

Gli edifici in muratura



Ing. Giuseppe Mosca

Premessa

Gli edifici in muratura rappresentano una parte molto importante del patrimonio edilizio italiano , i borghi i centri storici di ogni comune o città sono costituiti prevalentemente da edifici in muratura ed hanno un elevato valore intrinseco ma nello stesso tempo sono molto vulnerabili per azioni sismiche , diventano estremamente importanti gli interventi di consolidamento al fine di conservare il patrimonio edilizio esistente. I nuovi edifici in muratura costruiti in laterizio in blocchi di cls alleggerito hanno invece una elevata resistenza alle azioni sismiche soprattutto se integrate con armature metalliche , potendo costruire edifici anche a 15 piani con muratura di laterizio armato ove le norme lo consentono. Forse rappresentano gli edifici più resistenti al terremoto per lo schema statico a pareti e diaframmi rigidi, anche se molto pesanti ,al contrario degli edifici dei secoli passati dove viene meno lo schema resistente in virtù di impalcati deformabili murature non ammortate con i relativi meccanismi di danno e ribaltamenti di pareti cantonali ect. Le tecniche di consolidamento nel corso degli anni si sono molto evolute oggi si utilizzano i fibrorinforzati in sostituzione delle armature per intonaci armati , che meglio aderiscono alla parete muraria; i recenti eventi sismici hanno evidenziato la notevole fragilità di questi vecchi edifici che in parte sono stati demoliti e ricostruiti ed in parte consolidati nel rispetto delle NTC 2018. Questo argomento sarà oggetto di ulteriore approfondimento, sia per il consolidamento di edifici esistenti lo studio di edifici in muratura in zona sismica in muratura armata e edifici storici tutelati dai beni culturali. Gli incentivi fiscali introdotti dal parlamento italiano quali ecobus , sismabonus, Superbonus 110% hanno dato un incentivo al consolidamento di questi edifici estremamente vulnerabili tramite sconto fattura, cessione del credito migliorando notevolmente sia l'aspetto estetico che la resistenza alle azioni sismiche salvaguardando il patrimonio edilizio esistente.

Indice

- 1- Gli interventi di consolidamento sugli edifici in muratura*
- 2- I meccanismi di danno negli edifici storici*
- 3- I rinforzi della muratura*
- 4- Il rinforzo dei pilastri in muratura*
- 5- I rinforzi in FRCM*
- 6- Il calcolo delle catene e i tiranti*
- 7- La cerchiatura delle aperture*
- 8- L'arco in pietra*
- 9- Le volte in muratura*
- 10- La resistenza delle murature*
- 11- Gli edifici in muratura armata*
- 12- Gli edifici in muratura imbrigliata*
- 13- Adeguamento strutturale e gli incentivi : sisma bonus super bonus 110%*

Il consolidamento di edifici in muratura singoli o in aggregato

1-Introduzione

2-Rilievo ed indagini conoscitive

3-Consolidamento delle pareti

4-Consolidamento dei solai

5- Cordoli intermedi e di copertura

6- Consolidamento delle coperture

7- Riquadratura delle aperture

8- Inserimento di catene

9- Iniezioni di miscele leganti e chiodature

10- Consolidamento delle fondazioni

11- Collegamenti della scatola muraria

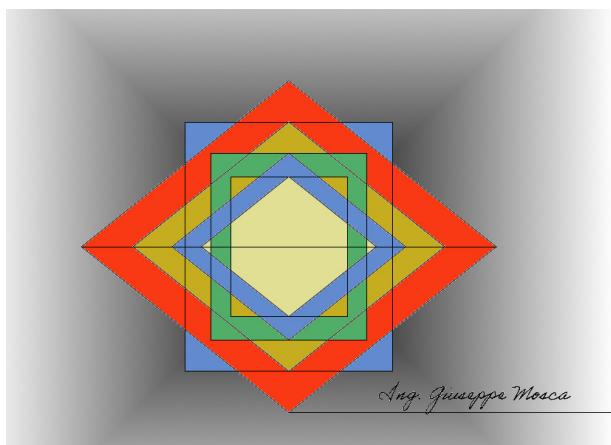
12- Verifica sismica dell'edificio consolidato

13- Meccanismi di danno

14- Isolamento termico ed abbellimento edifici

15- Conclusioni

N.B. Mi scuso a priori delle eventuali imprecisioni o errori , anzi gradirei che mi vengano segnalate e che possano essere apportate delle correzioni.



Ing. Giuseppe Mosca



1- Introduzione

L'obiettivo di questa guida è quello di fornire delle indicazioni pratiche per il consolidamento degli edifici in muratura danneggiati in seguito ad eventi sismici nel rispetto della normativa italiana , con le relative metodologie di calcolo. Lo studio è rivolto ad edifici singoli ma può essere esteso anche ad edifici in aggregato a condizione che non venga alterato il comportamento nei confronti delle azioni sismiche sia per quanto concerne la distribuzione delle rigidezze che delle masse: chiaramente la variazione di rigidezza o della massa se consentita deve migliorare il comportamento sismico della porzione di edificio in aggregato non consolidata . La guida si articola in 15 paragrafi nei quali vengono descritti gli elementi strutturali e le relative tecniche di consolidamento che riguardano edifici che non hanno un particolare pregio artistico o storico ricadono in zone A o B dei piani regolatori comunali centro storico e zone di completamento , ed hanno orizzontamenti in acciaio o cls e muratura di mattoni , pietrame o calcestruzzo. Non vengono studiati edifici con elementi strutturali di pregio quali archi e volte o con facciate in pietra a faccia vista come possono essere chiese edifici pubblici antichi etc. Sono delle semplici regole pratiche da seguire per un corretto consolidamento di edifici in muratura in modo che le verifiche sismiche condotte con analisi statiche non lineari siano soddisfatte. E' uno studio che conduco personalmente al fine di costruirmi un bagaglio culturale che mi consenta di risolvere problematiche inerenti il consolidamento di edifici in muratura danneggiati dal terremoto del 2009 e del 2016 nel nord Abruzzo auspicando l'affidamento di eventuali incarichi pubblici che riguardino la riparazione di edifici esistenti in zone terremotate.

2-Rilievo ed indagini conoscitive (richiamo NTC 2018)

Il rilievo geometrico-strutturale dovrà essere riferito alla geometria complessiva, sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. Il rilievo deve individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presenti la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità,

dal loro effettivo uso nelle verifiche; nel caso di costruzioni sottoposte a tutela, ai sensi del D.Lgs. 42/2004, di beni di interesse storico-artistico o storico-documentale o inseriti in aggregati storici e nel recupero di centri storici o di insediamenti storici, dovrà esserne considerato l'impatto in termini di conservazione. I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni. Per le prove di cui alla Circolare 08 settembre 2010, n. 7617/STC o eventuali successive modifiche o interazioni, il prelievo dei campioni dalla struttura e l'esecuzione delle prove stesse devono essere effettuate a cura di un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001.

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i "livelli di conoscenza" dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

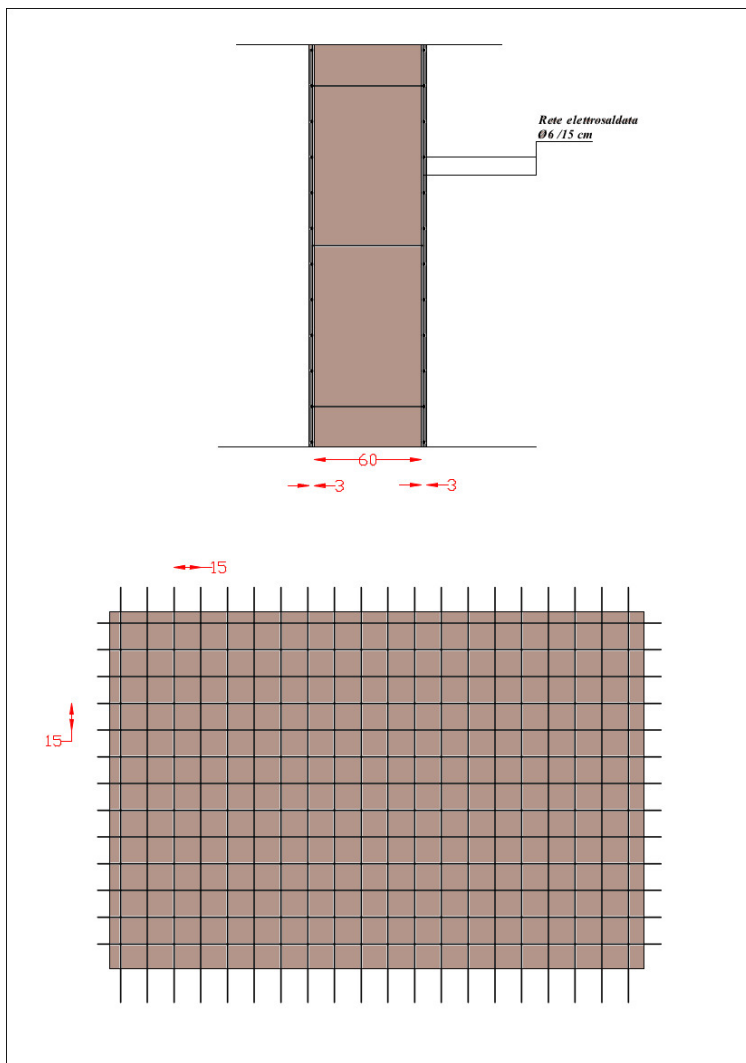
- LC1;*
- LC2;*
- LC3.*

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso. Specifica attenzione dovrà essere posta alla completa individuazione dei potenziali meccanismi di collasso locali e globali, duttili e fragili.

Per quanto concerne la classificazione tipologia si può fare riferimento ad abachi delle murature presenti su internet e a software per la individuazione dei parametri meccanici in assenza di prove meccaniche che consentano di definire sperimentalmente la resistenza della muratura.

3-Consolidamento delle pareti

Il consolidamento delle pareti può essere eseguito tramite intonaco armato con rete metallica elettrosaldata del diametro di 6 mm o intonaco con fibre di carbonio quali FRCM. L'intervento di consolidamento conviene eseguirlo su entrambe le facce della parete in modo simmetrico, o soltanto sulla parete esterna avendo cura di collegarlo alla parete come indicato in figura. Le due tecniche di intervento sono simili la fibra di carbonio ha soltanto una sua resistenza a trazione e si adegua alla conformazione della muratura è più aderente alla parete incuneandosi entro i ricorsi di malta; L'armatura metallica è più rigida si può considerare anche la sua resistenza a compressione purché i tondini siano adeguatamente ancorati alla parete al fine di evitare la instabilità.



Consideriamo un maschio murario di dimensioni 60x165x300 sollecitato da uno sforzo normale di circa 30000 daN ; ci riproponiamo di valutare l'incremento ΔM e ΔV del momento flettente ultimo e del taglio ultimo conseguente al consolidamento con intonaco armato .

Muratura non consolidata

Muratura in pietra a spacco con buona tessitura

$f_m = 30 \text{ daN/cm}^2$; $\tau = 0,6 \text{ daN/cm}^2$; $E = 18000 \text{ daN/cm}^2$; $G = 5500 \text{ daN/cm}^2$
densità 2100 kg/mc

$$V_t = b \cdot t \cdot \tau \cdot [1 + N / (1.5 \cdot A \cdot \tau)]^{1/2} = 12413 \text{ daN}$$

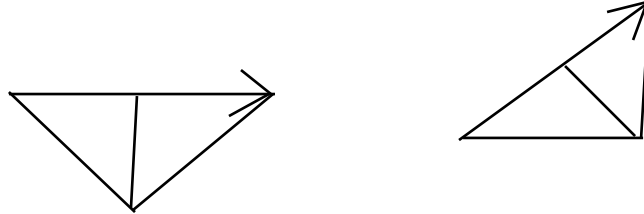
$$M_{RD} = P \cdot b / 2 \cdot [1 - P / (\alpha f_{cd} \cdot A)] = 21808 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

per il taglio si è considerata l'intera sezione reagente

Muratura consolidata con intonaco armato metallico

L'incremento di resistenza a taglio lo si consegue per effetto dell'armatura metallica

$$2 \cdot f_{yd} \cdot A_{sx}$$



Le due armature danno un contributo al taglio nella forza di trazione pari a

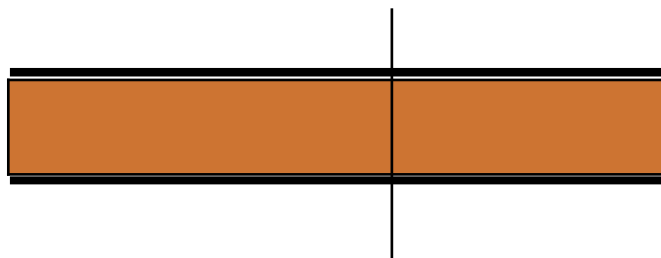
$$f_{yd} \cdot A_{sx} / 2 + f_{yd} \cdot A_{sy} / 2$$

essendo la distribuzione delle armature simmetrica sulle due facce

$$\Delta V_{rd} = 2 \cdot f_{yd} \cdot A_{sx} = 2 \cdot 3910 \cdot 0,28 \cdot 165 / 15 = 24085 \text{ daN}$$

L'incremento del momento ultimo della sezione considerando l'armatura metallica linearizzata al limite plastico :

$$A_l = 165 / 15 \cdot 0,28 / 165 = 0,018 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$



$$P = \alpha \cdot f_m \cdot t \cdot X + f_{yd} \cdot A_l \cdot X - f_{yd} \cdot A_l \cdot (B - X)$$

$$X = (P + f_{yd} \cdot A_l \cdot B) / (\alpha \cdot f_m \cdot t + f_{yd} \cdot 2 \cdot A_l) = 24,90 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 24,90 \cdot 30 \cdot (162/2 - 24,90/2) \cdot 60 + 0,018 \cdot 24,90 \cdot 3910 \cdot (165/2 - 24,90/2) +$$

$$0,018 \cdot (165 - 24,90) \cdot 3910 \cdot (24,90/2) = 33851 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta M = 12042 \text{ daN} \cdot \text{m} ; \Delta V = 24085 \text{ daN} ;$$

la norma italiana per pareti consolidate con intonaco armato fornisce i seguenti parametri meccanici vanno amplificati di 1,5

$$f_m = 45 \text{ daN/cm}^2 ; \tau = 0,9 \text{ daN/cm}^2 ; E = 27000 \text{ daN/cm}^2 ; G = 8250 \text{ daN/cm}^2$$

Si ha un incremento della resistenza di circa il 30% al quale non corrisponde un altrettanto incremento del momento ultimo M_{rd} e del taglio ultimo V_{rd}

$$V_t = b * t * \tau * [1 + N / (1.5 * A * \tau)]^{1/2} = 16049 \text{ daN}$$

$$M_{RD} = P * b / 2 * [1 - P / (\alpha f_{cd} * A)] = 22789 \text{ daNm}$$

*La normativa è molto cautelativa per queste tipologie di intervento, tiene conto delle modalità di realizzazione ovvero di spessori di intonaco armato inadeguato ed inefficace ancoraggio della rete metallica nei solai ed in fondazione inoltre si ipotizza che l'intervento sia eseguito su una sola faccia che è quella esterna ; i coefficienti amplificativi derivano da sperimentazioni ovvero da prove meccaniche eseguite su murature consolidate. Il calcolo è stato eseguito su una muratura sandwich per la quale si ha un notevole incremento dei valori del taglio ultimo e momento ultimo. Nella pratica corrente l'intonaco armato viene realizzato di spessore esiguo 1,5 cm con una rete metallica non ancorata alla parete solo sulla faccia esterna senza ancoraggio in fondazione efficace per la pressoflessione ed il taglio. Se si guarda la muratura nella sua interezza consolidata solo esternamente con rete metallica ed intonaco di malta di cemento già si intuisce che l'incremento di resistenza non può essere considerevole: la realizzazione di una parete sandwich presuppone anche dei casseri appoggiati internamente ed esternamente quindi i valori della norma sono attendibili. **Qualora si realizzasse un consolidamento con betoncino di calcestruzzo rck 500 con spessore 3 cm e rete metallica su entrambe le facce i valori forniti da queste verifiche sono veritieri ed attendibili.***

Muratura consolidata con intonaco armato in FRCM

L'incremento di resistenza a taglio in un pannello murario in seguito al consolidamento con intonaco armato in FRCM su entrambe le facce della parete è fornito dalla seguente relazione :

$$V_{tf} = 1/\gamma_{rd} * \eta_f * \varepsilon_{fd} * E_f * t_{vf} * l_f * \alpha = 54000 \text{ daN}$$

per intonaco applicato su entrambe le facce

t_{vf} è lo spessore equivalente dello strato di rete

l_f la sua altezza 270 cm

γ_{rd} è un coefficiente parziale al quale si attribuisce il valore 2

Il prodotto $\eta_f * t_{vf} * l_f$ rappresenta l'area della sezione equivalente del rinforzo efficace a taglio, disposto in direzione parallela alla forza di taglio, che interseca una lesione a taglio inclinata di 45°.

$$E_f = 870000 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{resistenza a trazione } 7500 \text{ daN/cm}^2$$

$$\varepsilon_u = 0,012 \quad \varepsilon_{fd} = 0,012 * 0,8 = 0.0096$$

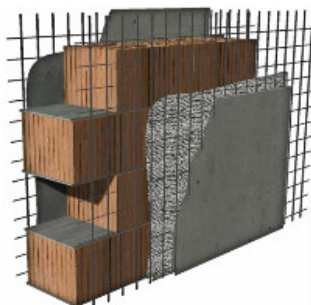
Spessore medio della rete 3 mm t_{vf}

Si riporta di seguito una scheda tecnica con le caratteristiche dell'intonaco armato

FIBREBUILD FRCM H-PLANET

sistema di rinforzo strutturale a spessore ridotto con rete preformata in CFRP ad adherenza migliorata per il rinforzo di murature strutturali, tamponamenti e volte in muratura

FIBREBUILD FRCM H-PLANET (Fabric Reinforced Cementitious Matrix) è il sistema di rinforzo strutturale di Fibre Net che utilizza reti in CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) preformate ad adherenza migliorata, abbinate a malte a base cemento ad elevata resistenza ed adherenza, per la realizzazione di intonaci armati sottili, collaboranti, per il miglioramento della resistenza al taglio e alla flessione dei pannelli in muratura nel comportamento nel piano e fuori dal piano, e per il rinforzo di solai voltati in muratura.



VOCE DI CAPITOLATO

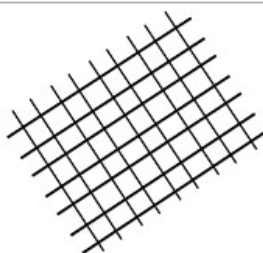
Rinforzo di pannelli in muratura di qualsiasi genere, strutturali e di tamponamento, e volte in muratura, in laterizio, pietrame, pietre a spacco o blocchi in calcestruzzo mediante applicazione di rete preformata in materiale composito fibrorinforzato CFRP (Carbon Fiber reinforced Polymer), ad adherenza migliorata tramite trattamento superficiale con sabbia quarzifera, maglia 66x66/99x99 mm, FBMesh C66x66AM o C99x99AM.....di Fibre Net, o equivalente, costituita da filamenti in fibra di carbonio; spessore medio 3 mm e, con n. 15/10 barre/metro/lato, rigidità assiale media a trazione 870 kN, sezione nominale della singola barra 10 mm², resistenza a trazione della singola barra 7,5 kN e allungamento a rottura 1,20 %, e malta ad altissima adherenza a base cemento ad alta resistenza ed adherenza, premiscelata, fibrorinforzata, del tipo FBCEM-R4 45 MPa di Fibre Net, o equivalente, con resistenza a compressione ≥ 45 MPa e modulo elastico a compressione ≥ 20 GPa, adesione al supporto $\geq 1,5$ MPa, con spessori di applicazione compresi tra 5 e 35 mm. La solidarizzazione del sistema avviene per attrito malta-muratura; lo spessore del rinforzo è pari a 10 mm per lato di applicazione. Nel sistema sono inoltre compresi: la fresatura superficiale dell'intonaco esistente; la pulitura degli elementi murari; l'abbondante lavaggio della superficie muraria. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare il lavoro finito. Applicazione su n° 1 o 2 facce della muratura e per spessori della parete fino a 70 cm.

COMPONENTI DEL SISTEMA

RETE FBMesh C66x66AM / C99x99AM

Rete in CFRP ad adherenza migliorata prodotta con tecnologia TexturusionTM, le cui barre sono costituite da fibre di carbonio lunghe impregnate con resina termoindurente poliestere bisfenolica e trattamento superficiale con sabbia quarzifera. Nella formazione della rete le fibre delle due direzioni sono intrecciate ortogonalmente in modo da creare una maglia monolitica.

Caratteristiche	Valore
Spessore medio della rete	3 mm
Sezione nominale della singola barra della rete	10 mm ²
Dimensioni della maglia	66x66 mm / 99x99 mm
Resistenza a trazione della barra	7,5 kN
Allungamento a rottura della barra	1,20 %
Rigidità assiale media a trazione della barra EA	870 kN



MALTA FBCEM-R4 45 MPa AD ALTISSIMA ADERENZA

Malta da intonaco a base cemento, compatibile con murature di qualsiasi genere.

Caratteristiche	Valore
Tipo	base cemento ad alta resistenza
Resistenza a compressione	≥ 45 MPa
Modulo elastico a compressione	≥ 20 GPa
Adesione al supporto	$\geq 1,5$ MPa
Spessori di applicazione	5-35 mm



FISSAGGIO METALICO FB HBAR-8 / FBFIOC C45HT o C45HT PREIMP

FB ELIBAR-8x1000: barra elicoidale in acciaio inox, con diametro 8 mm e lunghezza 1000 mm.

FBFIOC C45HT / C45HT PREIMP: connettore in fibra aramidica con anima in fibra di carbonio ad alta tenacità, preimpregnato o in fiocchi.

Caratteristiche	FB HBAR-8x1000	FBFIOC C45HT o C45HT PREIMP
Materiale della barra/connettore	Acc. inox austenitico	Fibra aramidica con anima fibra carb., da impregnare/preimpr. con resina eposs.
Lunghezza della barra/connettore	1000 mm	Rotolo 25-50 m / ...
Diametro della barra/connettore	8 mm	5 mm / ...
Profondità minima di ancoraggio	75 mm	-
Profondità minima del foro	80 mm	-
Carico di rottura a traz./sfilamento	$\geq 1,8$ kN ⁽¹⁾	-

⁽¹⁾ Su supporto in laterizio con res. ≥ 10 MPa, prof. 75 mm, o cls res. ≥ 30 MPa, prof. 75 mm.



www.fibrenet.it

FIBRE NET S.R.L. a Socio Unico

Sede Legale: Via del Lini, 1 - 33030 Moruzzo (Ud)

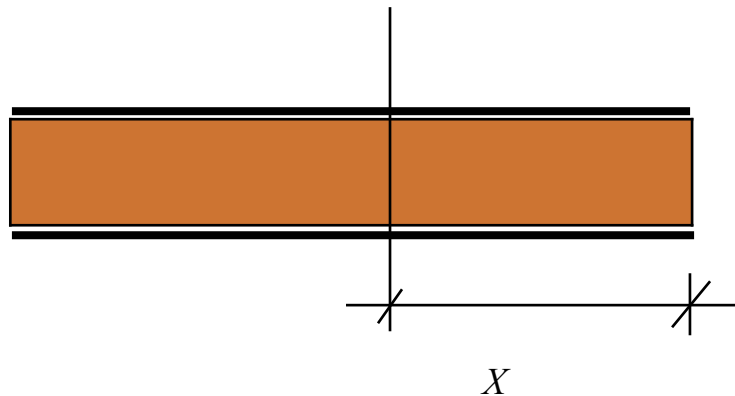
Sede Operativa: Via Jacopo Stellini, 3 - 33050 Z.I.U. Pavia di Udine (Ud)

Tel.: +39 0432 600918 - Fax +39 0432 526199 - email: info@fibrenet.info - web: www.fibrenet.it
C.F. e P.IVA 02212620302 - Capitale Sociale Euro 15.000 i.v. - Iscriz. Reg. Imp. Udine n. 02212620302

Azienda certificata
ISO 9001 : 2008



per la valutazione del momento ultimo del pannello si esegue una verifica a pressoflessione con il calcolo della profondità X dell'asse neutro



dall'equilibrio alla traslazione :

$$P = 0,85 \cdot f_m \cdot X \cdot t - 1/\gamma_{rd} \cdot \eta_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f / 2 \cdot t_{vf} \cdot (l_f - X) \cdot \alpha$$

ipotizziamo che la rottura avvenga prima nella muratura

$$P = 0,85 \cdot f_m \cdot X \cdot t - 1/\gamma_{rd} \cdot \eta_f \cdot E_f / 2 \cdot t_{vf} \cdot (l_f - X) \cdot \alpha \cdot (B - X) \cdot 0,0035/X$$

sostituendo i relativi valori o e risolvendo rispetto ad X

$$30000 = 0,85 \cdot 30 \cdot X \cdot 60 - 1/2 \cdot 870000/2 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot (165 - X) \cdot 0,8 \cdot (165 - X) \cdot 0,0035/X$$

$$X = 61,4 \text{ cm} \quad \varepsilon_{fd} = (B - X) \cdot 0,0035/X = 0,0059$$

il momento resistente ultimo della sezione rinforzata

$$M_{rd} = 0,85 \cdot 30 \cdot 61,4 \cdot 60 \cdot (165/2 - 61,4/2) + 1/2 \cdot 870000/2 \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot (165 - X) \cdot 0,8 \cdot (165 - X) \cdot 0,0035/X \cdot (165/2 - 2/3 \cdot (165 - 61,4)) = 57242 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Gli incrementi del momento ultimo e del taglio per rinforzo con FRCM come descritto nella scheda tecnica sono pari a :

$$\Delta V = 41587 \text{ daN}$$

$$\Delta M = 35434 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

rappresentano dei valori molto elevati dipendono dalla corretta realizzazione dell'intonaco armato ; ci si trova di fronte da un lato a valori troppo cautelativi forniti dalle norme italiane NTC 2018 e relative istruzioni, dall'altro a valori troppo elevati fornite dalla teoria statica; sui rinforzi in FRCM sono state pubblicate delle linee guida da parte de CNR con relativi esempi e anche lì si vede che gli incrementi del momento e taglio resistente sono consistenti molto elevati non corrispondono alla realtà . basta analizzare la muratura nel suo complesso.

Regole pratiche da rispettare nelle realizzazione dell'intonaco armato

La rete in acciaio o FRCC in corrispondenza dei solai sulla facciata interna della parete va risvoltata nel solaio nella soletta ; all'esterno in corrispondenza dell'interpiano va effettuata una sovrapposizione con la stessa rete proveniente dalla parte inferiore . In fondazione la rete va ancorata in modo che possa trasmettere le sollecitazioni di taglio e flessione , poiché potrebbe essere inefficace. In copertura va ancorata nel cordolo e nel solaio ; agli angoli ovvero negli spigoli dell'edificio deve essere effettuata una sovrapposizione al fine di garantire la solidità della scatola muraria.

Nelle pareti vengono eseguite altre tipologie di consolidamento come definite dalla norme italiane che riportiamo di seguito

Gli interventi di rinforzo delle murature sono mirati al risanamento e riparazione di murature deteriorate e danneggiate ed al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura. Se eseguiti da soli non sono sufficienti, in generale, a ripristinare o a migliorare l'integrità strutturale complessiva della costruzione. Il tipo di intervento da applicare andrà valutato anche in base alla tipologia e alla qualità della muratura. Gli interventi dovranno utilizzare materiali con caratteristiche fisico-chimiche e meccaniche analoghe e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera. L'intervento deve mirare a far recuperare alla parete una resistenza sostanzialmente uniforme e una continuità nella rigidità, anche realizzando gli opportuni ammorsamenti, qualora mancanti. L'inserimento di materiali diversi dalla muratura, ed in particolare di elementi in conglomerato cementizio, va operato con cautela e solo ove il rapporto tra efficacia ottenuta e impatto provocato sia minore di altri interventi, come nel caso di architravi danneggiati e particolarmente sollecitati. A seconda dei casi si procederà:

- a riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate;*
- a ricostituire la compagine muraria in corrispondenza di manomissioni quali cavità, vani di varia natura (scarichi e canne fumarie, ecc.);*
- a migliorare le caratteristiche di murature particolarmente scadenti per tipo di apparecchiatura e/o di composto legante. L'intervento di scuci e cucì è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura gravemente deteriorate. Si consiglia di utilizzare materiali simili a quelli originari per forma, dimensioni, rigidità e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario e se possibile anche trasversalmente al paramento stesso, in modo da conseguire la massima omogeneità e monoliticità della parete riparata. Tale intervento può essere utilizzato anche per la chiusura di nicchie, canne fumarie e per la riduzione dei vuoti, in particolare nel caso in cui la nicchia/apertura/cavità sia posizionata a ridosso di angolate o martelli murari. L'adozione di iniezioni di miscele leganti mira al miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura da consolidare. A tale tecnica, pertanto, non può essere affidato il compito di realizzare efficaci ammorsature tra i muri e quindi di migliorare, se applicata da sola, il comportamento d'insieme della costruzione. Tale intervento risulta inefficace se impiegato su tipologie murarie che per loro natura siano scarsamente iniettabili (scarsa presenza di vuoti e/o vuoti non collegati tra loro). Particolare attenzione va posta nella scelta della pressione di immissione della miscela, per evitare l'insorgere di dilatazioni tra-*

trasversali prodotte dalla miscela in pressione. Nel caso si reputi opportuno intervenire con iniezioni su murature incoerenti e caotiche, è necessario prendere provvedimenti atti a ridurre il rischio di sconnessione della compagine muraria e di dispersione della miscela. Particolare cura dovrà essere rivolta alla scelta della miscela da iniettare, curandone la compatibilità chimico-fisico-meccanica con la tipologia muraria oggetto dell'intervento. L'intervento di ristilatura dei giunti, se effettuato in profondità su entrambi i lati, può migliorare le caratteristiche meccaniche della muratura, in particolare nel caso di murature di spessore non elevato. Se eseguito su murature di medio o grosso spessore, con paramenti non idoneamente collegati tra loro o incoerenti, tale intervento può non essere sufficiente a garantire un incremento consistente di resistenza, ed è consigliabile effettuarlo in combinazione con altri. Particolare cura dovrà essere rivolta alla scelta della malta da utilizzare. L'eventuale inserimento nei giunti ristilati di piccole barre o piattine, metalliche o in altri materiali resistenti a trazione, può ulteriormente migliorare l'efficacia dell'intervento. L'inserimento di diatoni artificiali, realizzati in conglomerato armato (in materiale metallico o in altri materiali resistenti a trazione) dentro fori di carotaggio, può realizzare un efficace collegamento tra i paramenti murari, evitando il distacco di uno di essi o l'insorgere di fenomeni di instabilità per compressione; inoltre, tale intervento conferisce alla parete un comportamento monolitico per azioni ortogonali al proprio piano. È particolarmente opportuno in presenza di murature con paramenti non collegati fra loro; nel caso di paramenti degradati è opportuno bonificare questi tramite le tecniche descritte al riguardo (iniezioni di malta, ristilatura dei giunti). Nel caso in cui la porzione muraria che necessita di intervento sia limitata, una valida alternativa è

rappresentata dai tirantini antiespulsivi, costituiti da sottili barre trasversali imbullonate con rondelle sui paramenti; la leggera pre-sollecitazione che può essere attribuita rende quest'intervento idoneo nei casi in cui siano già evidenti rigonfiamenti per distacco dei paramenti. Tale tecnica può essere applicata nel caso di murature a tessitura regolare o in pietra squadrata, in mattoni o blocchi. L'adozione di sistemi di tirantature diffuse nelle tre direzioni ortogonali, in particolare anche nella direzione trasversale, migliorano la monoliticità ed il comportamento meccanico del corpo murario, incrementandone la resistenza a taglio e a flessione nel piano e fuori del piano. Il placcaggio delle murature con intonaco armato può essere utile nel caso di murature gravemente danneggiate e incoerenti, sulle quali non sia possibile intervenire efficacemente con altre tecniche, o in porzioni limitate di muratura, pesantemente gravate da carichi verticali, curando in quest'ultimo caso che la discontinuità di rigidezza e resistenza tra parti adiacenti, con e senza rinforzo, non sia dannosa ai fini del comportamento della parete stessa. L'uso sistematico su intere pareti dell'edificio è sconsigliato, per il forte incremento di rigidezza e delle masse, oltre che per ragioni di natura conservativa e funzionale. Tale tecnica è efficace solo nel caso in cui l'intonaco armato venga realizzato su entrambi i paramenti e siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alle reti di armatura. È inoltre fondamentale curare l'adeguata sovrapposizione dei pannelli di rete elettrosaldata, in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale, ed adottare tutti i necessari provvedimenti atti a garantire la durabilità

delle armature, se possibile utilizzando reti e collegamenti in acciai o inossidabile. Il placcaggio con tessuti o lamine in altro materiale resistente a trazione può essere di norma utilizzato nel caso di murature regolari, in mattoni o blocchi. Tale intervento, più efficace se realizzato su entrambi i paramenti, da solo non garantisce un collegamento trasversale e quindi la sua efficacia deve essere accuratamente valutata per il singolo caso in oggetto. L'inserimento di tiranti verticali post-tesi è un intervento applicabile solo in casi particolari e se la muratura si dimostra in grado di sopportare l'incremento di sollecitazione verticale, sia a livello globale sia localmente, in corrispondenza degli ancoraggi; in ogni caso deve essere tenuta in considerazione la perdita di tensione iniziale a causa delle deformazioni differite della muratura.

4-Consolidamento dei solai

I solai che troviamo negli edifici in muratura sono con travi di ferro e voltine oppure tavelloni; è raro trovare dei solai in cemento armato oppure dei solai in legno; l'intervento di consolidamento si ripropone di aumentare la rigidezza assiale del solaio, la sua resistenza a flessione, eliminare delle vibrazioni fastidiose e fare in modo che il solaio sia ammorsato alla muratura in modo da evitare l'apertura dell'edificio.

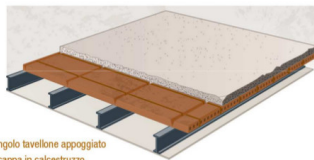
1 Il patrimonio edilizio esistente
1.2 Le tipologie di solai italiani



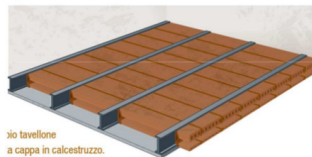
1.2.1 Solai in acciaio



Singolo tavellone con cappa in calcestruzzo.

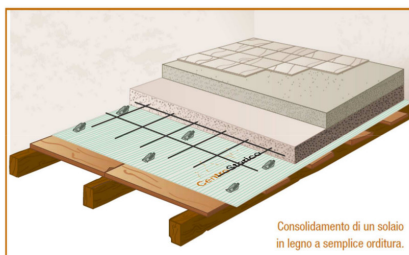


Singolo tavellone appoggiato e cappa in calcestruzzo.



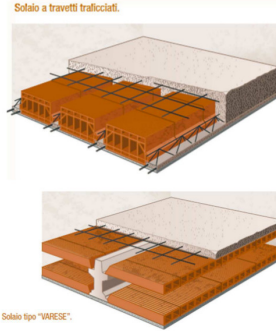
Solo tavellone a cappa in calcestruzzo.

1 Il patrimonio edilizio esistente
1.2 Le tipologie di solai italiani



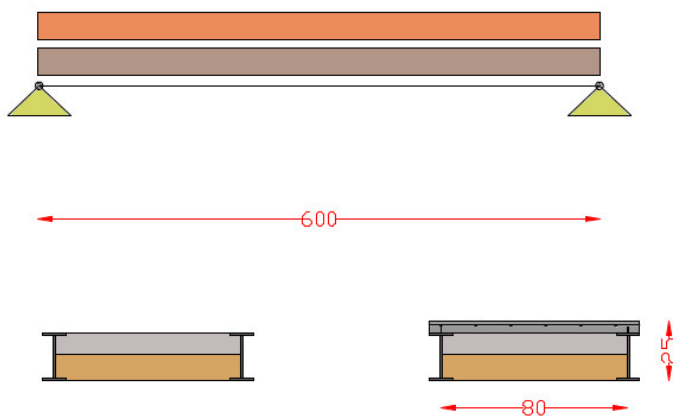
Consolidamento di un solaio in legno a semplice orditura.

1.2.1 Solai in laterocemento



A- Incremento della resistenza

L'incremento della resistenza di un solaio lo si può ottenere realizzando al di sopra del solaio in acciaio, legno, una soletta di calcestruzzo avente adeguato spessore 5 cm armata con rete metallica elettrosaldata maglia quadrata di lato 15 cm e barre diametro 8 mm. La soletta deve essere collegata alla trave di acciaio o alla trave in legno mediante dei connettori metallici che hanno la funzione di rendere la soletta collaborante ed evitare lo scorrimento relativo tra putrelle e soletta di cls. La sezione da omogenea diventa mista con altezza $H = h + 5$ cm con incremento della inerzia del solaio quindi della sua rigidezza flessionale e diminuzione della freccia in mezzeria con conseguente eliminazione di fastidiose vibrazioni. Per non appesantire troppo il solaio il massetto può essere realizzato con calcestruzzo strutturale leggero avente un peso specifico di circa 1400 kg/mc. Si possono valutare per un solaio realizzato con putrelle di ferro l'incremento di momento resistente, e la diminuzione della freccia.



