si delle costruisce 1
 particolare funicol.

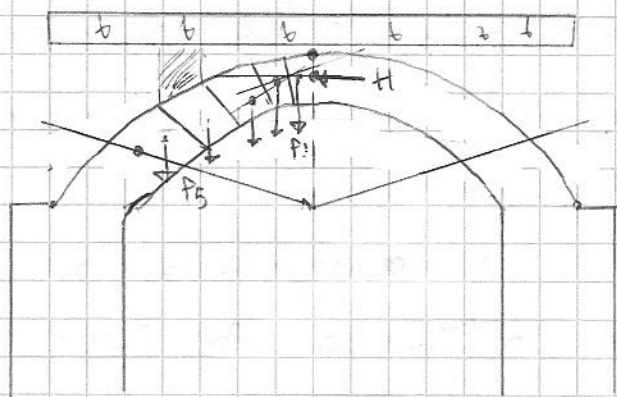
Teorema: funicolare e' quella per cui ho spinta
 minima per garantire equilibrio a conc. dopo
 il disastro.

(Francese): NO, spinta minima vuol dire

estrosolono in chiave e introsolono alle tene,
 ovvero proprio nella cond. limite (sezione
 part.). Va contr. poligono che passa per 3
 medis sup. in chiave e 3 medis inf. alle tene.
 Ampio dibattito nel tempo.

A noi interessa trovare solo 1 interna.

Contr. arco simmetrico caricato simmetricam.



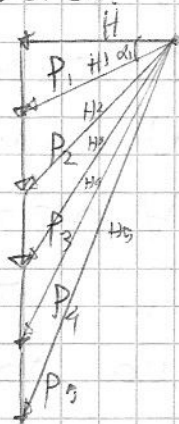
Si fa nuovo $M = \frac{1}{2}$
 arco. Si impone par.
 raggio in chiave e alle
 tene.

Si giraret. in cona e
 si assegnano forze de

contr. anche per riempimento e no straccorico.

Si mettono forze in fila. Per simmetria
 arco ha in chiave reazione orizzontale H.

ipotizzando incerto H, si costruisce il
 POLIGONO DELLE FORZE congiungendo vertici
 P_i con app. su H.



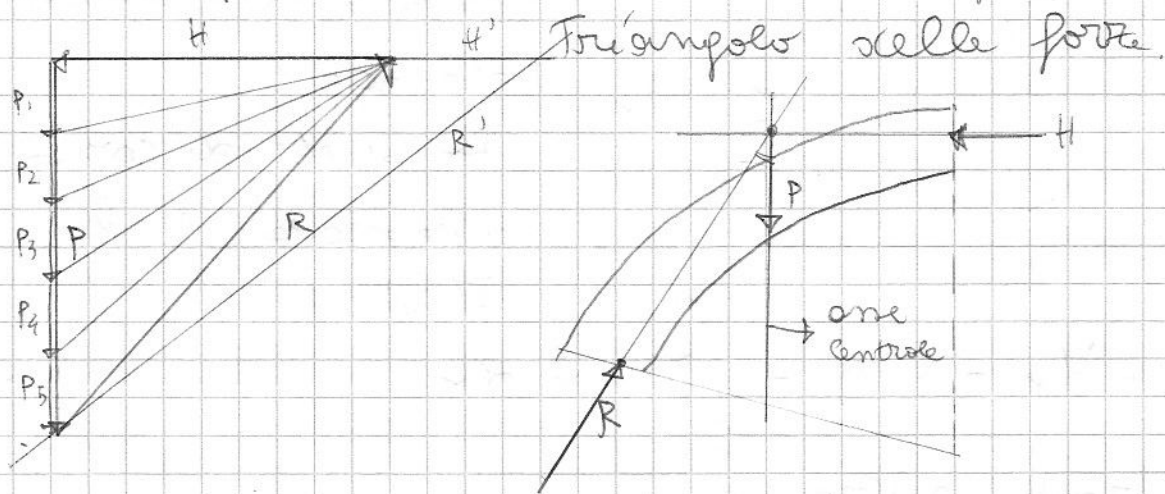
$$H_1 = H + P_1 ; H_2 = H_1 + P_2 ; H_3 = H_2 + P_3 \dots$$

Le H_i rapp. la risultante delle successive
 forze su cona. H_5 e' risultante con P_5 . Faccio
 costruzione componemolo nell'arco i punti fino
 al punto finale, costruendo il poligono delle
successive risultanti. (ho giraret. in
 realta' e' continuo).

H_5 ipotizzato pero' H di partenza e i parm.

56) No obiettivo e' tracciare unq. curva tutta

interna. La piastrelibe imobile a priori paraffio per 2 punti. Si vuole costruzione grafica:



Per equilibrio P sarà applicata lì, con H applicata in ogni punto interno a sezione, ne ipotizzo 1.

Voglio imitare paraffio

per 2 punti. Cost. 1.

poligono articolato (H con per qualunque), n det.

per axe centrale e inclin. dell'ultimo lato del

poligono improprio

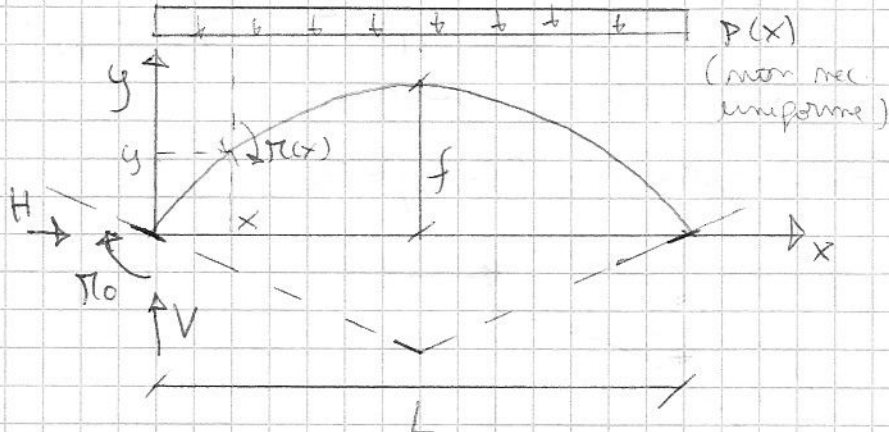
paraffio per R . Lo riapplico a triangolo

per determinare nuova H . Se poligono è interno nell'arco non ho trazione.

Forma migliore arco e quella per cui baricentro per. non si disotta troppo da curva potenziale.

Non è sempre possibile, il carico è variabile, n cerca di avvicinarsi.

Oggi arco è con. come elemento monodimensionale e H arcua ha certa per. resistente.

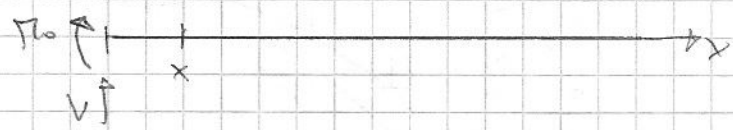
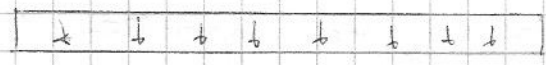


$P(x)$
(non nec. uniforme)

Si contr. L e f con
meta e meta memoria
ola app.
Ho su' M.O. di carico
assegnata e ho
 $\pi(x)$.

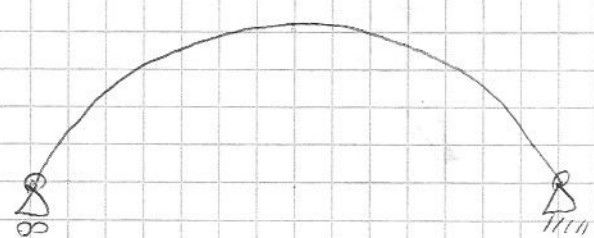
$$\pi(x) = \pi_0 + Vx - H \cdot y - \int_0^x P(x) \cdot x \cdot dx$$

In una trave abbiamo:



$$\pi(x) = \pi_0 + Vx - \int_0^x P(x) \cdot x \cdot dx$$

manca $H \cdot y$!



→ Se prendo M.O. con questi vincoli reat. sulla e' nella e ho TRAVE, non e' un ARCO!

ARCO e' tale nella misura in cui SPINCE richiede reat. orizzontale H. $\pi(x)$ delle errore e' + possibile BASSO perché H lo compensa, mentre $\pi(x)$ in trave e' garantito ola per. materiale ed e' elevata.

Pomo rapp. l' eccentricita' $e(x) = \left| \frac{\pi(x)}{N(x)} \right| \leq \left| \frac{h}{2} \right|$

Nel caso di carico uniforme:

annulliamo π_0 (risultante passante per

58) centro funicolare),

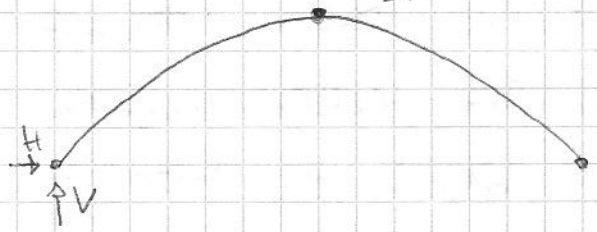
$$\pi(x) = Vx - Hy - P \frac{x^2}{2}$$

$$V = \frac{PL}{2}$$

$$Hf = V \frac{L}{2} - \frac{PL^2}{8}$$

$$H = \left(\frac{PL^2}{4} - \frac{PL^2}{8} \right) \cdot \frac{1}{f}$$

$$H = \frac{PL^2}{8f}$$



(Se immaginiamo pannello per i 2 punti.)

Si può ora calcolare l'andamento di $\pi(x)$.

Altro prob: data L e f , ammonta di car. uniforme, qual è la curva delle tensioni?

È quella per cui $\pi(x) = 0$, la trovata allora

$\{y(x) \mid \pi(x) = 0\}$. Lo si può ricavare direttamente

Imponendo $\pi(x) = Vx - Hy - P \frac{x^2}{2} = 0$, ovvero

$$\frac{PL}{2}x - \frac{PL^2}{8f}y - P \frac{x^2}{2} = 0 \quad ; \quad \frac{PL^2}{8f}y = \frac{PLx}{2} - \frac{Px^2}{2}$$

(problema dipende dalle FORZE del carico)

All'arco fa male la presenza di carichi puntuali, asimmetrici, che spostano la funicolare.

$$y = 4f \left(\frac{x}{L} - \frac{x^2}{L^2} \right)$$

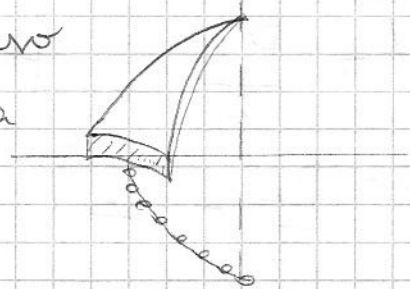
→ per carico uniforme la funicolare nei carichi è una PARABOLA

Se carico è uniforme lungo arco curvilineo (però proprio) è analogo a catenaria (curva alterata da fune appesa) → vedi GAUDI!

Analogia tra tenso - strutture e volte volte complesse.

Anche il Palen Museo cupola di S. Pietro.

Spicchio della cupola e' pari al peso di catena di pesi con pesi pari a quelli dei pesi della cupola.

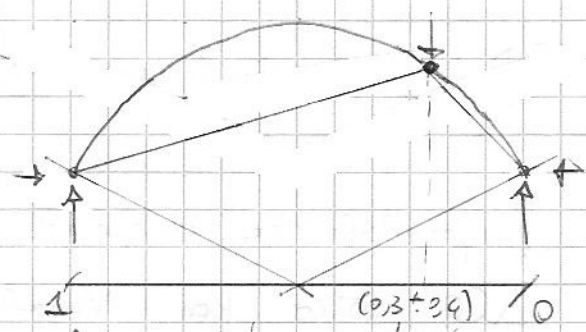


Intormenti di confinamento per garantire la H. (Carchatura cupole \equiv tiranti archi).

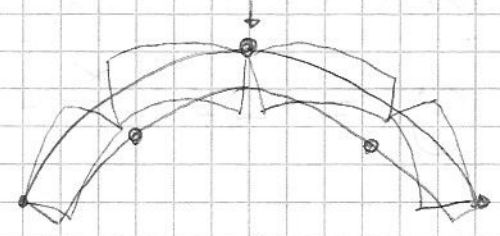
21/11/08

Con app. cinematico si puo' definire un γ_s rappresentato dal P_u / P_{resist} . Non e' banale pero'. Per strutture ad arco il comp. e' fortemente non lin, non e' diretta prop. tra carichi e $\sigma \Rightarrow$ non posso def. il γ_r per grandezza derivate. Inoltre d' quel tipo di

carico \times arco carico concentrato e' + gravoso. Linea delle pressioni e' spezzata (come arco a 3 cornere) e tipologia migliore per amovibilita' e Mt.



reticolare con bielle, non arco. Se campo carico in maniera per simmetria ho bisogno di 5 cornere per attivare il collasso.



Per condizioni di carichi SIMMETRICI e' necessario invece avere solo 4 cornere (come gia' visto). Per carichi viaggianti la cond peggiore e' a $0,3 \div 0,4$ della luce, non a

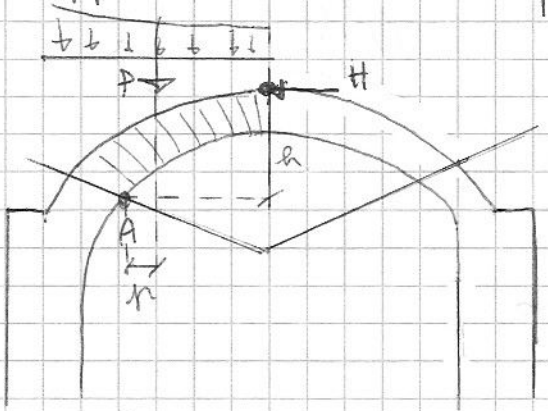
60) 0,5.

È superiore però ad 1 sola arcata, altrimenti c'è effetto mutuo, interatt.

Inoltre imporre possono essere o ruotare, non sono fisse.

Il cc. si collega: si forma corniera all'esterno in corrispondenza di un Q var e le altre sono alternate.

Appr. Matico e proloco se non ho il liv. di riferimento.



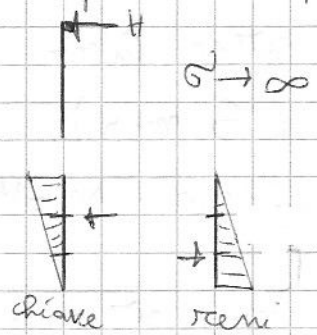
Come calcolare il poligono?

→ SPINTA MINIMA: entro chiave, introducono seni. Si vuole $\Pi_a(P, H) = Hh - P \cdot r = 0$ per imporre il passaggio.

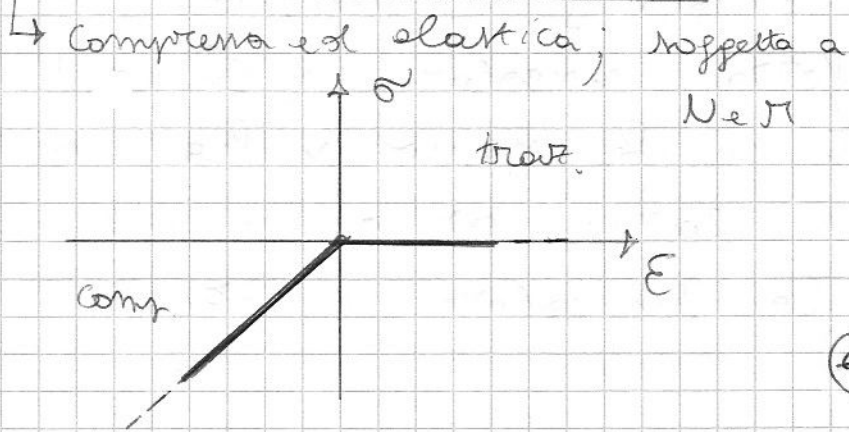
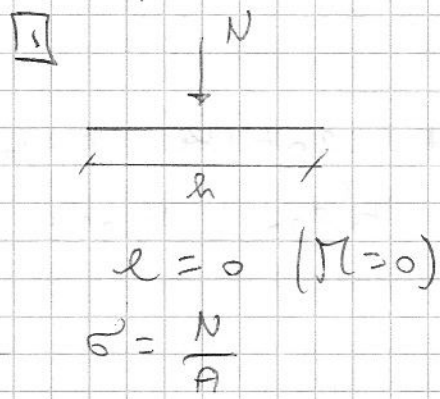
$H = Pr / h$ e spinta min. Risultante H vanno metterla più interna ma $h \downarrow$ e spinta simmetrica.

Vernici giustificata nell'800 con il comport. dopo il disastro. Π_a se con. la sezione in chiave avrai $\sigma = \infty$.