Solaio esistente

Analisi dei carichi

trave IPE200

tavellone

soletta di riempimento 200 daN/mq

massetto 90 daN/mq

pavimento 40 daN/mq

incidenza tramezzi 100 daN/mq

sovraccarico 200 daN/mq

$$Q = (G+P+Q) \cdot 1,5 \cdot 0,80 = 756 \approx 760 \text{ daN/ml}$$

si è moltiplicato per 0,80 poiché il calcolo è riferito ad una striscia di 80 cm interasse delle travi in acciaio

il profilato IPE $I = 1943 \text{ cm}^4$; $W = 194 \text{ cmc}$ $A = 28,5 \text{ cmq}$

facendo riferimento a vecchie normative un acciaio Fe360 sarebbe l'attuale Se235
 $f_{yd} = 2200/1,15 = 1913 \text{ daN/cm}^2$

il momento elastico della sezione $M_E = 3711 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Il momento plastico $M_{pl} = 4220 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$W_{pl} = 220,64 \text{ cmc}$

il momento esterno $M_{sd} = 760 \cdot 36/8 = 3420 \text{ daN} \cdot \text{m}$

Verifica della freccia

$$f = 5/384 \cdot 5 \cdot (600)^4 / (EI) = 2,06 \text{ cm} > 1/300 L = 2 \text{ cm}$$

si possono avere vibrazioni del solai

Solaio consolidato con soletta

Calcolo plastico a rottura

$$80 \cdot X \cdot 0,8 \cdot f_{cd} = A \cdot f_{yd} \quad X = 4,50 \text{ cm}$$

Rck 400 $F_{cd} = 0,83 \cdot 0,85 \cdot 400/1,5 = 188 \text{ daN/cm}^2$

si è utilizzato per il consolidamento un cls di buona qualità RCK400

$$M_{pl} = A \cdot f_{yd} \cdot (10 + 0,5 + 4,5/2) = 6904 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

il momento esterno 3915 daN*m

L'incremento di momento flettente $\Delta M = 2884 \text{ daN} \cdot \text{m}$

il baricentro della sezione omogenea $n = 5$

$$80 \cdot x^2/2 - 28,5 \cdot 5 \cdot (15-x) = 0$$

la profondità dell'asse neutro è circa 5,6 cm la assumiamo pari a 5 cm

$$I = 80 \cdot 125^3 / 3 + 5 \cdot 1943 + 5 \cdot 28,5 \cdot 100 = 27298 \text{ cm}^4$$

$f = 0,97 \text{ cm}$ la freccia si è dimezzata non si hanno problematiche di oscillazione

Efficacia dell'intervento di consolidamento

Affinché l'intervento sia efficace è opportuno che le travi in acciaio siano collegate con pioli alla soletta di calcestruzzo i quali vanno dimensionati in funzione dello sforzo di compressione nella soletta di cls ; i pioli hanno la funzione di impedire lo scorrimento relativo tra soletta e putrelle che se avviene rende l'intervento inefficace non valido con un peggioramento del solaio poiché viene appesantito e la soletta non collabora.

$$C = 80 \cdot 4,50 \cdot 0,8 \cdot f_{cd} = 54144 \text{ daN}$$

La Resistenza dei connettori

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena può essere assunta pari al minore dei seguenti valori

$$PR_{d,a} = 0,8 f_t (\pi d^2 / 4) / \gamma_w$$

$$PR_{d,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c) / \gamma_w$$

dove

γ_w è pari a 1,25

f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo (comunque $f_t \leq \text{MPa}$),

f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta,

d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;

h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

$$\alpha = 0,2 (h_{sc} / d + 1) \text{ per } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4$$

$$\alpha = 1,0 \text{ per } h_{sc} / d > 4$$

Nel caso di solette con lamiera grecata la resistenza di calcolo dei connettori a piolo, calcolata per la

soletta piena, deve essere convenientemente ridotta.

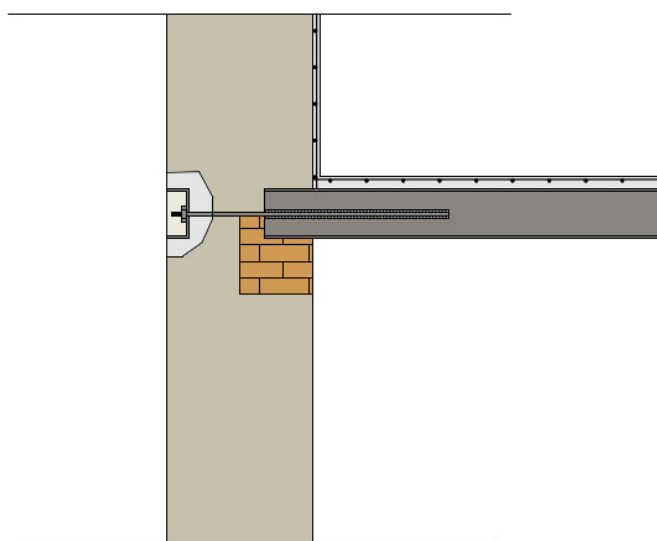
Per lamiera disposta con le greche parallelamente all'asse del profilo, la resistenza della connessione a taglio è moltiplicata per il fattore riduttivo

$$k_l = 0,6 \cdot b_o \cdot h_{sc} - h_p / h_p \leq 1,0$$

dove h_{sc} è l'altezza del connettore

B- Rigidezza assiale ed apertura dell'edificio

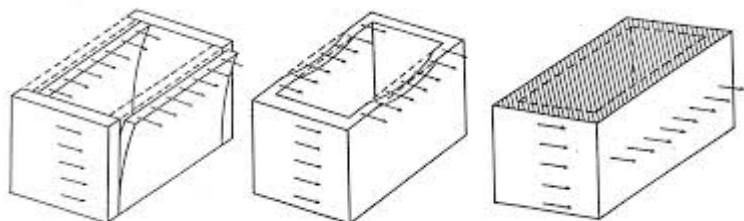
La soletta di cls incentiva notevolmente la rigidezza assiale del solaio per la presenza della rete elettrosaldata in modo da ripartire secondo il modello di calcolo le azioni orizzontali sui maschi murari; il solaio deve essere efficacemente ammorsato nelle murature poichè i movimenti delle pareti se le travi non sono efficacemente collegate ad esse possono vanificare i benefici derivanti dall'incremento di rigidezza. La rete elettrosaldata va risvoltata nella parete per una altezza di almeno 70 cm , per consentire la piegatura è opportuno utilizzare ferri del diametro di 6 mm con una maglia quadrata di 10 cm .



In direzione perpendicolare alle travi vanno disposti ad interasse di circa 50 cm delle barre $\Phi 16$ saldate alle putrelle di acciaio annegate nella soletta di calcestruzzo e saldate al cordolo perimetrale realizzato tramite un profilato a C ad ali strette interno o esterno alla parete da disporre intorno all'edificio.

5-Cordoli intermedi e di copertura

La realizzazione dei cordoli è sempre difficoltosa soprattutto per quanto concerne i piani intermedi dove il cordolo è impossibile realizzarlo poiché di pregiudicherebbe la stabilità della parete ma può essere realizzato all'esterno tramite un'apposita cerchiatura con profili a C ad ali strette. In copertura i cordoli sono di facile realizzazione sono sempre in cemento armato o FRCM qualunque sia la tipologia di solaio.



La funzione del cordolo è quella di trasmettere alle murature le azioni sismiche orizzontali degli impalcati quindi vanno calcolati in funzione di dette forze, in base alla forza sismica di piano, e devono garantire un adeguato collegamento tra solaio e muratura. Nella ripartizione delle azioni sismiche tra le pareti viene trascurata la rigidità di piastra della parete per cui le azioni orizzontali vengono trasferite esclusivamente ai maschi con funzionamento a lastra; dalle figure si vede che si può avere un'apertura dell'edificio con relativo meccanismo di danno se il solaio non è perfettamente ancorato alla parete. Per ogni tipo di cordolatura affronteremo il relativo calcolo e dimensionamento

I cordoli possono essere di tre tipi :

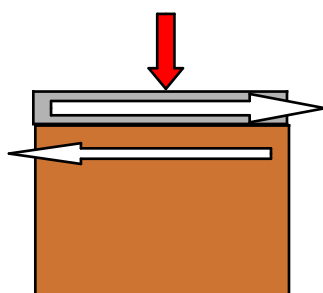
- Cordoli in cemento armato
- Cordoli in Acciaio
- Cordoli in FRCM

A- Cordoli in cemento armato

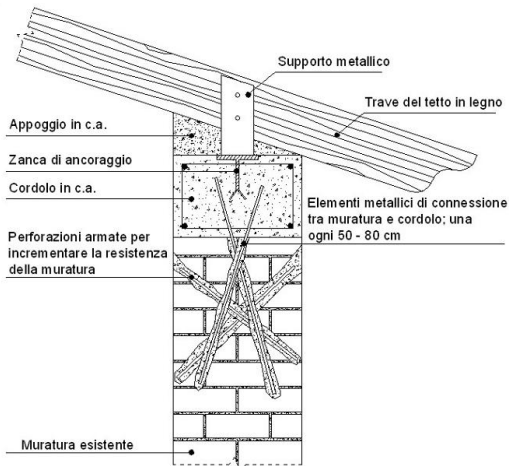
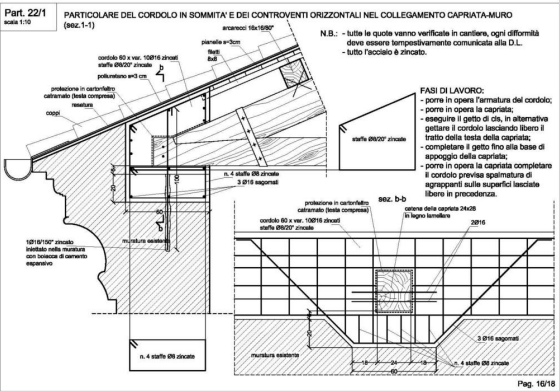
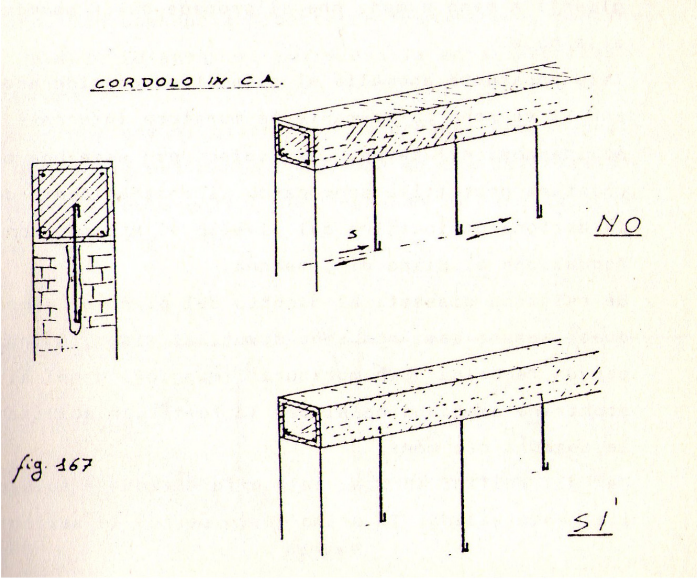
La trasmissione delle azioni orizzontali tra parete e cordolo avviene per attrito o meccanicamente tramite armature verticali che di solito vengono omesse; la trasmissione degli sforzi per attrito è una normale verifica a taglio in corrispondenza della sezione di passaggio tra cordolo e muratura. Lo sforzo di taglio nel maschio muratura genera tensioni tangenziali

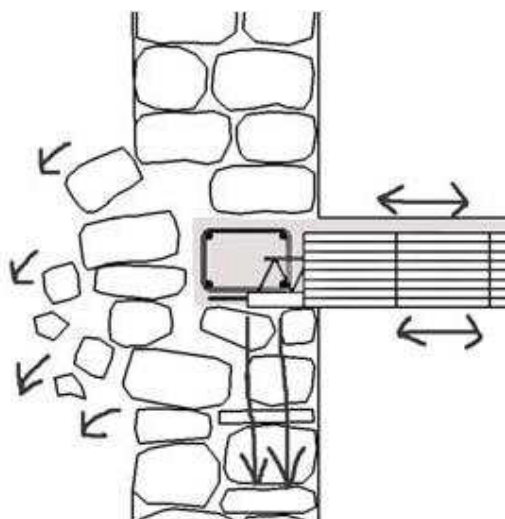
$$\tau = V/A \quad ; \quad V_{rd} = \tau_o * A \quad \quad A \text{ area del maschio}$$

V_{sd} forza di taglio spettante al maschio murario



Nei cordoli in cemento armato vanno inserite delle barre di armatura verticale da verificare a tranciamento per far fronte allo sforzo di taglio .

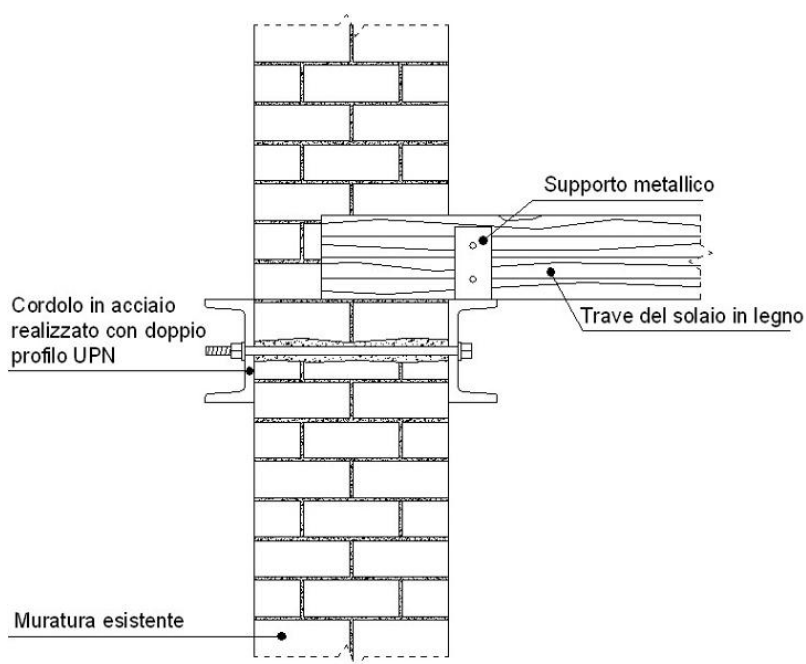




La norma italiana stabilisce le dimensioni del cordolo e la sua armatura in funzione della larghezza della muratura e dell'altezza del solaio ; solitamente il cordolo è armato con 6 barre del diametro di 14 mm ,staffe del diametro di 6 mm ogni 10 cm la sua sezione ha dimensioni BxH con h altezza del solaio e B spessore della muratura . Dalle figure si vede che è più semplice realizzare un cordolo di copertura in cemento armato che un cordolo intermedio per il quale si può avere un a rottura della parete muraria.

Lo sforzo max di trazione che il cordolo è in grado di sopportare con 6Φ14
 $Trd = 6 \cdot 1,54 \cdot 391 = 36128 \text{ daN}$

B- Cordoli in acciaio



I cordoli in acciaio possono essere realizzati ai piani intermedi , hanno la funzione di collegare il solaio alla muratura come indicato in figura e trasmettere le azioni orizzontali; le verifiche riguardano gli elementi di collegamento metallici

C- Cordoli in FRCM



Figura 2.6 – Cordolature di piano realizzate con tessuti di PBO e acciaio.



Figura 2.7 – Cordolo sommitale realizzato con tessuti a base di reti di acciaio.



Figura 2.8 – Cordolo sommitale realizzato con tessuti a base di reti di vetro AR.

Il rinforzo in FRCM consente di realizzare cordolatura in sommità degli edifici , la la cosa più importante sono le cordolature di pianpo intermedie che fasciano l'intero edificio dando ad esso un comportamento scatolare vincolanmdo i solai ed evitando il, ribaltamento delle murature ; si può valutare il max sforzo normale di trazione che è in grado di sopportare il cordolo in FRCM di altezza H e larghezza b :

$$N_{t, RD} = \eta_f * \varepsilon_{fd} * E_f * t_f * b_f * \alpha$$

η_f numero degli strati di rinforzo disposti nel cordolo

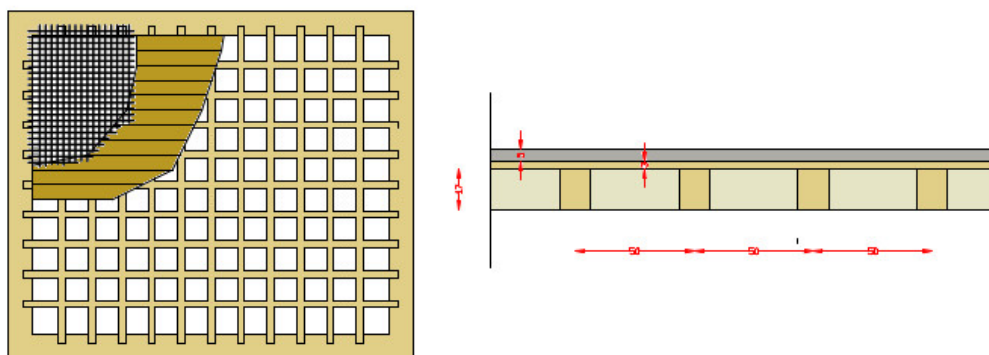
b_f larghezza del sistema FRCM disposto nel giunto di malta pari alla larghezza del cordolo

*$\varepsilon_{fd} * E_f$ = σ_{fd} tensione di trazione nel cordolo*

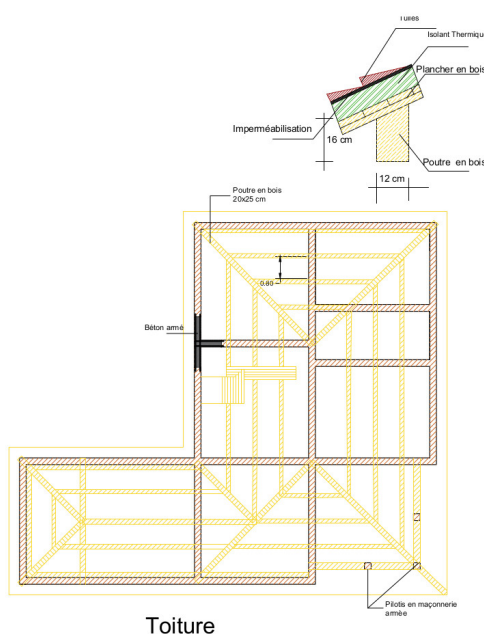
t_f spessore equivalente

6- Consolidamento delle coperture

Il consolidamento delle coperture ha come obiettivo la riduzione della massa sismica dell'edificio mediante la sostituzione del solaio di copertura esistente con solaio in legno o prefabbricati più leggeri, in modo che l'azione sismica in sommità dell'edificio sia ridotta. E' preferibile realizzare in sottotetti abitabili solai misti legno calcestruzzo a doppia orditura, dei grigliati piani di travi in legno con soletta di cls armata con rete elettrosaldata ancorata nei cordoli in modo da ridurre la sezione delle travi e sfruttare al meglio l'altezza interna delle mansarde.



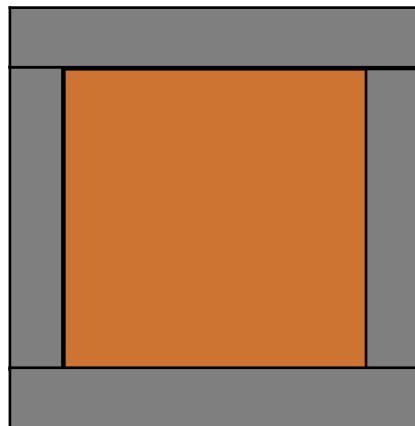
In copertura vanno eliminati elementi spingenti quali strutture con comportamento ad arco senza catene, volte a botte spingenti lateralmente ect. Le coperture in legno possono essere realizzate mediante capriate ed appoggiate sulle murature nei cordoli perimetrali come in figura



L'orditura in legno può essere realizzata a terra e sollevata tramite gru sul piano di copertura ed ancorata nel cordolo; le travi inclinate sono tutte capriate o mezze capriate senza alcun elemento spingente. Tra le travi viene inserito un tavolato in legno che può essere realizzato anche con pannelli XLam di spessore ridotto 6 cm, al di sopra del quale disporre l'isolante termico e la impermeabilizzazione ed il relativo manto di copertura. La funzione della soletta di cls è quella di creare una scatola muraria ed evitarne l'apertura in occasione del terremoto, quindi devono essere garantiti i collegamenti tra copertura lignea, tavolato e cordolo.

7- Riquadratura delle aperture

La riquadratura delle aperture viene praticata tramite un telaio in cemento armato chiuso da una maglia rettangolare avente dimensioni pari a quella delle aperture; lo scopo di questa riquadratura è quello di non alterare la rigidezza della parete, fare in modo che le dimensioni dei pilastri laterali conferiscano una rigidezza del telaio pari a quella della porzione di muratura eliminata.



Se applichiamo una forza F in sommità del telaio lo spostamento

$$\delta = F \cdot L^3 / (12 \cdot E \cdot I) + \chi \cdot F \cdot L / (G \cdot A) \quad \text{nella muratura}$$

$$\delta = 1/2 \cdot F \cdot L^3 / (12 \cdot E \cdot I) \quad \text{nel telaio in c.a.}$$

eguagliando i due spostamenti si può ricavare l'inerzia I del ritto

$$I = b^3 \cdot t / 12 \quad \text{dove } t \text{ è lo spessore della muratura noto ; } b \text{ larghezza del ritto .}$$

Per quanto concerne la trave superiore è un architrave e quindi va dimensionata secondo le regole della statica in base ai carichi che gravano su di essa ; dobbiamo però garantire che il comportamento sia shear type ovvero alla grinter e quindi la sua altezza sia almeno $H = 1,5 \cdot B$

Per un apertura di dimensioni 120x150 con i seguenti moduli elastici per la muratura
 $E = 18000 \text{ daN/cm}^2$; $G = 5500 \text{ daN/cm}^2$ $t = 60 \text{ cm}$ spessore muro

*utilizzando un calcestruzzo di buona resistenza $R_{ck} 500 \text{ daN/cm}^2$
con modulo elastico $E_c = 360000 \text{ daN/cm}^2$*

$$E_{cm} = 22.000 \times [f_{cm}/10]^{0,3} = 35547 \text{ N/mm}^2 \approx 360000 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 0,83 \cdot 50 + 8 = 49,5 \text{ N/mm}^2$$

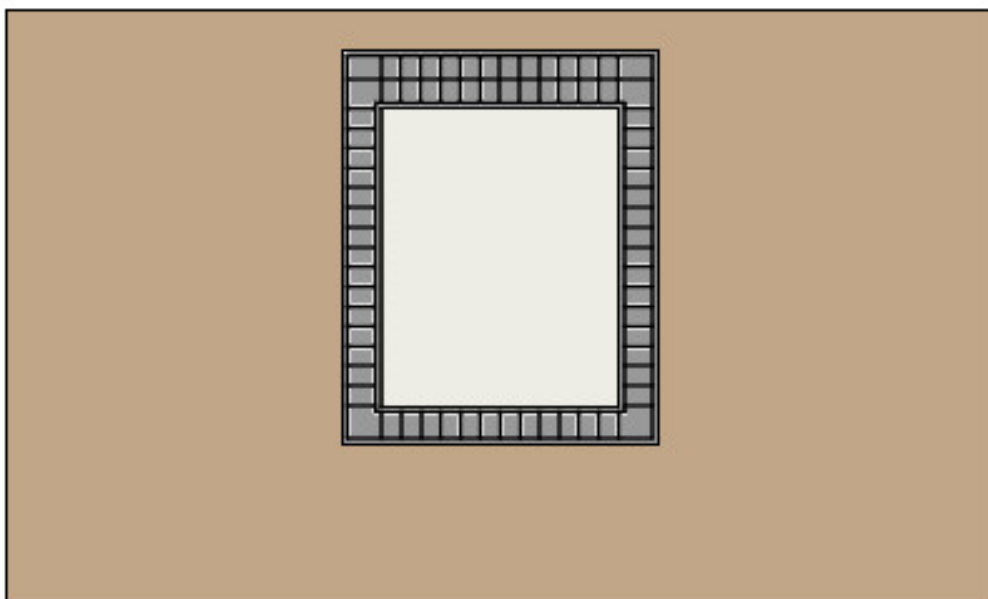
$$L^3/(12 \cdot E \cdot I) + 6/5 \cdot L/(G \cdot A) = L^3/(12 \cdot E \cdot I_p) \cdot 1/2$$

$$L = 150 \text{ cm} \quad A = 120 \cdot 60 = 7200 \text{ cm}^2 \quad I = 8.640.000 \text{ cm}^4$$

$$I_p = 286970 \text{ cm}^4 \quad B = 19 \text{ cm}$$

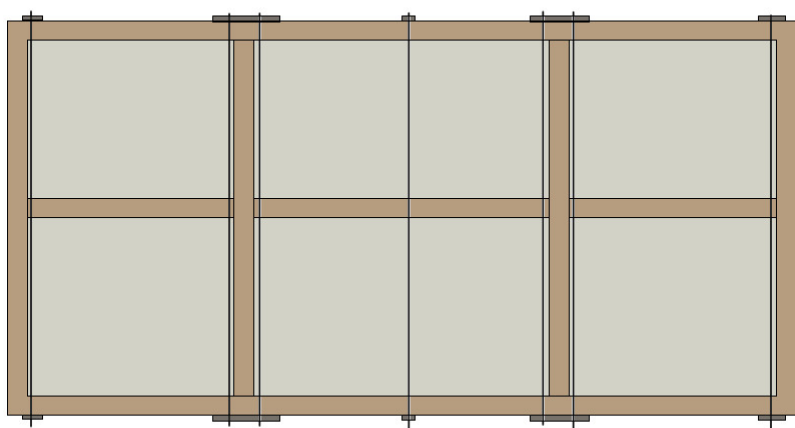
si realizza un pilastrino laterale, una mazzetta in calcestruzzo di circa 20 cm da ambo i lati con architrave superiore avente un'altezza di 30 cm .

Le armature minime sono di 6 barre del diametro di 12 mm con staffe $\phi 6$ al passo di 10 cm come indicato in figura .

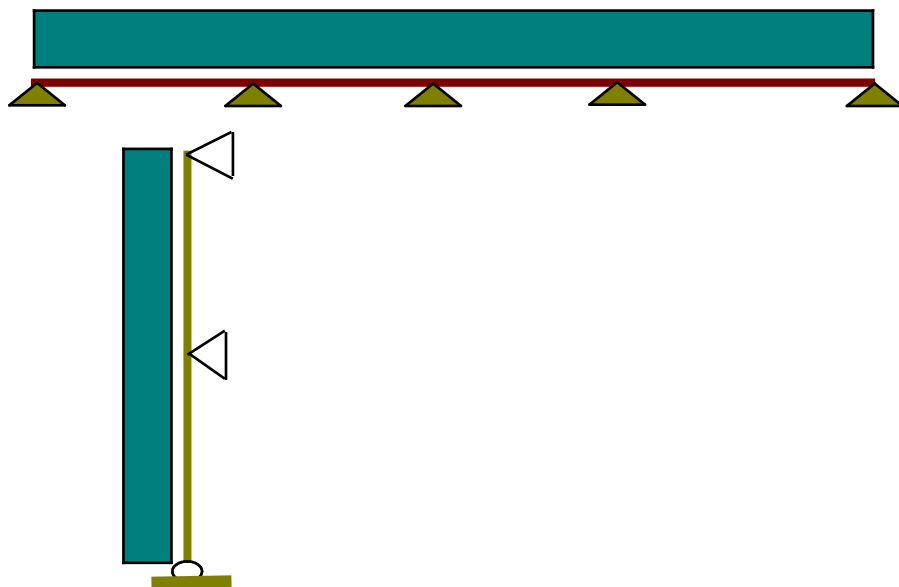


8- Inserimento di catene

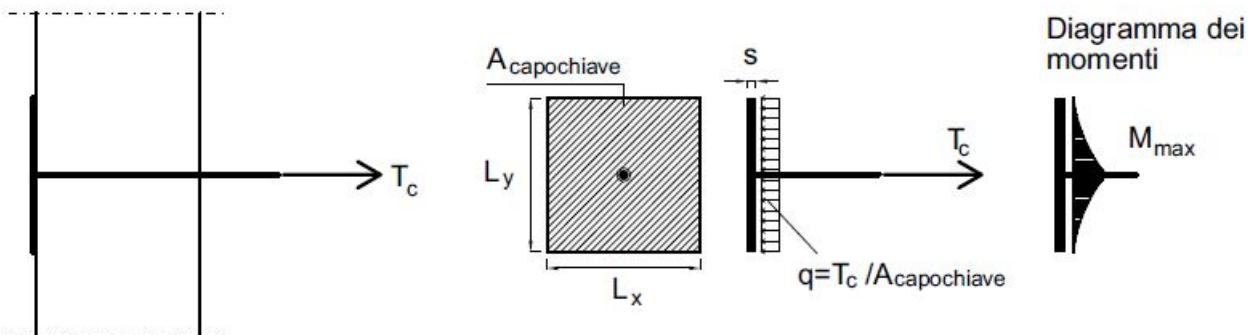
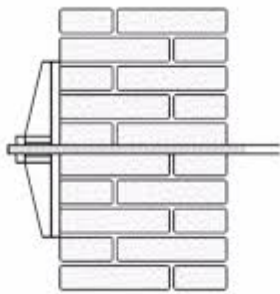
Le catene negli edifici in muratura vanno inserite in corrispondenza dei solai intermedi e di copertura ed hanno la funzione di evitare il ribaltamento della parete; di solito vengono inserite parallelamente ai maschi murari seguendo la distanza tra le pareti ma possono essere inserite anche nella zona centrale modificando sensibilmente il comportamento della parete fuori dal piano. Il calcolo viene eseguito studiando il relativo cinematismo ovvero il ribaltamento della parete pretensionando la catena.



Lo schema statico per il calcolo della parete in direzione orizzontale e verticale



Le reazioni degli appoggi in corrispondenza dei solai sono gli sforzi normali nelle catene ; i carichi agenti le azioni sismiche orizzontali che determinano il ribaltamento della parete. Non stiamo studiando il meccanismo di danno e quindi non teniamo conto dell'azione stabilizzante della parete ma esclusivamente di quella ribaltante. Si risolve inizialmente lo schema verticale considerando la parete nella sua interezza determinando le reazioni dei singoli appoggi ; poi successivamente ciascuna reazione la si considera come carico sullo schema statico in orizzontale e si determinano gli sforzi in ciascuna catena in base i quali dimensionare la barra metallica e calcolare la pretensione. Per le pareti vengono eseguite delle normali verifiche a pressoflessione fuori del piano e a taglio in modo da verificarne la stabilità.



Si determina la sezione della catena

$$T = A_s \cdot e_d - e \cdot A_s$$

e tensione di pretensione della catena ; $e_d = 3910 \text{ daN/cm}^2$

T reazione dell'appoggio ; l'allungamento della catena

$$\Delta L = (T - \sigma_p \cdot A_s) \cdot L / (E_s \cdot A_s)$$

una catena lunga 10 metri che lavora ad f_{yd} senza pretensione ha un allungamento

$\Delta L = 1,86 \text{ cm}$ in presenza di eventi sismici è praticamente inefficace se non viene pretesa.

Il calcolo della piastra metallica di ancoraggio senza nervature è pressochè immedia-

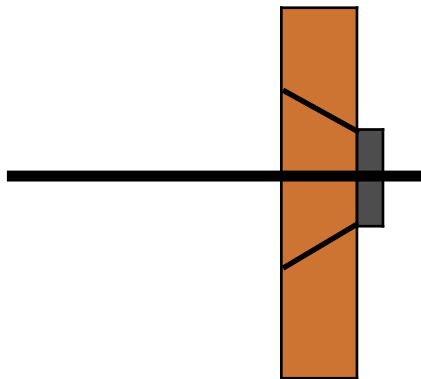
to basta ripartire lo sforzo di trazione T sull'area della piastra e determinare le sollecitazioni flessionali e di taglio.

$$\sigma_x = M_x/W_x ; \quad \sigma_y = M_y/W_y ; \quad \tau_x = T_x/A_x ; \quad \tau_y = T_y/A_y ;$$

le verifiche consistono nel confronto $V_{rd} > V_{sd}$; $M_{rd} > M_{sd}$ secondo quanto stabilito dalle norme italiane per sollecitazione combinata di flessione e taglio.

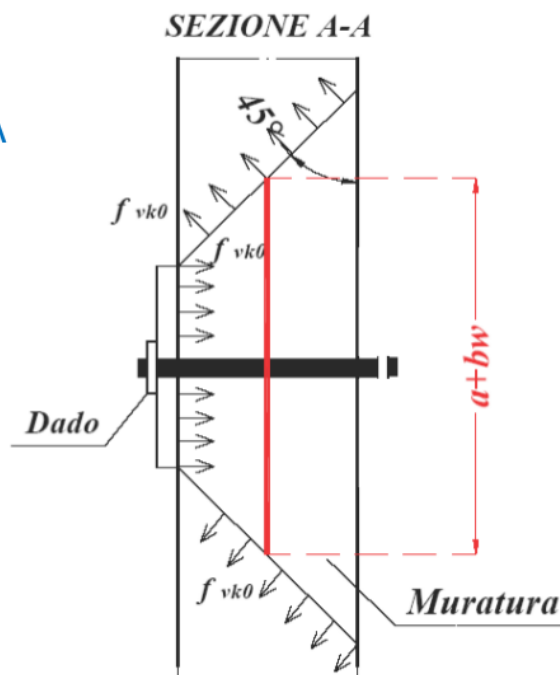
La verifica a punzonamento della muratura viene eseguita ipotizzando una diffusione delle tensioni a 45° sull'area media della parete

$$\tau \cdot P_o \cdot t = V_{rd} > T$$



P_o perimetro medio ; t spessore della parete ; τ resistenza a taglio della parete utilizzata nelle formule di verifica a taglio

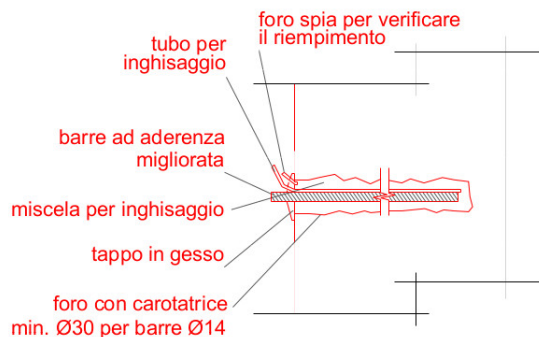
VERIFICA DELLA MURATURA IN CORRISPONDENZA DEL CAPOCHIAVE



9- Iniezioni di miscele leganti e chiodature

INIEZIONE MURATURE

CONSOLIDAMENTO CON INIEZIONI DI MISCELE LEGANTI:

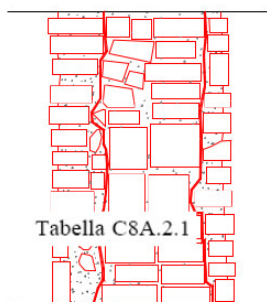


- 1) Foro Ø30 con carotatrice
- 2) Inghisaggio barre a bassa pressione
Iniezione miscela con pompa manuale
Composizione miscela:
20kg MACFLOW
100g. Fibre "RICEM MC 2.5 DTE 3mm."
7 L acqua (rapp. A/C=0.27)

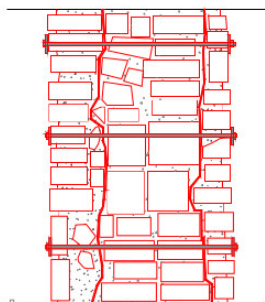
DIATONI ARTIFICIALI

FORMAZIONE DIATONI ARTIFICIALI

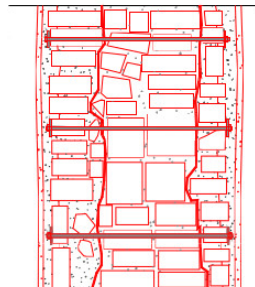
Rimozione intonaco cementizio
ed eventuale iniezione di mi



Formazione diatoni artificiali con tiranti in
acciaio zincato: barre lisce filettate alle estremità
Ø10/80x80cm



nuovo strato di intonaco in malta di calce idraulica
naturale armata con reti da intonaco (s=3-4cm) e
sottile strato di intonaco di finitura (s=1.5cm)



→ passo dei tiranti < spessore del muro

10- Consolidamento delle fondazioni

Il consolidamento delle fondazioni lo si esegue tramite delle cordolature laterali adiacenti alla fondazione esistente o al muro se privo di fondazione con delle armature passanti, in modo da aumentare l'area di impronta della fondazione e quindi ridurre le tensioni sul terreno in modo che sia soddisfatta la verifica a carico limite. Merita un cenno il calcolo ed il dimensionamento di queste strutture che viene eseguito come un reticolo di fondazione rigido, quindi trave rigida su suolo elastico assumendo come incognite i tre spostamenti W, θ_x, θ_y , dove

W è lo spostamento verticale del baricentro del reticolo di fondazione

θ_x , rotazione che definisce gli spostamenti nel piano XZ

θ_y rotazione che definisce gli spostamenti nel piano YZ

le equazioni a disposizione sono 3

Equilibrio alla traslazione secondo Z

Equilibrio alla rotazione secondo Y nel piano XZ

Equilibrio alla rotazione secondo X nel piano YZ

lo spostamento verticale in un generico punto del reticolo di coordinate X ed Y

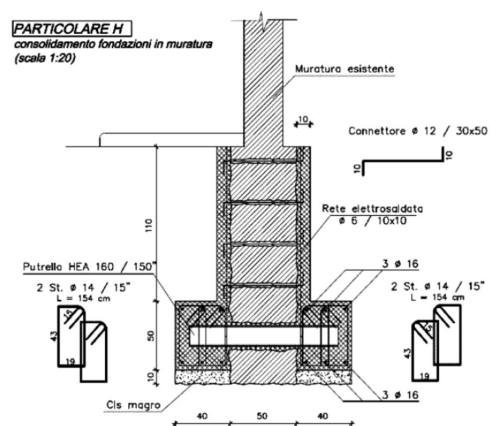
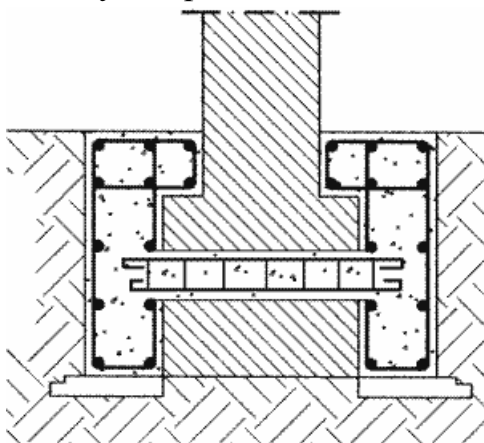
$$w(x,y) = W_0 + X \cdot \theta_y + Y \cdot \theta_x$$

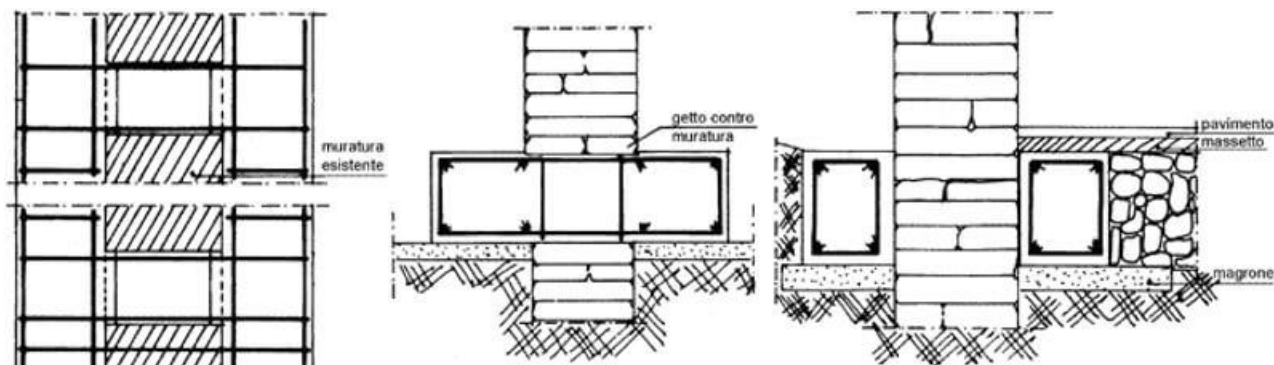
$$\text{la tensione } \sigma(x, y) = B \cdot K \cdot w(x,y)$$

con K costante di sottofondo che dipende dal tipo di terreno

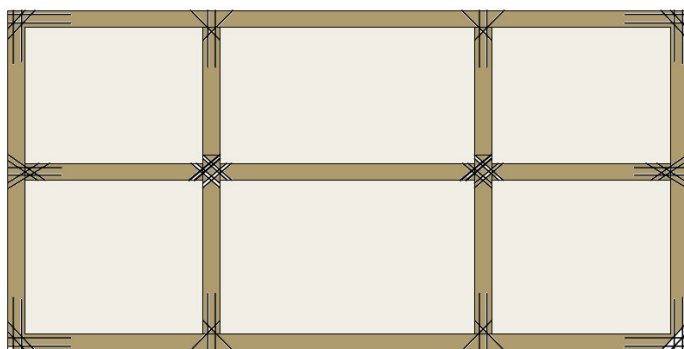
b larghezza della fondazione

Il reticolo lo si considera rigido anche in virtù della muratura sovrastante; le azioni in gioco sono gli sforzi normali ed i momenti flettenti competenti a ciascuno maschio murario alla base ovvero in fondazione. Risolto il reticolo noti gli spostamenti si possono calcolare le sollecitazioni flessionali e taglienti delle travi ed eseguire le relative verifiche per le cordolature in cemento armato.