Si con. quindi 3 medi sup. e 3 m. inf. alle seni riferendosi a dist. uniforme σ .



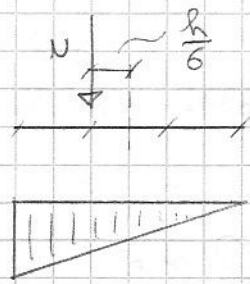
Comportamento sez. non res. a trazione:



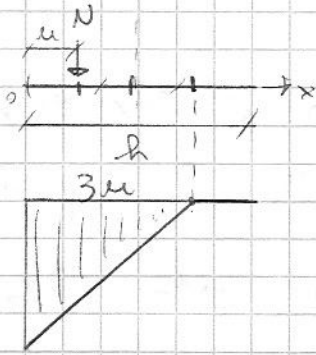
2] (terzo medio)

$$\sigma(x) = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} x$$

$$e \leq \frac{h}{6}; \quad \sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$



3] (oltre il terzo medio). Sez. n. PARZIALIZZATA

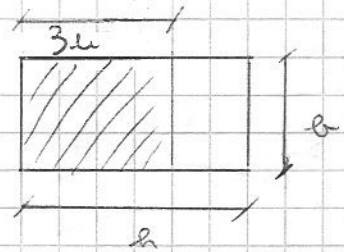


$e > \frac{h}{6}$. Diag. non lineare.

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3u_0}$$

Se $\uparrow e$, $u \downarrow e$

$\sigma_{max} \uparrow$



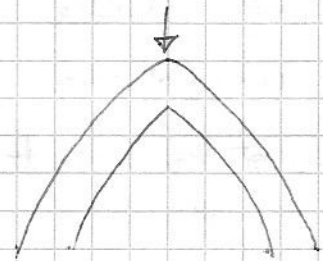
4] (limite: $e = \frac{h}{2}$ e $\sigma_{max} = \infty$)

Heyman formula un nuovo COEFF. di SICUREZZA GEOMETRICO. E' suff. $\gamma = \frac{S_{eff}}{S_{min}}$ (app. Matrici)

Costante curve delle pressioni; l'unico spessore utile fino ad allora curva tang. a l'emo esterno (S_{min}). Hs quindi minima di QUINTO curva in pmo spessore, spessore in elenco risp. al Mem.

5] γ_{ex} : arco a petto acuto.

[oltre metà il carico si alza funicolare]. C. migliore e forza singolare in chiave!



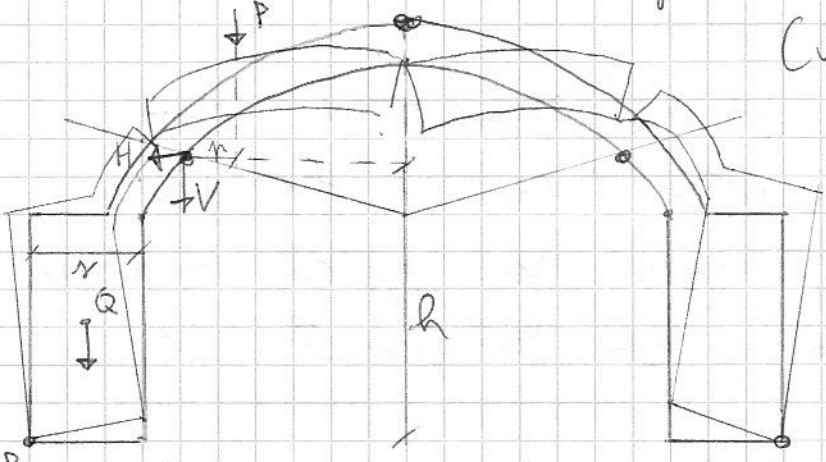
E' così che spesso si ha in vault. gotiche. Sulle m. curva carico in volta (se lo talpo sposta la funicolare, e PECCATO!)

62

Non abbiamo però controllo su EFFETTIVO stato di sollecit. del materiale. Se ho ex. ponti di grande luce ho o forti deformazioni rompere materiale. Si può fare a posteriori in sez. critiche collegando la trax una volta nota la funicolare.

Prescritto non è ∞ rigido. Fix. volte a botte

(Croni di Matera).



Tutta la struttura può collegare! Albo cinematico. Più volte e' alta, PEGGIO E' H e'

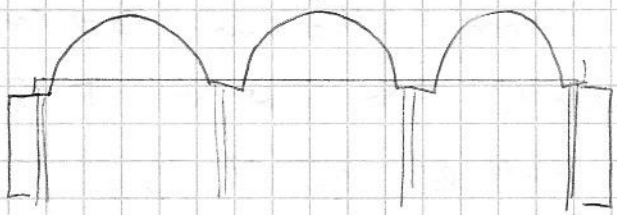
applicata ad un'alternativa maggiore ed effetto e' maggiore su quello stabilizzante di Q.

Volte si fanno su piani cantinanti bassi (che inoltre sfruttano effetto stabilizzante muri dei piani alti).

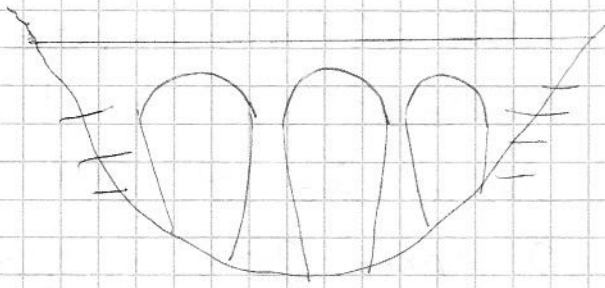
Si può isolare str. di arco e studiare stabilità prescritta e in punti di passaggio poligono funicolare. $\Pi_B(P, Q, Q_{app}) \leq 0$ (equil. mom.) = $H \cdot h - P \cdot r - Q \cdot \frac{r}{2} \leq 0$.

Ovviamente non serve se ho COSTENI che assorbano sforzi di trazione.

Se ho + archi contigui (ponti multiarcata o porticati) problema è nell'ULTIMO arco (gli altri sono equil. da quelli adiacenti. O muro + meno o Costena (63)



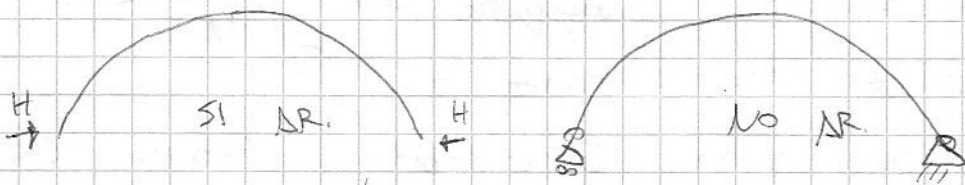
estera a tutte le campate.
 In ponti c'è presenza terreno
 affianco a spalle che garant.
 stabilità.



Problemi seri quando ho cedimenti, modifiche
 nella forma dell'arco che altrimenti sarebbe
 stabile tutto.

Spero ponti multiarcate realizzati per
 fare 1 arcata + 2 alla volta (centime \$\$!).

Arcate realizzate impingeva su pila in attesa
 dell'arcata limitrofa (poi s'impingeva e
 riempimento).



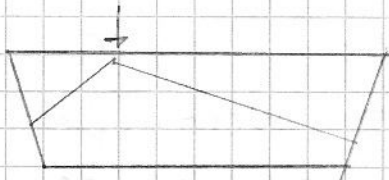
Tra l'altro può diventare PILASTRABANDI che resiste
 per la form. di meccanismo
 col arco e non a flex.



Si dispongono mattoni \perp a
 curva pressione; inclinaz. garant. > stabilità.

Tante varianti (imbr. retto, est. cent., ecc.).

PILAST. tutti od ARCO è vantaggiosa (Haym. arco
 "resist")! \forall QUANT. di carico assegnata e'



potrebbe trovare poligono
 funicolare tutto interno! Valido
 se impette non hanno cedim.

Se struttura è + subarrata per portare F ho
 (64) bisogno se $H > !$ + e sottile piatt., > e' H

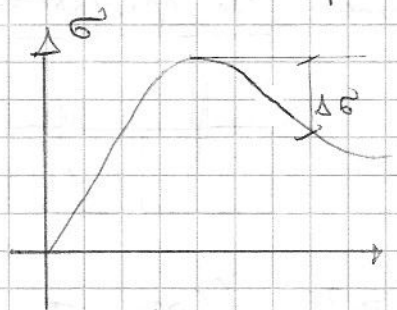
Anche con piccoli cedim. posso avere instabilità geometriche (snap-through). Devono essere BEN Contrattate (no bene in angolata edifici).

27/1/08

DISSESTI PER SCHIACCIAMENTO

In generale σ vs ϵ alla base pareti murarie e' buono. Tuttavia \exists casi prossimi a cond. critiche si collano per schiacci. che puo' portare a collasso travolta struttura (problem + drammatic) non proprio quelle su schiacci. elementi portanti come i pilastri; flex. trave e' + "localizzati".

Strutt. compresse non hanno comp. DUTILE



(ceduto portate da pilastri che collassa lo portano gli altri)

Elementi perche' su portante

e $\Delta \sigma = \Delta \sigma$ lo portano

elementi limitrofi che \Rightarrow meno collano a CATENA.

Nascono fessure che seguono le instabilità su compressione (anzitutto Δ verticale sotto i carichi)

\exists schiacci. localizzati in carichi concentrati applicati.

Ex: forte su fenestrate in terrate (travi in c.a.p.)

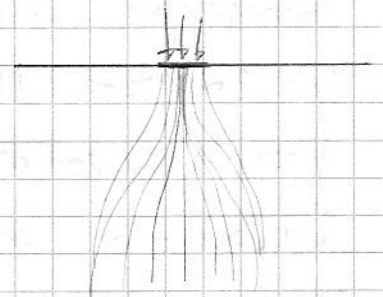
Se carico agisce su semipunto ho la rot. di Bauschinger con avvolgimento a forma di "bottiglia".

Dal libro "materia di casa" \exists 3 fasi

- depressione premessa molta che inizia

a schiacciarsi \rightarrow espulsione della molta e

svolgimento (o sultaco) dell'intonaco de



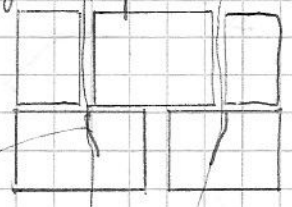
però meno e' sott. a un'uscita non comp.
 - formazione cavillature, femore verticali molto
 sottili, tante piccole femore sottili. Dimensione fem.
 non e' indicativa (anzi, se grande meno e' solido
 al di Marco, non lo schiariamo.)

- ↑ Q femore → a un'uscita e si inizia ad espellere
 prassi femore verso l'esterno, molto fragile.
 Femore intermano oltre che i femore anche gli
 elementi lapidei.

Schiarimento meno imminente sia eccentricità di
 corso che ↑ N in un lembo.

Sono piccole femore ^{intorno} in un'uscita grande fem. pilastro.

Ex: S. Apata a Palestrina; blocchi
 verticali più alti su st. + base.



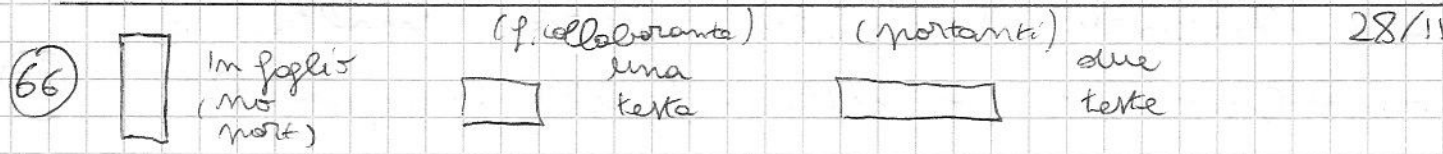
Si non formate macchature in
 prossimità piccoli elementi lapidei alti (concentr.

o di contatto ⇒ forte di fenditura) ⇒ pilastro
 sia "separato" in elementi verticali più snelli.

Elevate e lunghe sup. di disant. e conc. o ⇒ femore
 Era problema cinematico; non tanto fca ma

quanto la fuoriuscita elementi verticali
 compressi, la loro espulsione ⇒ cerchiatura del
 pilastro non per il confinamento ma appunto
 per vincolare l'eventuale m. lat.

Quando si interviene si vuole l'elasticità
 (si muove in seguito) soprattutto in base artistica.



Fluo a 1 testa opp. non portante. Col tempo ex. v. scorta' li fanno diventare importanti, spesso ignorati da interventi. Conchiatura dei pilastri porta a vincolo cinematico e anche ad effetto "Mottico". Presenta σ di

confinamento MIGLIORA Resist. elementale strutturale se ho

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3, \text{ con } \sigma > 0 =$$

trazione, $f_c = \text{Res. a tratt. e}$

$f_c = \text{Res. a compressione.}$

$$\frac{\sigma_1}{f_t} - \frac{\sigma_3}{f_c} \leq 1 \quad [\neq \sigma_2]$$

Outros di R.C. ben n

adatta a materiali lapidei (diff.

tra regime di tratt. e compress.) Se oltre a σ_3

ho anche σ_1 e σ_2 : $\sigma_1 = \sigma_2 = -\sigma_e$ (di compress.)

[σ_2 in R.C. non conta perché uscorp. σ è interna a quella di σ_3]. con $\sigma_e = \text{terr. di confin. laterale}$, ho:

$$-\frac{\sigma_e}{f_t} - \frac{\sigma_3}{f_c} \leq 1 \quad ; \quad -\frac{\sigma_3}{f_c} \leq 1 + \frac{\sigma_e}{f_t} \rightarrow -\sigma_3 \leq f_c + \frac{f_c}{f_t} \sigma_e$$

$$-\sigma_3 = f_{cc} = f_c + \left(\frac{f_c}{f_t}\right) \sigma_e$$

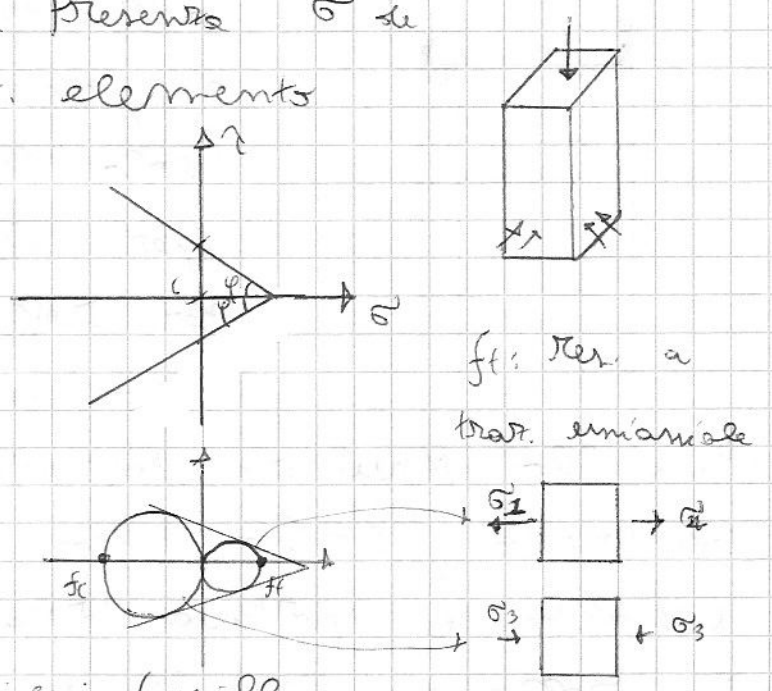
+ N4

[regime a compressione con CONFINAMENTO]

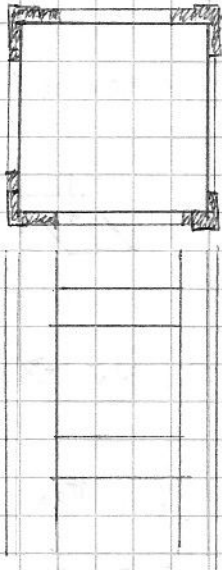
Grave la circ. di Mohr limite perché non parte da O ma da σ_e ed è + grande.

Corchio la mia struttura in modo da avere una press. di confinamento.

Manera + semplice.



→ Ampolara di acciaio con colarelli
malolati.



Dello prerolleutare cerchiatura
altrimenti non è attila, e sempre
appiata all'atto collettivo
(solo dopo con $\Delta 5$ sul pilastro
per effetto Poisson entra in funzione).
Per raffinare opera meglio che Ge
interviene dall'inizio.

- Puntello struttura soprattutto ricaricando elemento
compresso, cerchi, tolgo i puntelli e cerchi che
normalmente portava tornano su pil. cerchiato.
- Più raffinato: prerollato colarelli; un tempo
si rincollavano, poi si raffrescolavano e costione
del raffreddamento era la prerolle.
- Prerolle con sistemi a vite con elem. esterni
che mettono in pressione colarelli che poi si ricolano
spesso confin. si fa ricolando cornice esterna
di c.a. che oltre a confermare (poco) aumenta
la sezione dell'elemento resistente. Anche qui,
amorbire carico solo se c'è $\Delta 5$, si vuole sempre
puntellatura. X.M. frappe se elem. interno col
poco carico a quello esterno, non si Σ resist.

Opp. si usano molto i filorinforzati, materiali con
proprietà eccellenti (cornice non si rompe pra-
ticamente mai), si preparano superfici, si applicano
terme e poi tenuti da ringorzi. Cerchiato

(68) Zone sciolte di possibile cornice plastica;

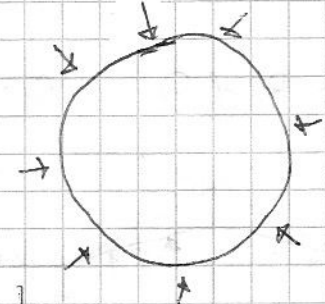
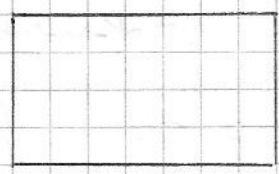
nel comp. acceler. migliora di molto la duttilità

Come del sol. in f. cerchiatura!

$$\sigma_c = \rho \cdot E \cdot \epsilon_c \rightarrow 4 \cdot 10^{-3} \text{ per FRP}$$

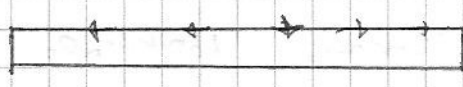
per alcuni può essere fga ponendo E_g

Coeffic. de differenza da minore caricia e forma confinaments.



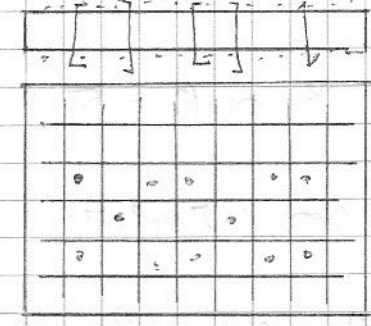
In ser. circolari e uniforme. In spigolose!

Se ho



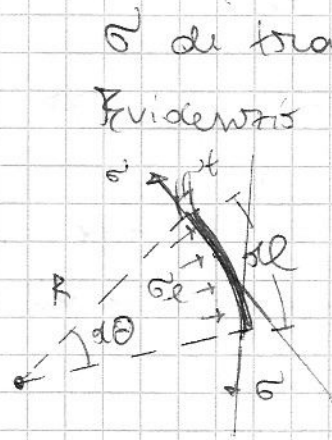
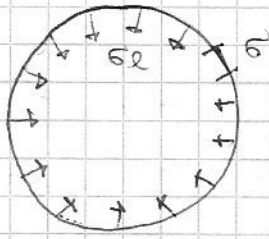
Confin. nasce solo negli angoli, var. di curvatura dove ft si trasmette.

Se si vuole rinforzare muratura, parete, si toglieva intonaco, si dispongono ferri o rete elettrosal., si pongono fori passanti per imposte spiroviti per formare gabbia. Richiama intonaco armato.



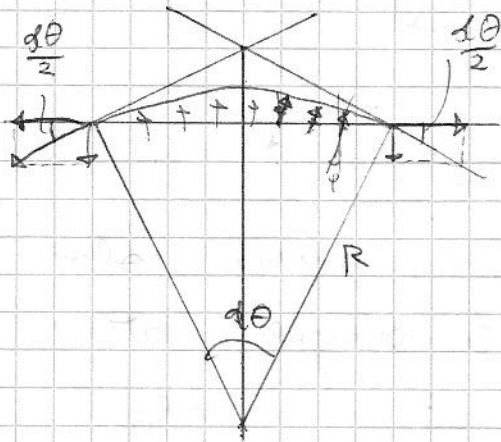
Senza tiranti le spoglie si int. armato (4-6 cm) non entrano in azione. Tutto confinamento e portanza diretta (* sup. portante). TU int. arm. ha vantaggi enormi, in muratura presso dei carichi sono i per propri, placcatura e SCSRIAS. Spoglie hanno leggerezza >> parete ma molto snelle, non bene a instabilità (valutati da tirantini). Inoltre muratura non trasmette t, degrado accelerato. Va " fatto da

entrambi i lati, problema per finitura esterna (da p):



σ di trazione elemento esterno.
Evidenza al infinitesimo. Involuco
nottile e σ sempre
tang. σ_e equiebrano
trab. su elem.
curvo.

$dl = R d\theta$. Assumiamo profondita' unitaria.



$$R \sigma_e \int_{-\frac{d\theta}{2}}^{\frac{d\theta}{2}} (\cos \varphi) d\theta$$

(Voglio comp. verticale σ_e)

$$\sigma_e \cos \varphi dl = 2 \cdot \sigma_e t \cdot \sin \frac{d\theta}{2}$$

con $\varphi = 0, \frac{d\theta}{2}$. Al primo

ordine con $\varphi \approx 0$ e $\sin \frac{d\theta}{2} \approx \frac{d\theta}{2}$, quindi nott:

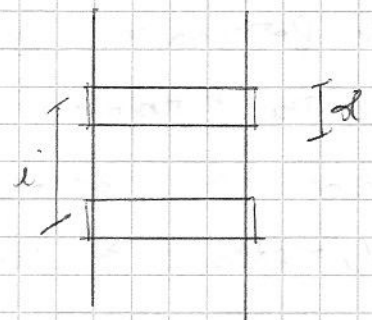
$$\sigma_e R d\theta = \sigma_e t d\theta \Rightarrow \boxed{\sigma_e = \frac{\sigma_e t}{R}}$$

Im sez. circolare $\rho = \frac{t}{R}$ e quindi $\boxed{\sigma_e = \frac{t}{R} E \cdot \epsilon_0}$

Uole se la lamina e' continua.

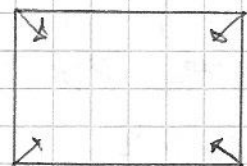
Se confin. e' effettuato con delle
forze dipende da d e interame e

$$\rho = \frac{t}{R} \frac{d}{i}$$

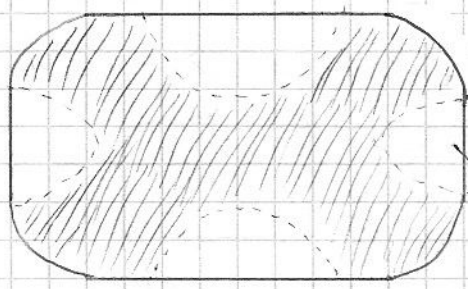


Im sez. quadrangolare effetto e'
molto + blando, forte conc. su

⑦ e spigoli che in fenore



Vengono arrotondati e coperti da angolari x Resin.



tribuire le sollecitazioni e
alora struttura continua.

Parti vuote non beneficiano
effetto cerchiatura

Quindi $p = \frac{t \cdot (a+b)}{2ab}$; se

discontinuo $p = \frac{t \cdot (a+b)}{2ab} \cdot \frac{d}{i}$

Strutt. murarie lavorano essenzialmente a 4/12/08

gravità, se viene a mancare elemento nella parte
bassa il resto cade (no elem. inflessi). Tuttavia il
resto della costruzione non è detto che venga

coinvolto (Robustezza orizzontale >> Robustezza verticale)

Fondazione polif. alti: pozzi $\phi 2-2,5$ m riempiti di
pietrame ben assetato e malta idraulica come
sei veri e propri pilastri. Dai pozzi partono

archi realizzati in parte muraria meno in terreno
o fond. che facciano da centina. Fond. continua

con pozzi e archi che garantisca buon comportamento.

Fabbrica muraria '800: murature in realtà sono
composte da pilastri retti con bruchi, ovvero pilas-
tri murari separati da aperture (↑ sollecitazioni

nei marchi murari). Malte se colle idraulica
(gratie a pottolana). Murature in mattoni costano

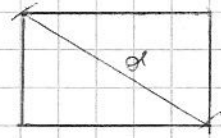
30% > murature di tufo, costruite solo in alcuni
punti critici. Inoltre si usavano pezzi di 2 scalzi,

Molta malta. (7)

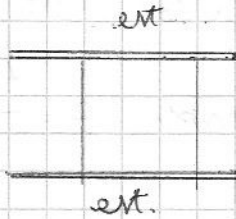
Regole di carattere empirico per lo spessore dei muri.

$N = \frac{H}{12}$: Mobilità LIMITE (scelta da Rovalelet) per pareti isolate. Se vincolate $e' >$ ovviamente.

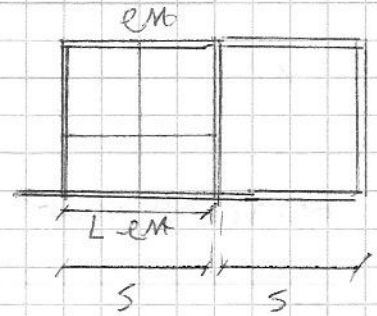
$N = \left(\frac{\beta}{8}\right) H \frac{L}{2} = N \left(\frac{\alpha}{12}\right)$ diagonale parete



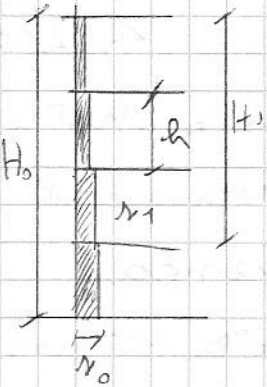
Corpo singolo:



Corpo doppio:



S: interasse muro \perp a muro di facciata



Per H si intende quella

della muratura che immette \Rightarrow posso avere giunghie nella struttura muraria.

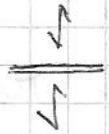
Per corpi doppi comuni in Italia

$N = \frac{1}{24} \left(\frac{S+H}{2} \right) + 1$ pollice o 2 pollice

Mattoni si possono mettere a 1 Testa a

2 teste ecc.

Muro divisorio interno, momentanea struttura



$N = \frac{1}{36} (L+h) + 1$ o $\frac{1}{2}$ pollice

In fabbricato collato nel quartiere Urbeortino a Roma hanno notevolmente N muri alla base e soprattutto quelli in alto. Tensioni elevate in muratura scadente, anche se in generale possono esserci conc. di σ (\Rightarrow oleoprolo, trasf. corichi in muratura scioc.). $\sigma \approx 1$ MPa accettabile se $f_c \approx 8$ MPa e' molto alto il λ_{mc} in murature.

(72) Dimens. muratura va fatta anche con qualità materiali e collegamento strutture nel muro insieme.

Fino agli anni '60 in zona non si mura né costruiscono
"a regola d'arte" uranolo trattati (presso un po'
adattati alle cond. locali) ex regole del Cantaleve
che ± coincidono con Ronocet. Norme erano solo
per acciaio e c.a. o al max. cost. in muratura
in zona mirmica.

Muri interni + piccoli ma - bucati, quelli
di facciata invece + grandi ma con > aperture
(ex. finestre) Sollecitar. non è elemento guida
nel dimensionamento, importante mt. di vincolo.

5/12/08

DISSESTI IN COSTRUZIONI MURARIE PER CEDIMENTI FONDI

Murature tipiche per forma. f uniforme non da
problemi, differenziale n (fessurazioni gravi). Importante
interazione Muratura e terreno.

Trattazione di Sisto Plastocicava, semplice e chiara.

3 fasi (+ fase 0 del rilievo)

- stato quozero fessurativo da rilevare (interpretando
i segni + importante da fessur. secondaria) n cerca
di capire le cause

- capire evoluzione quozero fess. nel tempo perche
ogni sviluppo => certo intervento

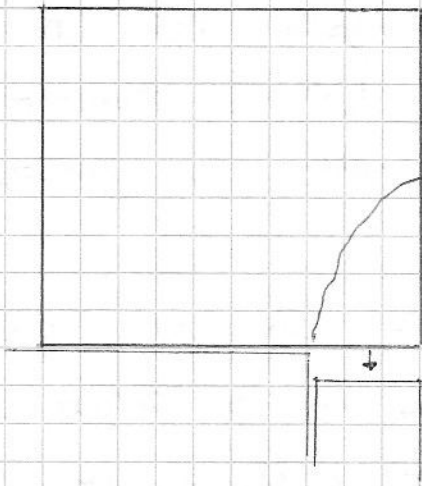
- Intervento

Spesso si passa da 1 a 4 direttamente, visione
miopia. Interventi per "rialtare" parti marcate
come nel c.a. globe struttura e continua.

In Muratura muraria e atteggiamento MIOPE e PERDENTE

Ex: stato un muro con f in un lato (73)

Che prototipo femora;

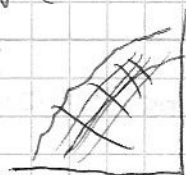


o cedim. n e' ESAURITO
(e quindi ha senso mettere
della sezione che però serve
solo a support. la continuità
con cui e' nunci),
o cedim. e' ancora IN CORSO
e quindi interviene la fatto
nelle fondazioni.

Spesso si mette rete elettrosal-

olata con intonaco armato P.S. se e' ancora in alto,
n femora immediatamente sopra.

Strutt. muraria e' fatta di



"pezzi che si appoggiano", se tolgo parte sotto quella
sopra la segue, non e' continuo elastico.

Cambiare natura della struttura porta a tante
implicazioni (come armare la muratura).

1) Rilievo quadro femorale a vista con disegno
rappresentativo.

2) Cause possibili: a) diff. tempo dovuto a
variazione dei carichi nel tempo (ex. costruzioni
SOPRASELEVAZIONI). b) variaz. terreno interessato, come
variaz. livello di falda, moti di consolidamento.

c) Altri fenomeni se terreno non e' uniforme
(fondat. a profondità <>, stratigrafie <> ...)

3) Capite parte interessata e moto rilevato.

Minuziosità femore e loro evoluz. nel tempo.

Un tempo si usavano le BIFFE,

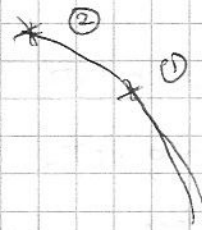
(74) pezzi di vetro murato su femora



Se si rompe questo femore è in evoluzione.

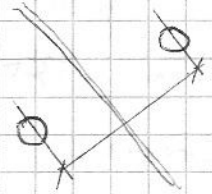
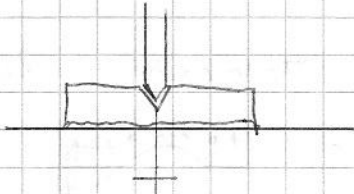
Impo solo ON/OFF e se fatte male si ammucchianno.

Si misura anche l'apice della femora; se si evolve si misura anche apice. Molto appross.



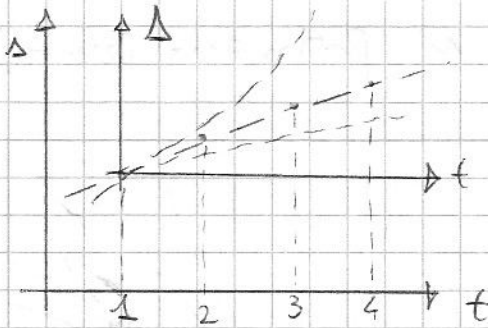
Si possono fissare sulle braccia miniere metalliche ancorate con chiodi al muro.

Si misura anche tra i 2 con
olei comparatore
(risol. di $\frac{1}{500}$ mm)



≡ M.M. elettronici.

1 volta al mese si si segna misurazione e si



Realizza grafico che rappor.
l'evoluzione. Importante scala
temporale. Poiché lettura 1 ora
solo info su punti. 0 o 0, si
trasciano gli anni per misurare il Δ.

Andamenti lineare, quadratica (grave), cubica
(si va accertando) cause simili ereditate.

Se è in evoluzione si delle intervenire nelle cause.

Quanto DURA il monitoraggio?

Non troppo corta. 8 fasce. Risente oscillazioni
stagionali (var. livello di fosfori) e Δ piccolo
può misurare solo variaz. temporanea, almeno
1 anno per completare il ciclo.

A volte è necessario sistema automatico; compa-
ratori collegati a centralina di acquisizione

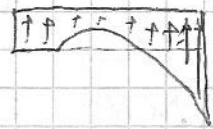
che mandano info in remoto. Ex. monitoraggio
torce di Pina con accelerometri & deformometri.

Interpretar. questo fenomeno.

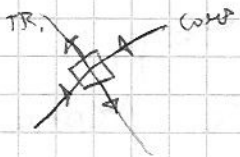
Distinguere DIAGNOSI e TERAPIA; non si curano i
mintomi, muratura non e' corpo umano.

Esperimenti con blocchi di Ck con molta debole e
inerti grossi. Conn. cedim. terminali e intermedi.