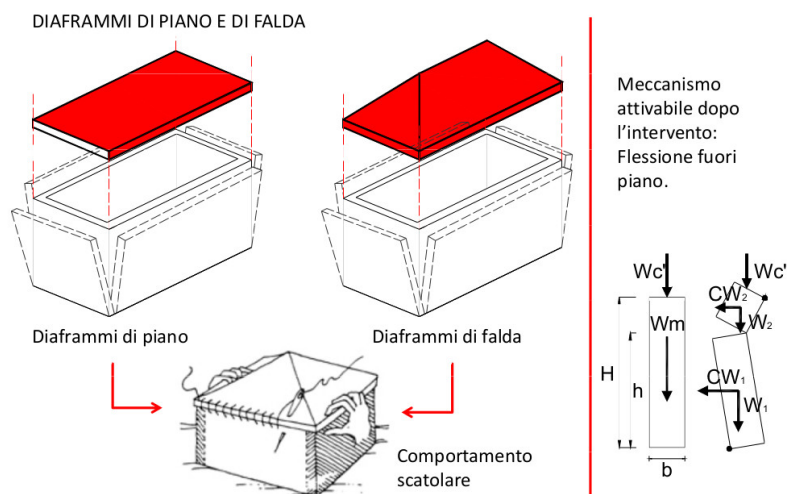


11- Collegamenti della scatola muraria



In corrispondenza degli incroci tra le pareti murarie vengono disposte delle chiodature ovvero delle cuciture realizzate con barre metalliche per tutta l'altezza del piano dell'edificio ad interasse di 50 cm che hanno la funzione di evitare l'apertura della scatola muraria

DIAFRAMMI DI PIANO O DI FALDA



12- Verifica sismica dell'edificio consolidato

La verifica sismica di un edificio in muratura consolidato può essere condotta con i metodi tradizionali ovvero l'analisi statica lineare e l'analisi dinamica lineare determinando su ogni pannello di muratura le sollecitazioni :

- **Taglio**

- **Sforzo normale**

- **Momento flettente**

eseguendo le normali verifiche a taglio e a pressoflessioni con le formule usuali per le murature introdotte anche dalle recenti normative

$$V_t = b * t * \tau * [1 + N / (1.5 * A * \tau)]^{1/2}$$

$$M_{RD} = P * b / 2 * [1 - P / (\alpha f_{cd} * A)]$$

per ogni maschio si controlla lo spostamento di piano e si vede se è inferiore al drift ammissibile

Condizioni standard del regolamento:

Tipologia di muratura		f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [MPa]	G [MPa]
Muratura in pietrame disordinata	μ	140	2.6	870	290
	σ_{ln}	0.29	0.24	0.21	0.21
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	μ	250	4.3	1230	410
	σ_{ln}	0.20	0.19	0.17	0.17
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	μ	320	6.5	1740	580
	σ_{ln}	0.19	0.14	0.14	0.14
Muratura a conci di pietra tenera	μ	190	3.5	1080	360
	σ_{ln}	0.27	0.20	0.17	0.17
Muratura a blocchi lapidei squadriati	μ	700	10.5	2800	860
	σ_{ln}	0.14	0.14	0.14	0.09
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	μ	320	7.6	1500	500
	σ_{ln}	0.26	0.21	0.20	0.20
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es. doppio UNI foratura < 40%)	μ	650	28.0	4550	1138
	σ_{ln}	0.24	0.14	0.24	0.24
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	μ	500	35.0	4500	1350
	σ_{ln}	0.20	0.14	0.20	0.20
Muratura in blocchi semipieni con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	μ	350	11.5	3150	945
	σ_{ln}	0.14	0.13	0.14	0.14
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	μ	175	11.0	1400	350
	σ_{ln}	0.14	0.14	0.14	0.14
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (perc. foratura < 45%)	μ	370	21.0	2960	740
	σ_{ln}	0.19	0.14	0.19	0.19

f_m : resistenza a compressione della muratura; τ_0 : resistenza a taglio della muratura; E: modulo di elasticità normale; G: modulo di elasticità tangenziale

Tabella 3.2. Intervalli indicativi dei valori del drift e della resistenza residua per i diversi stati di danno.

	Drift (%)			Resistenza residua	
danno	3	4	5	3→4	4→5
pressoflessione	0.4 ÷ 0.8	0.8 ÷ 1.2	1.2 ÷ 1.8	1.0	0.8 ÷ 0.9
taglio	0.25 ÷ 0.4	0.4 ÷ 0.6	0.6 ÷ 0.9	0.6 ÷ 0.8	0.25 ÷ 0.6

TIPOLOGIE E RELATIVI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE – Tabella C8A.2.2

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Nella modellazione si inseriscono anche i cordoli di copertura le architravi e i riquadri delle aperture utilizzando i coefficienti di struttura definiti dalla normativa utilizzando un coefficiente di struttura

$q = 2 \cdot \alpha_U / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione

$q = 1,5 \cdot \alpha_U / \alpha_1$ negli altri casi con $\alpha_U / \alpha_1 = 1,5$

se non si esegue una analisi non lineare

In alternativa si può eseguire l'analisi statica non lineare con determinazione della curva forza spostamento dell'oscillatore equivalente e del relativo moltiplicatore delle forze orizzontali utilizzando un software di calcolo come il PROSAM. L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio un sistema di forze statiche equivalenti la cui distribuzione è proporzionale alla distribuzione delle masse o segue la deformata relativa al primo modo di vibrare della struttura; queste forze vengono fatte crescere gradualmente e si valutano gli spostamenti di un punto di controllo posto a $2/3 \cdot H$ dove H è l'altezza dell'edificio ed il relativo tagliante di piano. Il modello viene trasformato in un oscillatore semplice equivalente del quale se ne calcola l'accelerazione al suolo e quindi il moltiplicatore delle forze orizzontali che provoca il collasso della struttura. Affinché la struttura sia verificata definita la zona sismica il moltiplicatore deve essere sempre $\alpha > 1$.

13- Meccanismi di danno

I meccanismi di danno più comuni che possono verificarsi negli edifici in muratura sono di :

- **Meccanismi di ribaltamento semplice**
- **Meccanismi di flessione verticale**
- **Meccanismi di flessione orizzontale**
- **Meccanismi di ribaltamento composto**

Riportiamo di seguito alcune immagini significative di queste meccanismi per il cui calcolo esistono dei software di calcolo o semplici fogli elettronici free con cui è possibile determinare i moltiplicatori critici sfruttando una teoria del primo ordine.

Con riferimento alla Fig. 2.2 dove:

- n è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- W_i è il peso proprio della parete al piano i -esimo;
- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i -esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i -esimo, calcolato in base all'area di influenza;
- P_H rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa alla tesa ribaltante;
- T_i è il valore massimo dell'azione di un eventuale tirante presente in testa alla parete del piano i -esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i -esimo;
- h_i è l'altezza della parete al piano i -esimo rispetto alla cerniera B;
- h_{Vi} è l'altezza del punto di applicazione della spinta di archi o volte al piano i -esimo rispetto alla cerniera B;
- d_i è la distanza orizzontale dalla cerniera B del punto di applicazione del carico del solaio sulla parete al piano i -esimo;
- d_{Vi} sono le distanze orizzontali dalla cerniera B dei punti di applicazione di F_{Vi} ;
- y_{Gi} è l'altezza del baricentro della parete al piano i -esimo rispetto alla cerniera B;
- λ è il moltiplicatore delle forze orizzontali,

si ricavano il momento stabilizzante:

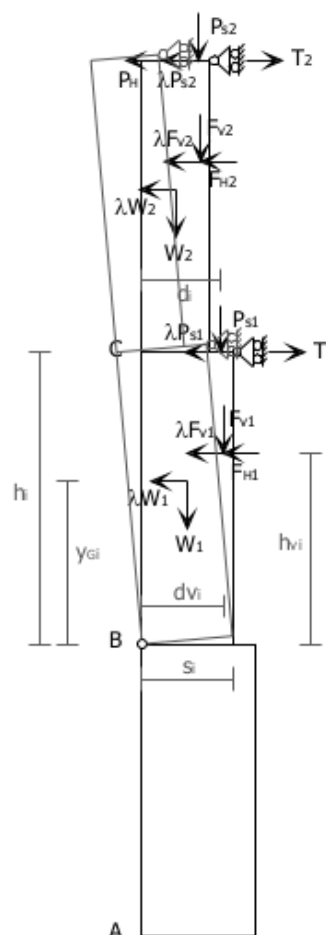


Fig. 2.2 – Schema di calcolo

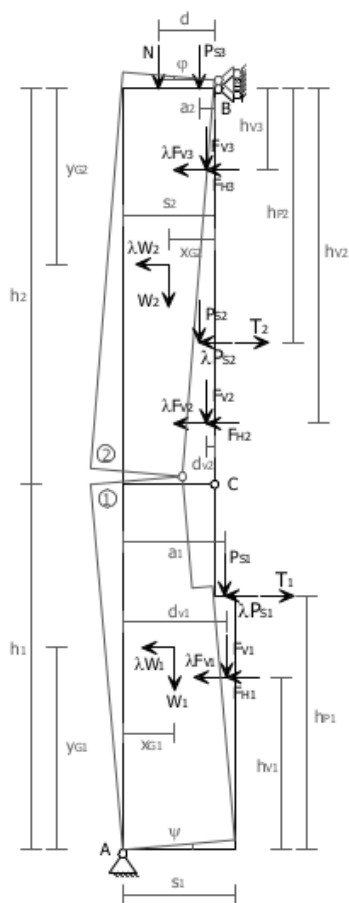


Fig. 3.3 – Schema di calcolo

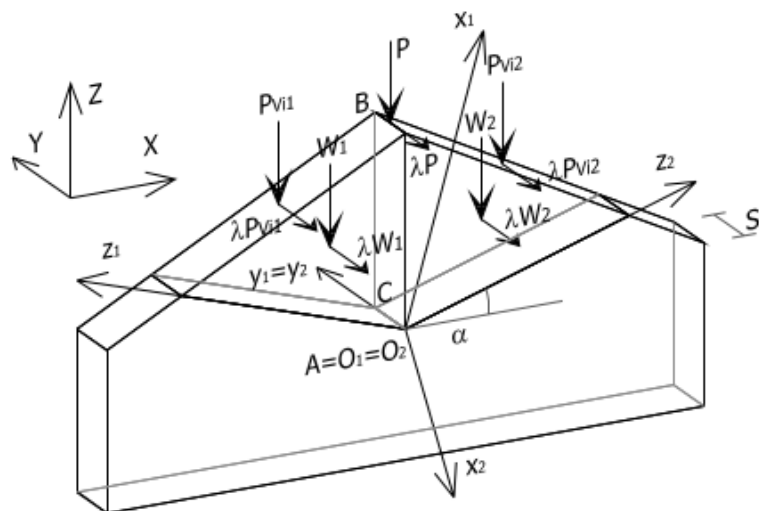


Fig. 4.13– Schema di calcolo

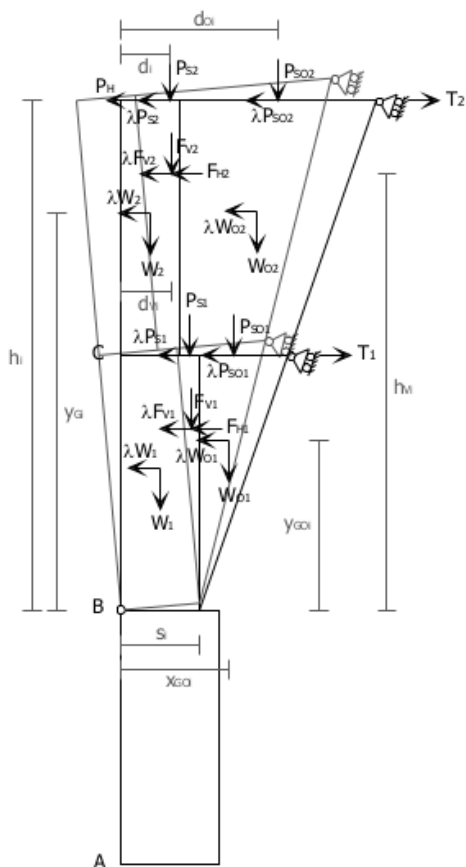
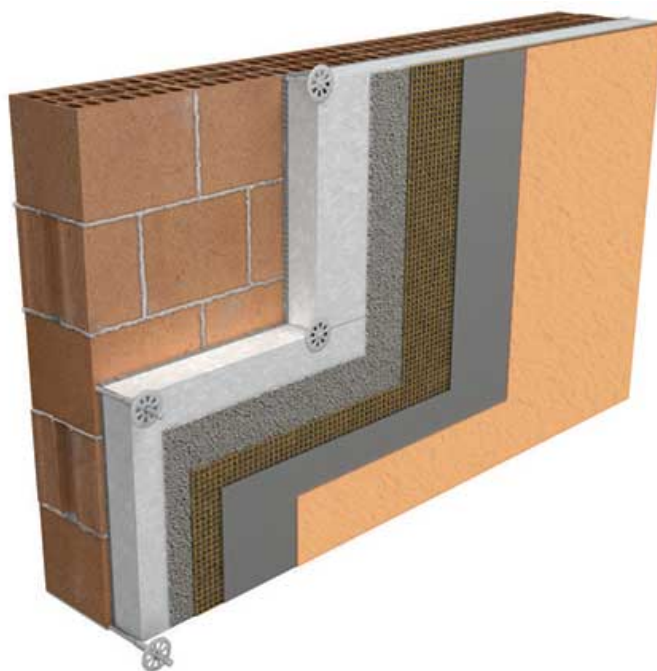
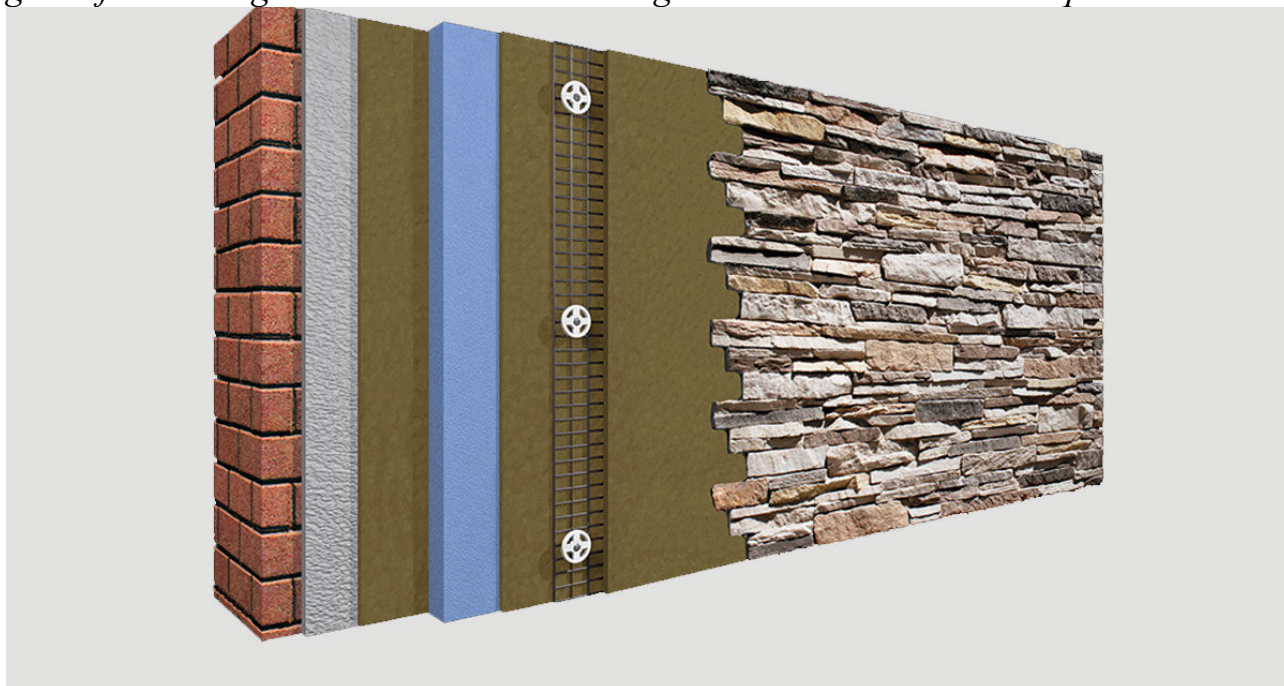


Fig. 5.3 – Schema di calcolo

14- Isolamento termico ed abbellimento edifici

Gli edifici in muratura esistenti hanno uno spessore delle pareti consistente di solito 60 cm che però non è sufficiente vista la conduttività della muratura a garantire un buon isolamento termico dell'involucro edilizio; si pone quindi il problema dell'isolamento termico delle pareti esterne che può essere eseguito mediante un cappotto termico interno o un cappotto termico esterno. Tra i due sistemi è preferibile al fine di evitare formazione di condensa tra isolante e parete realizzare un cappotto termico esterno utilizzando delle buone tecniche che ci consentono anche a bassi costi di abbellire l'edificio in muratura. Si utilizzano dei pannelli isolanti con su applicato intonaco o pietra, laterizio marmo da montare direttamente sulla parete che rendono gli edifici molto gradevoli esteticamente migliorando notevolmente la qualità urbana.



15- Conclusioni

Il consolidamento degli edifici in muratura in zone terremotate e non soprattutto per la salvaguardia dei centri storici e delle zone di completamento è pratica corrente , demolire e ricostruire edifici esistenti anche se più conveniente in termini di sicurezza sismica , non si può pensare di demolire interi centri storici in muratura e ricostruirli in cemento armato si scatenerebbero le ire delle varie soprintendenze ai beni archeologi e monumentali ,e della televisione . Lo scopo del consolidamento di un edificio in muratura è quello di conferire all'edificio una sua resistenza alle azioni sismiche in modo che per ulteriori eventi sismici non si verifichino dei danni ovvero che gli edifici non si rompano di nuovo. Con le tecniche di consolidamento descritte si raggiungono dei buoni livelli di sicurezza strutturale anche a basso costo migliorando l'estetica degli edifici e quindi la qualità del costruito. Per ulteriori approfondimenti si rimanda alla notevole bibliografia esistente in materia , queste pagine sono soltanto una guida semplice e pratica per chi si accinge a consolidare un edificio in muratura .

Bibliografia reperibile in rete

- Nuove norme tecniche sulle costruzioni NTC2018
- Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica.
- Regione Molise : definizione di modelli per l'analisi strutturale di edifici in muratura , analisi dei meccanismi locali di collasso in edificio in muratura esistenti
- Politecnico di Milano : Il consolidamento delle strutture murarie mediante l'uso di catene metalliche
- Ordine ingegneri provincia di Pistoia:Edifici esistenti in muratura
- Università di Brescia : Costruzioni esistenti in muratura criteri di intervento
- Università di Napoli : Consolidamento degli edifici prof. Armando Albi Marini

Meccanismi di danno in edifici storici

1- Introduzione

2- Cenni storici sul calcolo degli edifici in muratura

3- Il cinematismo delle facciate degli edifici storici

3.1-Ribaltamento della parete monolitica

3.2-Ribaltamento del cuneo di facciata

3.3-Ribaltamento del cantonale

3.4-Ribaltamento della facciata di una chiesa

3.5- Inserimento di catene

3.6-Oscillatore equivalente

4-L'arco in muratura

4.1-Meccanismo di danno per azioni sismiche verticali

4.2-Meccanismo di danno per azioni sismiche orizzontali

4.3-Archi trionfali e porticati

5-Le colonne

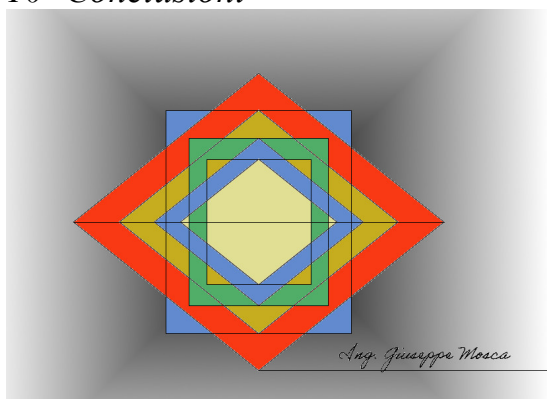
6-L'abside

7-Il campanile

8- La lanterna

9 La cupola il tamburo

10- Conclusioni



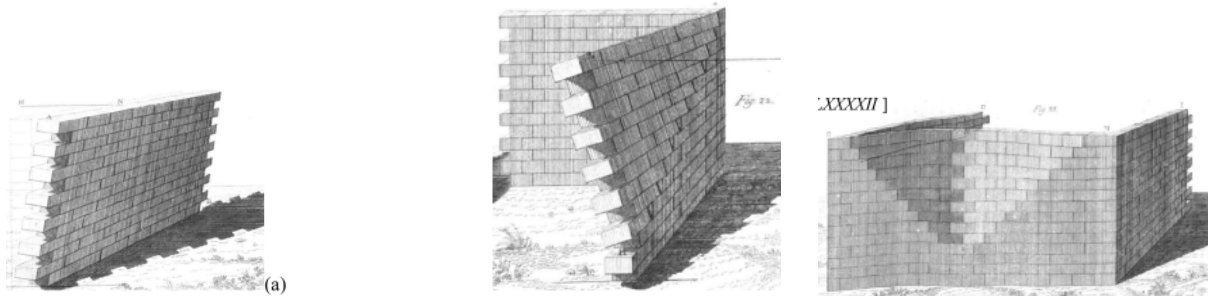
N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Il patrimonio edilizio storico italiano è parte integrante della costituzione italiana e come tale va protetto e conservato ovvero studiarne il comportamento statico e dinamico anche in occasione di eventi sismici che possono danneggiarlo in modo irreparabile. Se poi si pensa alla economia delle città d'arte quali Firenze Roma , meta di turisti anche stranieri la conservazione dei beni culturali per i quali vi è un ministero apposito diventa fondamentale. Chiunque si reca in vacanza a Firenze ne visita i suoi monumenti le chiese gli edifici storici , lo stesso vale per la città di Roma nella quale visite al Colosseo ed al Vaticano rappresentano delle mete fondamentali. L'Italia ha origini antiche, le sue architetture si rifanno all'epoca degli etruschi degli antichi Romani, al rinascimento con Leonardo da Vinci, Filippo Brunelleschi Michelangelo, per poi passare al barocco ed al gotico architetture tipiche dell'Europa delle quali troviamo edifici storici anche in Italia come il duomo di Milano. In Sicilia e nel resto del sud Italia si trovano esempi di architettura greca antecedente quella dei romani con templi (valle dei templi Agrigento) aventi struttura simile a quella del Partenone di Atene. Anche la Francia come il Regno Unito hanno un patrimonio edilizio storico eccellente con archi trionfali , chiese dall'architettura gotica e barocca per le quali la protezione e conservazione assume estrema importanza ma a differenza del territorio italiano vi è una bassa sismicità per cui gli edifici storici sono sollecitati esclusivamente da carichi verticali , e per tali azioni con i metodi di calcolo e di esperienza dell'epoca venivano calcolati e costruiti . In Italia la problematica delle forze orizzontali derivanti da azioni sismiche è stata introdotta negli anni trenta e non ha riguardato la progettazione di edifici storici , Leonardo da Vinci ,il Brunelleschi si rifacevano a metodi di calcolo dettati dalla esperienza in analogia ad altri edifici storici esistenti rimasti intatti negli anni per cui il patrimonio edilizio storico italiano è estremamente vulnerabile sismicamente e diventa importante studiare il comportamento di queste strutture in muratura in occasione di terremoti i relativi meccanismi di danno e quali provvedimenti intraprendere per assicurarne la conservazione e stabilità senza intaccare la storicità degli elementi strutturali. E' evidente che molti degli interventi di consolidamento degli edifici in muratura non possono essere utilizzati per gli edifici storici ne verrebbe intaccata la bellezza ed architettura delle facciate , gli affreschi sotto le volte i dipinti i mosaici come da perfetti archeologi l'edificio storico va smontato nei suoi elementi base colonna blocco di pietra travi di copertura volte, numerando catalogando l' elemento lo stesso come per i mosaici dipinti e ricostruito come un puzzle ovviamente questa è pura tecnica costruttiva edilizia utopica che non può essere realizzata. L'intervento di consolidamento non deve essere invasivo ovvero non deve intaccare la bellezza architettonica dell'edificio storico deve mirare al suo miglioramento statico e dinamico assicurandone la stabilità e conservazione nel corso degli anni.

2- Cenni storici sul calcolo degli edifici in muratura

Le prime formule empiriche sugli edifici in muratura risalgono al 1700 dovute all'architetto francese **Rondelet** che si occupò per trenta anni delle costruzioni murarie il quale per le pareti murarie considerava tre tipologie di danno che provocavano il ribaltamento della parete.



La prima formula empirica definiva lo spessore da dare alle murature in funzione della distanza tra di esse, la normativa tecnica attuale sulle costruzioni impone che l'interasse tra due pareti di murature non deve essere superiore a 7 m.

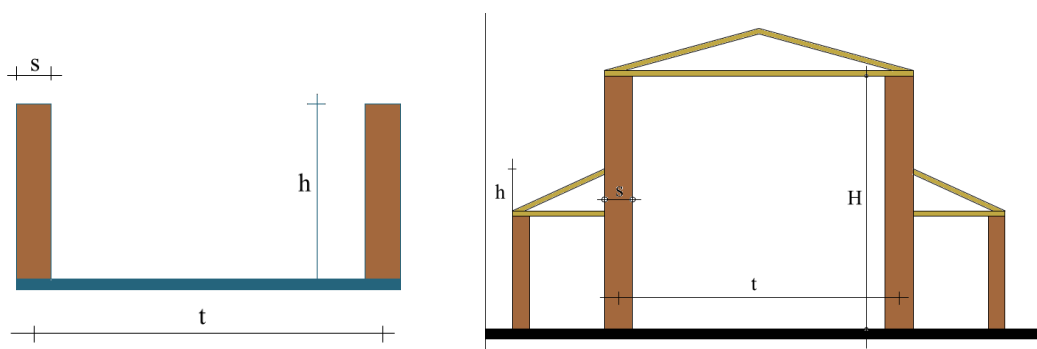
$$s = (t+h)/48 ;$$

s spessore della muratura, t interasse tra i muri; h altezza delle pareti.

Vi sono altre formule empiriche

$$s = t/40 + h/25 \quad \text{Redtenbacher}$$

$$s = t/40 + h/36 \quad \text{Muller}$$



Per edifici di tipo basilicale lo spessore della parete è dato dalla formula empirica

$$s = (H+h)*t/[24*(H^2+t^2)]$$

E' evidente che aumentando la luce del solaio, aumenta la reazione vincolare del muro e quindi anche la compressione nella muratura per cui dobbiamo avere uno spessore s maggiore, $s = Q*L/(B*2*\alpha*fcd)$ funzione lineare della luce L del solaio

Se vogliamo dare una spiegazione alla formula empirica del Rondelet, consideriamo il ribaltamento della parete che avviene per effetto di spinte orizzontali ad esempio dovute alla deformazione dei solai. Si verifica il ribaltamento quando la eccentricità dello sforzo normale è maggiore di metà dello spessore della parete ovvero

$$e \geq s/2 ; e = M/P ; M = V * H$$

P sforzo normale ; V forza orizzontale

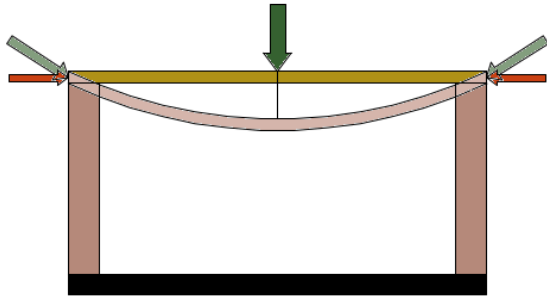
Il solaio è orizzontale si potrebbe interpretare la forza V come una spinta derivante da un effetto arco dovuto alla inflessione del solaio in regime di grandi spostamenti.

La freccia in una trave app.- app. caricata da una forza concentrata in mezzzeria è pari a

$$\delta = F * t^3 / (48 * EI)$$

$$s = (t+h)/48 ; \text{Rondelet}$$

La spinta $H=V$ in un arco dipende dalla freccia



$$V = q * l^2 / (8 * f) \quad f = 5 / 384 * Q * L^4 / EI \quad V = q * l^2 / (8 * 5 / 384 * Q * L^4 / EI) = 48 / 5 * EI / L^2 \quad M_R = V * H = 48 / 5 * H * EI / L^2$$

$$P = Q * L / 2 + s * H * \gamma \quad M_S = Q * s * L / 4 + s^2 * H * \gamma / 2 \quad \text{il muro non ribalta per } M_S \geq M_R \text{ ovvero}$$

$$Q * s * L / 4 + s^2 * H * \gamma / 2 = 48 / 5 * H * EI / L^2 \quad s^2 * H * \gamma / 2 + Q * s * L / 4 - 48 / 5 * H * EI / L^2 = 0$$

$$s = \{ -Q * L / 4 \pm [(Q * L / 4)^2 + 2 * H * \gamma * 48 / 5 * H * EI / L^2]^{1/2} \} / (H * \gamma) \quad \text{scartando la soluzione negativa}$$

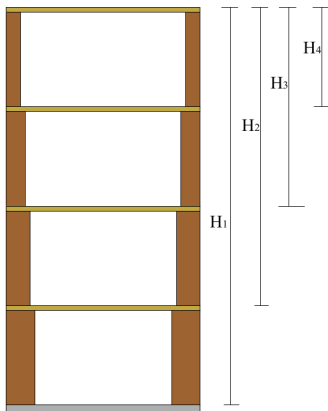
$$s = \{ -Q * L / 4 + [(Q * L / 4)^2 + 2 * H * \gamma * 48 / 5 * H * EI / L^2]^{1/2} \} / (H * \gamma)$$

come si vede lo spessore della parete è funzione del rapporto L/H dove H è l'altezza della parete mentre L è la distanza tra i muri.

Per un edificio ad n impalcati esistono formule empiriche per il dimensionamento dello spessore dei muri ad ogni piano

$$s_i = (n * t + H_i) / 48$$

n numero di piani ; H_i altezza relativa ad ogni piano



3- Il cinematismo delle facciate degli edifici storici

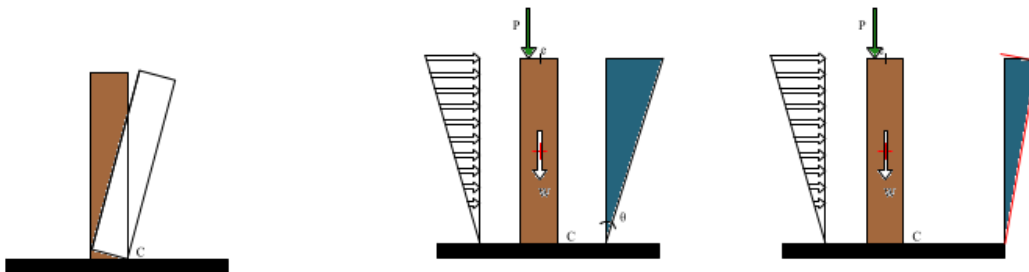
Analizziamo 4 tipologie di meccanismo concernente le facciate degli edifici:

- 3.1-Ribaltamento della parete monolitica
- 3.2-Ribaltamento del cuneo di facciata
- 3.3-Ribaltamento del cuneo d'angolo
- 3.4-Ribaltamento della facciata di una chiesa
- 3.5- Inserimento di catene

3.1-Ribaltamento della parete monolitica

Il primo meccanismo riguarda il ribaltamento semplice di una parete verticale di muratura intorno al suo centro di rotazione quale lo spigolo esterno del muro; la problematica viene risolta attraverso la statica e cinematica dei corpi rigidi applicando il principio dei lavori virtuali con una teoria del primo ordine ovvero di piccoli spostamenti ed una teoria del secondo ordine e di grandi spostamenti. Le forze in gioco sono :

- Peso proprio del muro
- Azioni verticali eccentriche dovute ai solai
- Forze sismiche orizzontali



Il muro ha un suo spessore t ed un altezza H

Il principio dei lavori virtuali afferma che il lavoro compiuto dalle forze interne ed esterne deve essere uguale a zero. Il lavoro è positivo se forza e spostamento sono concordi; il grado di libertà è la rotazione θ

L'espressione generale del lavoro in regime di grandi spostamenti :

$$-W \cdot H/2 \cdot (1 - \cos\theta) - P \cdot H \cdot (1 - \cos\theta) + 1/2 \cdot F_0 \cdot H/2 \cdot 2/3 \cdot H \cdot \sin\theta = 0$$

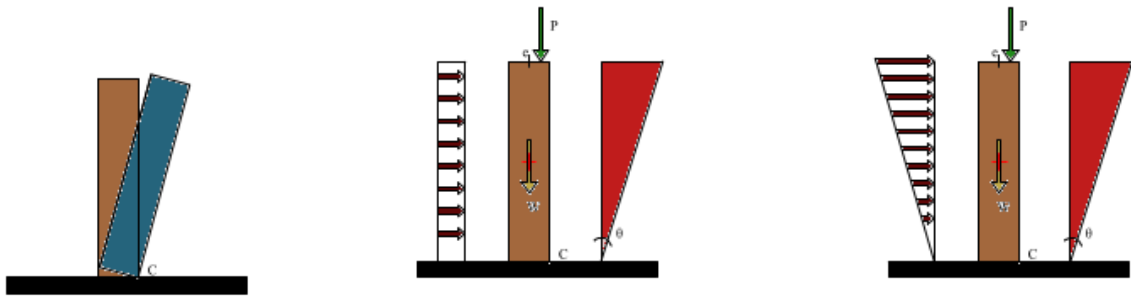
F_0 valore della forza sismica alla sommità del muro

Si può eseguire anche un equilibrio dinamico della parete intorno al centro di rotazione.

$$I \cdot \theta'' + 1/2 \cdot F_0 \cdot H/2 \cdot 2/3 \cdot H \cdot \theta = W \cdot H/2 + P \cdot H$$

I momento di inerzia rotazionale della massa del muro

-Approccio del I ordine



L'approccio semplificato al cinematisimo consiste nella determinazione del momento stabilizzante e del momento ribaltante per forze sismica costante l'ungo l'altezza del muro.

Momento ribaltante :

$$M_R = q * H^2 / 2$$

Momento stabilizzante :

$$M_S = W * t / 2 + P * (t / 2 + e)$$

L'equilibrio è soddisfatto quando :

$$M_S \geq M_R$$

q rappresenta il carico orizzontale dovuto all'azione sismica

$$q = S_d(T) * m ; \quad m \text{ massa del muro per unità di lunghezza}$$

S_d(T) accelerazione sismica per muro come elemento non strutturale

$$S_a \left| \begin{array}{l} \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S \quad \text{per } T_a < a * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p \quad \text{per } a * T_1 < T_a < b * T_1 \\ \alpha * S * (1 + Z/H) * a_p / [1 + (a_p - 1) * (1 - T_a / (a * T_1))^2] \geq \alpha * S \quad \text{per } T_a > b * T_1 \end{array} \right.$$

S coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

α rapporto tra accelerazione max ag su terreno di tipo A e accelerazione di gravità g

T_a periodo fondamentale di vibrazione elemento non strutturale

T₁ periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata

Z quota del baricentro dell'elemento non strutturale

H altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione

$a, b, \text{ ed } a_p$ sono definiti nella seguente tabella in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione

Tabella C7.2.II- Parametri a, b, a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1 .