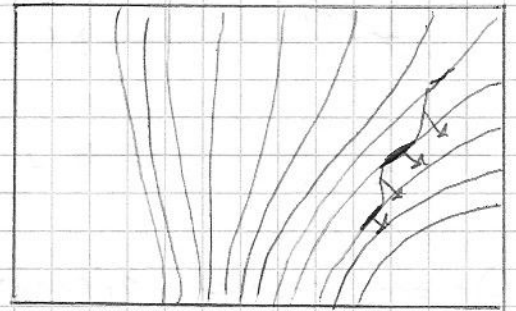
Cedim. TERTIADE.

Δ causa ↓ reaz. torreno produce incrementi nella
parte sinistra. Diagramma di fessure e' 
si assume comp. elastico-lineare.

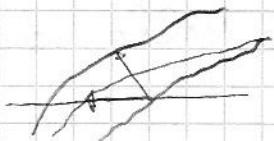
Instabilità di compressione ⊥ a irott. di TRSTUTE
quindi se barra fessa si formano fessure
lungo irott. comp.



Per C.T. ho stato su role;
Fessura può saltare da
isotattica all'altra con inclin.
secondo dir. principale di traa.



Moto a volte e' inclin. rispetto a fessura
e quindi fessura non sempre
e' ⊥ al moto.



Nella realtà muro non e' isotropo] (dispreparata)
d' da sola. Ex fessura a Z, dovuta a
molta debole.

2 tipi di C.T.:

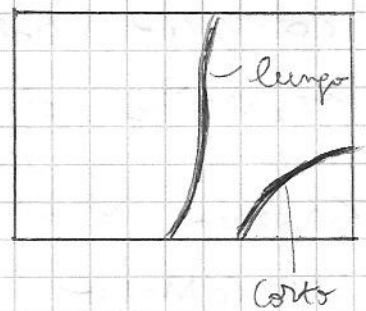
- CORTO

⑦⑥ - LUNGO

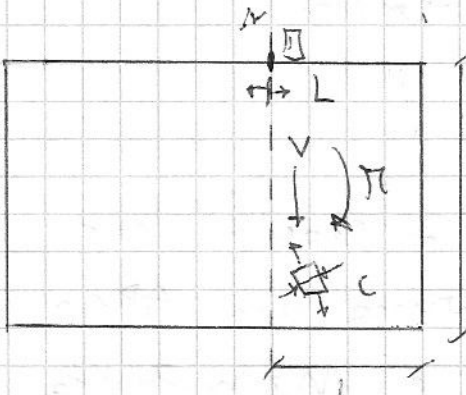
In quello corto rottura è localizzata.

In lungo rottura interessa TUTTA

e l'altezza della parete muraria.



Come capitolo] Contr. muro come TRUSS



incalzata. Si può calcolare:

$$\sigma(H) \quad \tau(V)$$

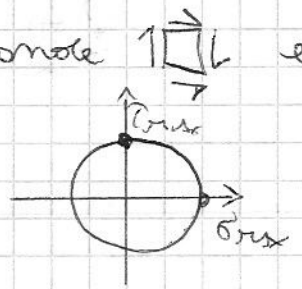
e li confronta. Se prevalgono le σ c'è rottura lungo la parte terra (C.T. LUNGO); se prevalgono τ si prevalgono le fessure a 45° (C.T. CORTO).

[Contr. spessore unitario]

$$\pi = \frac{\gamma H L^2}{2} \rightarrow \sigma_{max} = \frac{\pi}{W} \cdot \frac{H}{6} = \frac{\gamma H L^2}{2 \cdot H} \cdot \frac{1}{6} = \frac{\gamma L^2}{12}$$

$$V = \gamma H L \rightarrow \tau_{max} = \frac{3}{2} \frac{V}{A} \cdot H = \frac{3 \gamma H L}{2 H} = \frac{3}{2} \gamma L$$

Confronto σ e τ (alla quale corrisponde $1 \times 1 \times L$ e quindi nella circ. di Mohr ho allo stesso tempo la σ_{max} massima; ovviam. ho circ. diverse ma ho ipotesi di materiale omof. e isotropo).



• C.T. LUNGO: $3 \gamma \frac{L^2}{12} \geq \frac{3}{2} \gamma L \Rightarrow \frac{L}{H} \geq \frac{1}{2}$

• C.T. CORTO $\frac{L}{H} < \frac{1}{2}$

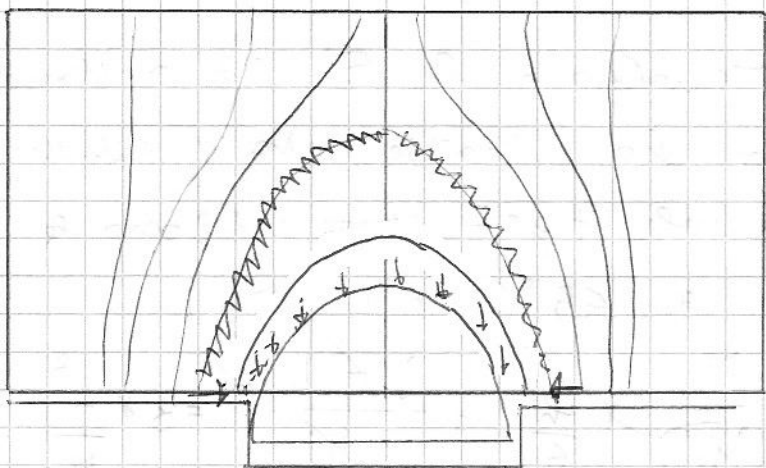
[Una curva promette e la presenza di scavi del terreno adiacente che scarica il terreno e il modif. regime press. idem a fatto (77)

edificios adiacente]

Presenta de bucatara e elementos de debolitta

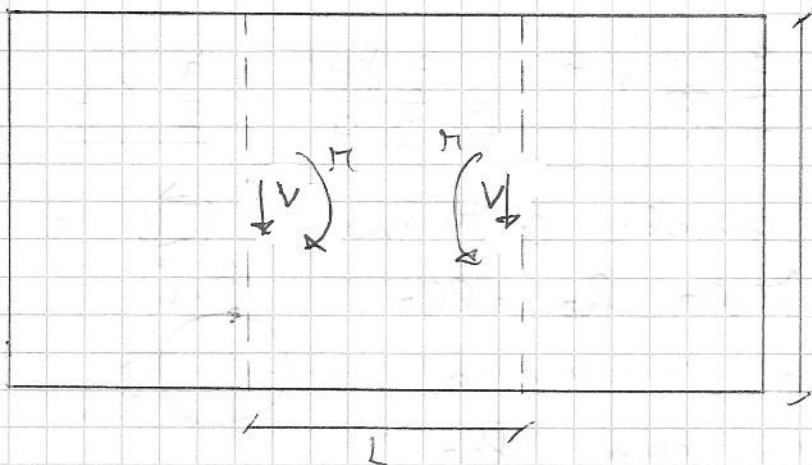
Spesso in manifestazione moti secondari qu'onertam.
 Mucemio, come le rot. oie blocchi

Colom. INTERMEDIO.



Se ho cesim. int.
 si forma un ARCO
 se c'e possibilita'
 di reazione orizzontale
 ed elemento murario
 non e' snello.

Muro cons. come
 trave scopp. incastrata



$$\pi = \frac{1}{12} \gamma H L^2$$

$$V = \gamma H \frac{L}{2}$$

$$\sigma_{max} = \frac{\pi}{W} = \frac{1}{12} \gamma H L^2 \frac{6}{H^2} =$$

$$\sigma_{max} = \frac{\gamma}{2} \frac{L^2}{H}$$

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \frac{V}{A} = \frac{3}{2} \gamma H \frac{L}{2} \cdot H =$$

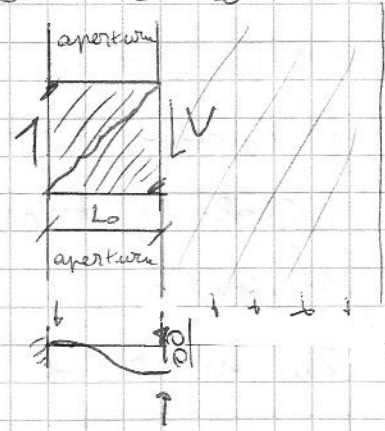
$$\tau_{max} = \frac{3}{4} \gamma L$$

• C.I. LUNGO: $\frac{\gamma}{2} \frac{L^2}{H} \geq \frac{3}{4} \gamma L \Rightarrow \frac{L}{H} \geq \frac{3}{2}$

• C.I. CORTO: $\frac{L}{H} < \frac{3}{2}$

78 • C.I. CORTO:

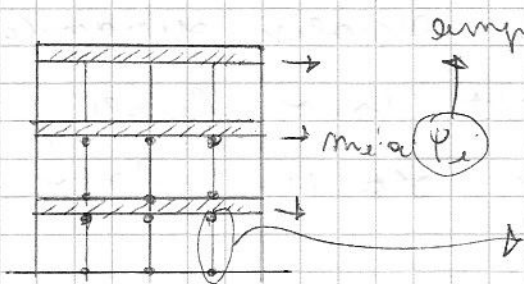
Se ho aperture, portici + sollecitate non
 le fasce murarie tra loro
 si comportano come se fossero
 mensole a taglio. Per marchio
 murario soggetto a cedimento
 mensole con grigi (e' coll. a
 marchio mur.). Si fessura nelle
 fibre tese (\square) a prevale effetto trave
 τ in diagonale (∇) se prevale taglio.



11/12/08

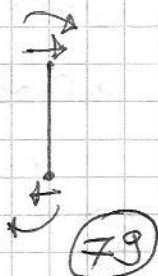
COMPORTAMENTO EDIFICI MURARI SOGGETTI AD AZIONE SISMICA

Prima 2003 si aveva solo il DTU '96 che prevedeva
 miglioram. o adeguam. sismico. Il 1° e' tipo
 interventi dove professionista argomenta senza x porta
 analisi numeriche, che interventi migliorano cond.
 Il 2° richiede che struttura venga portata ad
 essere \equiv strutt. nuove interventi piú importanti.
 Poi OPCM e TU prima adeguamento obbligatorio se
 variaz. importanti (ex: var. class. di uso con SA > 20%).
 Piccole su struttura, miglioram. x interv. minori.
 In ITS molti manufatti vulnerabili.
 Riclassificazione zone sismiche + onerosa
 Ex. costruzioni in C.a.

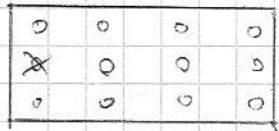


simplif. dinamica.

Si produce $M_e V$ che porta
 alla form. di cerniere
 plastiche.



Tipico dei "piani roffici" (soft stories) negli edifici comuni dove piani alti rigidi con temperature e piano terra con aperture e meno rigido (pilastri deboli e travi forti). In c.a. collano cimbolpe intera struttura a catena. Dinamica di insieme che guida la simbi di role nelle varie membrature.



Il collano degli elementi + deboli porta a quello degli altri. Struttura e

CONTINUA. Centro su massa e centro di resistenza se eccentrica porta a "torsione" che oppone i pilastri su estremità destra (viene meno pil. rx, roll. + prode sui altri elem.); varia anche il T strutt.

Strutt. muraria ha comp. molto diverso. Petti rapporti ma separati tra loro. Non c'è vincolo eff. tra muro e muro e solai, non vincolo di contatto.

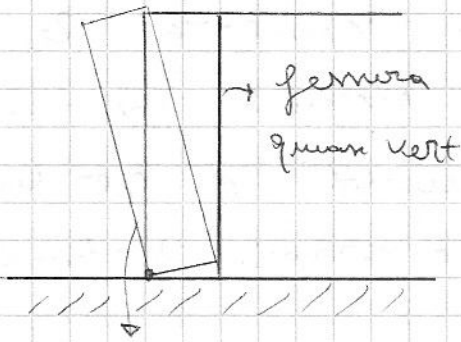
Con nuova struttura si voleva avvicinare il comporta-mento a quello di strutture in c.a.; rifatti solai, placatura murature... Ha proscritto in realtà molti stanni, non solo architettonici. Si è la Ter ma * carichi e quonou or. minima! (sol. in legno $\approx 100 \text{ kg/m}^2$, in c.a. 500 kg/m^2 !)

In c. mur. le celle capite quasi sono le parti + deboli. E' invece fare analisi dinamica globale quando in realtà effetti sono locali, non come in c.a. dove muro sta un lato

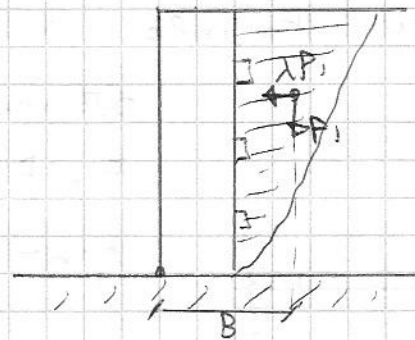
⊗ influenza effetti dell'altra.

Ex: terr. Messina, distacco muro frontale ma non di quelli di prima.

In alcuni casi si ma ha fatto distaccare muro ma non collare, identificando il cinematico di RIBALTAMENTO RICILLO verso l'esterno (che non e' controllato). Solo che si collega a muro esterno può costituire sostegno, tutti i blocchi sono spingenti e quindi appaiono carichi.

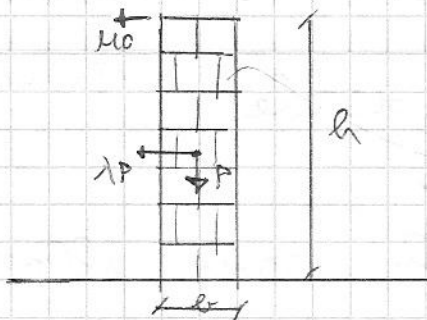


se non e' colleg.

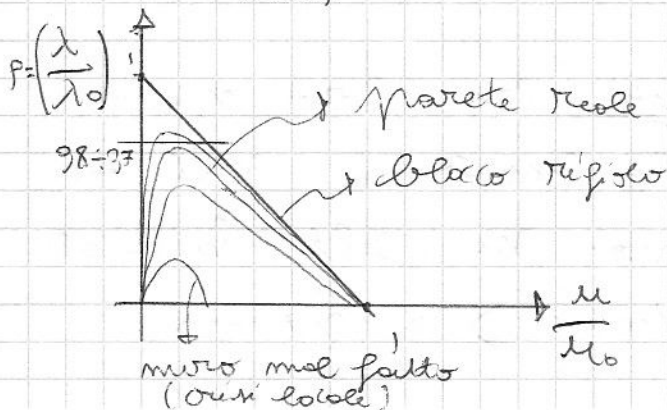


Se ho colleg. solo per ribaltare parte >

Simma e' λP_1 , se meglio collego cum. il braccio B del peso proprio che si oppone a simma (anche se $\uparrow P_1$)



Catata di blocchi ribalta come monolite. Se \uparrow le discontinuita' (altern. disposti blocchi) si \downarrow la σ_{cr} .



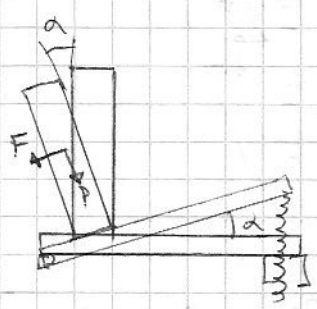
no: molt. si collegano del monolite = b/h ; u_0 : pos. critica del baricentro del monolite = $\frac{b}{2}$; $e = b$ se e' rif. a terra.

"Collano elements parete di facciata che di solito non coinvolge altri elementi ma a sua volta sta se stessa. Importante h e lo perché comp. Matico rimp. a F, SUFF. a sua param geom. $ag = \lambda = b/h$ importante e che Ma di buona qualità

Importante e' la qualità muraria per avvicinarsi a comport. corpo rigido. (se mal fatto o DISGREGGIA)

Muro non e' isolato però, e' collegato a resto fabbrica. Colleg. di solito ha effetto stabilizz. *

Exp. su tavola inclinata per simulare le



azioni orizzontali simulate (di mano)

$F = P \tan \alpha$ e quindi α per cui parete collano e proprio $\lambda = \tan \alpha$.

* a Palermo ad ex. 3 e 4 piano sono frutto di sopraelevazioni dove i muri di spina sono +
 ex blocchi di arenaria
 Muri e volte e manca quindi collegamento per il muro frontale.

E' importante trovare il meccanismo + debole!

Attenzione, ai mecc. di 1° modo sulle pareti di facciata rimp. a collano.

18/12/2008

Problema di qualità muratura che può collanare disgregandosi.

Collegamenti elementi di parete tra loro spesso tramite COSTE METALLICHE che assorbono nell. su ribaltamento e ricorrono su muri laterali

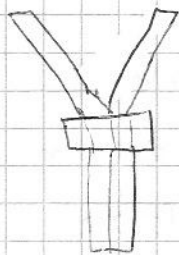
che - supporti L - resistono > a girna.

Per collegare muri si usano catene e si evitano
mecc. del 1° modo (si vedono ^{le} catene capochiavi in
facciata nei centri storici rimbici).

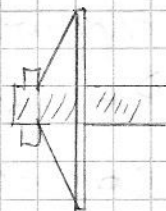
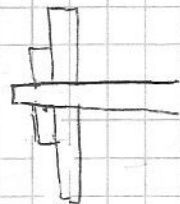
Non serve l'impiego generalizzato di voliti; si deve
USARE il problema, risolverlo e poi risolverlo.
Spesso ruolo determin. lo svolgono le BUCCHIERE,
grandi punti di debolezza.

Capochiavi hanno corp. diverse nelle varie Regioni
(X, piastre barre, X); non modificano in
maniera significativa strutture.

Vanno messe in forza. Prima barra con
occhello, ferrata che veniva
battuta per mettere in forza.

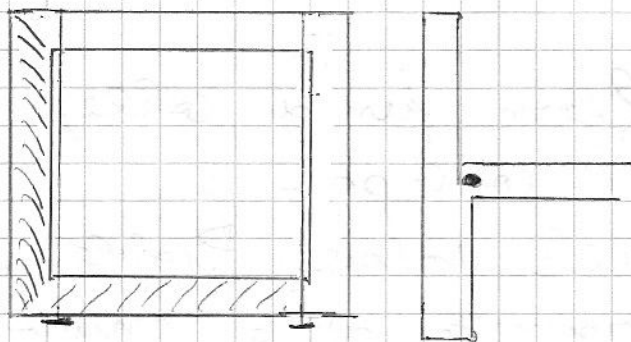


+ Forma evita lo
movimento verso il
barro. Oggi tendono filettato
alla cui estremità e' posta



una piastra, serrata con un occhio.

E' necessario elemento di sostegno, capochiave
finale per "tenere" la parete ed evitare
rotture locali.

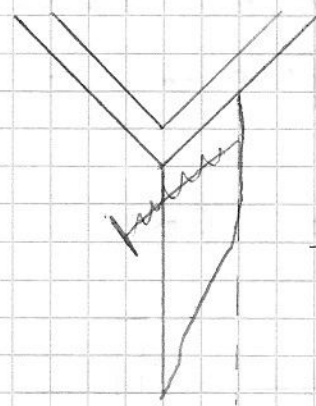
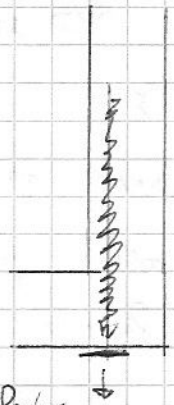


+ Parti tranti equivalenti al
muro, interno della muratura a
STESSA h. quota calpestio.

Nello spessore del manetto,
spesso sfruttando riseghe muratura

Si dovrebbe mettere anche capochiave

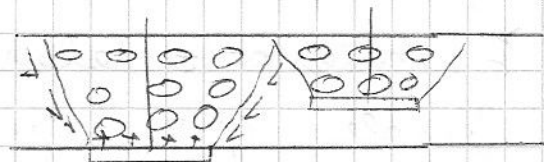
all' esterno (nessuna altra proprietà).
 Catena può essere inserita in perforat. del muro.
 Suonaggio è forare un muro che porta "trauma".
 Ventaggio è che non è necessario
 arrivare a muro esterno x avere
 contrasto. Malta iniettata intorno a
 leavro di sol. migliorata.



Se lung. gli
 ancoraggi e corta rischia
 un distaccamento locale della
 parete. E suff. che sia ancorata
 posizione suff. resist. col at.
 muraria.

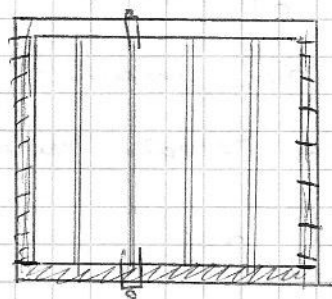
Per met. in terr. o sistema con capochiave
 oppure manicotto interno che evita chiave esterna.

Per opere grandi, importanti, si può mettere
 capochiave all' interno interno x evitare di
 esser visto. Se capochiave è



molto interno però rischia
 di tenere poche pietre per
 forza di taglio resist. Si può incarnare dentro
 muratura.

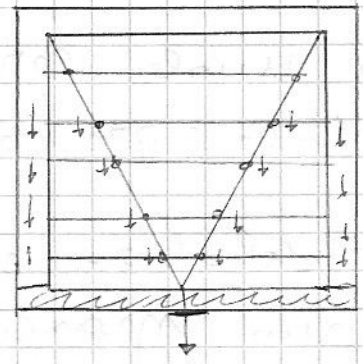
Occasionalmente possono svolgersi fun. di colleg.



Capochiave collegati a
 travetto del solai. Problema
 è che si trasmette at. a muro
 di fondo e non a muro di

spina (anche se fonda ma meglio fasciata).
 Se però fasciata è molto lunga (mura
 di spina spesse 10 - 18 m ai piani alti, Palermo).
 si può evitare smanciamiento con questi vincoli
 intermedi.

Se ho bracci // a muro di
 fasciata posso realizzare i vincoli
 a livello relativo.



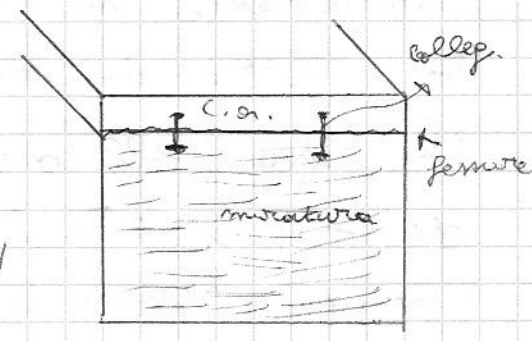
In zona min. di 2° ed. ex. forza
 sono dell'ordine di 0,2. Però, di qualche
 ton. Forte di ritegno in realtà non sono
 molto elevate. Multitura comune può avere
 ferri poco spessi.

Si possono realizzare anche corda in c.a.
 Si monta copertura e si fa getto di c.a. con
 4 ϕ 16 min + staffe.

Cordolo formabile e molto utile, parti in
 alto tendono a Macconi.

Principali oggetti:

- estetica e durabilità: c.a. + reperibile di muratura
- ferro al contatto per le
 <> corda materiale
- $E_{c.a.} \approx 30 \text{ GPa}$ $E_{mur} \approx 3 \text{ GPa}$
 $1/10$ di rigidità. Per muro



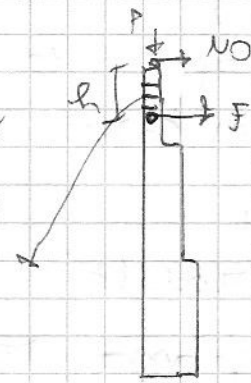
ha poca rig. fless. \rightarrow se spina, si appoggia
 femora di distacco e c'è distacco. S' real. (85)

collegamenti, tirafondini.

Si può fare un corolo MURALE mettendo la
barra di armatura suff.

in basso (x evitare movimenti
dovuti a f conc. in norma)

ci vuole certa q. di murat.
stabilizzante / $F \leq P \tan \varphi$.



Collocazione e' - eff. in mezzo a parete dove
può spacciarsi \Rightarrow ulteriori punti di colleg.
grazie a COPERTURA che può collegarsi a corolo.
Come sempre COMPLET. su tutti gli
elementi strutturali per cercare di garantire
continuità.

Supponiamo di aver collegato pareti di facc.
Struttura e unica M. RESIST. Elementi + regioni
sono pareti di controvento, par. di prima che
prendono il nome Problema WALL non
più stabilità, equilibrio IS ora resist.
materiale delle pareti solo nel piano.

Ovviamente si contr. tutte le DIREZ. del MUR.
Ex: terremoto malise. Turatore e solai in C.O.
che ha efficace collegam. dei muri IS per
gli + (> att. minima), opposto colto, MURALE
(muri spessi e solai leggeri). Queste si
rompono con lesioni diagonali in basso.

Rottura dei muri di prima esterni sotto
⑧ dove F. minima si NORMA

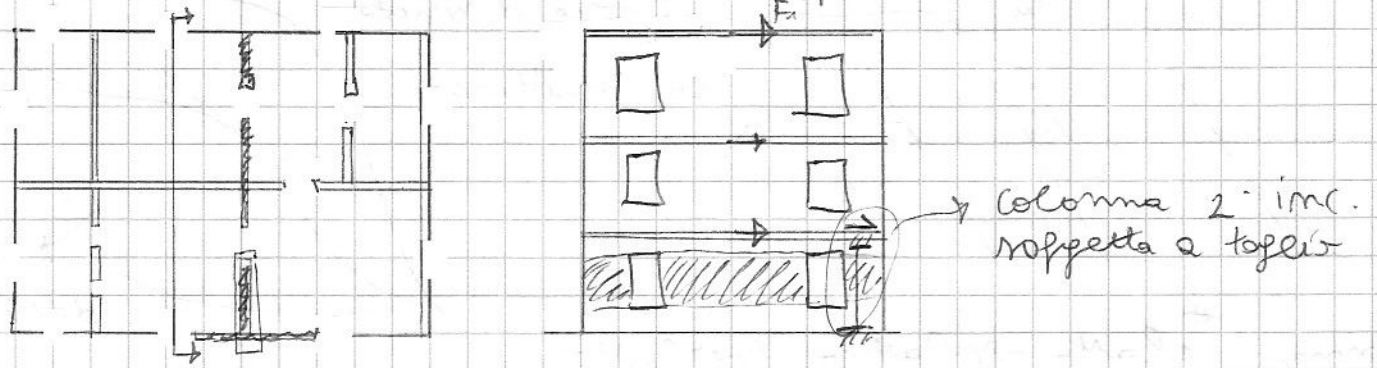
Proble. di Terz. Marchi murari, pareti
vert. Comprese tra murature
Lorone che hanno da muro a muro.

Marchi murari soggetti a TRALIO e PRESSOFLEX.

Si deve 1) ripartire le molle. e 2) verificare
a NORMA, togli, pressoflex.

Prevalenza muro, togli, flex. d. da sporto di
compressione (se $N > T$ a muro.) e geometria
elementi murari (se tutto \rightarrow togli)

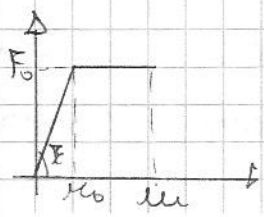
Ex. spiccato murature a 1° piano e solai rigidi.



Ho F_i di piano con tutte le m. a si tirare.
Si devono ripartire le ar. in f. dei marchi m.

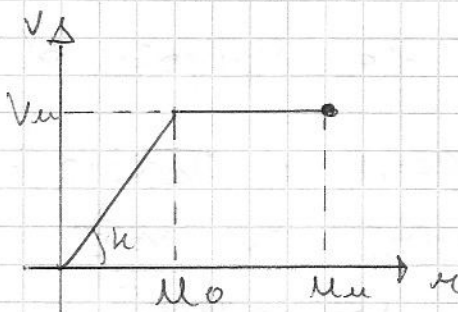
Ipotesi semplice: reatt. elastica e ripart. di
tipo shear-type; si cons. elementi mur. come
colonne equivalenti. Escluso i collegamenti
e ipotizz. fare di piano rigido.

Inoltre cons. colonne di marchi come
travi che in realtà non sono. Problema
però diventa diretto (pilastre colleg. in
testa). Si può anche ipot. comp. elast. (plasto)
fragile. od ex. e fare simul. dinamica.

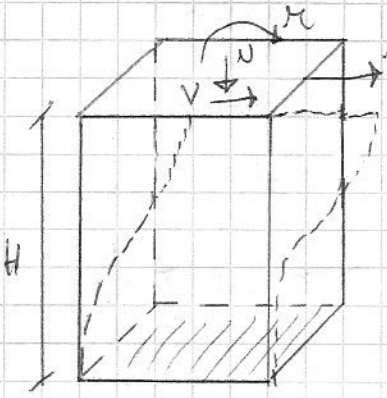


Insieme di marchi murari

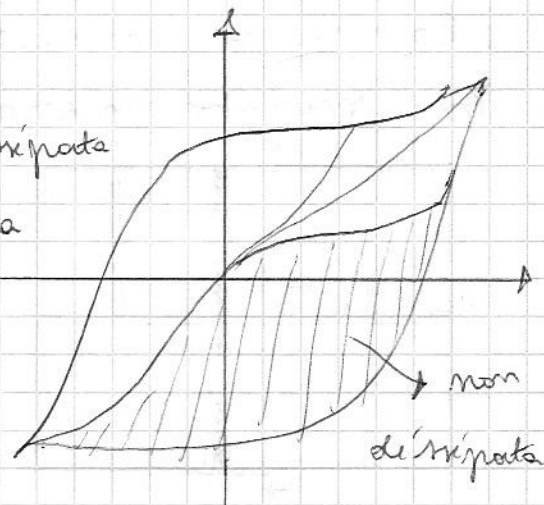
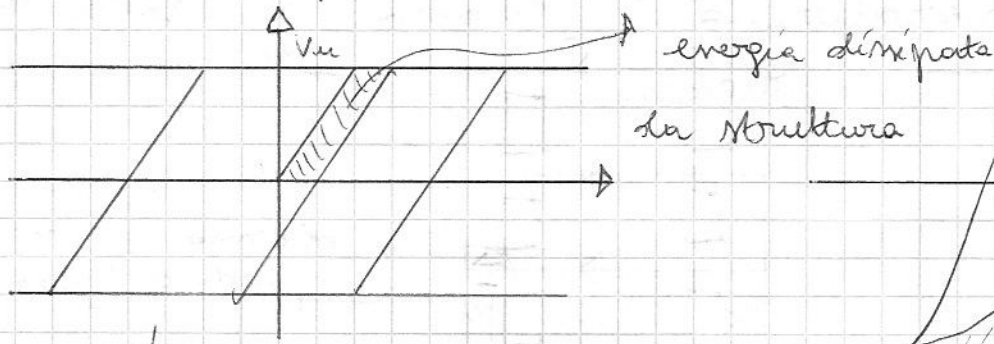
Come travi:



Si modella come colonna x verifiche locali.



Il rigido della del pannello Ammorrebbe conr. anche l'azione ciclica della struttura. Pannello presenta PINCHING, ovvero riduce la sua capacità resistente.



Comp. elastico-plastico perfetto.

Struttura che dissipa molta energia RESISTE al rischio di frattura e assorbe meno energia.

Immaginiamo trave con schema:

Rigidità di mensole con glifo pari

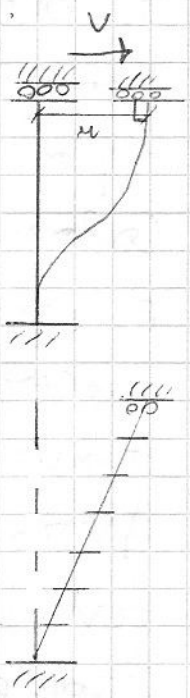
a $k' = \frac{12EI}{H^3}$ (solo deformabilità flessionale trave). [rig. flex] +

[rig. tagliante] $k'' = \frac{GA}{H} \times$ fattore di taglio semp. di man. piane

con $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ (mat. isotropo)

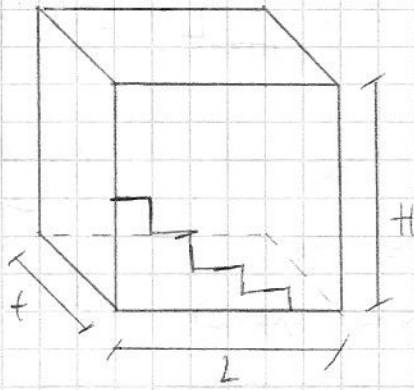
Quindi $V = (k' + k'') \cdot u$ Qui

(88) def. tagliante ha imp. contributo essendo tutto.