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5 \text{ s}$	0.8	1.4	5.0
$0,5 \text{ s} < T_1 < 1,0 \text{ s}$	0.3	1.2	4.0
$T_1 > 1,0 \text{ s}$	0.3	1.0	2.5

Si può definire un moltiplicatore del momento stabilizzante :

$$\alpha^* M_S \geq M_R ;$$

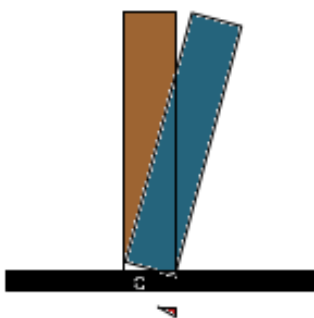
$$\alpha^* [W^*t/2 + P^*(t/2 + e)] = q^*H^2 / 2$$

Il moltiplicatore

$$\alpha = q^*H^2 / 2 / [W^*t/2 + P^*(t/2 + e)]$$

è evidente che affinché non vi sia cinetismo $\alpha \leq 1$

Possiamo introdurre anche il lavoro compiuto dalle reazioni vincolari alla base del muro in fase elastica con distribuzione triangolare e parzializzazione della sezione :



Il centro di rotazione C è posizionato sull'asse neutro , il lavoro delle reazioni

Risultante reazioni vincolari $R = \frac{2}{3} * N / (t * u) * t * \frac{3u}{2} = N$

Spostamento punto di applicazione $\frac{2}{3} * u * \theta$

Lavoro delle reazioni vincolari $L = R * \frac{2}{3} * u * \theta = N * \frac{2}{3} * u * \theta$

$N = W + P$; il moltiplicatore diventa :

$$\alpha = (q \cdot H^2 / 2) / [W \cdot t/2 + P \cdot (t/2 + e) + (W + P) \cdot 2/3 \cdot u] \leq 1$$

Se la forza sismica ha una distribuzione triangolare

$$M_R = F_0 \cdot H / 2 \cdot 2/3 \cdot H = F_0 \cdot H^2 / 3$$

La forza F_0 deriva dalla distribuzione delle forze statiche sismiche come da NTC

$$F(z) = 2 \cdot F_H \cdot z / H ; \quad F_0 = 2 \cdot F_H ;$$

$$\text{la forza } F_H = S_d(T) \cdot W$$

-Approccio del II ordine

Viene rimossa la ipotesi di piccoli spostamenti , utilizzando gli sviluppi in serie di Mac-Laurin

$$\sin \theta = \theta - \theta^3 / 3 \dots\dots\dots$$

$$\cos \theta = 1 - \theta^2 / 2 \dots\dots\dots$$

l'equazione diventa

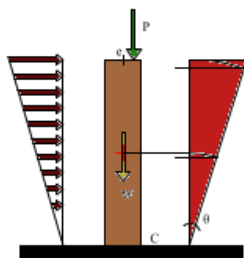
$$-W \cdot H / 2 \cdot (1 - \cos \theta) - P \cdot H \cdot (1 - \cos \theta) + q \cdot H^2 / 2 \cdot \sin \theta = 0$$

$$-W \cdot H / 2 \cdot \theta^2 / 2 - P \cdot H \cdot \theta^2 / 2 + q \cdot H^2 / 2 \cdot \theta = 0$$

si determina la configurazione di equilibrio

$$\theta = (q \cdot H^2) / (W \cdot H / 2 + P \cdot H) \quad q \text{ ha la consistenza dimensionale di } [F \cdot L^{-1}]$$

ovvero l'angolo di inclinazione del muro che ne definisce la sua deformata



Possiamo determinare la configurazione critica oltre la quale il nostro muro ribalta definendo un moltiplicatore delle forze orizzontali

$$\theta_{CR} = \theta^* \alpha_{CR}$$

$$\alpha^* M_R \geq M_S$$

$$\alpha^*(W^*H/2 * \theta^2/2 + P^*H * \theta^2/2) = \alpha^* q^* H^2 / 2 * \theta$$

$$\theta^*(W^*H/2 + P^*H) = \alpha^* q^* H^2$$

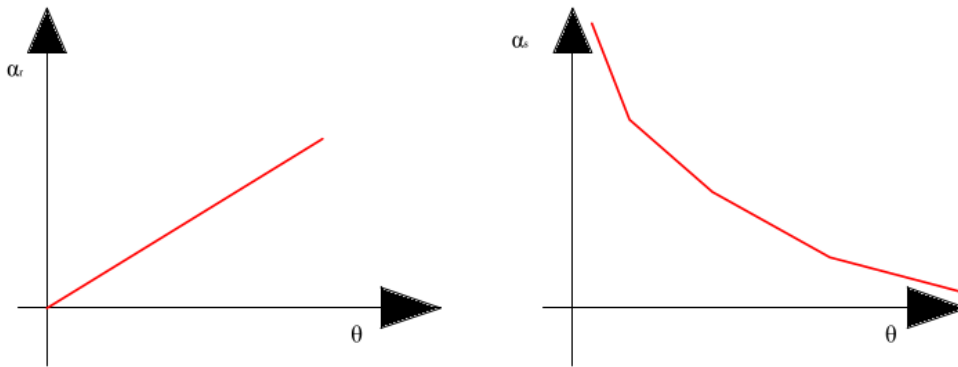
Il muro ribalta quando

$$\alpha^* q^* H^2 > \theta^*(W^*H/2 + P^*H) \quad \text{ovvero per}$$

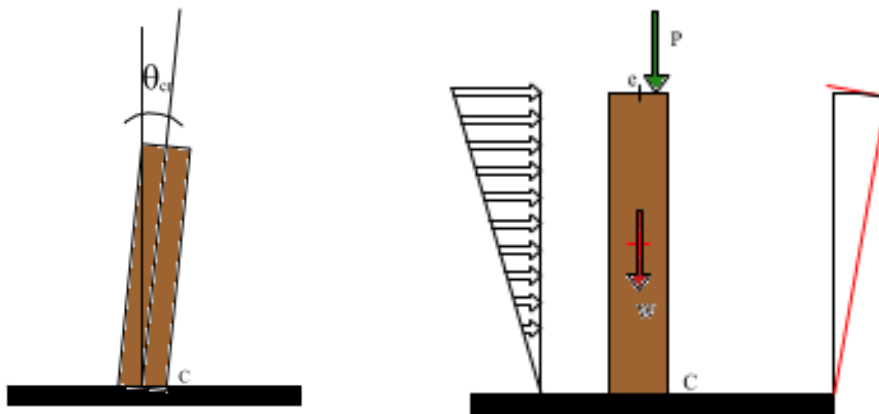
$$\alpha > \theta^*(W^*H/2 + P^*H) / (q^* H^2)$$

Il moltiplicatore delle forze ribaltanti è sempre una funzione crescente dell'angolo θ , viceversa il moltiplicatore delle forze stabilizzanti è una funzione decrescente

$$\alpha_S = (q^* H^2) / [\theta^*(W^*H/2 + P^*H)]; \quad \alpha_R = \theta^*(W^*H/2 + P^*H) / (q^* H^2)$$



L'angolo θ_{cr} al quale corrisponde il ribaltamento della parete $\theta_{cr} = \arctg(t/2H)$ t spessore della parete H altezza ; $\alpha_{CR} = \theta_{CR}^(W^*H/2 + P^*H) / (q^* H^2)$*



Il muro durante la sua rotazione si solleva il lavoro compiuto dal peso proprio e dagli scarichi dei solai è negativo e si oppone alla rotazione del muro; superato l'angolo $\theta_{cr} = \arctg(t/2H)$ questo lavoro diventa positivo ed il muro ribalta.

-Approccio ai grandi spostamenti

$$-W*H/2*(1-\cos\theta) - P*H*(1-\cos\theta) + q*H^2/2*\sin\theta = 0$$

$$\sin\theta/(1-\cos\theta) = 1/2*q*H/(W/2+P)$$

l'equazione trigonometrica può essere risolta

$$(1-\cos\theta) = 2*\sin^2(\theta/2) \quad ; \quad \sin\theta = 2*\sin(\theta/2)*\cos(\theta/2)$$

$$\sin\theta/(1-\cos\theta) = 2*\sin(\theta/2)*\cos(\theta/2)/2*\sin^2(\theta/2) = \operatorname{ctg}\theta/2 = 1/\operatorname{tg}\theta/2$$

$$1/\operatorname{tg}\theta/2 = 1/2*q*H/(W/2+P) \qquad \operatorname{tg}\theta/2 = 2*(W/2+P)/q*H$$

$$\theta/2 = \operatorname{arctg} [(W+P/2)/q*H] \quad ; \quad \theta = 2*\operatorname{arctg} [(W+P/2)/q*H]$$

L'angolo θ definisce la configurazione di equilibrio del muro blocco rigido.

-Approccio dinamico

Il muro può essere considerato come un pendolo capovolto , l'equilibrio rotazionale intorno al centro di rotazione alla base nella ipotesi di piccoli spostamenti

$$I*\vartheta'' + q*H^2/2*\theta = W*H/2 + P*H$$

$$\text{Il momento di inerzia rotazionale } I = \rho*[z^2 dz = \rho*H^3/3$$

*La pulsazione fondamentale $\omega = \sqrt{[q*H^2/(2*I)]}$ il periodo di oscillazione $T = 2*\pi/\omega$*

$$\vartheta'' + \omega^2*\theta = (W*H/2 + P*H)/I$$

L'integrale complementare della omogenea associata

$$\theta(t) = A*\sin\omega t + B*\cos\omega t$$

L'integrale particolare

$$\theta_o = [(W*H/2 + P*H)/(I*\omega^2)]$$

In assenza di damping

$$\theta(t) = A*\sin\omega t + B*\cos\omega t + [(W*H/2 + P*H)/(I*\omega^2)]$$

$$\text{all'istante } t = 0 \quad \theta(0) = 0 \quad \theta'(0) = 0$$

$$B = -[(W*H/2 + P*H)/(I*\omega^2)] \quad ; \quad A = 0$$

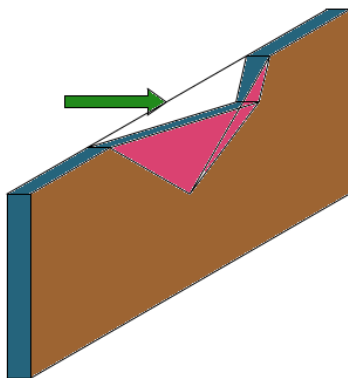
$$\theta(t) = [(W*H/2 + P*H)/(I*\omega^2)](1 - \cos\omega t)$$

é evidente che il muro è vincolato dai solai non è libero di oscillare



3.2-Ribaltamento del cuneo di facciata

La formazione di questo meccanismo o superficie di rottura dipende dalla forza orizzontale F applicata in sommità, in assenza di questa azione il ribaltamento è semplice ed interessa tutta la parete.



Mediante una analisi lineare si determinano il momento ribaltante ed il momento stabilizzante della parete; è evidente che è necessario individuare la superficie di rottura ovvero la geometria del cuneo e la posizione della cerniera in A che per ragioni di simmetria di carico si trova a $B/2$

Indichiamo con

W peso parete

*W_C peso cuneo $\gamma * t * Y_C^2$*

q forza sismica per unità di altezza sulla parete

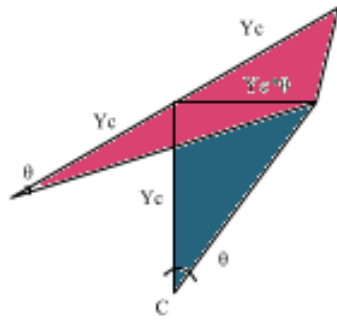
P scarico dei solai con eccentricità e rispetto al baricentro del muro

Y_C posizione della cerniera con asse y diretto verso il basso

$Y_G = H/2$ posizione del baricentro

F forza in testa alla parete come in figura

Rispetto alla cerniera il momento ribaltante definito dalla catena cinematica



Si è ipotizzato che le lesioni nella parete muraria siano inclinate a 45° per cui la geometria del cuneo è definita dalla coordinata della cerniera Y_C , mentre la catena cinematica dall'angolo o grado di libertà θ

Il lavoro compiuto dalle forze agenti sul cuneo isolato

$$F*Y_C*\sin\theta + q*V - [2/3*W_C*Y_C - P*Y_C]*(1-\cos\theta) = 0$$

$$V \text{ volume della catena cinematica } V = Y_C*\theta^2*Y_C/2*Y_C/3 = \theta^2*Y_C^3/3$$

$$\text{Il lavoro } [F*L] ; q*V [F*L^{-2} * L^3]$$

q è una forza sismica per unità di superficie

$$q = S_d(T)*\gamma*t ; t \text{ spessore muro ; } \gamma \text{ peso specifico muratura}$$

la configurazione di equilibrio

$$F*Y_C*\theta + q*\theta^2*Y_C^3/3 - [2/3*W_C*Y_C - P*Y_C]*\theta^2/2 = 0$$

$$\theta = 2*(F*Y_C + q*Y_C^3/3)/[2/3*\gamma*t*Y_C^3 - P*Y_C]$$

La geometria del cuneo e quindi l'ordinata Y_C dipendono da θ_{cr} , ovvero il cuneo ribalta quando il lavoro delle forze stabilizzanti inverte il suo segno

$$\theta_{cr} = t/(2*Y_C) \text{ in una trattazione lineare}$$

$$t/(2*Y_C)*[2/3*\gamma*t*Y_C^3 - P*Y_C] = 2*(F*Y_C + q*Y_C^3/3)$$

$$t*[2/3*\gamma*t*Y_C^2 - P] = 4*(F*Y_C + q*Y_C^3/3)$$

$$q*Y_C^3/3 - t*2/3*\gamma*t*Y_C^2 - 4*F*Y_C - P = 0$$

si ottiene una equazione di terzo grado nella incognita Y_C ; se $F = 0$, $P = 0$ come accade nella realtà, ovvero non vi è forza orizzontale in testa e non vi sono scarichi

dei solai superiori l'equazione diventa di primo grado

$$q*Y_C/3 - t^2/3*\gamma*t = 0 \quad Y_C = 2*\gamma*t^2/q \quad [F*L^3*L^2*L^2/F]=[L]$$

Nella equazione di terzo grado vanno considerate solo soluzioni reali, per le radici immaginarie il cuneo non si forma ed il ribaltamento è quello della parete monolitica nella sua globalità
definita la geometria del cuneo possiamo calcolare il moltiplicatore

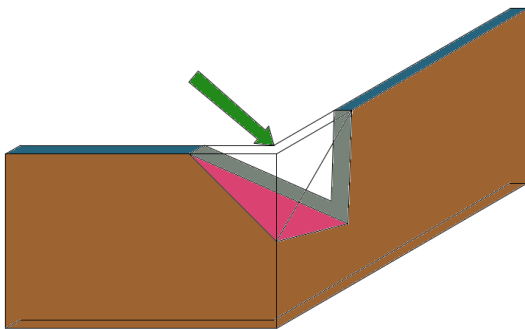
$$\alpha = M_S/M_R$$

$$M_S = \gamma*t*Y_C^2*t/2 - P*(t/2+e)$$

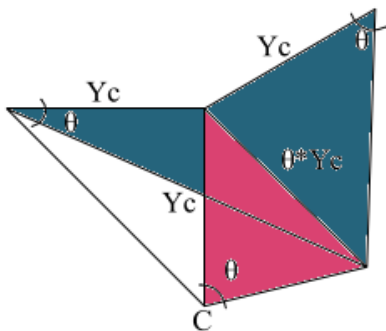
$$M_R = F*Y_C + q*Y_C^3/3$$

3.3-Ribaltamento del cantonale

Il cantonale rappresenta l'angolo di un edificio in muratura nel quale si distacca un cuneo e ribalta;



La catena cinematica è definita dal grado di libertà rotazionale θ e dalla ordinata della cerniera Y_C ; le lesioni nel cantonale sono inclinate a 45° ma dai meccanismi di rottura delle murature dalle sue caratteristiche meccaniche si può individuare l'angolo che definisce la lesione $30^\circ \div 45^\circ$



La trattazione è analoga a quella vista in precedenza, il lavoro compiuto dalle forze agenti sul cantonale

$$F*Y_C*\sin\theta + q*V - [2/3*W_C*Y_C - P*Y_C]*(1-\cos\theta) = 0$$

W_C peso cuneo $\gamma * t * Y_C^2$

q forza sismica per unità di altezza sulla parete

P scarico dei solai con eccentricità e rispetto al baricentro del muro

Y_C posizione della cerniera con asse y diretto verso il basso

F forza in testa alla parete

V volume catena cinematica $Y_C^3 * \sin\theta$

La catena cinematica critica definita dall'angolo

$$\theta_{cr} = t/(2*Y_C) ; F*Y_C + q*Y_C^3 - [2/3*\gamma*t*Y_C^3 - P*Y_C]*\theta^2/2$$

$$\theta = 2*(F + q*Y_C^2)/[2/3*\gamma*t*Y_C^2 - P] \quad t*[2/3*\gamma*t*Y_C^2 - P] = 4*(F*Y_C + q*Y_C^3)$$

La Y_C si ottiene da una equazione di terzo grado

$$4*q*Y_C^3 - t*2/3*\gamma*t*Y_C^2 - 4*F*Y_C + P*t = 0 \quad \text{se } F = 0 \text{ e } P = 0$$

$$Y_C = \gamma*t^2/(6q)$$

anche per il cantonale non vi è formazione di cuneo ribaltante se la soluzione è immaginaria; definita la geometria del cantonale possiamo calcolare il moltiplicatore

$$\alpha = M_S/M_R$$

$$M_S = \gamma*t*Y_C^2*t/2 - P*(t/2 - e)$$

$$M_R = F*Y_C + q*Y_C^3/3$$

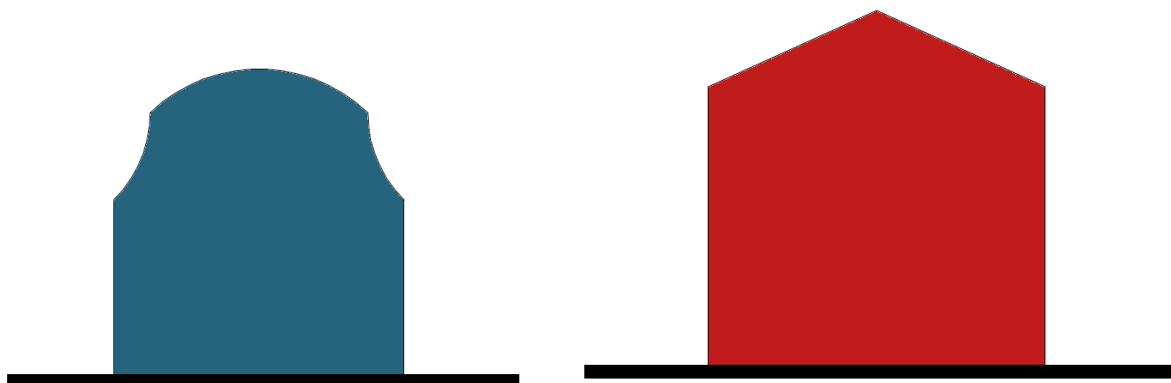
$$q = S_d(T)*\gamma*t \quad \text{azione sismica}$$

3.4-Ribaltamento della facciata di una chiesa

E' interessante studiare il ribaltamento della facciata di una chiesa che non ha una conformazione regolare



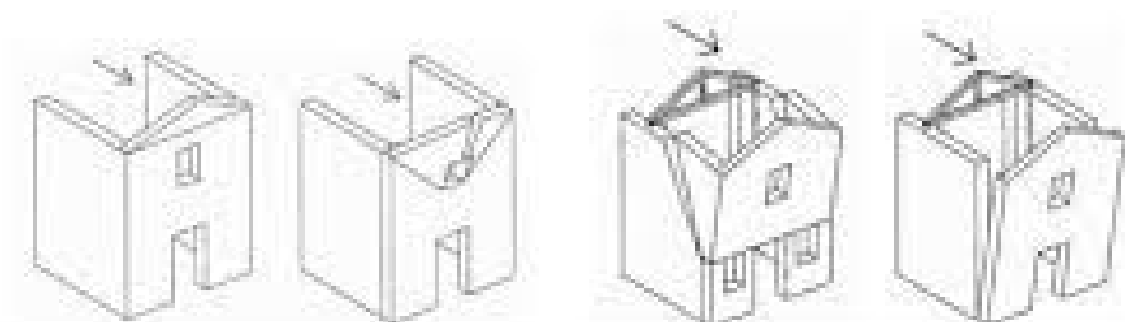
Rappresentando graficamente entrambe le facciate



Dalle foto dei danni causati alla chiese in occasione dei recenti eventi sismici possiamo ipotizzare la zona interessata al ribaltamento che dovrebbe avere un andamento pressoché ad arco circolare o parabolico



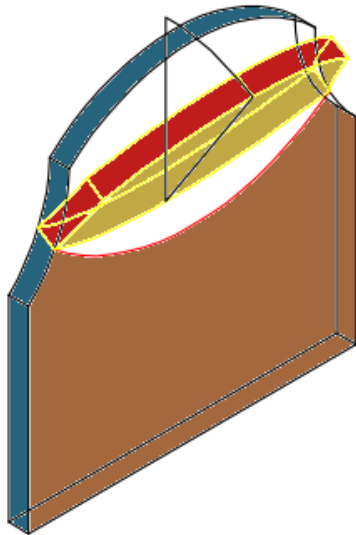
Nelle linee guida dei beni culturali sono riportati i meccanismi di danno delle facciate di chiese nella sommità , o per ribaltamento alla base .



Il meccanismo riportato in figura è simile a quello del cuneo di facciata per pareti rettangolari , quando la sagoma è arcuata possiamo individuare una curva di rottura definita da un arco di circonferenza sulla quale avviene il ribaltamento con il suo centro e raggio , per cui le incognite del problema sono due :

Raggio

Y_C ordinata del centro C della circonferenza.



Indichiamo con :

θ grado di libertà che definisce la rotazione ;

W_C peso sismico del cuneo che ribalta

$q = \gamma * t * S_d(T)$ azione sismica per unità di area della parete

F forza orizzontale in sommità

t spessore della parete

La stabilità della parete non è garantita poiché su di essa non agiscono forze verticali stabilizzanti, esclusivamente il peso proprio ed un eventuale scarico dei solai.

Il momento stabilizzante

$$M_S = W_C * t / 2 ,$$

Il lavoro compiuto dalle forze stabilizzanti:

$-W_C * Y_G * (1 - \cos\theta)$; Y_G baricentro della parte verticale che ribalta

Il momento ribaltante

$$M_R = q * A * Y_G$$

Il lavoro delle forze ribaltanti escludendo la forza orizzontale in sommità

$$q * \sin\theta * V$$

V volume della catena cinematica

$$-W_C * Y_G * \theta^2 + V * q * \theta = 0$$

$$W_C * Y_G * \theta = V * q$$

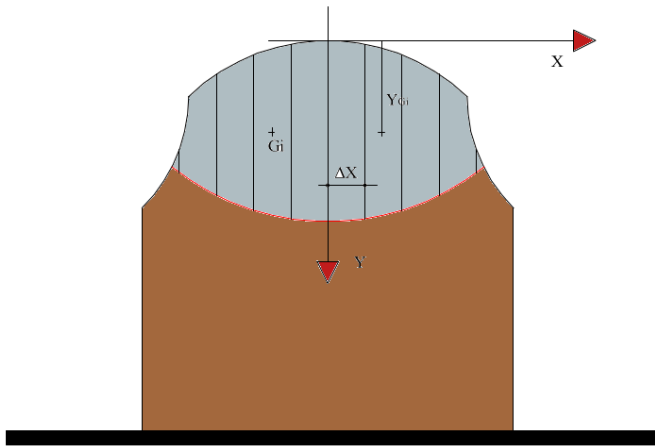
Il peso sismico della parte di parete che ribalta

$$W_C = \gamma * t * A$$

A area della parete definita dal raggio r e da Y_C ordinata del centro C . Occorre una ulteriore equazione, come per il cuneo di facciata bisogna definire l'andamento delle lesioni in funzione della conformazione geometrica della facciata e quindi dalla variabilità del momento stabilizzante e ribaltante. Imponiamo che in ogni punto della curva di rottura

$$M_R(y) = M_S(y)$$

per cui discretizziamo la nostra facciata in tante strisce verticali



Per ogni striscia verticale possiamo scrivere il principio dei lavori virtuali ipotizzando che le azioni tangenziali mutue tra le strisce siano nulle, ipotesi verosimile poiché il ribaltamento è globale ed avviene attraverso una rotazione rigida

$$-1/2 * \gamma * \Delta X * (Y_{G1} - \Delta Y)^2 * t * (1 - \cos \theta) + q * \sin \theta * \Delta X * (Y_{G1} - \Delta Y)^2 = 0$$

Il ribaltamento della singola striscia avviene per l'angolo

$$\theta_{cr} = t / (2 * (Y_{G1} - \Delta Y))$$

$$-\gamma * \Delta X * (Y_{G1} - \Delta Y)^2 * t * \theta + 4 * q * \Delta X * (Y_{G1} - \Delta Y)^2 = 0$$

$$\theta = 4 * q / (\gamma * t) ; \text{ eseguendo l'analisi dimensionale } [F * L^{-2} * L^3 * F^{-1} * L^{-1}]$$

$$\text{dalla relazione } \theta_{cr} = t / (2 * (Y_{G1} - \Delta Y)) = 4 * q / (\gamma * t)$$

possiamo ricavare la ordinata che definisce la posizione del baricentro della striscia

$$t/(2*(Y_{Gi}-\Delta Y))/t = (\gamma*t)/4q ; \quad Y_{Gi} = (\gamma*t^2)/(8*q) + \Delta Y$$

ΔY definisce il profilo superiore della facciata, è evidente che il cinematisma ovvero la superficie di rottura è speculare alla sagoma della facciata.

$$\text{per } t = 40 \text{ cm} \quad \gamma = 1900 \text{ daN/mc} \quad q = 2,6 * 1900 * 0,60/9,81 = 197 \text{ N/mq}$$

$$Y_{Gi} = 1,90 \text{ m} \quad \text{per} \quad \Delta Y = 0 ; \text{ la striscia centrale ha una profondità di } 380 \text{ cm}$$

Il calcolo deve essere eseguito per ogni striscia verticale per cui determiniamo

$$Y_{G1}; Y_{G2}; Y_{G3}; Y_{G4}; \dots Y_{GN};$$

il principio dei lavori virtuali per il cuneo nella sua globalità

$$-1/2 * \gamma * \Delta X \sum (Y_{Gi} - \Delta Y)^2 * t * (1 - \cos \theta) + q * \sin \theta * \Delta X * \sum (Y_{Gi} - \Delta Y)^2 = 0$$

L'angolo che definisce la configurazione di equilibrio:

$$\theta = 2 * [q * \sum (Y_{Gi} - \Delta Y)^2] / [\gamma * \sum (Y_{Gi} - \Delta Y)^2 * t]$$

Il moltiplicatore delle forze stabilizzanti

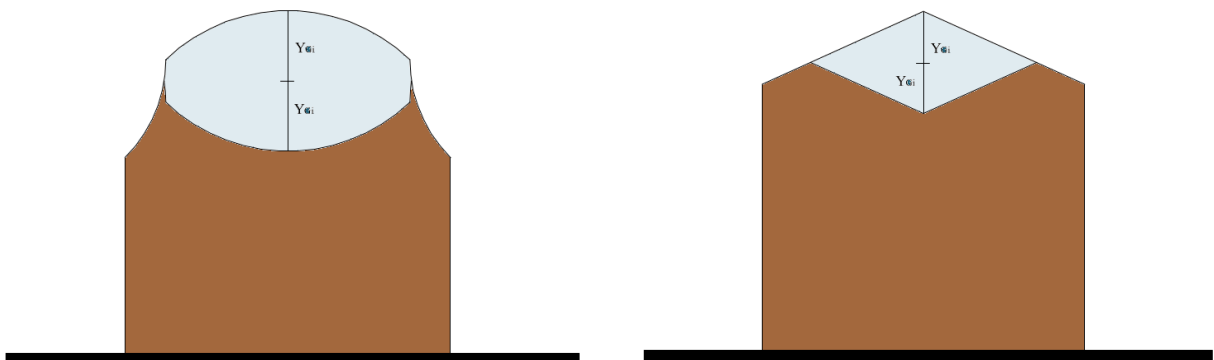
$$\alpha * M_s = M_R = \alpha * W_c * t / 2 = q * A * Y_G$$

$$\alpha = 2 * q * A * Y_G / (W_c * t)$$

$$A * Y_G = \Delta X \sum (Y_{Gi} - \Delta Y)^2; \quad W_c = 1/2 * \gamma * \Delta X \sum (Y_{Gi} - \Delta Y)^2 * t$$

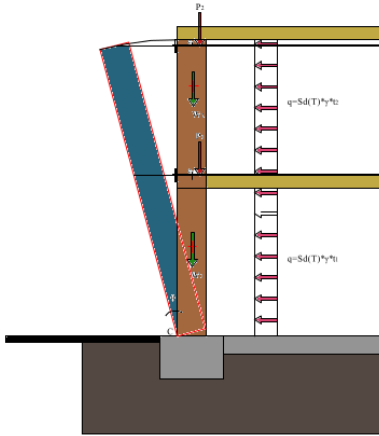
$$\alpha = [2 * q * \Delta X \sum (Y_{Gi} - \Delta Y)^2] / [1/2 * \gamma * \Delta X \sum (Y_{Gi} - \Delta Y)^2 * t]$$

Le curve di rottura e le porzioni di muratura che ribaltano in occasione di un evento sismico relative alle due facciate sono le seguenti



3.5- Inserimento di catene

Per evitare il ribaltamento delle facciate si possono inserire dei tiranti metallici quali catene ancorate alla muratura che ne evitano il meccanismo; consideriamo una parete monolitica di un edificio a 2 piani sulla quale scaricano due solai e studiamone il comportamento mediante l'inserimento di due catene in corrispondenza dei solai di interpiano.



Le forze in gioco :

W_1 peso sismico muro primo impalcato

W_2 peso sismico muro secondo impalcato

P_1 scarico solaio primo impalcato

P_2 scarico solaio secondo impalcato

q_1 forza sismica muro primo impalcato

q_2 forza sismica muro secondo impalcato

T_1 sforzo di pretensione nella catena primo solaio

T_2 sforzo di pretensione nella catena secondo solaio

La geometria :

t_1 spessore muro primo piano

t_2 spessore muro secondo piano

H_1 Altezza muro primo piano

H_2 altezza muro secondo piano

θ rotazione intorno al centro C spigolo del muro alla base

E modulo elastico acciaio catena

A area catena Φ 30 mm

L lunghezza catena

Applicando il principio dei lavori virtuali l'equazione in forma completa :

$$\begin{aligned} & -W_1 H_1 / 2 * (1 - \cos \theta) - W_2 * (H_1 + H_2 / 2) * (1 - \cos \theta) - P_1 * H_1 * (1 - \cos \theta) - P_2 * (H_1 + H_2) * (1 - \cos \theta) \\ & + q_1 * H_1^2 / 2 * \sin \theta + q_2 * (H_1 + H_2 / 2) * H_2 * \sin \theta \\ & + (T_1 + EA/L * H_1 * \sin \theta) * H_1 * \sin \theta + (T_2 + EA/L * (H_1 + H_2) * \sin \theta) * (H_1 + H_2) * \sin \theta = 0 \end{aligned}$$

Approccio del I ordine piccoli spostamenti

Momento ribaltante

$$M_R = q_1 * H_1^2 / 2 + q_2 * H_2 * (H_1 + H_2 / 2)$$

Momento stabilizzante

$$M_S = W_1 t_1 / 2 + W_2 * t_2 / 2 + P_1 * (t_1 / 2 + e_1) + P_2 * (t_2 / 2 + e_2) + N_1 * H_1 + N_2 * (H_1 + H_2)$$

N_1 sforzo normale nella catena dovuto alla pretensione e alla sua deformazione

N_2 sforzo normale nella catena dovuto alla pretensione e alla sua deformazione

Il moltiplicatore critico delle forze sismiche :

$$\alpha = [W_1 t_1 / 2 + W_2 * t_2 / 2 + P_1 * (t_1 / 2 + e_1) + P_2 * (t_2 / 2 + e_2) + N_1 * H_1 + N_2 * (H_1 + H_2)] / [q_1 * H_1^2 / 2 + q_2 * H_2 * (H_1 + H_2 / 2)]$$

Approccio del II ordine

Sviluppi in serie di Mac-Laurin per le funzioni trigonometriche

$$\sin \theta = \theta - \theta^3 / 3 \dots\dots\dots$$

$$\cos \theta = 1 - \theta^2 / 2 \dots\dots\dots$$

l'equazione diventa

$$-W_1 H_1 / 2 * \theta^2 / 2 - W_2 * (H_1 + H_2 / 2) * \theta^2 / 2 - P_1 * H_1 * \theta^2 / 2 - P_2 * (H_1 + H_2) * \theta^2 / 2$$

$$+ q_1 * H_1^2 / 2 * \theta + q_2 * (H_1 + H_2 / 2) * H_2 * \theta$$

$$- (T_1 + EA/L * H_1 * \theta) * H_1 * \theta - (T_2 + EA/L * (H_1 + H_2) * \theta) * (H_1 + H_2) * \theta = 0$$

$$\theta = [q_1 * H_1^2 / 2 + q_2 * (H_1 + H_2 / 2) * H_2 - T_1 * H_1 - T_2 * (H_1 + H_2)] /$$

$$/[W_1 H_1 / 4 - W_2 * (H_1 + H_2 / 2) / 2 - P_1 * H_1 / 2 - P_2 * (H_1 + H_2) / 2 + EA/L * H_1^2 + EA/L * (H_1 + H_2)^2]$$

L'angolo θ definisce la configurazione di equilibrio è consente di calcolare lo sforzo di trazione nella catena

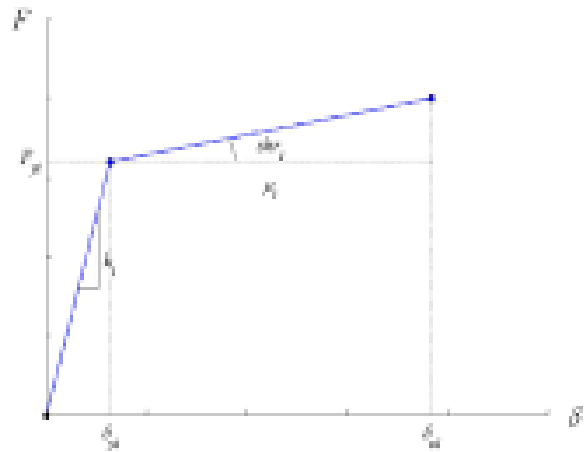
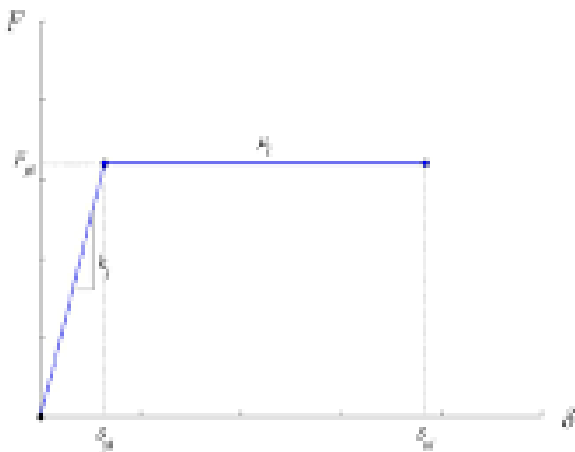
$$N_1 = T_1 + EA/L * H_1 * \theta ; \quad N_2 = T_2 + EA/L * (H_1 + H_2) * \theta ;$$

La verifica della catena può essere eseguita in modo molto semplice

$$f_{yd} * A_s \geq N_1 ; \quad f_{yd} * A_s \geq N_2 ;$$

$$f_{yd} = f_y / \gamma_s = 4500 / 1,15 = 3900 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{funzione del tipo di acciaio FeB 450}$$

La catena essendo un acciaio può avere un comportamento bilineare con fase plastica è opportuno tutelarci e che si resti in fase elastica lineare.



E' opportuno controllare gli spostamenti :

$$- \text{lo spostamento elastico } \Delta L = N * L / EA = f_{yd} * L / E$$

$$- \text{lo spostamento plastico } \Delta L = 0,01 * L$$

La verifica consiste nel confronto tra l'allungamento elastico della catena o lo spostamento in corrispondenza degli impalcati definito dalla catena cinematica

$$(H_1 + H_2) * \theta \leq \Delta L = N * L / EA = f_{yd} * L / E$$

$$H_1 * \theta \leq \Delta L = N * L / EA = f_{yd} * L / E$$

Allo stato limite plastico

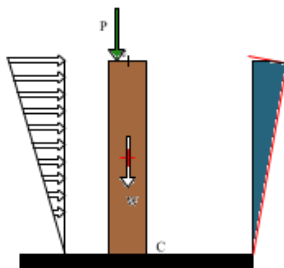
$$(H_1 + H_2) * \theta \leq \Delta L = 0,01 * L$$

$$H_1 * \theta \leq \Delta L = 0,01 * L$$

Questa verifica è superflua e serve per tutelarci da eventuali ribaltamenti rovinosi.

3.6-Oscillatore equivalente

Per la nostra parete monolitica consideriamo un punto di controllo che può essere il suo baricentro



Il principio dei lavori virtuali scritto per la parete monolitica e la sua catena cinematica :

$$\alpha * [-W * H/2 * (1 - \cos\theta) - P * H * (1 - \cos\theta)] + 1/2 * F_o * H/2 * 2/3 * H * \sin\theta = 0$$

attraverso gli sviluppi in serie di Mac Laurin otteniamo la configurazione di equilibrio definita dall'angolo

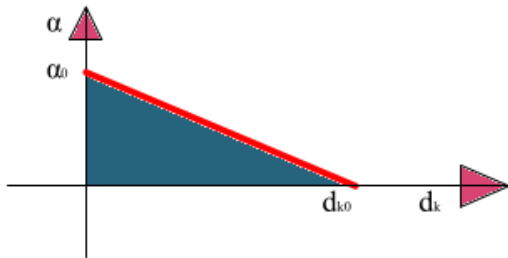
$$\theta = (q * H^2) / [\alpha * (W * H/2 + P * H)] \quad \text{per } \theta = \theta_{CR} \text{ il muro ribalta ed } \alpha = 0$$

Lo spostamento del punto di controllo $d_K = H/2 * \theta$

Lo spostamento al quale corrisponde il ribaltamento della parete $d_{K0} = H/2 * \theta_{CR}$ indichiamo con α il moltiplicatore corrispondente allo spostamento d_K e con α_0 il moltiplicatore corrispondente a d_{K0} ,

$$\alpha = \alpha_0 * (1 - d_K / d_{K0}); \quad \alpha = (q * H^2) / [\theta * (W * H / 2 + P * H)] \text{ è una iperbole}$$

Ipotizziamo che la curva sia una retta che ha il seguente andamento :



La curva può essere trasformata in curva di capacità (oscillatore equivalente)

la accelerazione sismica spettrale

$$a^* = \alpha * \sum P_i / M = \alpha * g / e^*$$

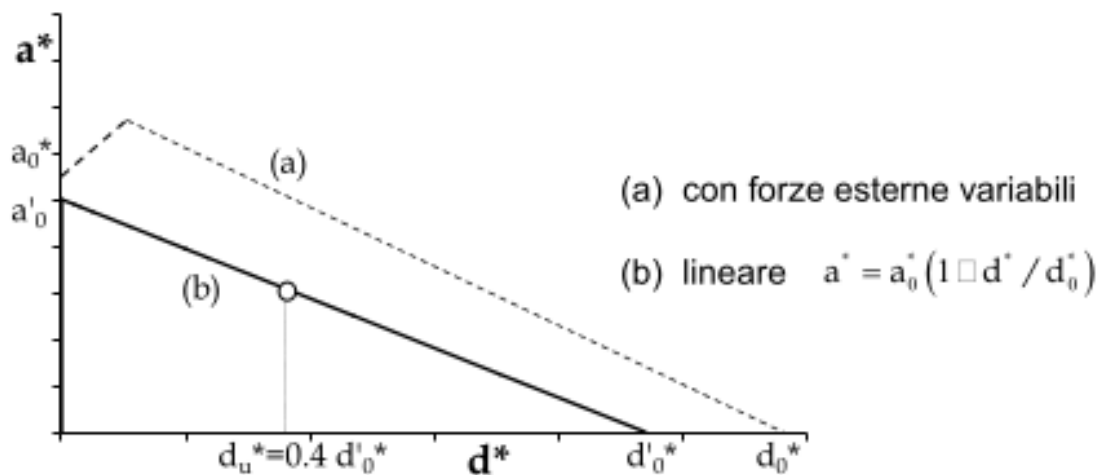
la accelerazione spettrale di attivazione

$$a^*_0 = \alpha_0 * \sum P_i / M = \alpha_0 * g / e^*$$

lo spostamento spettrale

$$d^* = d_K * \sum (P_i * \delta_{Xl}) / (\delta_{XK} * \sum P_i)$$

Il diagramma della accelerazione spettrale in funzione dello spostamento del punto di controllo :



Lo spostamento a collasso ultimo è il minimo tra :

1) 40% per cui si annulla a^ $d_U = 0,40 * d_0$*

2) lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili quali sfilamento di travi ;

Le verifiche di sicurezza vengono condotte allo:

-Stato limite di danno la verifica è soddisfatta per

$$a^*_0 \geq A_g * S / 2,5 * [1 + 1,5 * Z/H]$$

cioè, se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione dello spettro elastico valutata per $T=0$, opportunamente amplificato per considerare la quota della porzione di edificio interessata dal cinematisismo

-Stato limite ultimo la verifica è soddisfatta per

$$a^*_0 \geq A_g * S / q * [1 + 1,5 * Z/H]$$

q fattore di struttura assunto pari a 2

-Verifica mediante spettro di capacità stato limite ultimo

Il confronto viene eseguito tra lo spostamento ultimo locale e la domanda di spostamento;

$$d_U = 0,40 * d_O \leq \Delta_d$$

La domanda di spostamento viene valutata su uno spettro secante analogo a quello di elementi non strutturali ricavata in corrispondenza del periodo T_s

$$T_s = 2 * \pi * \sqrt{(d^*_s / a^*_s)} \text{ dove}$$

$$d^*_s = 0,40 * d^*_U ;$$

a^*_s accelerazione in corrispondenza del periodo secante, valutata sulla curva comprensiva di eventuali forze esterne non assicurate a collasso.

Lo spettro di capacità per elementi non strutturali è definito

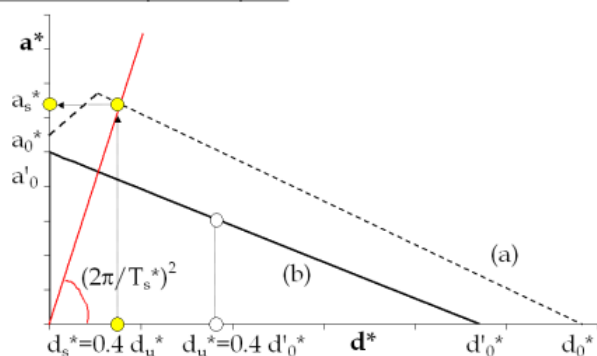
$$T_s \leq 1,5 T_1 \quad \Delta_d(T_s) = A_g * S * (T_s / 2 * \pi)^2 * [3 * (1 + Z/H) / (1 + (1 - T_s/T_1)^2) - 0,5]$$

$$1,5 T_1 \leq T_s \leq T_D \quad \Delta_d(T_s) = A_g * S * 1,5 * T_1 * T_s / 4 * \pi^2 * [1,9 + 2,4 * Z/H]$$

$$T_D \leq T_s \quad \Delta_d(T_s) = A_g * S * 1,5 * T_1 * T_D / 4 * \pi^2 * [1,9 + 2,4 * Z/H]$$

La verifica grafica riportata in figura :

Verifica mediante spettro di capacità



4-L'arco in muratura

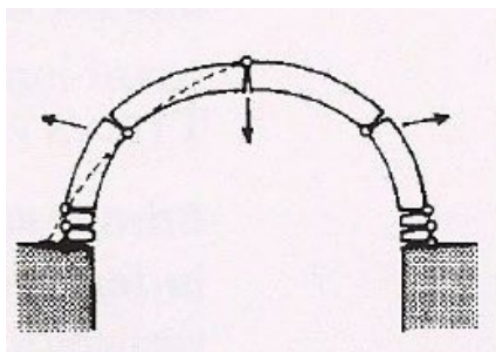
Gli archi in muratura sono elementi strutturali che fanno parte integrante degli edifici in muratura, quindi come per le pareti diventa importante studiarne il meccanismo. Di solito la struttura ad arco è inserita in un porticato ma si possono avere anche archi isolati che caratterizzano gli edifici monumentali o strutture da ponte.



Per soli carichi verticali negli archi non si ha la formazione di cerniere plastiche la muratura compressa è in grado di sopportare la pressoflessione senza alcun cinematicismo.

4.1-Meccanismo di danno per azioni sismiche verticali

Il cinematicismo di un arco in muratura se la condizione di carico è simmetrica per forze verticali quali peso proprio, carico permanente, carico accidentale e sisma verticale consiste nella formazione di 5 cerniere plastiche che ne provocano il crollo posizionate nelle sezioni di massimo momento.



Volendo eseguire un **analisi cinematica non lineare**

$$\alpha_o * \sum W_i * \sin\theta * X_i + \sum M_i * \Delta\theta + \alpha_o * \sum Q_{Vi} * \sin\theta * Y_i +$$

$$- \alpha_o * \sum W_i * (1 - \cos\theta) * Y_i - \alpha_o * \sum Q_{Vi} * (1 - \cos\theta) * X_i = 0$$

ed utilizzare gli sviluppi in serie $\sin\theta = \theta$; $\cos\theta = 1 - \theta^2/2$

dove :

W_i peso dei singoli conci di pietra

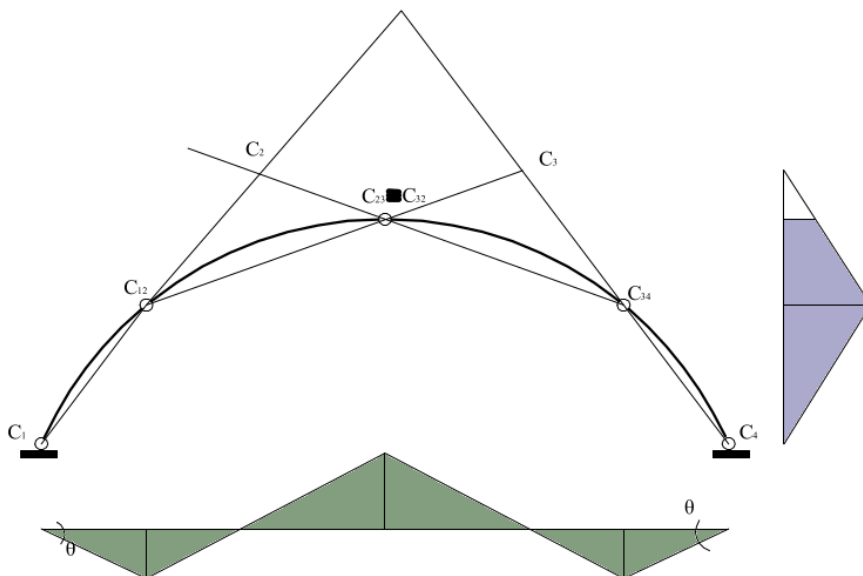
M_i momento interno in fase elastica della cerniere

$Q_{Vi} = Sd(T) * \rho * t$ azione sismica verticale per unità di lunghezza

t spessore arco

ρ densità muratura

Le catene cinematiche per spostamenti verticali ed orizzontali per un arco a profilo circolare simmetrico caricato simmetricamente con due gradi di libertà $\theta_1 = \theta_2 = \theta$



Gli spostamenti sono definiti da due gradi di libertà , essendo l'arco simmetrico e caricato simmetricamente la catena cinematica è speculare e i due gradi di libertà coincidono. Il lavoro di un carico uniformemente distribuito viene calcolato come prodotto del carico q per l'area della catena cinematica ed è positivo quando carico e spostamento sono concordi.

$$L = q * A * \theta$$

Il carico verticale compie lavoro esclusivamente per gli spostamenti verticali il prodotto scalare con un vettore spostamento ad esso ortogonale è nullo.

$$\sum W \cdot A_Y \cdot \theta + \alpha_o \cdot \sum Q_V \cdot A_Y \cdot \theta - \sum W \cdot A_X \cdot \theta^2 / 2 - \alpha_o \cdot \sum Q_V \cdot A_X \cdot \theta^2 / 2 + \sum M_i \cdot \Delta\theta = 0$$

Il moltiplicatore ovviamente riguarda le sole azioni sismiche verticali Q_V

$$\theta = 2 \cdot [W \cdot A_Y + \alpha_o \cdot Q_V \cdot A_Y + \sum M_i] / [\sum M_i + W \cdot A_X - \alpha_o \cdot Q_V \cdot A_X]$$

viene determinata la configurazione di equilibrio ,

$$\theta = \pm 2 \cdot [W \cdot A_Y + \alpha_o \cdot Q_V \cdot A_Y] / [2 \cdot \sum M_i + W \cdot A_X - \alpha_o \cdot Q_V \cdot A_X]$$

il modello di cerniere plastiche è a deformazione ultima limitata sia a taglio che a flessione dove

$$M_U = P \cdot b / 2 \cdot [1 - P / (\alpha f_{cd} \cdot A)] = M_i$$

$$V_U = b \cdot t \cdot \tau \cdot [1 + N / (1.5 \cdot A \cdot \tau)]^{1/2}$$

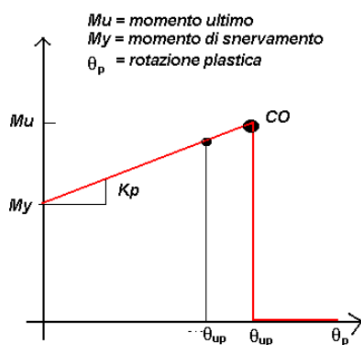
Le rotazioni ultime e ammissibili :

Drift corrispondente al danno leggero $\theta_Y = 0,003 \text{ rad}$

Rotazione ultima cerniera flessionale $\theta_P = 0,006 \text{ rad}$

Drift ultimo per meccanismo da taglio $\theta_P = 0,004 \text{ rad}$

Il diagramma momento rotazione:



La rotazione relativa $\Delta\theta = 2 \cdot \theta$

Con una teoria del I ordine possiamo calcolare il moltiplicatore α_o delle azioni sismiche verticali

$$W \cdot A_Y \cdot \theta + \sum M_i \cdot \Delta\theta = \alpha_o \cdot Q_V \cdot A_Y \cdot \theta$$

$$\alpha_o = [W \cdot A_Y + 2 \cdot \sum M_i] / [Q_V \cdot A_Y]$$

Ottenuto il moltiplicatore di collasso staticamente ammissibile, la Circolare descrive la procedura per ricondurre quest'ultimo alla capacità in termini di accelerazione orizzontale, da confrontare con l'accelerazione sismica di progetto

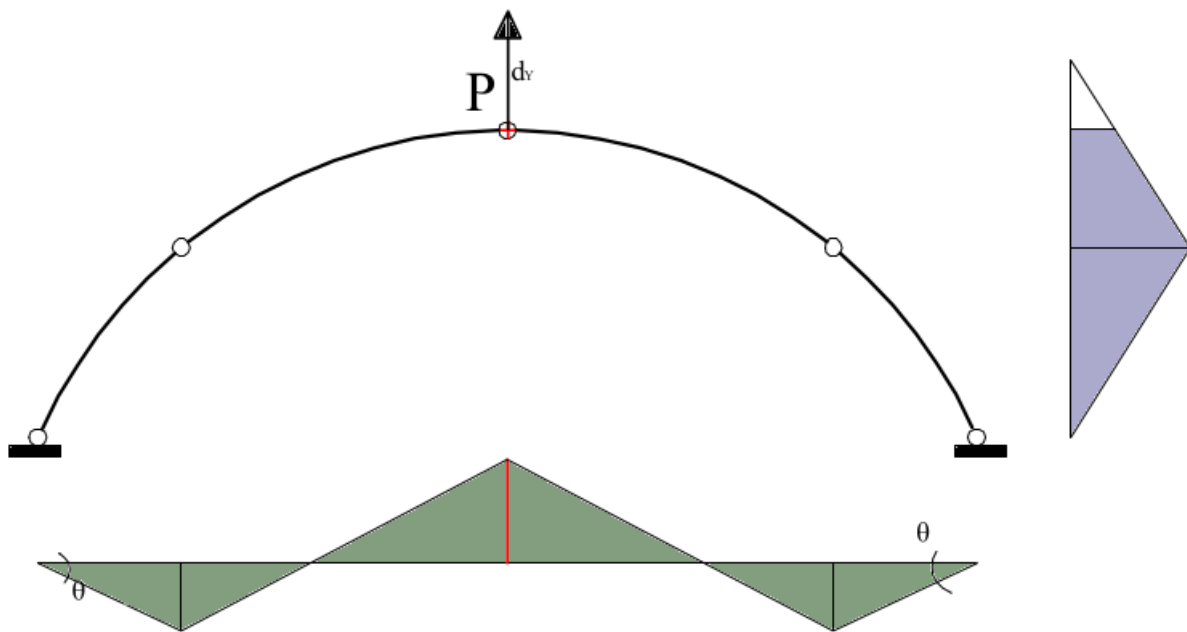
$$\alpha_{Z,SLV} = q * \alpha_{Z,SLD}$$

Dove q è il fattore di comportamento che, in assenza di valutazioni più accurate, può essere assunto pari a 2, $\alpha_{Z,SLD}$ è invece:

$$\alpha_{Z,SLD} = \alpha_o * g / (E * FC)$$

In cui E è la frazione di massa partecipante, valutata sulla base degli spostamenti virtuali relativi al cinematismo. FC fattore di confidenza

Volendo eseguire un **analisi cinematica non lineare** scegliendo per l'arco un punto di controllo centrale costruiamo la curva di capacità dove il moltiplicatore delle forze stabilizzanti è una funzione decrescente di θ . Le forze stabilizzanti sono rappresentate dal peso sismico W e dalle azioni sismiche verticali che compiono lavoro per gli spostamenti verticali della catena cinematica orizzontale.



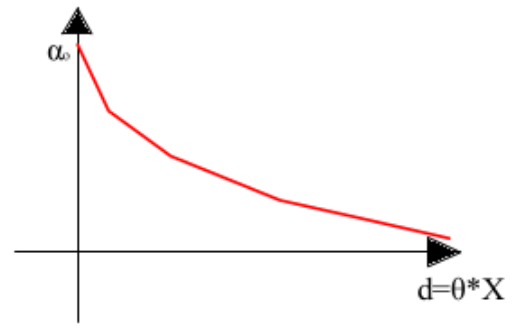
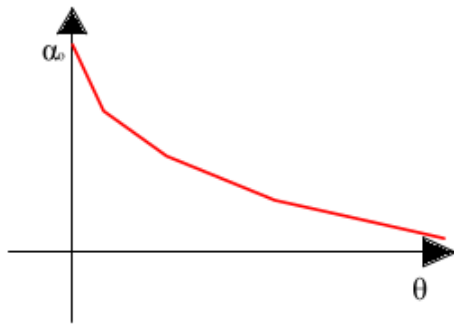
$$\theta = \pm 2 * [W * A_Y + \alpha_o * Q_V * A_Y / [2 * \sum M_i + W * A_X - \alpha_o * Q_V * A_X]]$$

$$\alpha_o = 2 * [W * A_Y - 2 * \sum M_{ij}] / [W * A_X * \theta + Q_V * A_X (1 - \theta)]$$

il diagramma di questa funzione che non è lineare ma una curva decrescente di θ

per $\theta = 0$, $\alpha_o = 2 * [W * A_Y + 2 * \sum M_{ij}] / [Q_V * A_X]$

per $\theta = 0$ $\alpha_o = \infty$



Lo spostamento ultimo d_o corrisponde ad un moltiplicatore ultimo negativo o minimo ammissibile; gli spostamenti corrispondenti :

$$d_{SLC}^* = 0,6 * d_o ; \quad d_{SLV}^* = 0,4 * d_o ;$$

ai quali corrispondono i due moltiplicatori di collasso α_{oSLV} ; ed α_{oSLC} ;

i periodi equivalenti per i due stati limite

$$\text{Salvaguardia della vita } SLV \quad T_{SLV} = 1,68 * \pi * [d_{SLV}^* / \alpha_{oSLV}]^{1/2}$$

$$\text{Collasso } SLC \quad T_{SLC} = 1,58 * \pi * [d_{SLC}^* / \alpha_{oSLC}]^{1/2}$$

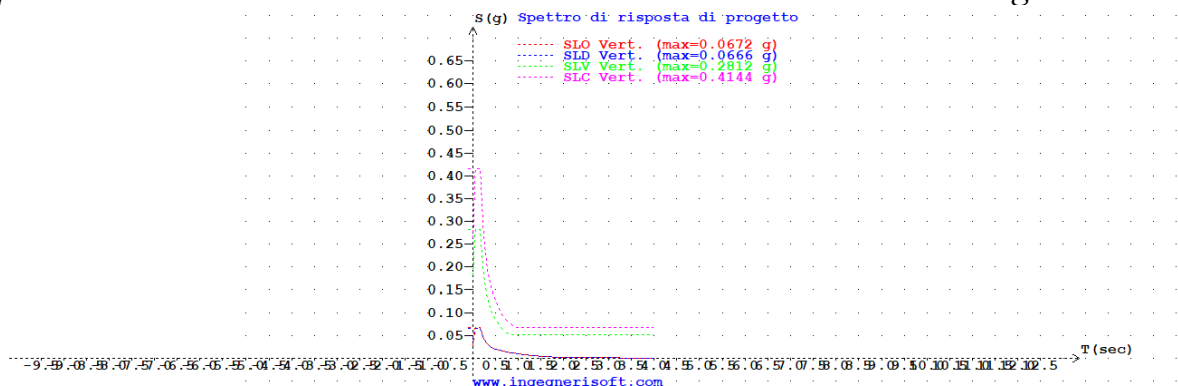
La domanda di spostamento

$$d_{SLV} = S_{EZ}(\xi, z, T_{SLV}) * T_{SLV}^2 / (4 * \pi^2)$$

$$d_{SLC} = S_{EZ}(\xi, z, T_{SLC}) * T_{SLC}^2 / (4 * \pi^2)$$

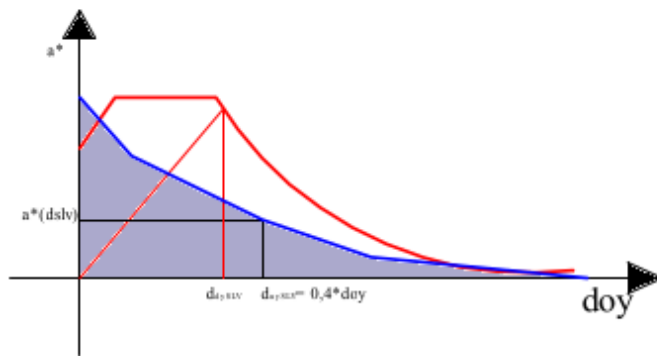
$S_{EZ}(\xi, z, T_{SLV})$ accelerazione alla quota z

Lo spettro elastico azioni sismiche verticali nel comune di Castel di Sangro

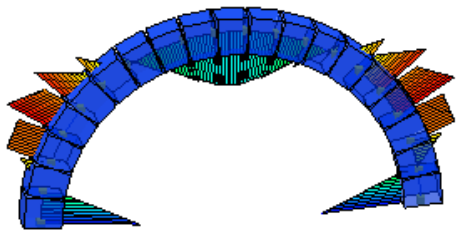


Lo spettro di capacità allo stato limite di salvaguardia della vita:

Azioni verticali spostamenti Y

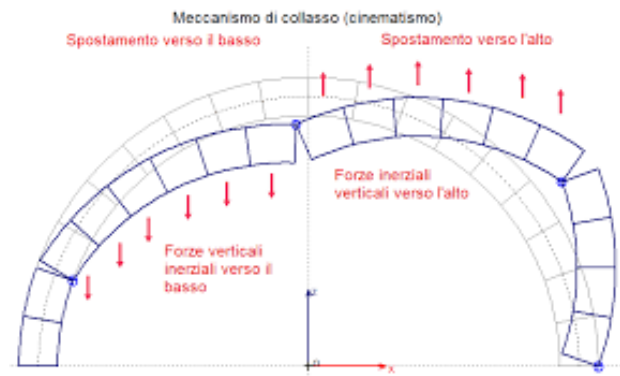
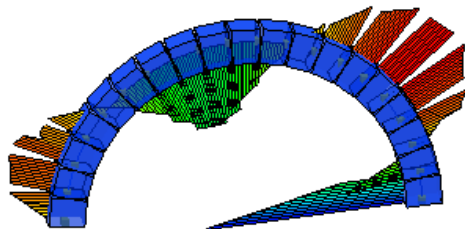


Prima di eseguire il calcolo del moltiplicatore, della configurazione di equilibrio e fare la verifica con lo spettro di capacità, è opportuno determinare la esatta posizione delle cerniere plastiche per arco sollecitato da carichi verticali, corrispondente alle sezioni di momento massimo. Ciò può essere eseguito attraverso una modellazione FEM dell'arco con un software di calcolo.

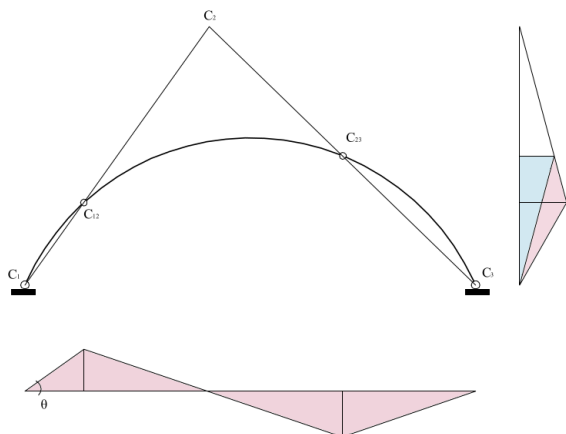


4.2-Meccanismo di danno per azioni sismiche orizzontali

Per azioni sismiche orizzontali determiniamo inizialmente la posizione delle cerniere plastiche che sono dissimmetriche ed in numero di 4 come si può vedere dal diagramma dei momenti sull'arco;



Le catene cinematiche per spostamenti orizzontali e verticali:



Il principio dei lavori virtuali in forma completa

$$\alpha_o * \sum W_i * \sin \theta * Y_i + \sum M_i * \Delta \theta + \alpha_o * \sum Q_{oi} * \sin \theta * Y_i +$$

$$-\alpha_o * \sum W_i * (1 - \cos \theta) * Y_i - \alpha_o * \sum Q_{oi} * (1 - \cos \theta) * X_i = 0$$

$$W * A_Y * \theta + \alpha_o * Q_o * A_X * \theta - W * A_X * \theta^2 / 2 - \alpha_o * Q_o * A_Y * \theta^2 / 2 + \sum M_i * \Delta \theta = 0$$

A_Y area catena cinematica spostamenti verticali

A_X area catena cinematica spostamenti orizzontali

Le rotazioni relative

$$\Delta \theta_{12} = \theta + \theta * d_1 / d_2 = \theta * (1 + d_1 / d_2) \quad \Delta \theta_{23} = \theta * (d_1 / d_2 + d_3 / d_4)$$

il modello di cerniere plastiche è a deformazione ultima limitata sia a taglio che a flessione dove

$$M_U = P * b / 2 * [1 - P / (\alpha f_c d * A)] = M_i$$

$$V_U = b * t * \tau * [1 + N / (1.5 * A * \tau)]^{1/2}$$

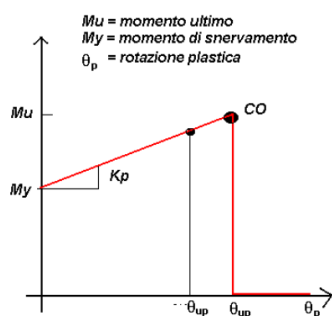
Le rotazioni ultime e ammissibili :

Drift corrispondente al danno leggero $\theta_Y = 0,003 \text{ rad}$

Rotazione ultima cerniera flessionale $\theta_P = 0,006 \text{ rad}$

Drift ultimo per meccanismo da taglio $\theta_P = 0,004 \text{ rad}$

Il diagramma momento rotazione:



La configurazione di equilibrio definita dal grado di libertà rotazionale:

$$\theta = 2 * [W * A_Y + \alpha_o * Q_o * A_X + \sum M_i * K] / [W * A_X - \alpha_o * Q_o * A_Y]$$

K_i è un coefficiente che tiene conto dei rapporti tra le distanze dei centri assoluti di rotazione $(d_1/d_2 + d_3/d_4)$

La forza sismica orizzontale $Q_o = S_d(T) * m$; m massa per unità di lunghezza

A_Y area della catena cinematica per spostamenti verticali

A_X area della catena cinematica per spostamenti orizzontali

L'andamento del moltiplicatore in funzione della rotazione θ

$$\theta * [W * A_X - \alpha_o * Q_o * A_Y] = 2 * [W * A_Y + \alpha_o * Q_o * A_X + \sum M_i * K]$$

$$-2 * \alpha_o * Q_o * A_X - \theta * \alpha_o * Q_o * A_Y = 2 * W * A_Y + 2 * \sum M_i * K - \theta * W * A_X$$

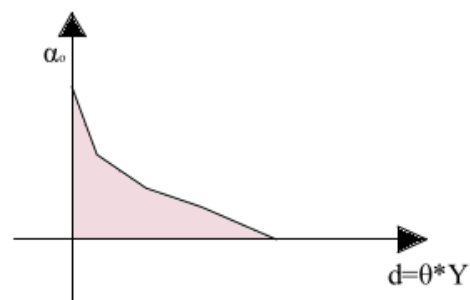
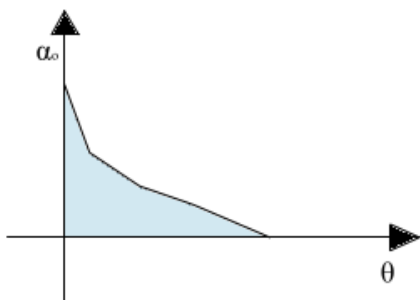
$$\alpha_o = [2 * W * A_Y - W * A_X * \theta + 2 * \sum M_i * K_i] / [2 * Q_o * A_X + Q_o * A_Y * \theta]$$

$$\text{per } \theta = 0 ; \alpha_o = [2 * W * A_Y + 2 * \sum M_i * K_i] / [2 * Q_o * A_X]$$

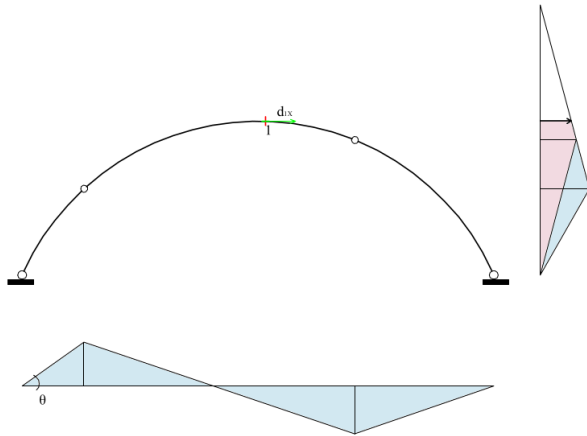
Per $\alpha_o = 0$

$$\theta = [2 * W * A_Y + 2 * \sum M_i * K_i] / (W * A_X)$$

la funzione $\alpha(\theta)$ è decrescente



Il punto di controllo è la chiave dell'arco



Lo spostamento ultimo d_o corrisponde ad un moltiplicatore ultimo negativo o minimo ammissibile; gli spostamenti corrispondenti :

$$d_{SLC}^* = 0,6 * d_o ; \quad d_{SLV}^* = 0,4 * d_o ;$$

ai quali corrispondono i due moltiplicatori di collasso α_{oSLV} ; ed α_{oSLC} ;

i periodi equivalenti per i due stati limite

Salvaguardia della vita SLV $T_{SLV} = 1,68 * \pi * [d_{SLV}^* / \alpha_{oSLV}]^{1/2}$

Collasso SLC $T_{SLC} = 1,58 * \pi * [d_{SLC}^* / \alpha_{oSLC}]^{1/2}$

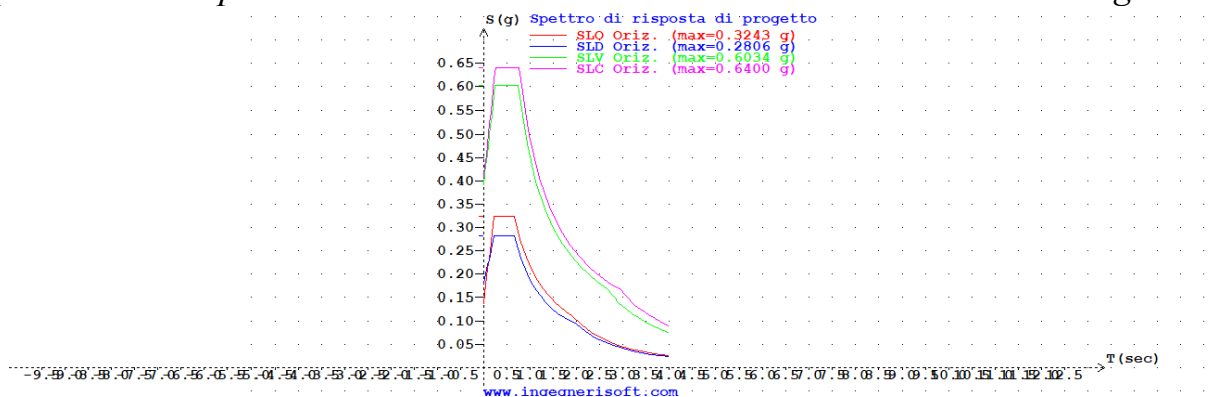
La domanda di spostamento

$$d_{SLV} = S_{EZ}(\xi, z, T_{SLV}) * T_{SLV}^2 / (4 * \pi^2)$$

$$d_{SLC} = S_{EZ}(\xi, z, T_{SLC}) * T_{SLC}^2 / (4 * \pi^2)$$

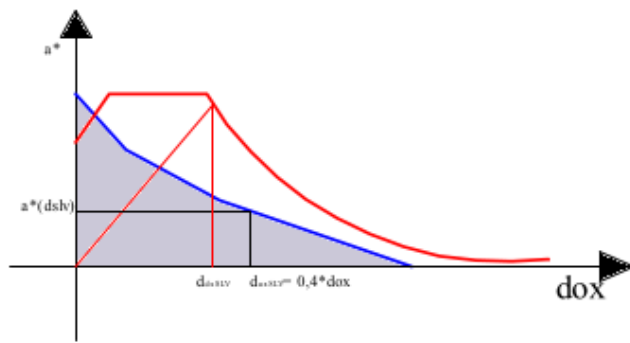
$S_{EZ}(\xi, z, T_{SLV})$ accelerazione alla quota z

Lo spettro elastico per azioni sismiche orizzontali nel comune di Castel di Sangro



Lo spettro di capacità per la verifica SLV

Azioni orizzontali spostamenti X



4.3-Archi trionfali e porticati

Gli archi di trionfo rappresentano dei monumenti delle bellezze architettoniche che fanno parte del patrimonio culturale, forse anche patrimonio dell'Unesco se si pensa all'arco di trionfo a Parigi in Francia o ancora all'arco di Tito in Italia a Roma. Ovviamente sono strutture poco sollecitate con murature mastodontiche per le quali anche in occasione di eventi sismici con magnitudo elevata 5,5÷6,5 scala Richter difficilmente si creano dei meccanismi di danno.



Parigi



Roma



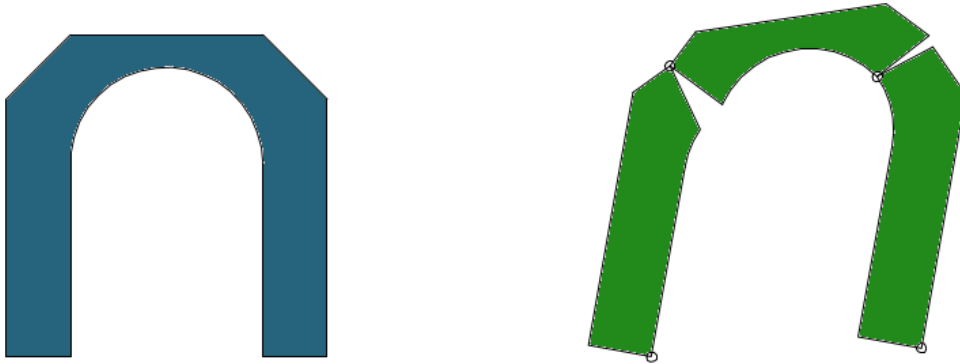
Sulmona



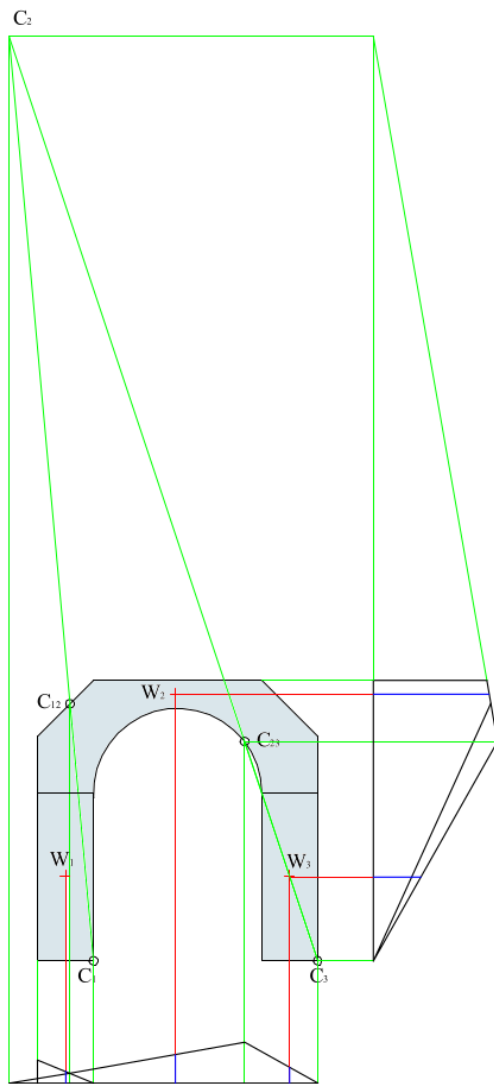
L'Aquila

Ovviamente un crollo di questi monumenti si rivelerebbe molto dannoso e colpirebbe

la coscienza di ogni cittadino, crollo che può verificarsi in seguito a vibrazioni casuali indotte da ordigni esplosivi o attacchi terroristici.
 Volendone studiare il cinematisma che avviene per la formazione di 4 cerniere plastiche



Le catene cinematiche definite dal grado di libertà θ per spostamenti verticali ed orizzontali



Il principio dei lavori virtuali scritto nella sua forma più generale e completa consi-

derando azioni sismiche verticali ed orizzontali

W_1 peso sismico muratura

*$Q_o = Sdo(T)*m$ azione sismica orizzontale per unità di lunghezza*

*$Q_v = Sdv(T)*m$ azione sismica verticale le per unità di lunghezza*

massa a metro lineare = $t\rho$, t spessore ; ρ densità muratura*

Lavoro dovuto ai pesi sismici

$$W_1 * X_1 * \sin\theta_1 - W_1 * Y_1 * (1 - \cos\theta_1) + W_2 * X_2 * \sin\theta_2 - W_2 * Y_2 * (1 - \cos\theta_2) +$$

$$W_3 * X_3 * \sin\theta_3 - W_3 * Y_3 * (1 - \cos\theta_3)$$

Lavoro dovuto alle forze interne

$$M_1 * \Delta\theta_1 + M_2 * \Delta\theta_2 + M_3 * \Delta\theta_3 + M_4 * \Delta\theta_4$$

Lavoro dovuto alle azioni sismiche

$$Q_o * A_y(y) * \sin\theta + Q_v * A(x) * \sin\theta - Q_o * A(y) * (1 - \cos\theta) + Q_v * A(x) * (1 - \cos\theta)$$

$A(y)$ area catena cinematica per spostamenti orizzontali funzione di y

$A(x)$ area catena cinematica per spostamenti verticali funzione di x

$$\theta_i = \theta * k_i$$

$$\Delta\theta_i = \theta * \Delta k_i$$

rotazioni da determinare in base a semplici considerazioni geometriche sulla catena cinematica .La configurazione di equilibrio definita dalla rotazione θ determinata attraverso una teoria del II ordine con gli sviluppi in serie delle funzioni trigonometriche

$$\sin\theta = \theta + \theta^3/3 \dots\dots\dots$$

$$\cos\theta = 1 - \theta^2/2 \dots\dots\dots$$

Lavoro dovuto ai pesi sismici

$$W_1 * X_1 * \theta * k_1 - 1/2 * W_1 * X_1 * (\theta * k_1)^2 + W_2 * X_2 * \theta * k_2 - 1/2 * W_2 * X_2 * (\theta * k_2)^2 +$$

$$W_3 * X_3 * \theta * k_3 - 1/2 * W_3 * X_3 * (\theta * k_3)^2$$

Lavoro dovuto alle forze interne

$$M_1 * \theta * k_{11} + M_2 * \theta * k_{12} + M_3 * \theta * k_{23} + M_4 * \theta * k_{44}$$

Lavoro dovuto alle azioni sismiche

$$Q_O * A(y) * \theta + Q_V * A(x) * \theta - 1/2 * Q_O * A(y) * \theta^2 - 1/2 * Q_V * A(x) * \theta^2$$

la configurazione di equilibrio

$$\theta = 2 * [-(W_1 * X_1 * k_1 + W_2 * X_2 * k_2 + W_3 * X_3 * k_3) - (M_1 * k_{11} + M_2 * k_{12} + M_3 * k_{23} + M_4 * k_{44}) + Q_O * A(y) + Q_V * A(x)] / [-(W_1 * Y_1 * k_1^2 + W_2 * Y_2 * k_2^2 + W_3 * Y_3 * k_3^2) + Q_O * A(y) + Q_V * A(x)]$$

Possiamo determinare la funzione moltiplicatore $\alpha = \alpha(\theta)$ delle forze sismiche

$$[-(W_1 * Y_1 * k_1^2 + W_2 * Y_2 * k_2^2 + W_3 * Y_3 * k_3^2) + \alpha(Q_O * A(y) + Q_V * A(x))] * \theta =$$

$$= 2 * [-(W_1 * X_1 * k_1 + W_2 * X_2 * k_2 + W_3 * X_3 * k_3) - (M_1 * k_{11} + M_2 * k_{12} + M_3 * k_{23} + M_4 * k_{44}) +$$

$$+ \alpha(Q_O * A(y) + Q_V * A(x))]$$

$$\alpha[Q_O * A(y) + Q_V * A(x) + (Q_O * A(x) + Q_V * A(y) * \theta)] = (W_1 * X_1 * k_1^2 + W_2 * X_2 * k_2^2 + W_3 * X_3 * k_3^2) + (W_1 * Y_1 * k_1^2 + W_2 * Y_2 * k_2^2 + W_3 * Y_3 * k_3^2) * \theta - (M_1 * k_{11} + M_2 * k_{12} + M_3 * k_{23} + M_4 * k_{44})$$

$$\alpha = [(W_1 * X_1 * k_1^2 + W_2 * X_2 * k_2^2 + W_3 * X_3 * k_3^2) + (W_1 * Y_1 * k_1^2 + W_2 * Y_2 * k_2^2 + W_3 * Y_3 * k_3^2) * \theta - (M_1 * k_{11} + M_2 * k_{12} + M_3 * k_{23} + M_4 * k_{44})] / [Q_O * A(y) + Q_V * A(x) + (Q_O * A(x) + Q_V * A(y) * \theta)]$$

per $\theta = 0$

$$\alpha = [(W_1 * X_1 * k_1^2 + W_2 * X_2 * k_2^2 + W_3 * X_3 * k_3^2) - (M_1 * k_{11} + M_2 * k_{12} + M_3 * k_{23} + M_4 * k_{44})] /$$

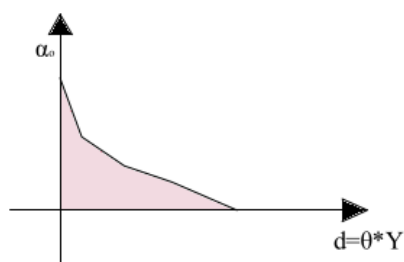
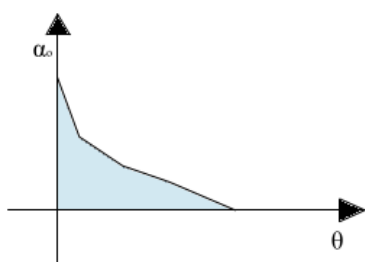
$$/[Q_O * A(y) + Q_V * A(x)]$$

per $\alpha = 0$

$$[(W_1 * X_1 * k_1^2 + W_2 * X_2 * k_2^2 + W_3 * X_3 * k_3^2) + (W_1 * Y_1 * k_1^2 + W_2 * Y_2 * k_2^2 + W_3 * Y_3 * k_3^2) * \theta - (M_1 * k_{11} + M_2 * k_{12} + M_3 * k_{23} + M_4 * k_{44})] = 0$$

$$\theta = [\sum W_i * X_i * k_i^2 - \sum M_i * k_{i1}] / \sum W_i * Y_i * k_i^2$$