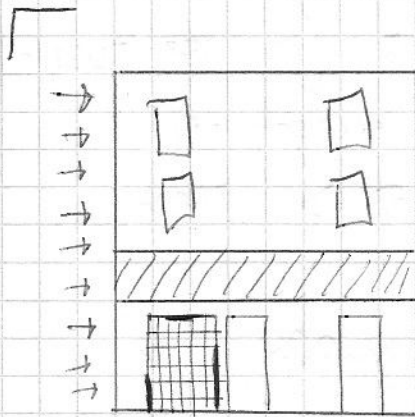


Potere possibili:

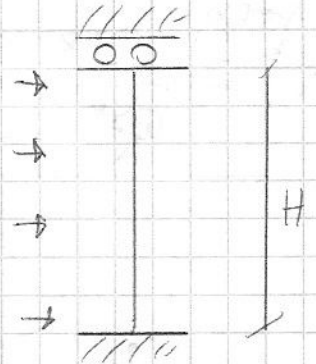
CRISI PER SCORRIENTO [elem. sotto soggetto a carico N]



○ su piano orizzontale
○ a "moletta" considerando solo il contr. dei flussi
○ si sta (come agire il peso)
(Verticali come "pre-fessurati")

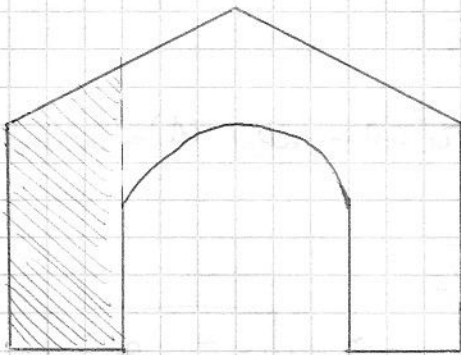


↳ fonda su piano rigida



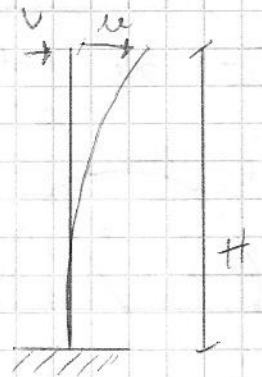
↳ marches muratis corr.

Se invece corr.

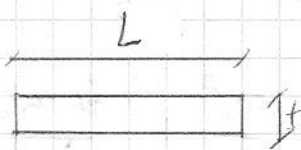


qui la
↳ porzione superiore può ruotare!

$$k = \frac{3EI}{H^3}$$



Se maggior vincolo massimo di φ volte rigid!



Ipotesi di resist. arbitraria (ola EC6). Resistenza in sup. su A.

$$f_v = f_{v0} + \sigma_c \tan \varphi \quad (\text{formulas.})$$

Carica di tipo Mohr-Coulomb

f_{v0} = res. a taglio in ass. su compressione.

Quindi $V_u = f_v \cdot L \cdot t$

[piani vert. no stess.] $= \left(f_{v0} + \frac{N}{L \cdot t} \tan \varphi \right) L \cdot t = f_{v0} L \cdot t + N \tan \varphi$

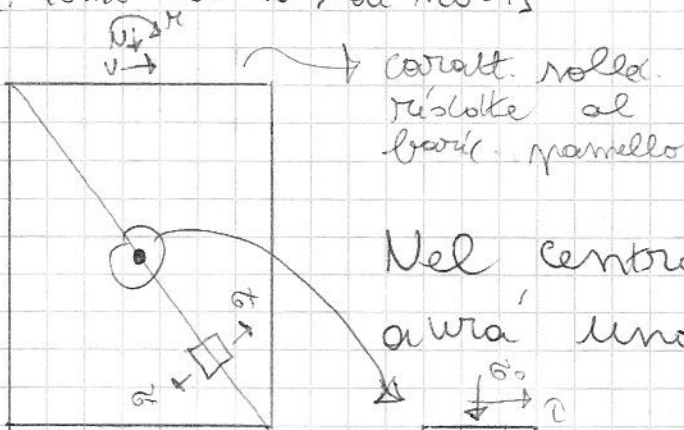
N si considera la comp. agente a tutti i pannelli (poca incidenza su muro di base con tanti piani, ovvio)



CRISI PER SUPERAMENTO RES. A TRAZIONE (CRISI PER TAGLIO)
[el. sotto con $N >$ di norm.]

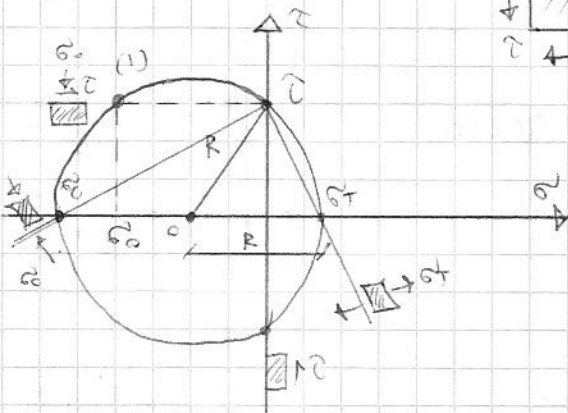
Fermata diagonale quando $\sigma_T >$ f_{tr} a trax.

Nel centro del pannello si avrà uno stato di sollecit.



$\sigma_0 = \frac{N}{L \cdot t}$
 $\tau = \frac{V}{L \cdot t}$

Circ. di Mohr



Verifica consiste semplicemente in $\sigma_T \leq \frac{f_t}{\gamma_M}$

$\sigma_T = R - \frac{\sigma_0}{2}$ con $R = \sqrt{\tau^2 + \frac{\sigma_0^2}{4}}$

Verifica che $\sigma_T = R - \frac{\sigma_0}{2} \leq \frac{f_t}{\gamma_M}$ ovvero

$\sqrt{\tau^2 + \frac{\sigma_0^2}{4}} \leq \frac{f_t}{\gamma_M} + \frac{\sigma_0}{2} \rightarrow \tau^2 + \frac{\sigma_0^2}{4} \leq \frac{f_t^2}{\gamma_M^2} + \frac{\sigma_0^2}{4} + \frac{f_t \cdot \sigma_0}{\gamma_M}$

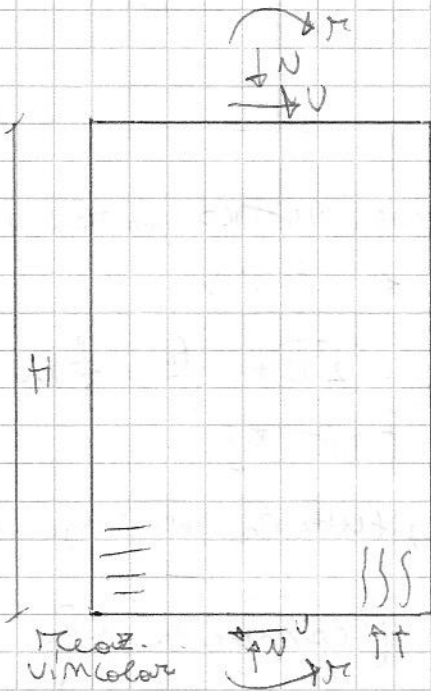
$\tau^2 \leq \frac{f_t^2}{\gamma_M^2} \left(1 + \frac{\sigma_0}{(f_t/\gamma_M)} \right)$ ovvero $\tau \leq \frac{f_t}{\gamma_M} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{(f_t/\gamma_M)}}$

30 $\frac{V}{L \cdot t} \leq \frac{f_t}{\gamma_M} \sqrt{1 + \frac{N \gamma_M}{f_t \cdot L \cdot t}}$

Quindi

$$V_u = \frac{f_t}{\gamma_R} L \cdot t \cdot \sqrt{1 + \frac{N}{L t} \frac{\gamma_R}{f_t}}$$

CRISI A FLESSIONE



Accade con marchi murari alti.

Spaccature a compressione diagonali sulle elem. murari.

Anomalia a cui attrib. perché negli angoli si concentrano sforzi.

↓
Spertura fessura nel lato tenso nel caso simultante

Carichi va fuori dal 3° mesio. Non sia così perché il carico può aumentare (anche negli archi dove l'ult. è con arco tot. fessurato $\square^+ \square^-$)

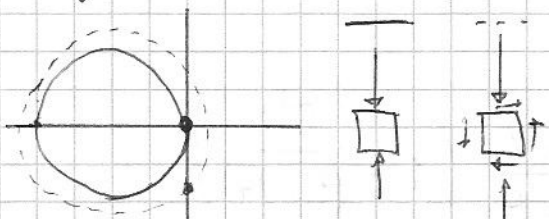
Ferr diagonale non fa aumentare il carico, e diverso da qui

Verificare che la $\sigma_{max} \leq \frac{f_c}{\gamma_R}$

Per rapp. ter. in termini di V_u con. Π agente nullo e con. solo N e V .

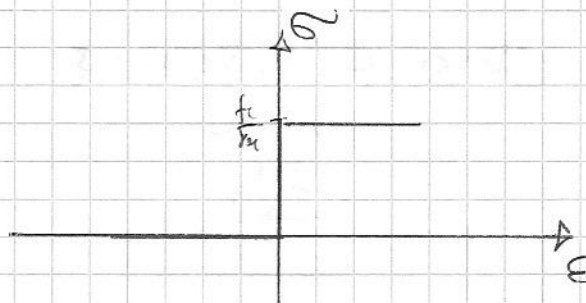
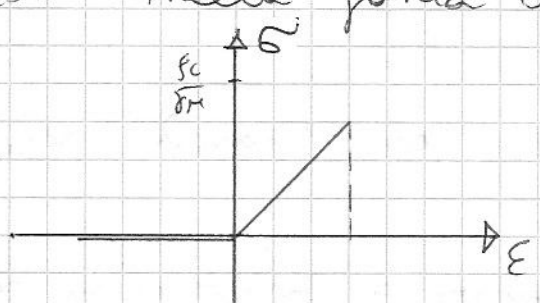
Per eq. si considera Π di reazione unc. pare a $\Pi = V \cdot H$.

Definisco l'equilibrio alla giuntura inferiore



Non mi occorre valutare la N lungo la giuntura principale ma la prendo direttamente $\textcircled{31}$

nella fase successiva per effetto della sola T_{max} agente.
 Che momento considero? Da valutare l'effettiva distribuzione delle
 tensioni nella fascia compressa:



Modello ELASTICO, no rev. plast., fragile

$$\sigma_{max} \leq f_c / \delta$$

$$N_{u,el} = \frac{3}{2} U t \frac{f_c}{\delta}$$

[FRSGLC]

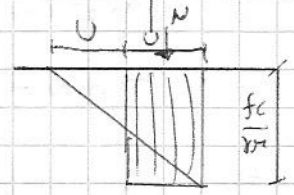
Modello RIGIDO PLASTICO, no rev. plast.

$$\sigma_{max} \leq f_c / \delta$$

$$N_{u,pl} = (2U) t \frac{f_c}{\delta} = \frac{4}{3} N_{u,el}$$

[DUTPLC]

tutta la sez. reagente



Se ipotizzo un comportamento duttile (capacità che
 allo sviluppo garantisce una distrib. unif. di tensioni)
 x sct. il teorema ultimo esprime la cond. di crisi in
 f. della N e della V.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{2Ut} \leq \frac{f_c}{\delta} ; \text{ cons. } M \text{ e } V: \sigma_{max} = \frac{N}{2(\frac{L}{2} - e)t}$$

$$= \frac{N}{2(\frac{L}{2} - \frac{VH}{N})t} = \frac{N}{2(\frac{L}{2} - \frac{VH}{N})t} \leq \frac{f_c}{\delta}$$

$$\frac{N}{\frac{L}{2} - \frac{VH}{N}} \leq 2t \cdot \frac{f_c}{\delta} \quad \text{Se } 2t > 0 \text{ confermiamo il segno}$$

$$N \leq \left(\frac{L}{2} - \frac{VH}{N} \right) \cdot 2t \cdot \frac{f_c}{\delta}$$

$$N \leq 2 \frac{Lt}{2} \cdot \frac{f_c}{\delta} - \frac{VH}{N} 2t \cdot \frac{f_c}{\delta} ; t \cdot \frac{L}{2} \cdot \frac{-N}{2t \cdot \frac{f_c}{\delta}} \geq t \cdot \frac{VH}{N}$$

$$V \leq \frac{NL}{2H} - \frac{N^2}{2t \cdot H \cdot \frac{f_c}{\delta}}$$

32

$$V_u = \frac{NL}{2H} \left(1 - \frac{N}{Lt \cdot \frac{f_c}{\delta}} \right) = \frac{NL}{2H} \left(1 - \frac{\sigma_0}{f_c / \delta} \right)$$

Comb. 2 mat. diff. con interfaccia di separazione
 C'è il RINFORZO e la MATRICE → resina termoplastica, cement.
 mat. come vetro, carb., fibre aramidiche

FRP: composti in fibre, resina trattiene fibre.

In costr. civile si può avere:

1) Struttura interamente in composito (travi, pannelli...)

2) armatura di mat. FRP.

3) Rinforzo elementi esistenti

> applicat. molto veloci, efficienti, semplici.

Il loro peso è molto basso essendo molto resin.
 Si rinforzano strutture a camera su normativa, piani
 progettuali, destinazione d'uso, deterioramento.

[G FRP: fibre su glass, vetro] (FRP: fibre su carbonio)

Si fanno strati di primer per rendere la superf.
 di pronta e liscia. Resina polimerica, strato
 di fibra o tessuto è ricoperto con resina.

Si usano per:

- rinforzo a flessione su travi in c.a. Prima
 si mette tessuto con fibre in dir. trave, longitud.

- rinforz. a taglio. Fibre trasversali risp. ad asse
 trave

- faccinate sui pilastri. Cfr confinamento ha
 propr. >, si ↑ la portanza. ↑ anche la
 DUTTILITÀ per zone minime.

- guaine o fasce su pareti; come il corolo
 in c.a.

- muratura rinforzata con barre e mattoni
x trass.

- ring. di archi con fibre all'int. e estrad.
 σ + σ_f nell'estr. cornice si aprono sopra
ma a volte è impraticabile

Tipi di rinforzi.

a) si rompe σ e poco

b) si rompe le cel. comprese (meglio)

c) scollamento, collano per delaminatione di
tipo fragile. \downarrow porta via anche strati di materiale.

- si stacca la lamina perché all'interno della
parte solida ha τ molto alte, attenti a
l. di ancoraggio

- cura per fessure da taglio e flessionali che
creano discontinuità

Problema è anche carbonizzazione perina dovuta
a esposizione al fuoco.

CF: energia di frattura; le τ tra rinforzo e
supporto sono molto grandi all'attacco e poi
 \downarrow ; se si forma fessura τ si sposta all'interno

Norma modello legame di coerenza, modello
bilineare.

La lunghezza ottimale di ancoraggio è quella
per cui se \uparrow si scolla sempre con la stessa
forza.

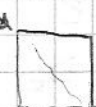
Uno T.S. in muratura è esatto, presuppone con portamento lineare elastico per ampia δ di sollecitazioni, ma qui collano e quando c'è cinematismo perlopiù.

Non è chiaro "sufficiente margine di sicurezza".

Non è sempre ben nota la qualità dei materiali, soprattutto per strutture esistenti. Aleatorietà proprietà meccaniche si riflette su valut. sicurezza.

Oggi sviluppate molte tecniche di INDAZIONE.

Muratura: è importante anche modalità costruttiva oltre a caratt. singoli materiali.

- Si possono fare prove in SIRU su elementi di dim. suff. (ESUD), ma è molto \$, oggi prove di compr. diagonale per set. res. a taglio 
- Prove con martindelli PASTI per avere δ muratura.
- Si possono conoscere materiali costituenti.

Problema importante del LIVELLO di CONSIDERAZIONE (vedi OPCM 3374 e i 3 livelli previsti). C'è il FATTORE di CONSIDERAZIONE che divide il coeff. parziale di resistenza.

Si basa la norma nel METODO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE.

Si processano TUTTE le variabili in sistema con i derando tutte le loro aleatorietà. Si possono distinguere $\langle \rangle$ livelli di analisi delle M.C.

3) si considerano tutti gli elementi e si processano le variabili Matematiche che entrano in analisi (95)

riservato per opere importanti;

2) non si procedono tutte le $f(X)$ ma si colloca un INDICE DI AFFIDABILITÀ β correlato alla prob. di collasso della struttura;

1) metta ogni S.L., non sono richieste competenze probabilistiche al progettista.

Definiamo STATO LIMITE.

Affidabilità: det. la prob. di collasso e verificazione che $P_f \leq \alpha$ ma $\leq \alpha$ valore accettabile, α tratto temp. a gravità stanno, a importanza (ex centrale nucleare, $\alpha = 10^{-7}$). Definito a monte. Livello di sicurezza da garantire e in priori prefissati.

L'impegno lavora nel versante P_f .

È impossibile avere $\alpha = 0$ e $P_f = 0$, far scendere P_f molto sotto α non serve, sprechi.

Per det. P_f abbiamo schem. le variabili.

Cont. sulle var. R e S (resistenza e sollecitazione, anche se ogni n una "capacità" e "domanda").

Problema può d'ora tempo $[R(t), S(t)]$.

Depresso materiali, variabilità sollecit. nel tempo.

$$P_f = Pr \left\{ \exists t \in [0, t_0] / R(t) < S(t) \right\}$$

Vi riferisco alla VITA UTILE della struttura (t_0) previsto per il quale è stata progettata. Ex. civile abitazione è 50 anni.