La funzione moltiplicatore $\alpha = \alpha(\theta)$ delle forze sismiche



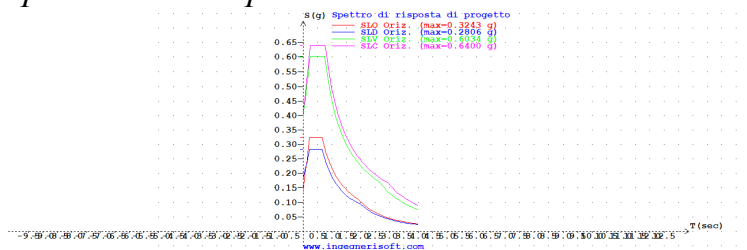
avendo scelto il punto di controllo nella chiave dell'arco; nell'eseguire la verifica con lo spettro di capacità allo stato limite di salvaguardia della vita dobbiamo considerare sia lo spettro di risposta per sisma verticale che orizzontale per cui conviene riferirsi ai due moltiplicatori

$$\alpha_{OS} = [(W_1 * X_1 * k_1^2 + W_2 * X_2 * k_2^2 + W_3 * X_3 * k_3^2) + (W_1 * Y_1 * k_1^2 + W_2 * Y_2 * k_2^2 + W_3 * Y_3 * k_3^2) * \theta - (M_1 * k_{11} + M_2 * k_{12} + M_3 * k_{23} + M_4 * k_{44})] / [Q_O * A(y) + Q_O * A(x) * \theta]$$

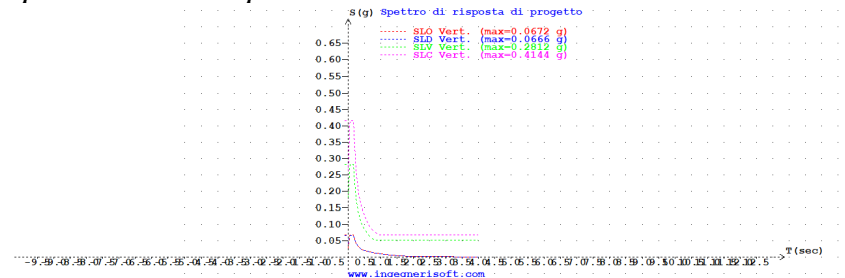
$$\alpha_{OV} = [(W_1 * X_1 * k_1^2 + W_2 * X_2 * k_2^2 + W_3 * X_3 * k_3^2) + (W_1 * Y_1 * k_1^2 + W_2 * Y_2 * k_2^2 + W_3 * Y_3 * k_3^2) * \theta - (M_1 * k_{11} + M_2 * k_{12} + M_3 * k_{23} + M_4 * k_{44})] / [Q_V * A(x) + Q_V * A(y) * \theta]$$

Dobbiamo inserire lo spettro elastico di Sulmona, L'Aquila, Parigi o Roma consideriamo quello del comune di Castel di Sangro

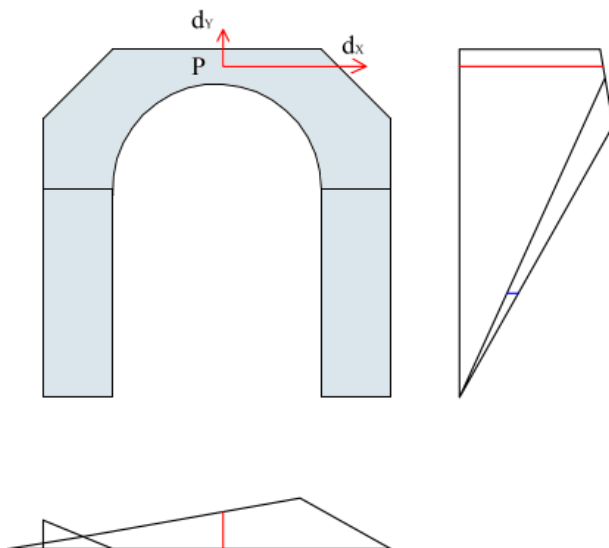
Lo spettro elastico per azioni sismiche orizzontali



Lo spettro elastico per azioni sismiche verticali



Il punto di controllo P



Per entrambe le direzioni X ed Y con spostamenti rispettivamente d_{X0} , d_{Y0} ,

Lo spostamento ultimo d_o corrisponde ad un moltiplicatore ultimo negativo o minimo ammissibile; gli spostamenti corrispondenti :

$$d_{SLC}^* = 0,6 * d_o ; \quad d_{SLV}^* = 0,4 * d_o ;$$

ai quali corrispondono i due moltiplicatori di collasso α_{oSLV} ; ed α_{oSLC} ;

i periodi equivalenti per i due stati limite

$$\text{Salvaguardia della vita } SLV \quad T_{SLV} = 1,68 * \pi * [d_{SLV}^* / \alpha_{oSLV}]^{1/2}$$

$$\text{Collasso } SLC \quad T_{SLC} = 1,58 * \pi * [d_{SLC}^* / \alpha_{oSLC}]^{1/2}$$

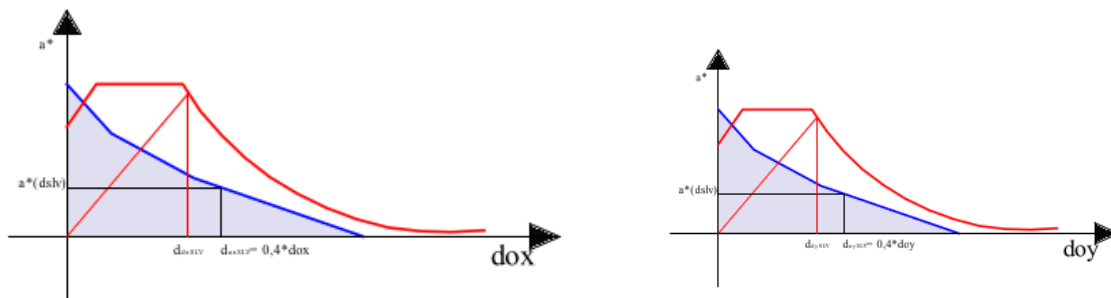
La domanda di spostamento

$$d_{SLV} = S_{EZ}(\xi, z, T_{SLV}) * T_{SLV}^2 / (4 * \pi^2)$$

$$d_{SLC} = S_{EZ}(\xi, z, T_{SLC}) * T_{SLC}^2 / (4 * \pi^2)$$

$S_{EZ}(\xi, z, T_{SLV})$ accelerazione alla quota z

I due spettri di capacità per la verifica < stato limite di salvaguardia della vita SLV >



Ovviamente questi meccanismi di danno vanno analizzati attraverso una modellazione FEM dell'elemento strutturale in muratura con elementi plate-shell quando si può far riferimento ad una struttura piana per spessori ridotti, o con elementi brick quando come per gli archi trionfali lo spessore è considerevole per cui conviene riferirsi ad una struttura tridimensionale.

Il cinematismo di un porticato , ovvero di una struttura composta da più archi

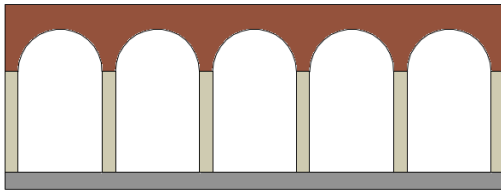


Bologna

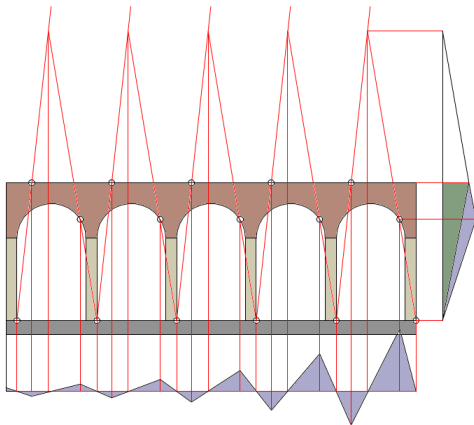


Sulmona

Volendo studiare il cinematismo del portico riportato in figura



La catena cinematica per spostamenti verticali e orizzontali



Essendo gli spostamenti verticali differenti per ogni elemento del porticato , la catena cinematica per spostamenti orizzontali avrà lo stesso andamento ma varierà in funzione dell'angolo di rotazione θ_i corrispondente all'elemento i -mo.

Il principio dei lavori virtuali scritto nella sua forma più generale e completa considerando azioni sismiche verticali ed orizzontali

W_i peso sismico elemento strutturale i -mo

$Q_o = S_d o(T) * m$ azione sismica orizzontale per unità di lunghezza

$Q_v = S_d v(T) * m$ azione sismica verticale le per unità di lunghezza

*massa a metro lineare = $t * \rho$, t spessore ; ρ densità muratura*

Lavoro dovuto ai pesi sismici

$$\sum W_i * X_i * \sin \theta_i - \sum W_i * Y_i * (1 - \cos \theta_i)$$

Lavoro dovuto alle forze interne

$$\sum M_i \cdot \Delta \theta_i$$

Lavoro dovuto alle azioni sismiche

$$\sum Q_o \cdot A_I(y) \cdot \sin \theta_i + \sum Q_v \cdot A_I(x) \cdot \sin \theta_i - \sum Q_o \cdot A_I(x) \cdot (1 - \cos \theta_i) + \sum Q_v \cdot A_I(y) \cdot (1 - \cos \theta_i)$$

$A(y)$ area catena cinematica per spostamenti orizzontali funzione di y

$A(x)$ area catena cinematica per spostamenti verticali funzione di x

$$\theta_i = \theta \cdot k_i$$

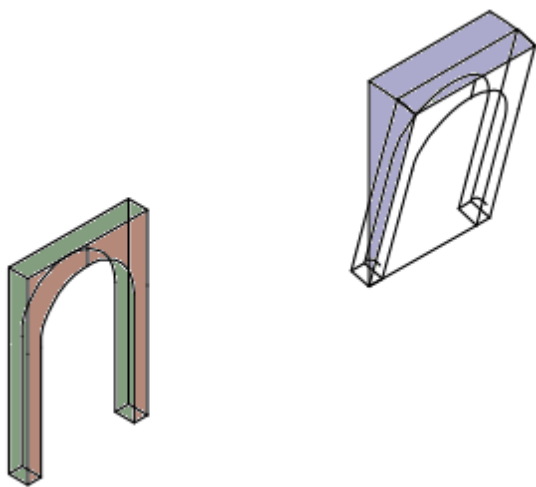
$$\Delta \theta_i = \theta \cdot \Delta k_i$$

rotazioni da determinare in base a semplici considerazioni geometriche sulla catena cinematica .

Il moltiplicatore e la configurazione di equilibrio vengono determinati oin analogia a quanto visto nei paragrafi precedenti

La stabilità trasversale degli archi

L'arco viene studiato come una parete monolitica sollecitato da azioni sismiche orizzontali come riportato in figura :



La catena cinematica è definita dall'angolo di rotazione θ , il ribaltamento è quello di corpo rigido; le forze che sollecitano l'arco:

W peso proprio

Q forze sismiche orizzontali per unità di area

F eventuali forze orizzontali in sommità.

Lo studio del cinematismo è molto semplice lo si evince da quello della parete monolitica dove α è il moltiplicatore critico delle azioni sismiche .

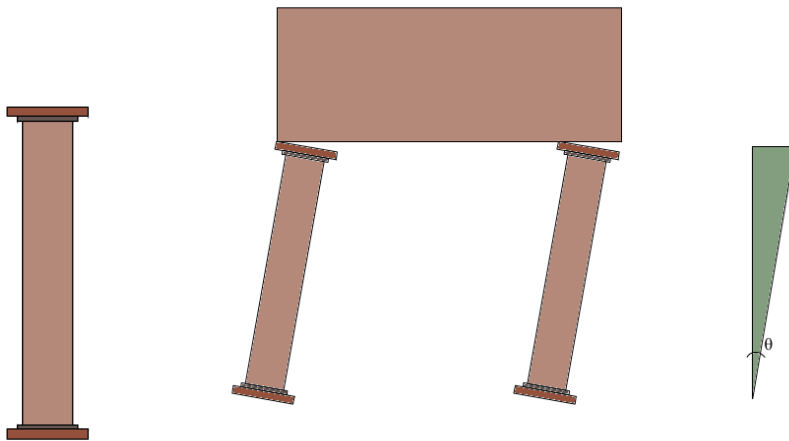
$$-W \cdot H_G \cdot (1 - \cos\theta) + \alpha \cdot 1/2 \cdot Q \cdot A \cdot H_G \cdot \sin\theta + F \cdot H \cdot \sin\theta = 0$$

A area della sezione trasversale dell'arco

H_G ordinata verticale del baricentro della sezione trasversale

5-Le colonne

Le colonne nei porticati degli edifici monumentali presentano dei punti critici in sommità ed alla base dovuta alla incapacità del vincolo di trasmettere momento flettente e taglio; il taglio ed il momento ultimo che il vincolo è in grado di trasmettere



$$V_U = \sigma_V \cdot A \cdot f = f_{vdk} \cdot A ; \quad f_{vdk} = f_{vdk0} + 0,4 \cdot \sigma_V$$

f coefficiente di attrito statico; σ_V tensione media di compressione

Il momento ultimo lo si può determinare attraverso una verifica a pressoflessione alla base della colonna di sezione circolare.

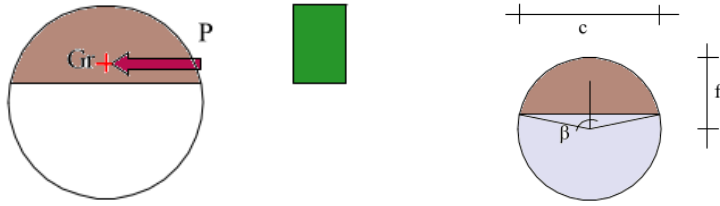
$$M_U = 0,8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_R \cdot Y_{GR}$$

A_R area sezione reagente

Y_{GR} baricentro sezione reagente

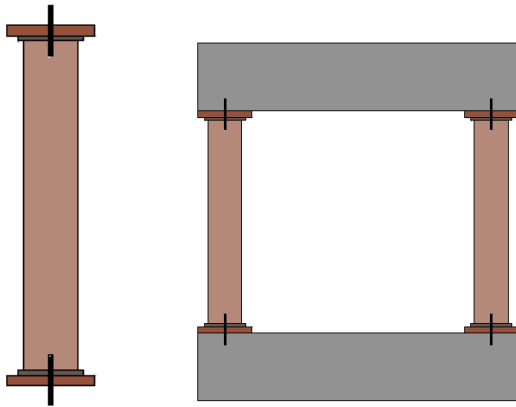
La sezione reagente è definita dall'angolo β per tensione di compressione costante dove Y_{GR} coincide con l'eccentricità; β lo si determina dalla seguente equazione trovando gli zeri della funzione con un software

$$M/P = (A_{seg}/\pi r^2) \cdot 4/3 \cdot (r \sin^2 \beta) / (2\beta - \sin^2 \beta) ;$$



$$A_R = \pi \cdot r^2 - A_{Seg} ; Y_G = (A_{seg.} / \pi r^2) \cdot 4/3 \cdot (r \sin^2 \beta) / (2\beta - \sin^2 \beta)$$

Per aumentare la resistenza a taglio e a flessione si possono inserire degli spinotto metallici alla base ed in sommità



Lo spinotto incrementa la resistenza taglio

$$V_U = f_{vdk} \cdot A + f_{yd} / \sqrt{3} \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4 = f_{vdk} \cdot A + 0,6 \cdot f_{yd} \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4$$

ϕ diametro barra

f_{yd} resistenza barra di acciaio

Lo spinotto incrementa anche la resistenza a pressoflessione è evidente che andrebbe posizionato decentrato rispetto al baricentro della colonna, per la alternanza delle azioni sismiche ne corrono due per cui è preferibile disporre uno in posizione bari-centrica. L'equilibrio ala traslazione

$$P = 0,8 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_R - \sigma_S \cdot A_S$$

$$\text{dove } \sigma_S = E_S \cdot \varepsilon_S \text{ per } \varepsilon_S \leq f_{yd} / E_S ; \sigma_S = f_{yd} \text{ per } f_{yd} / E_S < \varepsilon_S \leq 0,01$$

è valido il principio di conservazione delle sezioni piani e si ipotizza che la rottura avvenga prima nella muratura per raggiungimento della max deformazione 0,0035.

Dalla equazione di equilibrio si ricava:

$$A_R = (P + \sigma_S \cdot A_S) / (0,8 \cdot \alpha \cdot f_{cd}) \text{ e quindi l'angolo } \beta \text{ dalle relazione } A_R = \pi \cdot r^2 - A_{Seg}$$

dove l'area di un segmento circolare $A_{Seg} = 1/2 * r^2 * [2\beta - \sin(2\beta)]$

Alternativamente la formula $A_{Seg} = [R * (s - c) + ch]/2$ dove

$c = 2 * R * \sin\beta$ corda

$s = R * 2\beta$ lunghezza arco sottesa dall'angolo 2β

$h = R * (1 - \cos\beta)$

Calcolato l'angolo β il momento ultimo della sezione

$$M_U = 0,8 * \alpha * f_{cd} * A_R * Y_{GR}$$

Ovviamente questa formula diventa importante quando la eccentricità parzializza di molto la sezione poiché

$$A_R = P / (0,8 * \alpha * f_{cd}) \quad \text{per sezione senza spinotto}$$

$$A_R = (P + \sigma_s * A_s) / (0,8 * \alpha * f_{cd}) \quad \text{per sezione con spinotto}$$

Lo studio del cinematisimo per forze sismiche orizzontali è moto semplice

$$F * (H + s) * \sin\theta - 2 * W_C * H/2 * (1 - \cos\theta) - W_A * (H + s/2) * (1 - \cos\theta) - 2 * M_U * \theta = 0$$

$$F * (H + s) - W_C * H/2 * \theta - W_A * (H + s/2) * \theta/2 - 2 * M_U = 0$$

W_C peso sismico colonna

W_A peso sismico architrave

F forza sismica in sommità $F = S_d(T) * m$

$S_d(T)$ accelerazione sismica da spettro di risposta

H altezza colonne

s spessore architrave

m massa complessiva

M_U momento ultimo della cerniera plastica alla base

La configurazione di equilibrio

$$\theta = [F * (H + s) - 2 * M_U] / [\alpha * (W_C * H/2 + W_A * (H + s/2)/2)]$$

la funzione $\alpha = \alpha(\theta)$ moltiplicatore dei pesi sismici

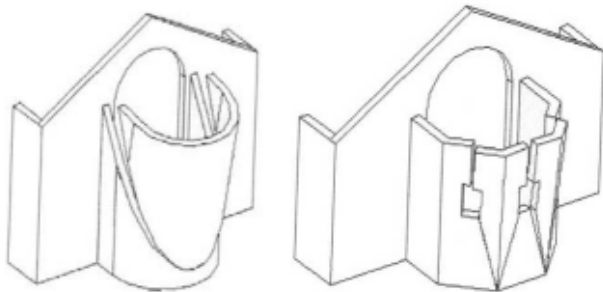
$$\alpha = [F * (H + s) - 2 * M_U] / [(W_C * H/2 * \theta) + W_A * (H + s/2)/2 * \theta/2]$$

funzione decrescente definita da una iperbole. La verifica di capacità viene eseguita in modo analogo a quanto visto nel paragrafo precedente tramite lo spettro di risposta per sisma orizzontale, e la curva accelerazione spostamento punto di controllo P in corrispondenza del baricentro dell'architrave a quota $H + s/2$

6-L'abside

Il meccanismo di danno è riportato nelle linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale dove viene evidenziato il ribaltamento

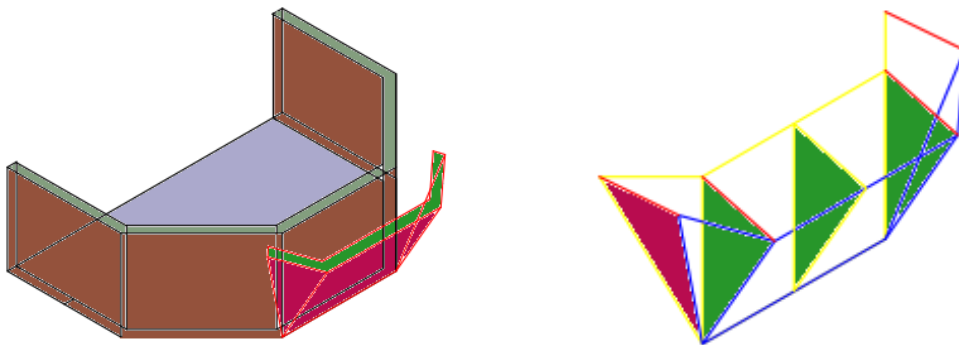
16 - RIBALTAMENTO DELL'ABSIDE



con rotazione alla base definito da un solo grado di libertà. Ovviamente per lo studio di questo cinematismo bisogna definire il volume di muratura che ribalta rigidamente la inclinazione delle lesioni rispetto alla verticale che può essere $30^\circ \div 45^\circ$ e la posizione della cerniera di rotazione che non sempre coincide con la base dell'abside.

- Ribaltamento alla base

Ipotizziamo che la inclinazione delle lesioni sia a 60° sull'orizzontale, 30° sulla verticale definendo il seguente volume di muratura interessato al ribaltamento come riportato in figura.



L'abside segue un profilo ottagonale, la catena cinematica degli spostamenti orizzontali conseguenti al ribaltamento definisce un volume di spostamenti pari a

$$V = V_1 + 2 * V_2 ; \quad V_1 = 1/2 * L * H^2 * \sin\theta ; \quad V_2 = H^3 / (6 * \sqrt{2}) * \sin\theta$$

$$V = [1/2 * L * H^2 + \sqrt{2} * H^3 / 6] * \sin\theta$$

V_1 volume spostamenti della parete frontale

V_2 volume piramidale spostamenti parte laterale

θ grado di libertà che definisce la rotazione

H altezza parete

L lato parete

A area base piramide è un parallelogramma $A = H \sin \theta \cdot H \sin 30^\circ \cdot \cos 45^\circ$

L abside segue un profilo ottagonale.

Lo studio del cinematismo è abbastanza semplice ed intuitivo, suddividiamo la parete in tre parti, i pesi sismici :

$$W_1 = \gamma \cdot t \cdot L \cdot H ; W_2 = W_3 = 1/4 \cdot \gamma \cdot t \cdot H^2 \cdot b ; \gamma \text{ peso specifico muratura}$$

La azione sismica orizzontale a mq $Q = S_d(T) \cdot m$; $m = t \cdot \rho$; ρ densità muratura

Il momento ribaltante :

$$M_R = Q \cdot L \cdot H^2 / 2 + 2/3 \cdot Q \cdot H^3 \quad \text{il baricentro } 2/3 \cdot H \text{ per le parti triangolari}$$

Il momento stabilizzante:

$$M_S = W_1 \cdot t/2 + \sqrt{2}/8 \cdot W_2 \cdot H + \sqrt{2}/8 \cdot W_3 \cdot H$$

il moltiplicatore α delle forze stabilizzanti

$$\alpha = M_R / M_S$$

Attraverso una teoria del secondo ordine

$$W_1 \cdot H/2 \cdot (1 - \cos \theta) + W_2 \cdot 2/3 \cdot H (1 - \cos \theta) + W_3 \cdot 2/3 \cdot H (1 - \cos \theta) + \\ + Q \cdot [1/2 \cdot L \cdot H^2 + \sqrt{2} \cdot H^3 / 6] \cdot \sin \theta = 0$$

utilizzando gli sviluppi in serie di Mac Laurin

$$W_1 \cdot H/2 \cdot \theta^2/2 + W_2 \cdot 2/3 \cdot H \cdot \theta^2/2 + W_3 \cdot 2/3 \cdot H \cdot \theta^2/2 + Q \cdot [1/2 \cdot L \cdot H^2 + \sqrt{2} \cdot H^3 / 6] \cdot \theta = 0$$

Inserendo il moltiplicatore α delle forze stabilizzanti

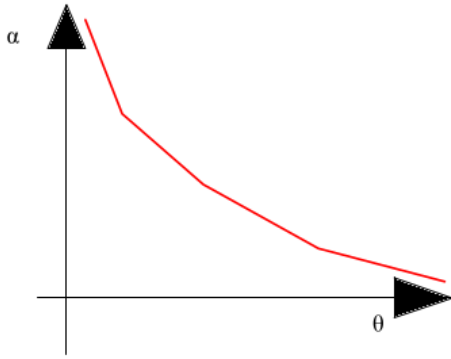
$$\alpha \cdot [W_1 \cdot H/4 + W_2 \cdot 2/3 \cdot H] \cdot \theta + Q \cdot [1/2 \cdot L \cdot H^2 + \sqrt{2} \cdot H^3 / 6] = 0$$

La configurazione di equilibrio corrispondente al valore dei pesi sismici per $\alpha=1$

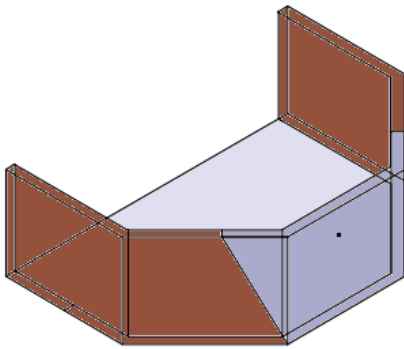
$$\theta = Q \cdot [1/2 \cdot L \cdot H^2 + \sqrt{2} \cdot H^3 / 6] / [\alpha \cdot (W_1 \cdot H/4 + W_2 \cdot 2/3 \cdot H)]$$

La funzione $\alpha = \alpha(\theta)$ è una funzione decrescente una iperbole con due asintoti

$$\alpha = Q \cdot [1/2 \cdot L \cdot H^2 + \sqrt{2} \cdot H^3 / 6] / [\theta \cdot (W_1 \cdot H/4 + W_2 \cdot 2/3 \cdot H)]$$



Scegliendo un punto di controllo a $2/3 H$ in posizione simmetrica e baricentrica come indicato dal quadratino in figura, lo spostamento $d = 2/3 H * \theta$;



lo spostamento ultimo d_o corrisponde ad un moltiplicatore ultimo negativo o minimo ammissibile; gli spostamenti corrispondenti :

$$d_{SLC}^* = 0,6 * d_o ; \quad d_{SLV}^* = 0,4 * d_o ; \quad d_o = 2/3 H * \theta_{cr} ; \quad \theta_U = \theta_{cr} = (t/2) / (2/3 * H) = t/3H$$

ai quali corrispondono i due moltiplicatori di collasso α_{oSLV} ; ed α_{oSLC} ;

i periodi equivalenti per i due stati limite

$$\text{Salvaguardia della vita } SLV \quad T_{SLV} = 1,68 * \pi * [d_{SLV}^* / \alpha_{oSLV}]^{1/2}$$

$$\text{Collasso } SLC \quad T_{SLC} = 1,58 * \pi * [d_{SLC}^* / \alpha_{oSLC}]^{1/2}$$

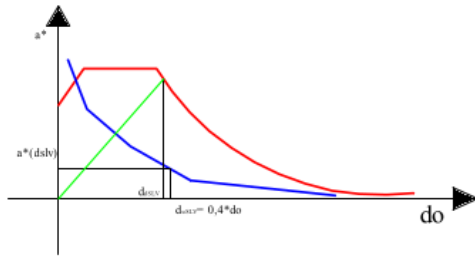
La domanda di spostamento

$$d_{SLV} = S_{EZ}(\xi, z, T_{SLV}) * T_{SLV}^2 / (4 * \pi^2)$$

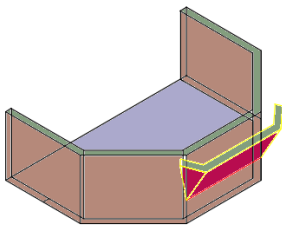
$$d_{SLC} = S_{EZ}(\xi, z, T_{SLC}) * T_{SLC}^2 / (4 * \pi^2)$$

$$S_{EZ}(\xi, z, T_{SLV}) \text{ accelerazione alla quota } z$$

Lo spettro di capacità per la verifica < stato limite di salvaguardia della vita SLV >



Se il ribaltamento non avviene rispetto alla base è opportuno determinare la posizione della cerniera lineare che definisce il volume di muratura che ruota rigidamente attraverso la sua ordinata Y_C ;



$$W_1 = \gamma * t * L * Y_C ; W_2 = W_3 = 1/4 * \gamma * t * Y_C^2 \quad \gamma \text{ peso specifico muratura}$$

La azione sismica orizzontale a mq $Q = S_d(T) * m$; $m = t * \rho$; ρ densità muratura
Il principio dei lavori virtuali :

$$W_1 * Y_C / 2 * (1 - \cos \theta) + W_2 * 2/3 * Y_C * (1 - \cos \theta) + W_3 * 2/3 * Y_C * (1 - \cos \theta) + \\ + Q * [1/2 * L * Y_C^2 + \sqrt{2} * Y_C^3 / 6] * \sin \theta = 0$$

utilizzando gli sviluppi in serie di Mac Laurin

$$W_1 * Y_C / 2 * \theta^2 / 2 + W_2 * 2/3 * Y_C * \theta^2 / 2 + W_3 * 2/3 * Y_C * \theta^2 / 2 + Q * [1/2 * L * Y_C^2 + \sqrt{2} * Y_C^3 / 6] * \theta = 0 \\ \theta = Q * [1/2 * L * Y_C^2 + \sqrt{2} * Y_C^3 / 6] / [(W_1 * Y_C / 4 + W_2 * 2/3 * Y_C)]$$

L'abside ribalta per $\theta_U = \theta_{cr} = t / 2 Y_C$ dalla relazione

$$t / (2 Y_C) * (W_1 * Y_C / 4 + W_2 * 2/3 * Y_C) = Q * [1/2 * L * Y_C^2 + \sqrt{2} * Y_C^3 / 6]$$

$$t * (W_1 / 4 + W_2 * 2/3) = Q * [L * Y_C^2 + \sqrt{2} * Y_C^3 / 3]$$

$$\gamma * t^2 * L / 4 + \gamma * t^2 * Y_C / 6 = Q * [L * Y_C + \sqrt{2} * Y_C^2 / 3]$$

$$Q * \sqrt{2} * Y_C^2 / 3 + Y_C * (Q * L - \gamma * t^2 / 6) - \gamma * t^2 * L / 4 = 0$$

L'equazione è di secondo grado nella incognita Y_C

$$Y_C = - \left(\frac{Q \cdot L - \gamma \cdot t^2}{6} \right) / \left(\frac{Q \cdot 2\sqrt{2/3}}{3} \right) \pm$$
$$\pm \left[\left(\frac{Q \cdot L - \gamma \cdot t^2}{6} \right)^2 + 4 \cdot \gamma \cdot t^2 \cdot L / 4 \cdot \frac{Q \cdot 2\sqrt{2/3}}{3} \right]^{1/2} / \left(\frac{Q \cdot 2\sqrt{2/3}}{3} \right)$$

controlliamo la omogeneità dimensionale della soluzione della equazione che è una lunghezza

$$[F \cdot L^{-2} \cdot L - F \cdot L^{-3} \cdot L^2 \cdot F^{-1} \cdot L^2 + (F \cdot L^{-2} \cdot L - F \cdot L^{-3} \cdot L^2) + F \cdot L^{-3} \cdot L^2 \cdot L \cdot F \cdot L^{-2}]^{1/2} / F \cdot L^{-2}$$

$$[L + L + (F \cdot L^{-1} / F \cdot L^{-2})] = [L]$$

L'equazione ha due soluzioni scartiamo quelle negative ed eventuali soluzioni immaginarie che non danno origine al ribaltamento. Nota la Y_C è possibile definire la porzione di abside che ruota rigidamente ed eseguire la verifica tramite lo spettro di capacità viene eseguita in analogia a quanto visto in precedenza per ribaltamento alla base.

7-Il campanile

*Le principali **componenti edilizie** dei campanili sono:*

- il fusto
- la cella campanaria
- la cuspide

Il fusto

*La parte edilizia del campanile che predomina per lo sviluppo in altezza è il **fusto** che in alcuni casi si eleva sopra un **basamento** che costituisce una porzione ben differenziata dell'intero fabbricato. La configurazione esterna del fusto dipende dalla pianta e dallo sviluppo volumetrico. La pianta del fusto può essere quadrata, poligonale o circolare. Alla forma della pianta del fusto, di solito è conforme quella del basamento (non sempre è presente come parte a sé stante) e quella della cella campanaria.*

La cella campanaria

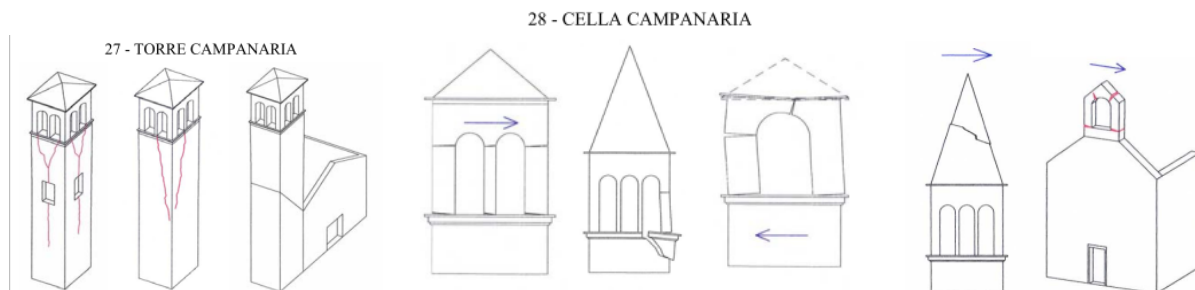
*La **cella campanaria** altro non è che un piccolo locale, in genere in buona parte aperto, praticabile e coperto in cui su apposite strutture sono appese le campane; la cella oltre che a contenerle ha la funzione di costituire una cassa di risonanza per la maggior diffusione del suono. La cella può essere delimitata da **balaustre** in muratura piena o parapetti costituiti da materiali e forme molteplici e può avere ampie e varie aperture, quali monofore, bifore o polifore.*

La cuspide

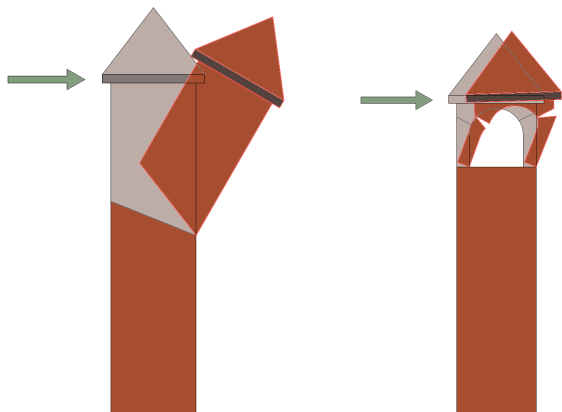
La sommità del campanile è detta anche **cuspide**, normalmente ne costituisce la copertura, e può essere inclinata o piana. In genere è l'elemento di riconoscimento della struttura quello che connota l'intero manufatto. La cuspide del campanile può essere: piana, ad una falda, a due falde, a quattro o più falde, conica e curvilinea. Di tutte queste le cuspidi coniche sono decisamente quelle più rare.

Altre componenti edilizie del campanile, strutturali e non, che assumono rilevante valenza decorativa sono elementi di facciata quali statue, nicchie, quadranti di orologio, archetti, paraste, lesene, balaustre e in sommità guglie, lanterne, tamburo... Piuttosto frequente, specie nelle nostre zone, è la presenza di un **orologio** che segna il tempo, ad uno o più quadranti posti sui diversi lati del campanile le ore possono essere indicate con numeri romani, arabi o altri segni.

Il meccanismo di danno è riportato nelle linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale dove viene evidenziato il ribaltamento.



di solito riguarda la cella campanaria per le ridotte dimensioni dei pilastri, o ancora il fusto con ribaltamento del cantonale o lesioni nella parete come riportato in figura. In questo paragrafo ci limiteremo allo studio del meccanismo di ribaltamento della cella campanaria e del fusto in una zona intermedia della sua altezza.



- Ribaltamento del fusto

Il ribaltamento del fusto (ci si riferisce ad una torre o ad un faro) se a sezione costante lungo l'altezza può avvenire esclusivamente rispetto alla base poiché il momento ribaltante dovuto alle azioni sismiche assume il valore massimo; se il ribaltamento avviene in una sezione intermedia vuol dire che le caratteristiche di resistenza della muratura non erano omogenee lungo l'altezza per cui si hanno delle sezioni deboli, dei punti di fragilità dove la muratura cede e ribalta. Il meccanismo va quindi studiato conoscendo le caratteristiche meccaniche della muratura in modo adeguato per una torre esistente vanno quindi individuate delle zone critiche nelle quali intervenire attraverso interventi di consolidamento ed evitare il ribaltamento. La definizione del volume rigido e della profondità Y_C va eseguita di volta in volta attraverso prove in sito, verifica della omogeneità della muratura e caratteristiche della malta. L'angolo critico per il quale avviene il ribaltamento assume il valore minimo proprio alla base del muro

$\theta_{CR} = B/(2*H)$, B larghezza del fusto, H altezza totale
per meccanismi di ribaltamento con cerniera intermedia
 $\theta_{CR} = B/(2*Y_C)$ con $Y_C < H$

Il ribaltamento del campanile, avviene nella parte alta poiché il campanile è inserito nella struttura portante della chiesa, di conseguenza si ha una variazione di rigidità in altezza ed una sezione ridotta meno resistente.

Nello studio del meccanismo di danno ipotizziamo che le lesioni sulla parete siano a 45° ed è già noto il volume rigido. La sezione del campanile è quadrata di lato B , il peso sismico complessivo W è baricentrico

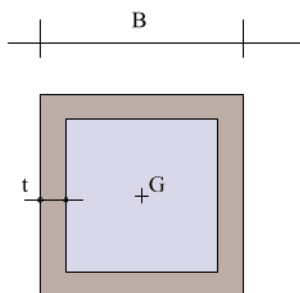
$$W = \gamma * (Y_C - B) * t * 4 * (B - t/2) + 2 * \gamma * B^2 * t + W_C$$

W_C peso sismico cuspidale V_C volume cuspidale

$$V = (Y_C - B) * t * 4 * (B - t/2) + 2 * B^2 * t + V_C \text{ volume rigido oggetto di ribaltamento}$$

t spessore muratura

$$\text{Perimetro medio } p = 4 * (B - t/2)$$



*La forza sismica complessiva $Q = S_d(t) * m$; $m = \rho * V$ massa del volume rigido
 ρ densità muratura*

Il momento Ribaltante

$$M_R = Q * Y_G$$

Y_G distanza del baricentro del volume rigido dalla cerniera ; H_C altezza cuspid

$$Y_G = \{ [\gamma * (Y_C - B) * t * 4 * (B - t/2)] * Y_C/2 + \gamma * B^2 * t * B/2 + \gamma * B^2 * t^2/3 * B + \gamma * V_C * (Y_C + H_C/3) \} W$$

Il momento stabilizzante

$$M_S = W * B/2$$

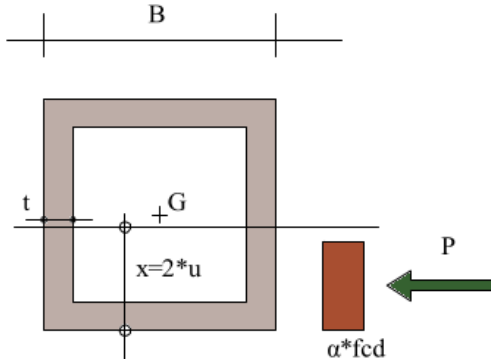
Il moltiplicatore delle forze stabilizzanti

$$\alpha = M_R/M_S$$

Attraverso una analisi cinematica non lineare , introducendo anche il contributo della cerniera plastica con parzializzazione della sezione

$$-W * (1 - \cos\theta) + Q * Y_G * \sin\theta - M * \theta = 0$$

Considerando la sezione del campanile nella sua globalità



$$u = B/2 - e \quad e = M/P$$

Il momento ed il taglioultimo lo possiamo calcolare come differenza tra due sezione rettangolari

$$M_U = P * b/2 * [1 - P/(\alpha * f_{cd} * A)] \quad \alpha = 0,85$$

$$A = B^2 - (B - t)^2$$

Il taglio ultimo :

$$V_U = b * t * \tau * [1 + N/(1.5 * A * \tau)]^{1/2}$$

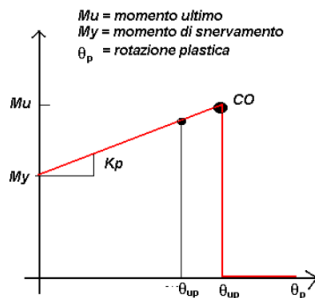
Le rotazioni ultime e ammissibili :

Drift corrispondente al danno leggero $\theta_Y = 0,003 \text{ rad}$

Rotazione ultima cerniera flessionale $\theta_P = 0,006 \text{ rad}$

Drift ultimo per meccanismo da taglio $\theta_P = 0,004 \text{ rad}$

Il diagramma momento rotazione:



Utilizzando gli sviluppi in serie di Mac Laurin

$$-W \cdot \theta^2 / 2 + Q \cdot Y_G \cdot \theta - M \cdot \theta = 0$$

$$\theta = 2 \cdot (Q \cdot Y_G - M) / W$$

è definita la configurazione di equilibrio, il moltiplicatore delle forze stabilizzanti quali i pesi sismici ed il momento della cerniera interna che aumenta all'aumentare dello sforzo normale e quindi del peso sismico

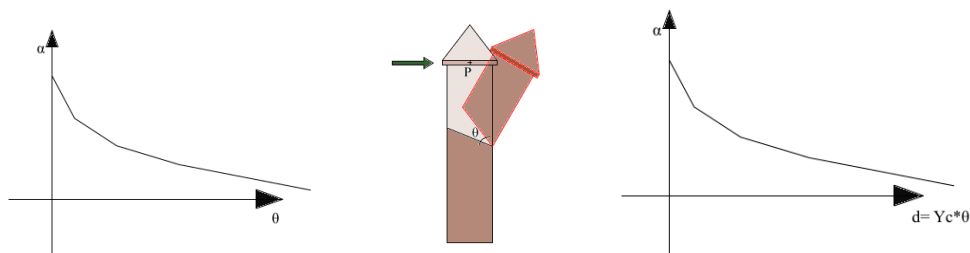
$$\alpha \cdot (W \cdot \theta / 2 + M) = Q \cdot Y_G$$

$$\alpha = \alpha(\theta) = Q \cdot Y_G / (W \cdot \theta / 2 + M)$$

che è una funzione decrescenti di θ

per $\theta = 0$ $\alpha = \alpha(0) = Q \cdot Y_G / M$; per $\theta = \infty$ $\alpha = 0$

Il diagramma della funzione $\alpha = \alpha(\theta)$ è riportato in figura , possiamo considerare un punto di controllo P in testa al campanile



Lo spostamento ultimo d_o corrisponde ad un moltiplicatore ultimo negativo o minimo ammissibile; gli spostamenti corrispondenti :

$$d_{SLC}^* = 0,6 * d_o ; \quad d_{SLV}^* = 0,4 * d_o ; \quad d_o = Y_C * \theta_{cr} ; \quad \theta_U = \theta_{cr} = B / (2 Y_C)$$

ai quali corrispondono i due moltiplicatori di collasso α_{oSLV} ; ed α_{oSLC} ;

i periodi equivalenti per i due stati limite

$$\text{Salvaguardia della vita } SLV \quad T_{SLV} = 1,68 * \pi * [d_{SLV}^* / \alpha_{oSLV}]^{1/2}$$

$$\text{Collasso } SLC \quad T_{SLC} = 1,58 * \pi * [d_{SLC}^* / \alpha_{oSLC}]^{1/2}$$

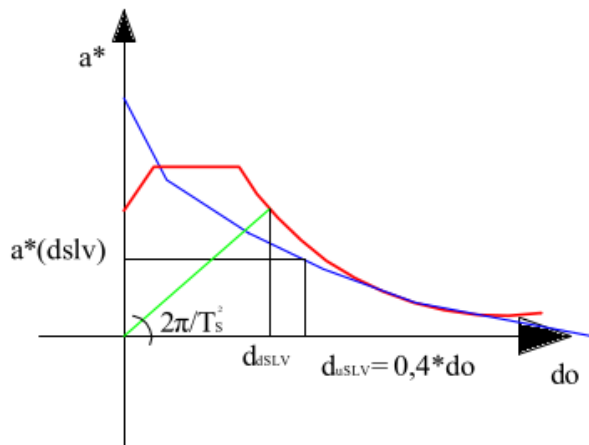
La domanda di spostamento

$$d_{SLV} = S_{EZ}(\zeta, z, T_{SLV}) * T_{SLV}^2 / (4 * \pi^2)$$

$$d_{SLC} = S_{EZ}(\zeta, z, T_{SLC}) * T_{SLC}^2 / (4 * \pi^2)$$

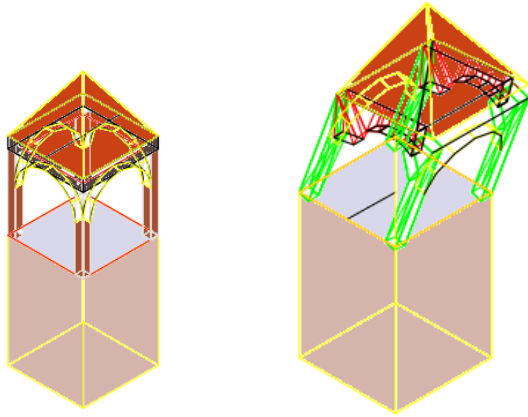
$S_{EZ}(\zeta, z, T_{SLV})$ accelerazione alla quota z

La verifica tramite lo spettro di capacità allo SLV

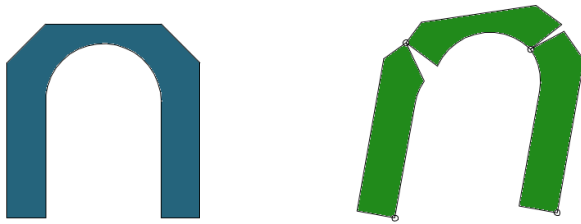


- Ribaltamento della cella campanaria

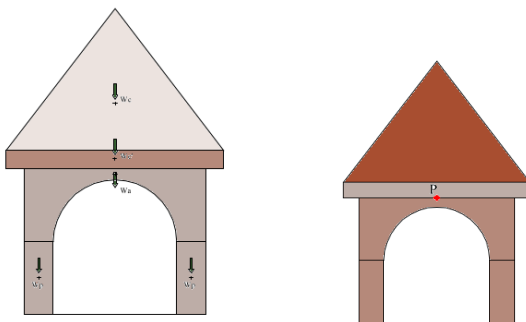
Il meccanismo della cella campanaria è simile a quello di un arco con piedritti sollecitato da azioni sismiche orizzontali, facendo la ipotesi di piano rigido e che la azione sismica si ripartisca in parti uguali tra i due archi.



Il meccanismo dell'arco singolo



Definiamo i pesi sismici il loro punto di applicazione ed il punto di controllo



W_P peso sismico pilastro , 4 colonne

W_A peso sismico arco , 4 archi

W_C peso sismico cuspide

W_{CI} peso sismico cornicione

H_P altezza colonna

f freccia arco

t spessore chiave arco

s spessore cornicione

H_c altezza cuspide

B lato della sezione quadrata del fusto

$$Y_{GP} = H_P/2$$

$$Y_{GA} = (H_P + f + t/2)$$

$$Y_{GC} = (H_P + f + t + s + 2/3 * H_c)$$

$$Y_{GCI} = (H_P + f + t + s/2)$$

Lavoro dei pesi sismici

$$- W_{Cl} * Y_{GC}(1-\cos\theta_C) + W_C * B/2 * \sin\theta_C \quad \text{peso sismico cuspidale}$$

Lavoro azioni sismiche orizzontali

Concentriamo l'azione sismica orizzontale nel baricentro del cornicione

$F_O = M * S_d(T)$, M massa complessiva della cella campoanaria

$$M = (4 * W_P + 4 * W_A + W_{Cl} + W_C) / g$$

$$F * Y_{GCl} * \sin \theta_{Cl} - F * B/2 * (1 - \cos \theta_{Cl})$$

avendo indicato con

a lato della colonna quadrata

$B+2c$ lato del cornicione quadrato

Il lavoro delle forze interne

$$2 * M_1 * \theta_{1Y} + 2 * M_3 * \theta_{3Y} + 2 * M_{12} * \Delta \theta_{12Y} + 2 * M_{23} * \Delta \theta_{23Y}$$

Gli angoli riportati nelle formule vengono desunti da considerazioni di similitudine sui triangoli delle catene cinematiche per spostamenti verticali ed orizzontali e sono tutti funzione del grado di libertà θ moltiplicato per un coefficiente K variabile da angolo ad angolo.

$$\theta_{PY} = K_{PY} * \theta ; \theta_{PX} = K_{PX} * \theta ;$$

$$\theta_{AY} = K_{AY} * \theta ; \theta_{AX} = K_{AX} * \theta ;$$

$$\theta_{CIY} = K_{CIY} * \theta ; \theta_{CIX} = K_{CIX} * \theta ;$$

$$\theta_{CY} = K_{CY} * \theta ; \theta_{CX} = K_{CX} * \theta ;$$

$$\theta_{1Y} = K_{1Y} * \theta ; \Delta \theta_{12Y} = K_{12Y} * \theta ;$$

$$\theta_{3Y} = K_{3Y} * \theta ; \Delta \theta_{23Y} = K_{23Y} * \theta ; \text{ coefficienti adimensionali}$$

I pedici X ed Y indicano rispettivamente la catena cinematica per spostamenti orizzontali e verticali. Utilizzando gli sviluppi in serie di Mac Laurin

$$-4 * W_P * Y_{GP} * \theta_{PX}^2 / 2 + 4 * W_P * a / 2 * \theta_{PY} - 4 * W_A * Y_{GA} * \theta_{AX}^2 / 2 + 4 * W_A * (B/2 - a) * \theta_{AY} +$$

$$-W_{Cl} * Y_{GCl} * \theta_{CXI}^2 / 2 + W_C * (B/2 + c) * \theta_{CYI} - W_{Cl} * Y_{GC} * \theta_{CX}^2 / 2 + W_C * B/2 * \theta_{CY} +$$

$$F * Y_{GCl} * \theta_{GCXI} - F * B/2 * \theta_{GCYI}^2 / 2 - (2 * M_1 * \theta_{1Y} + 2 * M_3 * \theta_{3Y} + 2 * M_{12} * \Delta \theta_{12Y} + 2 * M_{23} * \Delta \theta_{23Y}) = 0$$

sostituendo gli angoli e semplificando si ottiene la configurazione di equilibrio tramite l'angolo θ

$$\begin{aligned}
 & -4*W_P*Y_{GP}*K_{PX}^2*\theta/2+4*W_P*a/2*K_{PY} - 4*W_A*Y_{GA}*K_{AX}^2*\theta/2+4*W_P*a/2*K_{PY} + \\
 & -W_{CI}*Y_{GCI}*K_{CXI}^2\theta/2+W_C*(B/2+c)*K_{CYI} - W_{CI}*Y_{GC}*K_{CX}^2*\theta/2+ W_C*B/2*K_{CY} + \\
 & F*Y_{GCI}*K_{GCXI}-F*B/2*K_{GCI}^2*\theta/2-(2*M_I*K_{IY}+2*M_3*K_{3Y}+2*M_{I2}*K\theta_{I2Y}+2*M_{23}*K\theta_{23Y}) \\
 & = 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & -4*W_P*Y_{GP}*K_{PX}^2*\theta - 4*W_A*Y_{GA}*K_{AX}^2*\theta - W_{CI}*Y_{GCI}*K_{CXI}^2\theta - W_{CI}*Y_{GC}*K_{CX}^2*\theta \\
 & -F*B/2*K_{GCI}^2*\theta = 2*[(2*M_I*K_{IY}+2*M_3*K_{3Y}+2*M_{I2}*K\theta_{I2Y}+2*M_{23}*K\theta_{23Y})+ \\
 & -4*W_P*a/2*K_{PY}-4*W_P*a/2*K_{PY}-W_C*(B/2+c)*K_{CYI}- W_C*B/2*K_{CY}-F*Y_{GCI}*K_{GCXI}]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta = & 2*[-(2*M_I*K_{IY}+2*M_3*K_{3Y}+2*M_{I2}*K\theta_{I2Y}+2*M_{23}*K\theta_{23Y})+ \\
 & +(4*W_P*a/2*K_{PY}+4*W_P*a/2*K_{PY}+W_C*(B/2+c)*K_{CYI}+W_C*B/2*K_{CY})+F*Y_{GCI}*K_{GCXI}]/ \\
 & [4*W_P*Y_{GP}*K_{PX}^2+4*W_A*Y_{GA}*K_{AX}^2+W_{CI}*Y_{GCI}*K_{CXI}^2+W_{CI}*Y_{GC}*K_{CX}^2+F*B/2*K_{GCI}^2]
 \end{aligned}$$

Inserendo il moltiplicatore dei pesi sismici tenendo presente che il momento ultimo delle forze interne è funzione dello sforzo normale e quindi del peso sismico

$$M_U = P*b/2*[1-P/(0,85*fcd*A)] \quad \text{Trascuriamo l'incremento di } M_U \text{ dovuto ad } \alpha$$

La rotazione diventa :

$$\begin{aligned}
 \theta = & 2*[-(2*M_I*K_{IY}+2*M_3*K_{3Y}+2*M_{I2}*K\theta_{I2Y}+2*M_{23}*K\theta_{23Y})+ \\
 & +\alpha*(4*W_P*a/2*K_{PY}+4*W_P*a/2*K_{PY}+W_C*(B/2+c)*K_{CYI}+W_C*B/2*K_{CY})+F*Y_{GCI}*K_{GCXI}]/ \\
 & [\alpha*(4*W_P*Y_{GP}*K_{PX}^2+4*W_A*Y_{GA}*K_{AX}^2+W_{CI}*Y_{GCI}*K_{CXI}^2+W_{CI}*Y_{GC}*K_{CX}^2)+F*B/2*K_{GCI}^2]
 \end{aligned}$$

La funzione $\alpha = \alpha(\theta)$

$$\begin{aligned}
 & -2*\alpha*[+(4*W_P*a/2*K_{PY}+4*W_P*a/2*K_{PY}+W_C*(B/2+c)*K_{CYI}+W_C*B/2*K_{CY})]-\theta*\alpha*(4*W_P*Y_{GP}*K_{PX}^2+ \\
 & 4*W_A*Y_{GA}*K_{AX}^2+W_{CI}*Y_{GCI}*K_{CXI}^2+W_{CI}*Y_{GC}*K_{CX}^2)=-F*Y_{GCI}*K_{GCXI}-\theta*2*F*B/2*K_{GCI}^2 \\
 & -2*(2*M_I*K_{IY}+2*M_3*K_{3Y}+2*M_{I2}*K\theta_{I2Y}+2*M_{23}*K\theta_{23Y})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha = & [F*Y_{GCI}*K_{GCXI}+\theta*2*F*B/2*K_{GCI}^2 - 2*(2*M_I*K_{IY}+2*M_3*K_{3Y}+2*M_{I2}*K\theta_{I2Y}+2*M_{23}*K\theta_{23Y})]/ \\
 & /\{\theta*(4*W_P*Y_{GP}*K_{PX}^2+4*W_A*Y_{GA}*K_{AX}^2+W_{CI}*Y_{GCI}*K_{CXI}^2+W_{CI}*Y_{GC}*K_{CX}^2) \\
 & +2*[-(4*W_P*a/2*K_{PY}+4*W_P*a/2*K_{PY}+W_C*(B/2+c)*K_{CYI}+W_C*B/2*K_{CY})]\}
 \end{aligned}$$

è una funzione con molti termini forse vi sono anche degli errori ma fondamentale è

capire il concetto come applicare il PLV per una analisi cinematica non lineare ovvero come si determina la funzione $\alpha = \alpha(\theta)$ poiché lo studio del cinematisimo viene seguito attraverso un software di calcolo.

La funzione $\alpha = \alpha(\theta)$ è sempre decrescente.

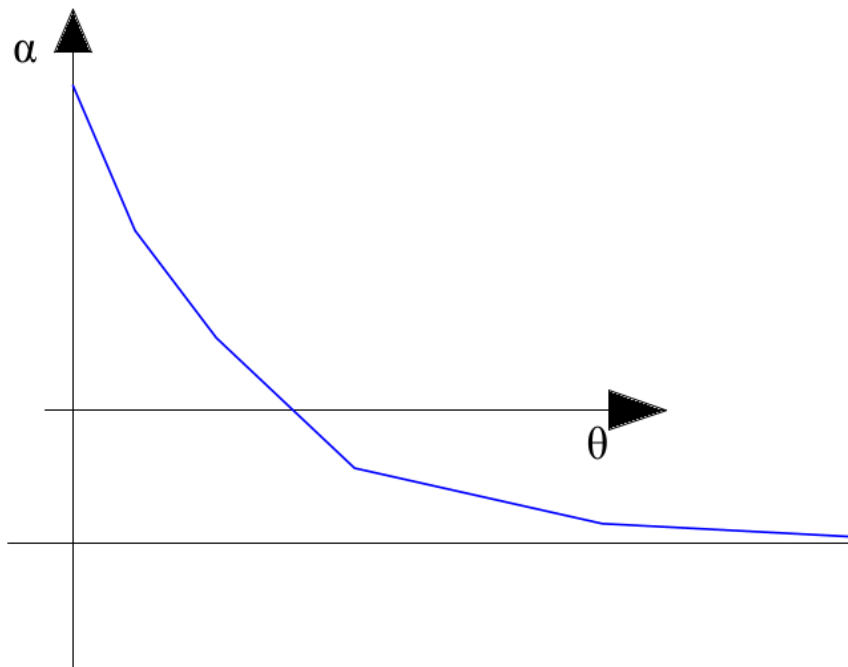
per $\theta = 0$

$$\alpha = [2*(2*M_1*K_{1Y} + 2*M_3*K_{3Y} + 2*M_{12}*K_{12Y} + 2*M_{23}*K_{23Y}) - F*Y_{GCI}*K_{GCXI}] / \{ (4*W_P*a/2*K_{PY} + 4*W_P*a/2*K_{PY} + W_C*(B/2+c)*K_{CYI} + W_C*B/2*K_{CY}) \}$$

per $\theta = \infty$ abbiamo la forma indeterminata ∞/∞

$$\alpha = -F*B*K_{GCYI}^2 / \{ (4*W_P*Y_{GP}*K_{PX}^2 + 4*W_A*Y_{GA}*K_{AX}^2 + W_{CI}*Y_{GCI}*K_{CXI}^2 + W_{CI}*Y_{GC}*K_{CX}^2) \}$$

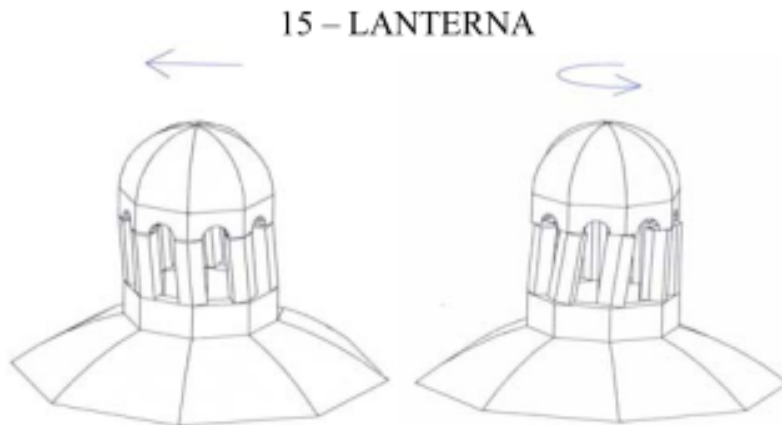
Ha un asintoto orizzontale ; il moltiplicatore α si annulla per $\theta = \theta_{CR}$ al quale corrisponde lo spostamento del punto di controllo d_o



Nel paragrafo precedente relativo agli archi trionfali abbiamo calcolato il moltiplicatore delle forze sismiche verticali che hanno la stessa direzione del peso sismico in questo paragrafo abbiamo eseguito il calcolo del moltiplicatore dei pesi sismici poiché la forza sismica è orizzontale ed applicata a livello di impalcato. Nella trattazione ci fermiamo qui omettiamo la verifica dello spettro di capacità che si esegue in modo analogo a quanto visto nei paragrafi precedenti.

8- La lanterna

Il meccanismo di danno oltre che da una azione sismica orizzontale deriva anche dalla sua eventuale eccentricità e quindi dalla presenza di torsione nell'elemento strutturale riconducibile tramite una ripartizione a forze taglienti che sollecitano ogni colonna provocando come nel portale semplice la formazione di una cerniera plastica alla base della colonna



Ovviamente determinate tali forze F_I si può verificare il cinematismo della colonna singola e tramite una sommatoria estenderlo a tutte le colonne quindi studiare il cinematismo globale della lanterna.

Per la colonna singola

W_I peso sismico colonna W_C peso sismico cupola superiore, n numero di colonne

$P_I = W_C / n$ azione verticale trasmessa dal peso sismico della cupola

F_I Forza Sismica in testa alla colonna i -ma derivante dalla ripartizione

M_I Momento cerniera plastica alla base

Il meccanismo è immediato , definita la catena cinematica attraverso la rotazione θ_I

$$-W_I * H/2 * (1 - \cos\theta_I) - P_I * H * (1 - \cos\theta_I) + F_I * H * \sin\theta_I + M_I * \theta_I = 0$$

$$-W_I * H/4 * \theta_I^2 - P_I * H * \theta_I^2/2 + F_I * H * \theta_I + M_I * \theta_I = 0$$

$$-W_I * H/4 * \theta_I - P_I * H * \theta_I/2 + F_I * H + M_I = 0$$

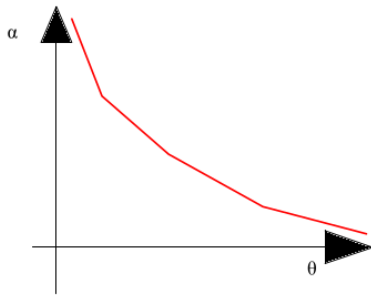
La configurazione di equilibrio per la colonna i -ma

$$\theta_I = 4 * (F_I * H + M_I) / (W_I * H - 2 * P_I * H)$$

Il moltiplicatore i -mo dei pesi sismici

$$\alpha_I = 4 * (F_I * H + M_I) / [\theta_I * (W_I * H - 2 * P_I * H)]$$

La curva $\alpha_i = \alpha_i(\theta_i)$ è una iperbole



Il moltiplicatore per il meccanismo della lanterna corrisponde al valore più piccolo determinato per ogni colonna

Estendendo a tutte le n colonne per il meccanismo globale, tenendo presente che la rotazione deve essere la stessa per ogni colonna nella ipotesi di impalcato ovvero di cupola rigida

$$\theta = 4 * (F_i * H + M_i) / (W_i * H - 2 * P_i * H) \text{ per la colonna } i\text{-ma}$$

$$\theta = 4 * \Sigma(F_i * H + M_i) / \Sigma(W_i * H - 2 * P_i * H) \text{ per tutta la lanterna}$$

il moltiplicatore del meccanismo di danno globale

$$\alpha = 4 * \Sigma(F_i * H + M_i) / [\theta * \Sigma(W_i * H - 2 * P_i * H)]$$

è sempre una iperbole come per il singolo meccanismo. Anche in questo paragrafo non ci addentriamo nella verifica tramite lo spettro di capacità allo stato limite di salvaguardia della vita ci limitiamo a calcolare lo spostamento del punto di controllo e della funzione $\alpha_i = \alpha_i(d_i)$; $\alpha = \alpha(d)$;

$$\text{per la colonna singola } d_i = H * \theta_i$$

avendo assunto come punto di controllo i-mo la testa della colonna. Tra i vari punti di controllo per ogni colonna dobbiamo individuare quello al quale corrisponde il max spostamento e il minimo moltiplicatore a livello di impalcato ed eseguire la verifica . La ripartizione del momento sismico torcente M e della forza sismica F nella ipotesi di medesima rigidezza delle colonne n via semplificata la seguiamo in base all'area delle colonne

$$F_{SI} = F/n ; \quad F_{TI} = M_T / (n * R); \quad R \text{ raggio lanterna}$$

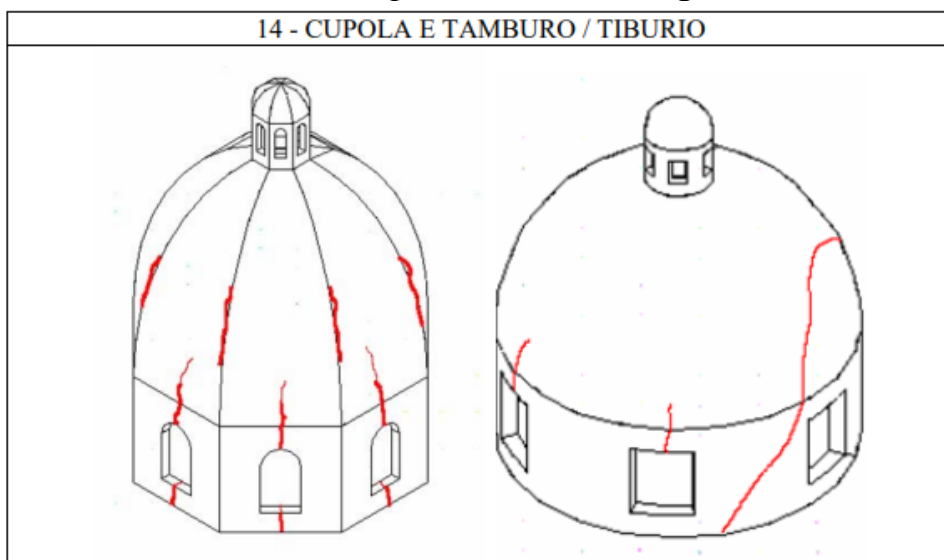
Tali forze agenti sulla colonna non hanno la stessa direzione ne va determinata la risultante: F_{SI} direzione X ; F_{TI} tangente alla circonferenza ;

$$F_i = [(F_{XI} + F_{TI} * \cos \beta)^2 + (F_{TI} * \sin \beta)^2]^{1/2} ;$$

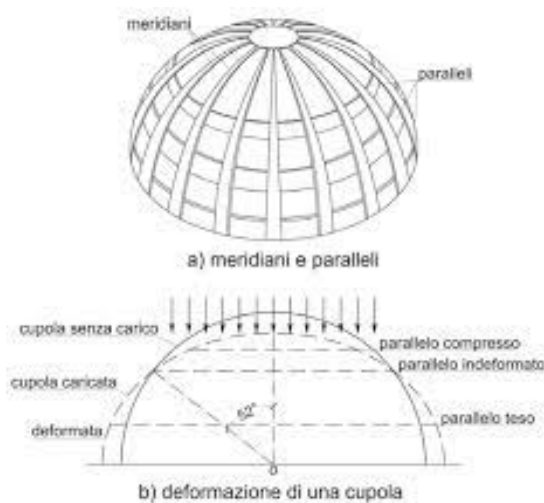
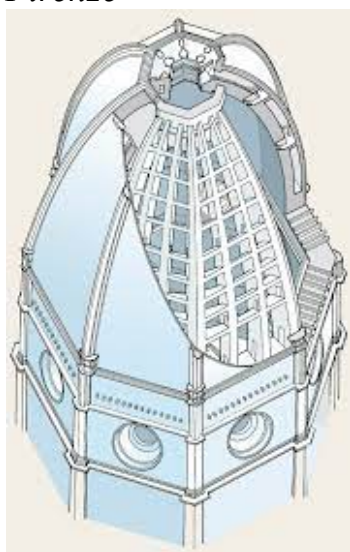
β angolo che il raggio (individua la posizione della colonna) forma con X

-9 La cupola il tamburo

Il meccanismo di danno riportato nelle linee guida dei beni culturali per le cupole

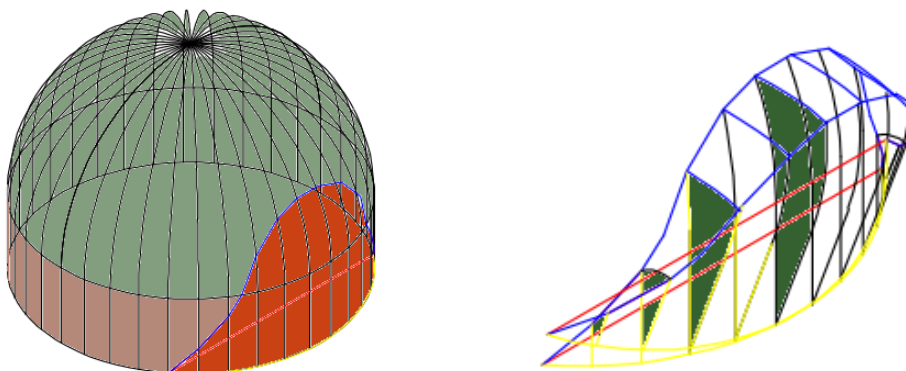


evidenza delle lesioni in corrispondenza degli archi che rappresentano gli elementi strutturali portanti delle cupole. Se pensiamo alla cupola di Filippo Brunelleschi a Firenze



vediamo che la struttura portante è rappresentata da archi principali connessi tra di loro, e semiarchi intermedi con elementi orizzontali il tutto in materiale lapideo che ha una elevata resistenza a compressione e lavorano per sforzo normale. Le travi orizzontali non sono giuntate ed hanno una loro capacità di resistenza a trazione per cui sono in grado di sopportare la flessione derivante dai carichi verticali. La struttura portante delle cupole in genere ha questo funzionamento statico vi sono degli archi principali e degli elementi orizzontali lapidei di collegamento che hanno un ottimo funzionamento statico per carichi verticali e sisma verticale poiché richiamano il funzionamento dell'arco, ma nei confronti di azioni sismiche orizzontali si danneggiano notevolmente. Si può innescare anche un meccanismo di ribaltamento di una porzione della cupola come evidenziato in figura, ovviamente bisogna definire il volume rigido interessato al cinematismo funzione dei pesi sismici delle azioni sismiche

della geometria della cupola e delle caratteristiche meccaniche del materiale lapideo impiegato. Se vogliamo studiare questo meccanismo ipotizziamo di conoscere a priori il volume rigido come succede per cupole danneggiate in occasione di eventi sismici, o ancora definire tale volume conoscendo la inclinazione delle lesioni a 30° o 45° sull'orizzontale proiettandole prima sul cilindro di base e poi sulla cupola, applicando il PLV alla parte di struttura che ribalta ipotizzando una rotazione θ alla base. Il volume che ribalta può essere ottenuto discretizzando il cilindro in tante strisce verticali e la cupola negli spicchi corrispondenti, definendo la inclinazione della lesione sull'asse orizzontale disegnando una spezzata che individua il volume rigido oggetto di rotazione. Il centro di rotazione è individuato dal punto estremo del diametro, in pianta il volume rigido da un segmento circolare per cui è opportuno conoscere per studiare il ribaltamento la dimensione della corda c e l'andamento delle lesioni tipiche del materiale muratura.



In figura è riportato l'ipotetico volume rigido la catena cinematica conseguente al ribaltamento; un disegno più accurato con una maggiore discretizzazione consente di definire meglio la spezzata assimilandola ad una curva, individuando il volume rigido. Il principio dei lavori virtuali applicato al blocco rigido

W peso sismico

$F = W/g * S_d(T)$ forza sismica

Y_G ordinata baricentro blocco

$$-W * Y_G * (1 - \cos\theta) + F * Y_G * \sin\theta = 0$$

utilizzando gli sviluppi in serie di Mac-Laurin

$$-W * Y_G * \theta^2/2 + F * Y_G * \theta = 0$$

la configurazione di equilibrio

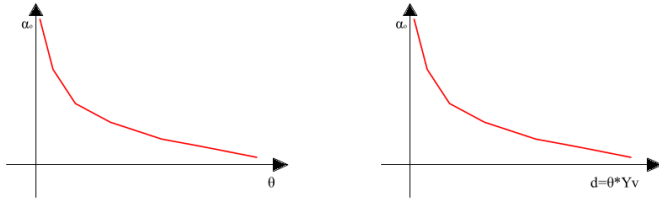
$$\theta = 2 * F * Y_G / W * Y_G = 2 * F / W$$

il moltiplicatore dei pesi sismici

$$-\alpha * W * Y_G * \theta + 2 * F * Y_G = 0$$

$$\alpha = 2 * F * Y_G / (\theta * W * Y_G) = 2 * F / (W * \theta)$$

La funzione $\alpha = \alpha(\theta)$ è una iperbole ; se scegliamo un punto di controllo nel vertice del blocco rigido $d = \theta * Y_V$, Y_V ordinata verticale del vertice



Lo spostamento ultimo d_o corrisponde ad un moltiplicatore ultimo negativo o minimo ammissibile; gli spostamenti corrispondenti :

$$d_{SLC}^* = 0,6 * d_o ; \quad d_{SLV}^* = 0,4 * d_o ;$$

ai quali corrispondono i due moltiplicatori di collasso α_{oSLV} ; ed α_{oSLC} ; i periodi equivalenti per i due stati limite

Salvaguardia della vita	SLV	$T_{SLV} = 1,68 * \pi * [d_{SLV}^* / \alpha_{oSLV}]^{1/2}$
Collasso	SLC	$T_{SLC} = 1,58 * \pi * [d_{SLC}^* / \alpha_{oSLC}]^{1/2}$

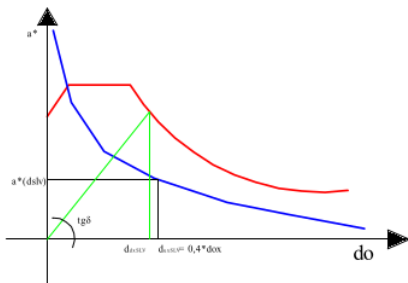
La domanda di spostamento

$$d_{SLV} = S_{EZ}(\zeta, z, T_{SLV}) * T_{SLV}^2 / (4 * \pi^2)$$

$$d_{SLC} = S_{EZ}(\zeta, z, T_{SLC}) * T_{SLC}^2 / (4 * \pi^2)$$

$S_{EZ}(\zeta, z, T_{SLV})$ accelerazione alla quota z

La verifica tramite lo spettro di capacità allo SLV



Per la cupola la analisi cinematica non lineare e la conseguente verifica sono state eseguite in modo semplificato; La definizione del volume rigido di cupola può essere eseguita assumendo come incognita la freccia f del segmento circolare determinando l'angolo $\theta_{CR} = X_G / Y_G$ con un sistema di riferimento di assi X ed Y avente origine nel centro di rotazione . La trattazione è stata omessa poiché è complicato calcolare il volume del blocco rigido interessato alla rotazione le coordinate del suo baricentro G

10- Conclusioni

Lo studio dei meccanismi di danno per edifici storici è molto interessante , gratificante da un punto di vista culturale, come espressione narcisistica delle proprie capacità e conoscenze nel settore della tecnica e scienza delle costruzioni. I metodi utilizzati per il calcolo dei cinematismi, delle configurazioni di equilibrio sono quelli tradizionali della scienza delle costruzioni applicati inizialmente per grandi spostamenti e poi attraverso gli sviluppi in serie con una teoria del secondo ordine e per piccoli spostamenti. La scienza delle costruzioni ha origine recenti , le prime formulazioni risalgono ai primi dell' ottocento ad opera di ingegneri ed architetti francesi si è evoluta in questi duecentocinquanta anni diventando attraverso l'utilizzo di applicazioni informatiche strumento necessario per il calcolo strutturale. E' una materia semplice da studiare e da capire che trova applicazione nei beni culturali dove la conservazione del patrimonio monumentale non solo italiano ma europeo ed anche mondiale è fondamentale sia per il turismo che per caratterizzare positivamente una nazione per il suo patrimonio artistico, una cultura oggetto di campagne diffamatorie e di associazioni sociali negative spesso oggetto di stigmatizzazioni e persecuzioni sociali, per gli studiosi che hanno avuto come obiettivo nella loro vita lo studio e la diffusione di questa cultura. I metodi della scienza e tecnica delle costruzioni vengono utilizzati per le strutture in cemento armato e molto spesso si giustifica la diffamazione e denigrazione di questa cultura con il danno ambientale conseguente all'uso indiscriminato del cemento o all'uso del legno . E' prassi comune etichettare la scienza e tecnica delle costruzioni come appartenenti ad una cultura fascista , invece trovano direttamente ispirazione dalla natura dai sistemi resistenti degli alberi e dei rami per evolversi in applicazioni anche molto complesse alle strutture in legno lamellare quindi cultura di sinistra. La scienza e tecnica delle costruzioni vengono utilizzati anche nel settore medico con applicazione alla ortopedia per il calcolo delle protesi , per la verifica dello scheletro dell'essere umano o ancora al settore dentistico modellando il dente agli elementi finiti verificando la sua resistenza agli sforzi di compressione derivanti dalla masticazione;negli ultimi 30 anni sono nati nuovi corsi di laurea nei quali viene insegnata la scienza delle costruzioni con applicazione al settore sanitario, la biomeccanica analizza il comportamento delle strutture fisiologiche quando sono sottoposte a sollecitazioni statiche o dinamiche. Il concetto l'ideologia di questa cultura va modificato nell'inconscio collettivo della popolazione in maniera positiva emarginando quei sistemi sociali e mediatici che apologizzano per la denigrazione e diffamazione del De Saint Venant , Navier e dei vari studiosi che si sono avvicendati dal 1800 ai giorni nostri .