3) Analogamente definire la RELIABILITY, affidabilità della struttura, che è il

Complemento:

$$R = 1 - P_f = P_n \left\{ \forall t \in [0, t_0] R(t) \geq S(t) \right\}$$

Processi variano nel tempo, metodo Complemento.
 Però si può prendere per la S il max. in base a Matematica (mentre R può essere direttamente cost. nel tempo).

Allora conv. R e S come v.a. e non come processi stocastici. (π, n : valori assenti dalle v.a.)

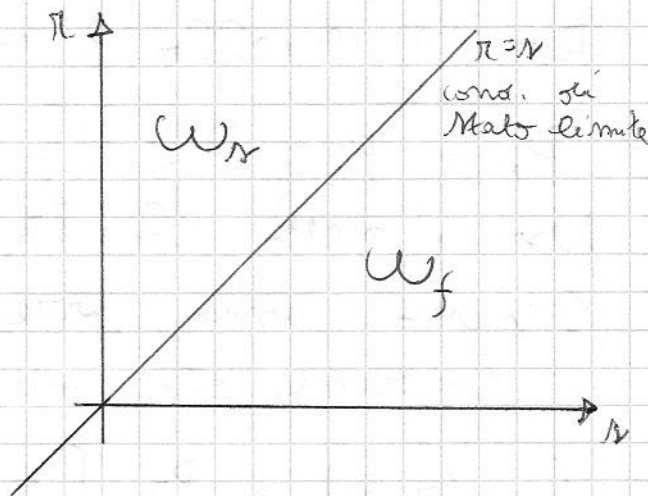
La CONDIZIONE DI STATO LIMITE e' risulta come:

$$f(\pi, n) = 0$$

Conv. spazio che conv. lo stato del problema (punti e coppia di res e moll.)

(i. d. s. l. divide spazio in regione sicura (W_n) e reg.

di crisi (W_f).



$$\text{Se } f(\pi, n) > 0 \iff (\pi, n) \in W_n$$

$$\text{Se } f(\pi, n) < 0 \iff (\pi, n) \in W_f$$

Possibile funz. sono essere quindi:

$$f = \pi - n, \quad f = \ln \frac{\pi}{n}, \quad f = \frac{\pi}{n} - 1$$

Definizione non univoca. Traccia su π, n e la stessa ma f in 3' case può essere \neq .

Si definisce quindi la TURBINE DI SICUREZZA (π).

$$\pi = f(R, S) \quad (\pi \text{ e } f \text{ su 2 v.a., quindi } \pi \text{ e v.a.})$$

Definita per mezzo della f su stato \textcircled{SF}

limite.

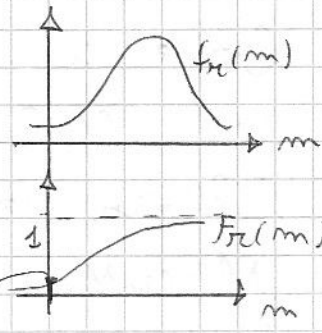
La PROBABILITA' DI CRISI e' $P_f = \text{Pr} \{ \pi < 0 \}$.

L'AFFIDABILITA' della struttura e' $R = \text{Pr} \{ \pi \geq 0 \}$.

ha π e' v.a., quindi voglio determinare la sua $f_{\pi}(m)$ e la sua $F_{\pi}(m)$.

$$f_{\pi}(m) = \text{Pr} \left\{ m - \Delta m \leq \pi \leq m + \Delta m \right\}$$

$$F_{\pi}(m) = \int_{-\infty}^m f_{\pi}(m) \Delta m = \text{Pr} \{ \pi \leq m \}$$



[Retosi barati con livello 2]

Per il livello 3 non ci si riferisce necess. alla π .

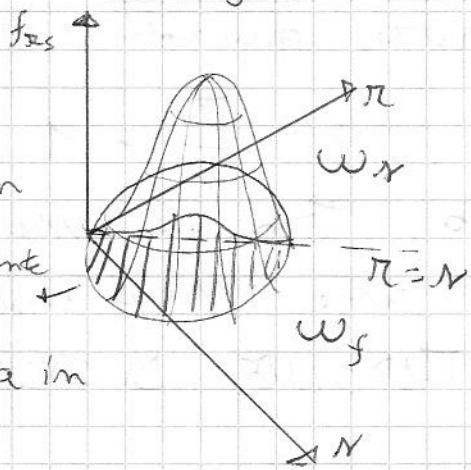
$$P_F = \text{Pr} \{ R \leq S \}$$

Non e' detto che R e S siano v.a. indipendenti.

Spermo sono correlate tra loro. Correl. di π e' espressa da sist. di prob. congiunta

$$f_{RS}(\pi, \nu) = \text{Pr} \left\{ \pi - \Delta \pi \leq R \leq \pi + \Delta \pi; \nu - \Delta \nu \leq S \leq \nu + \Delta \nu \right\}$$

$$F_{RS}(\pi, \nu) = \int_{-\infty}^{\pi} \int_{-\infty}^{\nu} f_{RS}(\pi, \nu) \Delta \pi \Delta \nu = \text{Pr} \{ R \leq \pi; S \leq \nu \}$$



P_f :
[sezione con il piano vert. passante per $\pi = \nu$ e con ν la parte in w_f]

Volume sotto la campana e una PROBABILITA'

Disegno (e' se π limite, quindi la P_f di crisi e

$$P_F = \iint_{w_f} f_{RS}(\pi, \nu) \Delta \pi \Delta \nu$$

98) Piu' capiente che R e S siano INDIPENDENTI

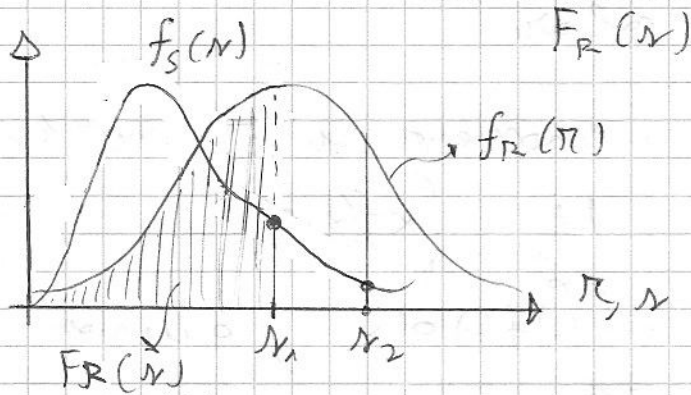
$\int_{-\infty}^{+\infty} f_{RS}(\pi, \nu) d\pi d\nu \rightarrow$ n. de rollet. na par a ν
 \forall valore de π remittenta
 \downarrow
 DENSITA' TURBINE = $f_s(\nu)$

Si puo' scrivere $f_{RS}(\pi, \nu) = f_s(\nu) \cdot f_R(\pi) \Leftrightarrow R, S$ independ.

e quindi $P_F = \iint_{\omega_f} f_R(\pi) \cdot f_s(\nu) d\pi d\nu$

ω_f e' la regione in cui $\pi \leq \nu$. Allora integro la π da $-\infty$ a valore corrente su roll. e roll da $-\infty$ a $+\infty$.

$$P_F = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{\pi=-\infty}^{\nu} f_R(\pi) \cdot f_s(\nu) d\pi d\nu = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(\nu) f_s(\nu) d\nu$$



prob. di collano stata la roll. (ν ovver, $f_s(\nu)$ e' minore, ma $F_R(\nu)$ e' piu' grande).

$R = \int_{-\infty}^{+\infty} F_s(\pi) \cdot f_R(\pi) d\pi$. (inverso di prima)
 (mi preferisce calcolare la P_f per evitare errori numerici di approssimazione nel calcolo su 10^{-6} ad ex al posto di 0,999991 che puo' essere 1, approx, errors)
 Questi sono metodi di 3' livello.

R, S indep. tra loro.

19/1/09

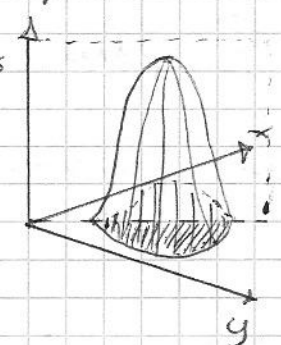
$$P_{\text{conv}} = \int_{-\infty}^{+\infty} f_R(x) f_S(x) dx \quad \text{Conv. } R, S \text{ indep. del tempo}$$

$\downarrow \quad \downarrow$
 $f_R(x) \quad f_S(x)$

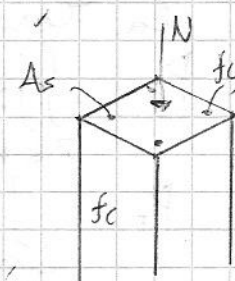
(se fossero dip. non posso separare conv. fun. di densità congiunta) $\rightarrow \iint f_{RS}(x, y) dx dy$

\downarrow
altrimenti conv.

la proiezione delle 2 fun. \downarrow da x e una da y (prodotto)



In generale non si ha spazio di 2 var. ci sono n var. aleat.



Ex: pilota in c.a. sottoposto a compress. N, Δr , f_x , f_y incerte. Dovremo conoscere la $f_N, f_x, f_y, \Delta r$ | trascurabile \Rightarrow appross. e osservato a con particolari.

Si possono conoscere però i momenti su ordine 1 e 2. Le m_1 sono le MEDIE: $\mu_x = \int x f(x) dx$

In generale si def. $E(\cdot) = \int (\cdot) f(x) dx$, quindi

$$\mu_x = E[x]$$

Le m_2 centrate sono le VARIANZE: $\sigma_x^2 = E[(x - \mu_x)^2]$

Si può generalizzare e x : vettore di variabili.

$$\underline{\mu}_x = E[\underline{x}]$$

$$\underline{C}_x = E[(\underline{x} - \underline{\mu}_x)(\underline{x} - \underline{\mu}_x)^T] = \begin{bmatrix} \sigma_{x_1}^2 & \dots & \dots \\ \dots & \sigma_{x_2}^2 & \dots \\ \dots & \dots & \dots \\ \dots & \dots & \dots & \sigma_{x_n}^2 \end{bmatrix}$$

matrice di varianza della COVARIANZA

Ex: $C_{x_1, x_1} = E[(x_1 - \mu_{x_1})(x_1 - \mu_{x_1})]$ Coeff. di CORRELAZ.

Termini fuori diagonale: Ex $C_{x_1, x_2} = \frac{\rho_{x_1, x_2}}{\sigma_{x_1} \sigma_{x_2}}$

Matrice sym e pos.

Se var. indep. la matrice C ha termini fuori diagonale nulli.

Ex. var. indep. $C_{RS} = \begin{bmatrix} \sigma_R^2 & 0 \\ 0 & \sigma_S^2 \end{bmatrix}$

Con questi elementi e' possibile definire un INDICE DI AFFIDABILITA':

$\beta = \frac{\mu_R}{\sigma_R} \rightarrow$ (coeff. di CORREL.)

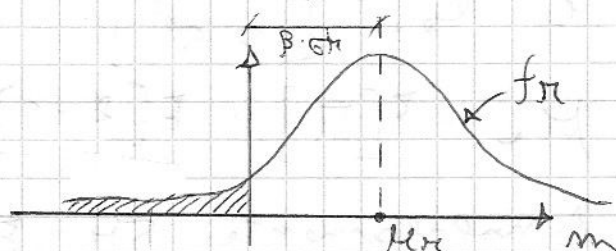
$\pi = f(R, S)$ tale che:

- $\pi = 0$, $R = S$
- $\pi > 0$, $(R, S) \in \omega_S$
- $\pi < 0$, $(R, S) \in \omega_f$

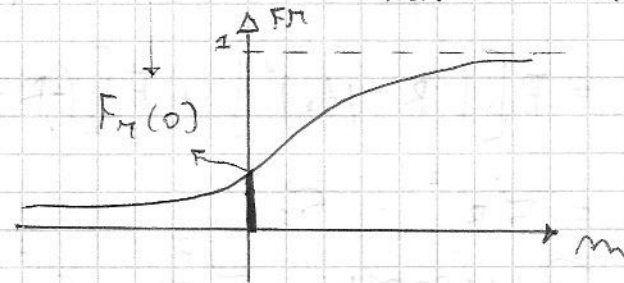
Espressione piu' semplice ora

$\pi = R - S$

$P_f := Pr\{\pi \leq 0\} = F_{\pi}(0)$



β misura di quanto dev. standard la media del m di successo differisce dall'origine. $\uparrow \beta, \downarrow P_f$.



Caso particolare: π e' variabile normale

$P_f = F_{\pi}(0) = Pr\{\pi \leq 0\}$

Introduco la normale standardizzata $\tilde{\pi} \sim N(0, 1)$.

$\tilde{\pi} = \frac{\pi}{\sigma_{\pi}} - \frac{\mu_{\pi}}{\sigma_{\pi}}$ Infatti $\mu_{\tilde{\pi}} = E[\tilde{\pi}] = E\left[\frac{\pi}{\sigma_{\pi}} - \frac{\mu_{\pi}}{\sigma_{\pi}}\right] =$
 $= \frac{1}{\sigma_{\pi}} (E[\pi] - \mu_{\pi}) = 0$ e $\sigma_{\tilde{\pi}}^2 = E[(\tilde{\pi} - \mu_{\tilde{\pi}})^2] =$
 $= E[\tilde{\pi}^2] = E\left[\frac{1}{\sigma_{\pi}^2} (\pi - \mu_{\pi})^2\right] = \frac{1}{\sigma_{\pi}^2} E[(\pi - \mu_{\pi})^2] = 1$ (10)

$$\pi = \tilde{\pi} \sigma_{\pi} + \mu_{\pi}$$

Quindi $\boxed{P_f = Pr \left\{ \tilde{\pi} \sigma_{\pi} + \mu_{\pi} \leq 0 \right\} = Pr \left\{ \tilde{\pi} \leq -\frac{\mu_{\pi}}{\sigma_{\pi}} \right\} = Pr \left\{ \tilde{\pi} \leq -\beta \right\} = F_{\tilde{\pi}}(-\beta) = [\text{v.a. normale standardizzata}] = \Phi(-\beta)}$ [erofunzione]

In β entrano solo la m_1 e la m_2 .
(m_3 : rickmess, Curtou, ecc.).

Sappiamo problema di solo sta R e S. Insieme.

$$\pi = R - S, \text{ Conosciamo } \mu_R, \sigma_R^2 \text{ e } \mu_S \text{ e } \sigma_S^2.$$

$$\text{e } C_{RS} = \begin{bmatrix} \sigma_R^2 & 0 \\ 0 & \sigma_S^2 \end{bmatrix}.$$

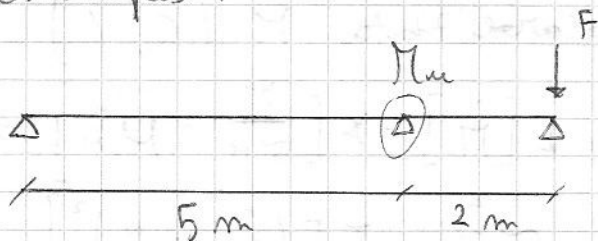
$$\mu_{\pi} = E[\pi] = E[R - S] = E[R] - E[S] = \mu_R - \mu_S$$

$$\Delta \text{mostramente } \sigma_{\pi}^2 = E[(\pi - \mu_{\pi})^2] = E[(R - S - \mu_R + \mu_S)^2] = E[(R - \mu_R)^2] + E[(\mu_S - S)^2] + E[-2(R - \mu_R)(S - \mu_S)] = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \text{Cov}(R, S) = 0$$

Quindi $\sigma_{\pi}^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2$. Allora:

$$\boxed{\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}}$$

Esempio:



F e' v.a. con $\mu_F = 60 \text{ kN}$
 $\sigma_F = 10 \text{ kN}$

μ_{π} e' v.a. con $\mu_{\mu_{\pi}} = 200 \text{ kNm}$

$\sigma_{\mu_{\pi}} = 50 \text{ kNm}$

1) (1) su stato limite

$$f(F, \mu_u) = 0 \quad / \quad \begin{array}{l} f > 0 \quad \leftrightarrow \omega_s \\ f < 0 \quad \leftrightarrow \omega_f \end{array}$$

$$f = \mu_u - 2 \cdot F = 0$$

2) L'origine di μ_c è la $\pi = f(F, \mu_u) = \mu_u - 2 \cdot F$

$$3) \beta = \frac{\mu_u}{\sigma_\pi}; \quad \mu_u = \mu_{\mu_u} - 2 \cdot \mu_F = 200 - 120 = 80 \text{ kNm}$$

$$\sigma_\pi^2 = \sigma_{\mu_u}^2 + 4 \text{ m}^2 \sigma_F^2 = 2500 (\text{kNm})^2 + 400 (\text{kNm})^2 =$$

$$= 2900 (\text{kNm})^2 \approx 3000 (\text{kNm})^2 \Rightarrow \sigma_\pi \approx 54 \text{ kNm}$$

$$\beta = \frac{80 \text{ kNm}}{54 \text{ kNm}} = 1,48 \quad [P_f = \Phi(-1,48)]$$

[π può essere funzione di + variabili.]

Questo era il caso di R, S indipendenti.

Se mo,
$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{C_{RS}}}$$

Se ho vettore v.a. \underline{x} con $\underline{\mu}_x$ e \underline{C}_x noti:

$$\pi = a_0 + \underline{a}^T \underline{x} \quad (\text{ex. comb. lineare})$$

$$\mu_\pi = E[a_0 + \underline{a}^T \underline{x}] = a_0 + \underline{a}^T E[\underline{x}] = a_0 + \underline{a}^T \underline{\mu}_x$$

$$\sigma_\pi^2 = E[(a_0 + \underline{a}^T \underline{x} - a_0 - \underline{a}^T \underline{\mu}_x) \cdot (a_0 + \underline{a}^T \underline{x} - a_0 - \underline{a}^T \underline{\mu}_x)^T]$$

$$= E[\underline{a}^T (\underline{x} - \underline{\mu}_x) (\underline{a}^T (\underline{x} - \underline{\mu}_x))^T] = E[\underline{a}^T (\underline{x} - \underline{\mu}_x) (\underline{x} - \underline{\mu}_x)^T \underline{a}] =$$

$$= \underline{a}^T E[(\underline{x} - \underline{\mu}_x) (\underline{x} - \underline{\mu}_x)^T] \underline{a} = \underline{a}^T \underline{C}_x \underline{a}$$

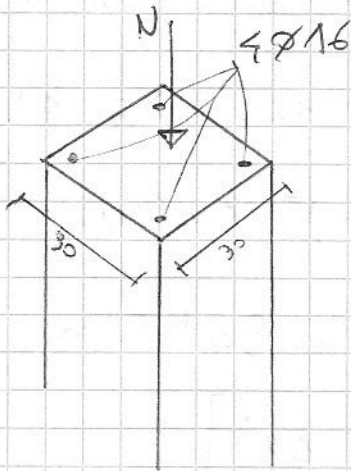
$$\pi = a_0 + \underline{a}^T \underline{x} \quad \text{con} \quad \mu_\pi = a_0 + \underline{a}^T \underline{\mu}_x$$

$$\sigma_\pi^2 = \underline{a}^T \underline{C}_x \underline{a}$$

quindi 103

$$\beta = \frac{a_0 + \underline{a}^T \underline{\mu}_x}{\sqrt{\underline{a}^T \underline{C}_x \underline{a}}}$$

Contoh:



$$F_c: M_{F_c} = 22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{F_c} = 5 \text{ MPa}$$

$$F_y: M_{F_y} = 300 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{F_y} = 20 \text{ MPa}$$

$$N: M_N = 1100 \text{ kN}$$

$$\sigma_N = 250 \text{ kN}$$

Variabeli
multiple
ma non
correlate



C_x slip

Si ha $(a_1 \ a_2 \ a_3) \begin{pmatrix} \sigma_{x_1}^2 & & \\ & \sigma_{x_2}^2 & 0 \\ & 0 & \sigma_{x_3}^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a_1 \\ a_2 \\ a_3 \end{pmatrix} =$

$$= (a_1 \ a_2 \ a_3) \begin{pmatrix} a_1 \sigma_{x_1}^2 \\ a_2 \sigma_{x_2}^2 \\ a_3 \sigma_{x_3}^2 \end{pmatrix} = a_1^2 \sigma_{x_1}^2 + a_2^2 \sigma_{x_2}^2 + a_3^2 \sigma_{x_3}^2$$

F. su Max limitate $f(f_c, f_y, N) = f_c A_c + f_y A_y - N$

$$= 900 \text{ cm}^2 f_c + 8 \text{ cm}^2 f_y - N$$

$$a_0 \geq 0; \quad \underline{a} = \{ 900 \text{ cm}^2, 8 \text{ cm}^2, -1 \text{ kN} \}$$

$$M_{\pi} = 900 M_{F_c} + 8 M_{F_y} \quad 1. M_N = \text{analisi immissione}$$

$$= 900 \cdot 2,2 + 8 \cdot 30 - 1 \cdot 1100 = 1980 \text{ kN} + 240 \text{ kN} - 1100 \text{ kN} = 1120 \text{ kN}$$

$$\sigma_{\pi}^2 = 900^2 \text{ cm}^4 \cdot \left(0,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right)^2 + 8^2 \text{ cm}^4 \left(2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \right)^2 +$$

$$+ 1^2 \text{ kN}^2 \cdot (250 \text{ kN})^2 =$$

$$= 202500 \text{ kN}^2 + 256 \text{ kN}^2 +$$

$$+ 62500 \text{ kN}^2 = 265256 \text{ kN}^2 \Rightarrow \sigma_{\pi} = 515 \text{ kN}$$

↳ allungamento conta
 $f_y = \frac{20}{300}$: poco anche con
coeff. vert. del 20%

104 Allora $\beta = 1120 / 515 \approx 2$

Limite della formulazione:

Supponiamo ad ex. Ma incerta anche l'area A_s

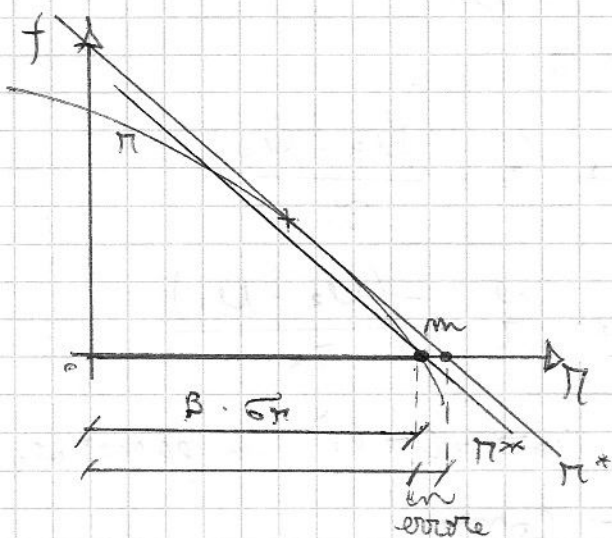
$A_s: M_{A_s} = 8 \text{ cm}^2$

(non so se ci sono $\phi 16$ e $\phi 14$) $\sigma_{A_s} = 1 \text{ cm}^2$

$f = 900 \cdot f_c + A_s \cdot f_y - N$ ovvero $a x_1 + x_2 x_3 - x_4$

Π non è + lineare!

Fino ad ora ho sempre espresso c. di stato limite come iperpiano.



Supponiamo M .

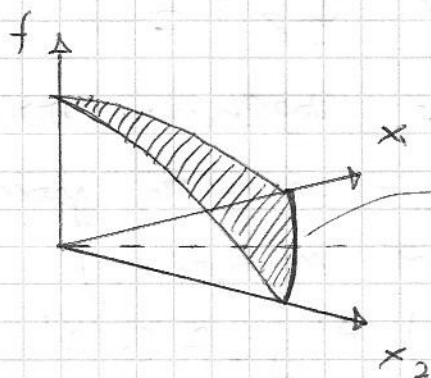
$f(\Pi) = 0 \iff \Pi = m$

Se linearizzo (tangente a Π) ho Π^* e vero M_{N^*} e σ_{N^*} .

Commetto un errore minimizzato su asse Π .

Non commetto errore se linearizzo in punto ϵ stato limite

(Π^{**}). In problema monosim è banale, stato limite è 1 punto. Ma se con x_1, x_2 :



ci sono tanti punti intorno ai quali linearizzare.

In n var. al. ho iperpiano



Conviene rapp. il problema in spazio

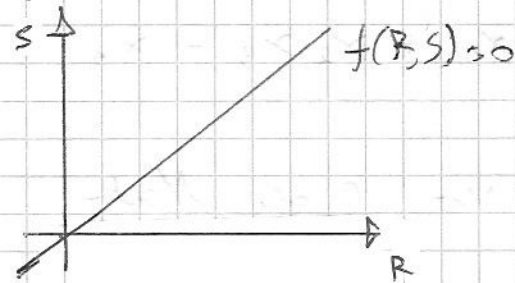
standardizzato ovvero u.a. N . standard.

Problema scelta punto α σ_x delle u.a. Se σ_x è la stessa per tutti posso trovare

un vettore geometrico.

Il β è la distanza tra iperpiano di μ_i e origine in iperspazio normalizzato.

Partiamo da:



$$\pi = R - S$$

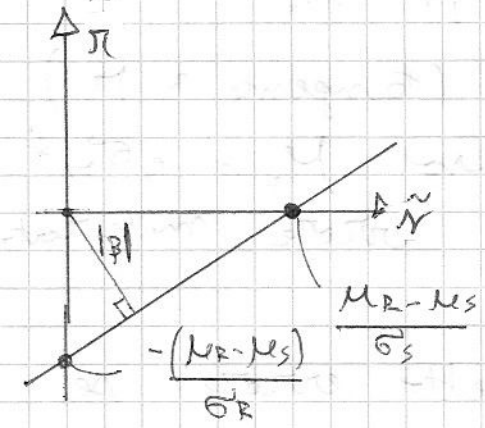
$$\tilde{R} = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} ; \quad \tilde{S} = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S}$$

$$R = \sigma_R \tilde{R} + \mu_R$$

$$S = \sigma_S \tilde{S} + \mu_S$$

quindi:

$$\pi = \sigma_R \tilde{R} - \sigma_S \tilde{S} + \mu_R - \mu_S = 0$$



Per $\tilde{\pi} = 0 \rightarrow \tilde{R} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sigma_S}$

$\tilde{R} = 0 \rightarrow \tilde{\pi} = \frac{-(\mu_R - \mu_S)}{\sigma_R}$

Cammino di variabili in generale lo esprimiamo come:

$$\underline{\tilde{x}} = \frac{\underline{x} - \underline{\mu}_x}{\sigma_x}$$

se vettore ha correlat. la transp. non è banale. Un

$$\underline{z} = A(\underline{x} - \underline{\mu}_x) / \underline{C}_z = \underline{1}$$

Partiamo da \underline{z} con $\underline{\mu}_z = 0$ e $\underline{C}_z = 1$ e vogliamo arrivare a \underline{z} con $\underline{\mu}_z = 0$ e $\underline{C}_z = 1$. Cio' è sempre possibile (problema agli autovalori, 3 metodi numerici).

$$\underline{C}_z = E[\underline{z} \cdot \underline{z}^T] = E[A(\underline{x} - \underline{\mu}_x)(\underline{x} - \underline{\mu}_x)^T A^T] = A C_x A^T = 1$$

Bernolli per $B = A^{-1}$ e ho $C_x = B \cdot B^T$.

[Vogliamo passare da \underline{z} a \underline{x} con $\underline{\mu}_z = 0$ e \underline{C}_z diagonale, quindi \underline{C}_z , decomponemmo C_x in $B B^T$ tramite autovalori]

100 Superficie di dato limite sarà traslata.

Allora β e sim. tra piano e origine.

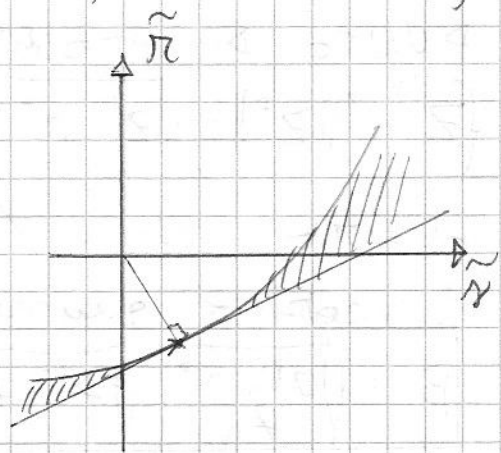
$$\beta = \frac{a_0}{\underline{a}^T \underline{a}}$$

Infatti altri

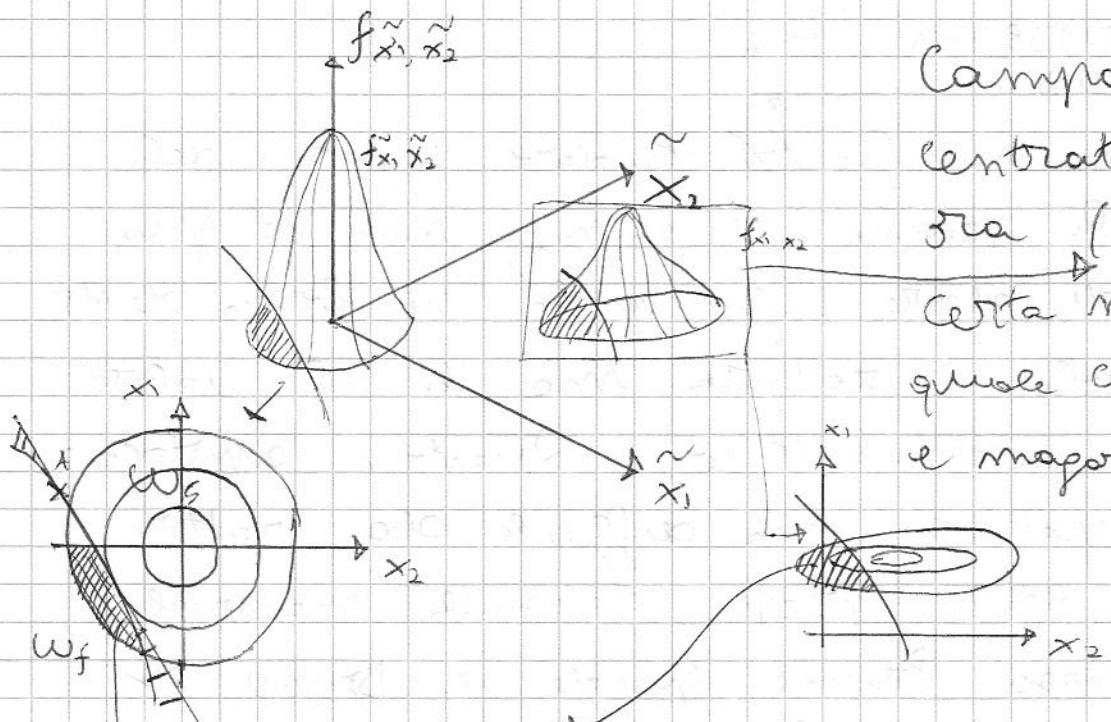
$$\beta = \frac{a_0 + \underline{a}^T \underline{\mu}_x}{\sqrt{\underline{a}^T \underline{C}_x \underline{a}}} =$$

(nelle nuove var. z)

$$= \frac{a'_0 + \underline{a}'^T \underline{\mu}_z}{\sqrt{\underline{a}'^T \underline{C}_z \underline{a}'}} = \frac{a'_0}{\sqrt{\underline{a}'^T \underline{a}'}} \quad (\text{distanza e } \beta \text{ in valore abs.})$$



In questi casi, conviene linearizzare nel punto più vicino all'origine minimizzando l'errore nei punti in cui la $P_e >$.



Campiana rotazionale centrata nell'origine tra (prima c'era certa media nella quale camp. e centrata e magari 1 e + centrata)

So che prima calcolavo questo int. per la P_f questo integrale e pari a $P_f = \phi(-\beta)$. β lo rappiamo calcolare in stato lim. lineare.

Se ex linearizzato in A commetto certo errore. L'importanza errore e $>$ se e $>$ scemta' di probabilita'. Potrebbe vuol dire che considero le regioni w_s . + mi allontano da origine f_{x_1, x_2}^{\sim}

- e' errore.

Lineare con unit. minima
da seguire per ϕ errore
nei punti - probabili.

Si va a cercare il z^p

PUNTO DI PROGETTO $[z^p]$:

$$\{z^p / \|z^p\| = \sqrt{z^{pT} z^p} = \min \forall z^p \in Lz\}$$

ovvero $\min / g(z^p) = 0$

Lineare quindi in z^p con

$$B = \left\{ \min_{z^p} \left(\sqrt{z^{pT} z^p} \right) / g(z^p) = 0 \right\}$$

L'INDICE DI AFFIDABILITA' (H-L)
HASOFFER & LIND

Problema e' se non ho N. Standard. Limite del
modello 2 che problema m_1 e m_2 non si puo'
pretendere di avere info anche in forma di MT.

Simile a calcolo a struttura, ma li il valore
delle vari. e' deterministico. Questo e' approccio
+ generale e potente, ma difficile da trattare.

Oggi la def. delle prop. meccaniche materiali
contiene incertezza. Presenza quindi di DESIGN BY
TESTING, progetto in base ai test sperimentali
che hai. Più conosci struttura, più bene sono
i coeff. partiali.

Si vuole garantire stesso β per strutture con
 \hookrightarrow liv. di conoscenza