Bibliografia

- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni.
- Prof. Vincenzo Franciosi Problemi di scienze delle costruzioni Vol.3
- Prof. Michele Pagano Teoria degli edifici : Edifici in muratura
- Aldo Giordano, Elena Mele, Antonello De Luca Assessment of the seismic capacity of triumphal arches.
- Repertorio dei meccanismi di danno , delle tecniche di intervento dei relativi costi negli edifici in muratura
- Nuove norme tecniche sulle costruzioni 17 gennaio 2018
- Circolare applicativa delle nuove norme tecniche per le costruzioni

Rinforzo di pareti murarie

1- Introduzione

2- La normativa italiana NTC 2018

3- L'intonaco armato con rete metallica

4- L'intonaco armato in CRM

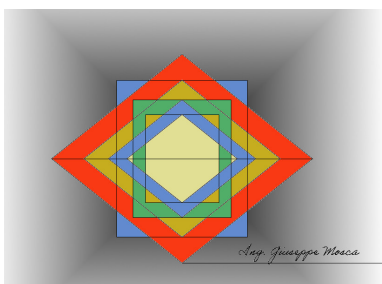
5- Il rinforzo in FRCM

8- Il consolidamento in FRP

7- La muratura precompressa: sistema CAM

8- Le iniezioni di miscele leganti e i diatoni.

9- Conclusioni



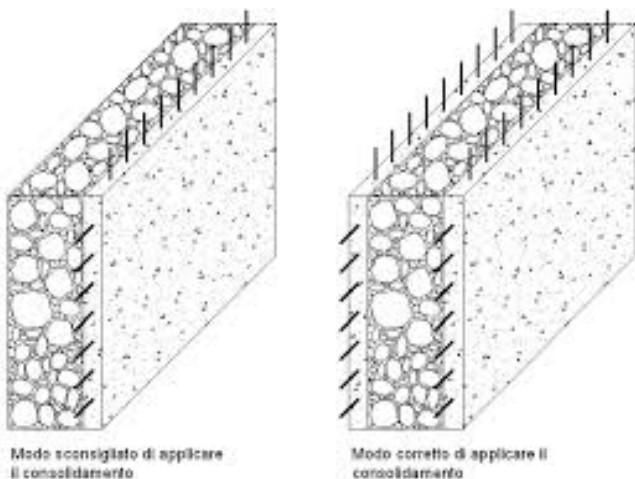
Ing. Giuseppe Mosca



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

1- Introduzione

Le pareti degli edifici in muratura sollecitate da azioni sismiche nel proprio piano presentano un quadro fessurativo per lesioni diagonali dovute al superamento della resistenza a trazione nella muratura per sollecitazioni cicliche alternate, per cui l'intervento di consolidamento ha come obiettivo il conferimento della capacità al maschio murario di resistere a trazione e ciò può essere ottenuto mediante l'aggiunta di armature metalliche o fibre di carbonio oppure attraverso la precompressione della muratura. Le azioni sismiche fuori del piano che generano cinematismi di ribaltamento della parete vengono bilanciati mediante catene metalliche e opportune cordolature che vincolano la parete al solaio di interpiano in modo da evitare la rottura, inoltre l'intonaco armato aumenta la resistenza a pressoflessione della parete per azioni flettenti fuori del piano, quindi l'intervento di consolidamento possiamo ritenerlo efficace per entrambe le tipologie di sollecitazioni. Queste tecniche di consolidamento di antichi edifici in murature sono state utilizzate per moltissimi anni la loro efficacia è stata sperimentata dagli eventi sismici che si sono succeduti negli anni ed oggi si sono evolute attraverso l'uso di fibre di carbonio e rappresentano un intervento poco invasivo per rinforzare le murature esistenti senza danneggiarle o comprometterne la integrità. Si possono eseguire altre tipologie di intervento come l'inserimento di pilastri in cemento armato o in acciaio di veri e propri telai nella parete ma ciò comporterebbe il danneggiamento della muratura; un intervento da eseguire sulle pareti di un edificio in muratura è la riquadratura delle aperture attraverso telai in cemento armato o acciaio. Le normative italiane non danno indicazioni sulle formule di verifica degli intonaci armati soltanto le istruzioni CNR per i sistemi FRCM definiscono le metodologie di calcolo per i rinforzi sia di elementi strutturali in cemento armato che per murature. Le NTC 2018 come vedremo nel prossimo paragrafo maggiorano i parametri meccanici della muratura in funzione della tipologia di intervento, lo scopo di questi appunti è la definizione di formule di verifica per il rinforzo di pareti in muratura sia a pressoflessione che a taglio da confrontare con i valori proposti dalle NTC. L'intonaco armato va realizzato su entrambe le facce della nostra parete in muratura affinché sia efficace, cosa possibile in fase di consolidamento del nostro edificio.



2- La normativa italiana : Circolare applicativa NTC 2018

La muratura in una costruzione esistente e il risultato dell'assemblaggio di materiali diversi, in cui la tecnica costruttiva, le modalità di posa in opera, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti e il loro stato di conservazione, determinano il comportamento meccanico dell'insieme. La misura diretta delle caratteristiche meccaniche della muratura avviene mediante l'esecuzione di prove in situ su porzioni di muratura, o di prove in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ, ove questo sia possibile; le prove possono essere di compressione e di taglio, scelte in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi; le modalità di prova e la relativa interpretazione dei risultati devono seguire procedure di riconosciuta validità.

Le norme tecniche per le tipologie murarie più ricorrenti riportano i valori dei parametri meccanici

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbozzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

a condizione che la malta di calce sia di modeste caratteristiche ovvero con resistenza media alla compressione $0,7 \leq f_m \leq 1,5$ N/mm²; ai fini della verifica sismica qualora la resistenza a compressione f_m sia minore di 0,7 N/mm² si applica un coefficiente riduttivo di 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici. Se le caratteristiche della muratura sono in uno stato migliore si applicano dei coefficienti migliorativi:

-malta di buone caratteristiche: il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (f , τ_0 e f_{v0}), sia ai moduli elastici (E e G);

- presenza di ricorsi (o listature): il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in cui si riscontra tale tecnica costruttiva;

- presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale

Le istruzioni CNR DT212/2013 danno i seguenti parametri meccanici per le murature esistenti :

Tabella 3.1. Valori di riferimento per le proprietà meccaniche delle diverse tipologie murarie: valori medi e deviazione standard del logaritmo.

Tipologia di muratura		f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [MPa]	G [MPa]
Muratura in pietrame disordinata	μ	140	2.6	870	290
	σ_{ln}	0.29	0.24	0.21	0.21
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	μ	250	4.3	1230	410
	σ_{ln}	0.20	0.19	0.17	0.17
Muratura in pietra a spacco con buona tessitura	μ	320	6.5	1740	580
	σ_{ln}	0.19	0.14	0.14	0.14
Muratura a conci di pietra tenera	μ	190	3.5	1080	360
	σ_{ln}	0.27	0.20	0.17	0.17
Muratura a blocchi lapidei squadrati	μ	700	10.5	2800	860
	σ_{ln}	0.14	0.14	0.14	0.09
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	μ	320	7.6	1500	500
	σ_{ln}	0.26	0.21	0.20	0.20
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es. doppio UNI foratura < 40%)	μ	650	28.0	4550	1138
	σ_{ln}	0.24	0.14	0.24	0.24
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	μ	500	35.0	4500	1350
	σ_{ln}	0.20	0.14	0.20	0.20
Muratura in blocchi semipieni con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	μ	350	11.5	3150	945
	σ_{ln}	0.14	0.13	0.14	0.14
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	μ	175	11.0	1400	350
	σ_{ln}	0.14	0.14	0.14	0.14
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (perc. foratura < 45%)	μ	370	21.0	2960	740
	σ_{ln}	0.19	0.14	0.19	0.19
f_m : resistenza a compressione della muratura; τ_0 : resistenza a taglio della muratura; E: modulo di elasticità normale; G: modulo di elasticità tangenziale					

μ valore medio della grandezza

σ_{ln} deviazione standard

Una muratura di blocchi lapidei squadrati ha una resistenza media a compressione $f_m = 70 \pm 0,014$ daN/cm²

Se sulle murature esistenti eseguiamo degli interventi di rinforzo che incrementano i parametri meccanici possiamo applicare dei coefficienti correttivi come riportato in tabella

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonaco armato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrate	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

(*) I coefficienti correttivi relativi alle iniezioni di miscele leganti devono essere commisurati all'effettivo beneficio apportato alla muratura, riscontrabile con verifiche sia nella fase di esecuzione (iniettabilità) sia a posteriori (riscontri sperimentali attraverso prove soniche o similari).

(**) Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,15}$ (f_m in N/mm²).

(****) Nel caso di muratura di mattoni si intende come muratura trasversalmente connessa quella apparecchiata a regola d'arte.

- Consolidamento con iniezioni di miscele leganti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f , τ_0 e f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G); i benefici conseguibili dipendono in modo sensibile dalla qualità originaria della malta, risultando tanto maggiori quanto più questa è scadente. E bene ricordare che gli effettivi benefici delle iniezioni sono funzione della reale possibilità delle malte iniettate di riempire lacune esistenti nella trama muraria e di aderire ai materiali esistenti; in ogni caso, è raccomandabile l'esecuzione di saggi, preventivi e di verifica, per valutare i risultati effettivamente conseguiti.

-Consolidamento con intonaco armato

L'effetto di questa tipologia di consolidamento può essere stimato attraverso opportune valutazioni che considerino gli spessori della parete e dell'intonaco armato, oltre che i relativi parametri meccanici. In assenza di queste è possibile adottare il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, applicabile ai valori sia dei parametri di resistenza (f , τ_0 e f_{v0}), sia dei moduli elastici (E e G). In tal caso non si applicano i coefficienti relativi alla connessione trasversale della muratura non consolidata e alla ristilatura armata. Si rileva che il consolidamento con intonaco armato non ha alcuna efficacia in assenza di sistematiche connessioni trasversali e la sua efficacia è ridotta quando realizzato su un solo paramento. Nell'adozione degli eventuali coefficienti migliorativi si deve tenere conto delle caratteristiche delle malte utilizzate (cementizie o a calce) e delle armature (metalliche o in fibra). Infine, si segnala la necessità di una preventiva verifica che il paramento non evidenzi un'eccessiva disgregazione o presenza di vuoti, tale da rendere inefficace l'accoppiamento con l'intonaco armato; in questi casi è opportuno accoppiare l'intervento con iniezioni.

-Consolidamento con diatoni artificiali o tirantini antiespulsivi

Nel caso dell'inserimento di diatoni artificiali dotati di una significativa rigidezza a taglio e sufficientemente diffusi, si può applicare a tutti i parametri di resistenza il coefficiente indicato per le murature originariamente dotate di una buona connessione trasversale; gli elementi di connessione a trazione (tirantini) hanno un effetto significativo solo per la resistenza a compressione.

-Consolidamento con ristilatura armata e connessione dei paramenti

Il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie murarie, può essere applicato ai valori sia dei parametri di resistenza (f , τ_0 e f_{v0}), sia dei moduli elastici (E , G), in quest'ultimo caso in misura ridotta del 50%. Questa tecnica (con i relativi coefficienti migliorativi) può essere applicata anche sostituendo, su uno dei paramenti, la ristilatura armata con un intonaco armato di limitato spessore, realizzato con malta a base calce, purché siano posti in opera gli elementi di connessione trasversale.

Se eseguiamo più interventi di rinforzo i coefficienti migliorativi vanno moltiplicati a condizione che non si superi il valore max stabilito nella tabella.

Per la muratura il parametro meccanico da utilizzare nei calcoli e nelle verifiche

$$X = K_M * X_M / (FC * \gamma_M)$$

X_M valore medio del parametro meccanico tab.C.8.5.I

$K_M = K_1 * K_2 * K_3 * \dots \leq K_{MAX}$ coefficiente migliorativo tab.C.8.5.II

$\gamma_M = 3$ coefficiente parziale

FC fattore di confidenza

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1;

- LC2;

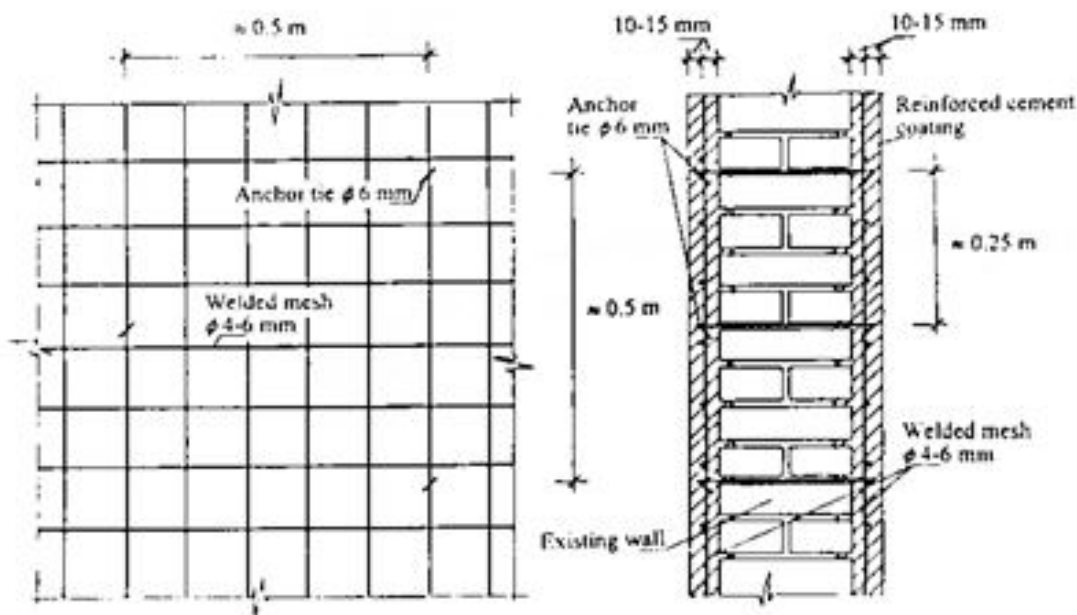
- LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Livello di conoscenza	Indagini	Prove	Resistenza da tabella C8.5.I	Modulo elastico da tabella C8.5.I	FC
LC1	limitate	limitate	Valore minimo	Valore medio	1.35
LC2	estese	estese	Valore medio	Valore medio	1.20
LC3	esaustive	esaustive	Aggiornata da risultati prove in sito	Aggiornata da risultati prove in sito	1.00

3- L'intonaco armato con rete metallica

Per una parete di muratura si vuole valutare l'incremento di rigidezza e di resistenza ultima a pressoflessione e taglio conseguente alla realizzazione di un intonaco armato sulle due facce della parete con rete elettrosaldata a maglia quadrata lato 15 cm diametro dei tondini 6mm e betoncino di cls avente spessore da 3÷7 cm ; una tecnica utilizzata per gli eventi sismici degli anni del secolo scorso quali Belice , Friuli, Irpinia e Marche.



Consideriamo una parete muraria di dimensioni 55x200x300 consolidata con intonaco armato costituito da due lastre di betoncino C45/55 spessore 3 cm e rete elettrosaldata 15x15 cm diametro 6mm . **Muratura a conci regolari di pietra tenera**



-Incremento di rigidezza

Il modulo di elasticità normale equivalente

$$E_{eq} * A = E_s * A_s + E_c * A_c + E_m * A_m \quad E_{eq} = 48424 \text{ daN/cm}^2$$

$$A_s = 2 * 13 * 0,28 = 7,28 \text{ cm}^2 ; A_c = 2 * 3 * 200 - 2A_s = 1192 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 55 * 200 = 11000 \text{ cm}^2 \quad A = 61 * 200 = 12200$$

$$E_s = 2100000 \text{ daN/cm}^2 ; E_m = 13000 \text{ daN/cm}^2 ; E_c = 362830 \text{ daN/cm}^2$$

Se utilizziamo i coefficienti migliorativi imposti dalla normativa italiana il modulo elastico della muratura consolidata con intonaco armato

$$E = E_m * 1,5 = 13000 * 1,5 = 19500 \text{ daN/cm}^2$$

*La differenza tra il modulo elastico della muratura consolidata omogeneizzata e quello proposto dalla normativa non è tanto nello spessore di cls quanto nell'area di acciaio ed il relativo modulo elastico. $E_s * A_s = 15288000 \text{ daN}$. Se poi teniamo conto della fessurazione nella muratura e nel calcestruzzo il modulo elastico omogeneizzato va dimezzato $E_{eq} = 24212 \text{ daN/cm}^2$.*

*Il modulo di elasticità tangenziale $G = 4200 \text{ daN/cm}^2 = 0,35 E \approx 0,4 * E$*

$$G = 4200 * 1,5 = 6300 \text{ daN/cm}^2$$

La rigidezza della nostra parete

$$\delta = F * L^3 / (\beta * E * I) + F * \chi * L / (G * A) ; \quad k = 1 / [L^3 / (\beta * E * I) + \chi * L / (G * A)]$$

β coefficiente che tiene conto delle condizioni di vincolo $3 \div 12$

χ fattore di taglio che per sezioni rettangolari $\chi = 6/5$

E' evidente che il consolidamento mediante intonaco armato del nostro edificio determina una differente distribuzione delle rigidezze se non eseguito su tutte le pareti modificando il comportamento dinamico della nostra struttura per effetti torsionali poiché modifica la posizione del baricentro delle rigidezze.

-Incremento di resistenza

Le formule da utilizzare per la verifica a pressoflessione e a taglio delle nostre pareti sono le seguenti :

$$M_{RD} = B * P / 2 * [1 - P / (A * 0,85 * f_{cd})]$$

P sforzo normale

$$B = 200 \text{ cm}$$

$$A = B * t ; \quad t \text{ spessore}$$

f_{cd} resistenza di calcolo a compressione della muratura

$$V_{RD} = B * t * 1,5 * \tau_{0d} / b * [1 + P / (A * 1,5 * \tau_{0d})]^{1/2}$$

b coefficiente correttivo dovuto alla distribuzione degli sforzi $b = H/L \quad b = 1 \div 1,5$

τ_{0d} resistenza a taglio della muratura

La normativa italiana impone di considerare dei coefficienti migliorativi della resistenza a taglio e a compressione per muratura consolidata con intonaco armato pari ad 1,5 ed eseguire le verifiche per i seguenti valori delle resistenze :

$$f_{cd} = 25 * 1,5 / (FC * \gamma_M) = 9,26 \text{ daN/cm}^2 \quad ; \quad \tau_{Od} = 0,6 * 1,5 / (FC * \gamma_M) = 0,22 \text{ daN/cm}^2$$

dove per LC1 $FC = 1,35$; $\gamma_M = 3$

Si possono utilizzare delle formule alternative che tengano conto della presenza di armature senza migliorare la resistenza

$$V_{RD} = V_{RDM} + V_{RDS} \quad \text{incremento} \quad V_{RDS} = 2 * d/s * A_s * f_{yd} / \sqrt{3}$$

$$V_{RD} = B * t * 1,5 * \tau_{Od} / b * [1 + P / (A * 1,5 * \tau_{Od})]^{1/2} + 2 * d/s * A_s * f_{yd} / \sqrt{3}$$

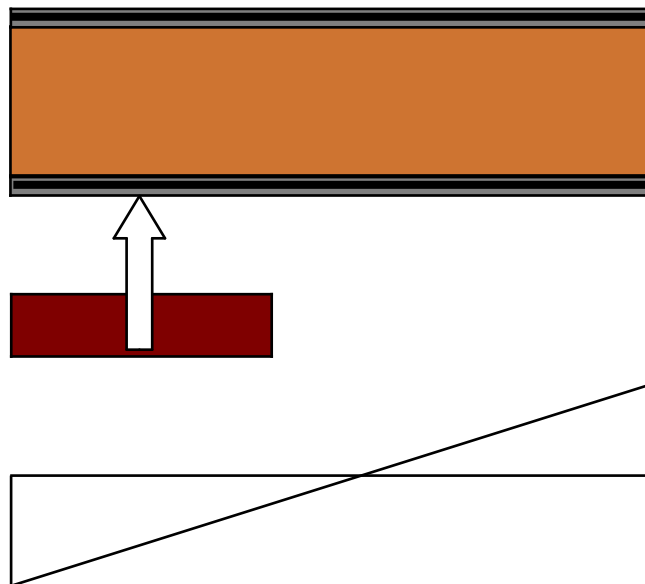
d distanza tra il lembo compresso e baricentro armatura tesa

$A_s = 0,28 \text{ cm}^2$ area tondino $\phi 6$

s passo dei ferri 15 cm

f_{yd} resistenza di calcolo dell'acciaio

per la parete va eseguita una verifica a pressoflessione considerando l'armatura metallica della rete elettrosaldata linearizzata

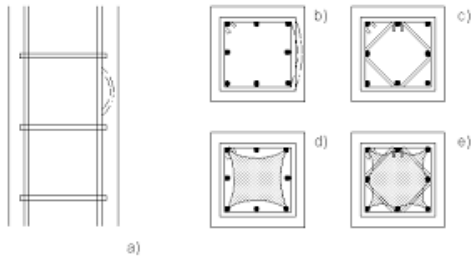


Ipotizziamo che si rompa la muratura $\epsilon_{Cm} = 0,0035$, $P = C - T$

$$C = t * 0,8 * x * 0,85 * f_{cdm} + 2 * t' * 0,8 * x * 0,85 * f_{cd}$$

$f_{cd} = r_{ck} / 1,5$; f_{cdm} resistenza a compressione muratura ; t' spessore cls

Non teniamo conto della armatura compressa poiché lo spessore del betoncino è ridotto 3 cm ed il tondino può instabilizzarsi ; la maglia quadrata di rete metallica non garantisce un passo sufficiente $15\phi = 9 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$



La risultante degli sforzi di trazione

$$\varepsilon_s = (B-X) * 0,0035 / X \quad \text{se} \quad \varepsilon_s \geq 0,001898 = f_{yd}/E_s$$

$$T = f_{yd} * a_s * d/2 + f_{yd} * a_s * (B-X-d) \quad ;$$

$$a_s = N * A_s / B \quad ; \quad d = x * 0,001898 / 0,0035$$

$$\text{se} \quad \varepsilon_s < 0,001898 = f_{yd}/E_s \quad ; \quad T = \sigma_s * a_s * d/2 \quad \text{con} \quad \sigma_s = E_s * \varepsilon_s$$

L'equazione di equilibrio per $\varepsilon_s \geq 0,001898 = f_{yd}/E_s$

$$t * 0,8 * x * 0,85 * f_{cdm} + 6 * 0,8 * x * 0,85 * f_{cd} - [f_{yd} * a_s * d/2 + f_{yd} * a_s * (B-X-d)] = P$$

L'equazione di equilibrio per $\varepsilon_s < 0,001898 = f_{yd}/E_s$

$$t * 0,8 * x * 0,85 * f_{cdm} + 6 * 0,8 * x * 0,85 * f_{cd} - \sigma_s * (B-X) * 0,0035 / X * a_s * d/2 = P$$

la prima equazione è di primo grado

$$X = [P - f_{yd} * a_s * B] / [t * 0,8 * 0,85 * f_{cdm} + 2 * t' * 0,8 * 0,85 * f_{cd} + f_{yd} * a_s - f_{yd} * a_s / 2 * 0,001898 / 0,0035}]$$

la seconda equazione è di II grado nella incognita X

$$\text{ricavata la X bisogna verificare che} \quad \varepsilon_s = (B-X) * 0,0035 / X \leq 0,01$$

Il momento ultimo della sezione con intonaco armato per $\varepsilon_s \geq 0,001898$

$$M_U = (t * 0,8 * x * 0,85 * f_{cdm} + 2 * t' * 0,8 * x * 0,85 * f_{cd}) * (B/2 - 0,4 * X) + f_{yd} * a_s * d/2 * (X - B/2 - 1/3 * d) + f_{yd} * a_s * (B-X-d) * (B-X-d)/2$$

Il momento ultimo della sezione con intonaco armato per $\varepsilon_s < 0,001898$

$$M_U = (t * 0,8 * x * 0,85 * f_{cdm} + 2 * t' * 0,8 * x * 0,85 * f_{cd}) * (B/2 - 0,4 * X) + \sigma_s * a_s * d/2 * (B/2 - (B-X)/3)$$

nella seguente tabella riportiamo i valori del taglio ultimo del momento ultimo e della rigidezza per la parete oggetto di esempio con sforzo normale di compressione $P = 50000 \text{ daN}$

Parete		$V_{rd} \text{ daN}$	$M_{rd} \text{ daN}^*m$	Rigidezza daN/cm
Parete non consolidata		52409	6645	156844
Parete consolidata	NTC	54026	21125	260989
	Verifica	63786	52930	314380

$$M_{RD} = B * P / 2 * [1 - P / (A * 0,85 * f_{cd})] ; V_{RD} = B * t * 1,5 * \tau_{Od} / b * [1 + P / (A * 1,5 * \tau_{Od})]^{1/2}$$

P sforzo normale

$$B = 200 \text{ cm} ; t = 55 \text{ cm} ; t' = 3 \text{ cm} ; H = 300 \text{ cm}$$

$$A = 11000 \text{ cmq} ; \beta = 12$$

$$f_{cd} = 6,17 \text{ daN/cm}^2 ;$$

$$\tau_{Od} = 0,146 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,5 * f_{cd} = 9,26 \text{ daN/cm}^2 ;$$

$$1,5 * \tau_{Od} = 0,22 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_m = 13000 / (1,35) = 9627 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,5 * E_m = 14440 \text{ daN/cm}^2$$

$$E_{eq} = 24212 / (1,35) = 17394 \text{ daN/cm}^2.$$

$$G_m = 4200 / (1,35) = 3111 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,5 * E_m = 4666 \text{ daN/cm}^2$$

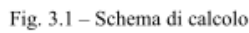
$$G_{eq} = 6087 \text{ daN/cm}^2.$$

$$k = 1 / [L^3 / (\beta * E * I) + \chi * L / (G * A)]$$

Dalla tabella si vede che gli incrementi di resistenza e rigidezza per la parete consolidata con intonaco armato sono considerevoli se si esegue la verifica tenendo conto del contributo delle armature metalliche e del calcestruzzo, quindi agendo a vantaggio di statica con molta cautela è conveniente considerare i coefficienti migliorativi proposti dalle norme tecniche; l'unica critica che si può fare a tali coefficienti è il modesto incremento di resistenza a taglio per il consolidamento mediante l'intonaco armato. In fase di costruzione la rete elettrosaldata di intonaco armato va ancorata nella fondazione e risvoltata nella soletta dei solai di interpiano affinché l'intonaco armato sia efficace inoltre lo spessore di betoncino deve essere adeguato di almeno 3 cm.

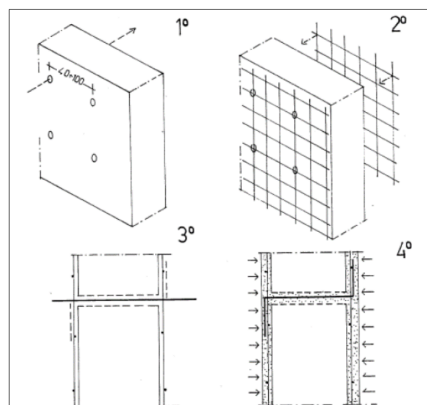
-Azioni fuori del piano

La rete elettrosaldata incrementa la resistenza della parete per azioni fuori del piano; con interventi di consolidamento in corrispondenza dei solai quali incatenamenti e cordoli il meccanismo di collasso della parete di muratura è un cinematismo verticale di parete monolitica di piano è sufficiente eseguire una verifica a pressoflessione della parete

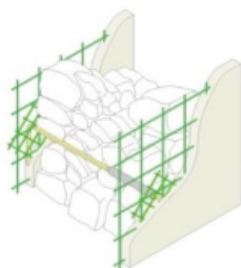
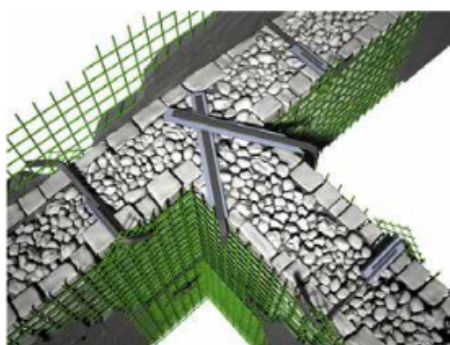


4- L'intonaco armato in CRM

-Composite Reinforced Mortar , malta rinforzata con reti in composito



La connessione dei due intonaci rinforzati è ottenuta inserendo degli elementi a “L” in GFRP all’interno di fori passanti e disposti secondo uno schema a quinconce; per garantire la massima efficienza del sistema la lunghezza di sovrapposizione dei connettori a “L” non deve essere inferiore a 10 cm. In presenza di murature di elevato spessore è possibile utilizzare delle connessioni di tipo non passante; in questi casi le prestazioni del sistema di rinforzo proposto, sono comunque garantire a patto che il connettore abbia una lunghezza pari almeno a 2/3 lo spessore della muratura da rinforzare.



Le fasi applicative dell’intonaco :

- demolizione intonaco esistente
- asportazione di parti in muratura incoerenti o in distacco
- risarcitura di lesioni preesistenti
- eventuale rinzafo di preparazione del substrato
- posizionamento delle reti su entrambi i lati della muratura
- posa dei connettori elicoidali (4÷5 a mq)
- fissaggio delle reti di rinforzo ai sistemi di connessione
- posa in opera delle G-mesh fazzoletto per la redistribuzione delle azioni concentrate
- formazione di intonaco strutturale ad alte prestazioni su pareti preparate

Le caratteristiche meccaniche della rete preformata , per differenti tipologie di rete

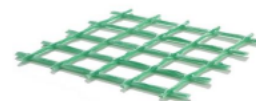
RETE	G-MESH 400	G-MESH 490
Proprietà costituenti della rete in GFRP	Fibra di vetro impregnata con resina epossidica	
Resistenza a trazione della rete (valori caratteristici)	67 kN/m in ordito 61 kN/m in trama	71 kN/m in ordito 89 kN/m in trama
Modulo elastico a trazione della rete (valori medi)	38,20 GPa in ordito 61,28 GPa in trama	37,24 GPa in ordito 56,20 GPa in trama

RETE IN GFRP

FBMESH 66x66T96

maglia 66x66 mm

Caratteristiche meccaniche	Normativa	Valore
Resistenza a trazione della singola barra	ISO 527-4,5:1997	3,5 kN
Allungamento a rottura	ISO 527-4,5:1997	1,5 %
Rigidità assiale media a trazione EA	ISO 527-4,5:1997	230 kN
Resistenza a strappo media del nodo	---	≥ 0,20 kN



Soluzioni tecniche

RETE IN FIBRA DI VETRO A.R.

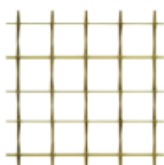


MALTE STRUTTURALI



G-MESH 400

- ▶ Grammatura 400 g/m²
- ▶ Maglia 80 x 120 mm



G-MESH 490

- ▶ Grammatura 490 g/m²
- ▶ Maglia 80 x 80 mm



ETA: European Technical Assessment EAD 340392 - 00
- 0104 "CRM (Composite Reinforced Mortar) Systems for
strengthening of concrete and masonry structures".



MX-RW Alte Prestazioni

- ▶ Resistenza a compressione ≥ 49,5 MPa



MX-CP Calce

- ▶ Base calce NHL 3.5
- ▶ Resistenza a compressione ≥ 15 MPa



MX-15 Intonaco

- ▶ Resistenza a compressione ≥ 15 MPa

PRODOTTI COMPLEMENTARI



CONNETTORE ELICOIDALE

Barra in acciaio inox per sistemi di connessione.

Da utilizzare con GUIDA ELICOIDALE.



G-MESH ANGOLARE

Grammatura 490 g/m².
Maglia 80 x 80 mm.
Necessario per la formazione di angoli interni ed esterni.



G-MESH CONNETTORE

Elemento di connessione preformato in fibra di vetro A/R.

Da utilizzare con un ancorante di inghisaggio (tipo C-RESIN JOINT o Ancorante Chimico CentroStorico).



G-MESH FAZZOLETTO

Diametro esterno 170 mm, interno 30 mm.
Da applicare in corrispondenza dei CONNETTORI.

Per quanto concerne lo spessore dell'intonaco armato per evitare incrementi eccessivi di rigidità conviene limitare lo spessore a 3 cm ; la differenza in termini di resistenza e modulo elastico con una rete elettrosaldata

$$F = A_s \cdot f_{yd} ; f_{yd} = 3910 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{Diametro 6 mm } F = 1094 \text{ daN} ; \text{ diametro 8 mm } F = 1545 \text{ daN}$$

Per un passo della rete di 15 cm

$$F = 6564 \text{ daN/m} \quad \text{pressochè coincidenti con i valori per le reti preformate .}$$

Il modulo elastico dell'acciaio $E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$ mentre i valori relativi alla rete preformata 60000 N/mm^2 sono ridotti ma la maggiore deformabilità garantisce una migliore adesione alla parete della rete. La rete ha un comportamento più duttile di quella in acciaio presenta un allungamento a rottura maggiore ed ha un andamento elastico lineare.

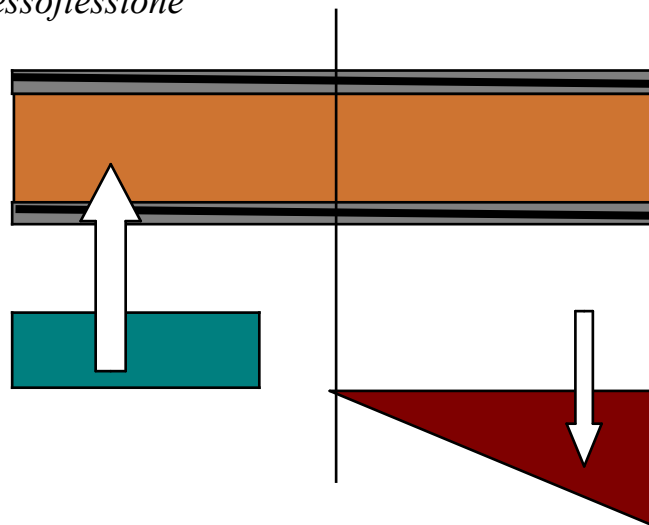
-Formule di verifica

Le verifiche vanno eseguite utilizzando i coefficienti migliorativi proposti dalla normativa o le formule di verifica viste nel paragrafo precedente per rete elettrosaldata utilizzando per le barre delle reti preformate con diagramma tensioni deformazioni elastico lineare ed allungamento a rottura pari a 1,5% .

$$V_{RD} = B \cdot t \cdot 1,5 \cdot \tau_{0d} / b \cdot [1 + P / (A \cdot 1,5 \cdot \tau_{0d})]^{1/2} + 2 \cdot d / s \cdot F / \sqrt{3}$$

F forza di resistenza a trazione della singola barra tesa

Per la verifica a pressoflessione



$$P = C - T ; C = t \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,85 \cdot f_{cdm} + 2 \cdot t' \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,85 \cdot f_{cd} ; T = 1/2 \cdot E_R \cdot A_R / p \cdot \varepsilon_R$$

$$\varepsilon_R = 0,0035 \cdot (B - X) / X ; M_{rd} = C \cdot (B/2 - 0,4 \cdot X) + T \cdot [B/2 - 2/2 \cdot (B - X)]$$

$$E_R \cdot A_R / p \quad \text{rigidezza della rete linearizzata}$$

Possiamo determinare la resistenza a trazione della muratura rinforzata f_t da utilizzare nella formula di verifica a taglio e a pressoflessione della parete ottenuta attraverso la omogeneizzazione della muratura

-Resistenza di calcolo a trazione muratura rinforzata **non fessurata**

$f_{t\text{ CAL}}$ resistenza di calcolo a trazione muratura rinforzata

$f_{t\text{ M}}$ resistenza di calcolo a trazione muratura non rinforzata

$f_{t\text{ INT}}$ resistenza di calcolo a trazione intonaco

$$f_{t\text{ CAL}} = \beta * f_{t\text{ M}} + 2 * [f_{t\text{ INT}} * t_{\text{int}} / t_m + E * A_R * \varepsilon / (t_m * p)]$$

t_{int} spessore intonaco 3 cm

t_m spessore muratura

$E * A_R$ rigidezza barra rete preformata

p passo della rete

ε deformazione della malta in condizione non fessurata $\varepsilon = f_{t\text{ INT}} / E_{t\text{ INT}}$

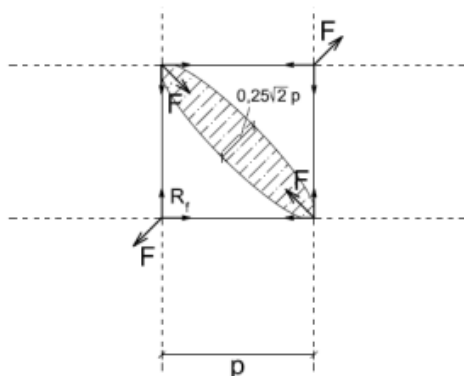
β coefficiente che tiene conto dell'efficienza dell'intonaco armato sulla resistenza a trazione in funzione del tipo di muratura;

	Valori del coefficiente β						
	GFRP 33S	GFRP 66S	GFRP 99S	GFRP 66D	GFRP 99D	150S	200S
Muratura in mattoni, singolo paramento			1.30			1.00	1.30
Muratura in pietra, singolo paramento			1.50			-	-
Muratura a sacco, doppio paramento			1.00			-	-

Tabella 1: Valori del coefficiente di efficienza dell'armatura di rinforzo

-Resistenza di calcolo a trazione muratura rinforzata **fessurata**

Per garantire un'adeguata capacità dissipativa del pannello, è necessario che il meccanismo a puntone-tirante formato dalla rete e dalla malta dell'intonaco, sia in grado di sopportare una forza superiore al 60% della resistenza di picco.



*Lo spessore equivalente del puntone di malta viene assunto pari $b = 0,25 * p * \sqrt{2}$*

p passo della rete preformata

la resistenza a compressione della biella compressa

$$F_C = 2 * t' * 0,25 * p * \sqrt{2} * f_{c_{int}}$$

si ipotizza il collasso del meccanismo quando la resistenza del puntone diagonale eguaglia una forza di trazione proporzionale

$$F_C = \delta_1 * F_T \quad F_T = \delta_1 * f_{tcal} * t * p * \sqrt{2}$$

è evidente che non si può individuare un tirante nello schema riportato in figura fa una forza di trazione da far assorbire alle barre della rete;

$$\delta_1 = (2 * t' * 0,25 * p * \sqrt{2} * f_{c_{int}}) / (f_{tcal} * t * p * \sqrt{2}) = 0,5 * t' * f_{c_{int}} / (f_{tcal} * t)$$

La forza di trazione necessaria per far cedere un filo di rete

$$F = 2 * \sqrt{2} * R_F = \delta_2 * f_{tcal} * t * p * \sqrt{2} \quad ; \quad \delta_2 = 2 * R_F / (f_{tcal} * t * p)$$

per una rottura bilanciata deve essere

$$\delta_2 = \delta_1 \quad ; \quad 0,6 \leq \min(\delta_2 ; \delta_1) \leq 1$$

Per garantire una buona efficacia del sistema di rinforzo è inoltre necessario che la resistenza post fessurazione risulti, come anzidetto, superiore al 60% della resistenza raggiunta prima dell'inizio della fessurazione. In particolare tale resistenza è consigliabile che sia compresa tra il 60% e il 100% della resistenza non fessurata .

Il valore minimo della resistenza a trazione

$$f_{tcal} = 0,5 * t' * f_{c_{int}} / (0,6 * t) ; \quad f_{tcal} = 2 * R_F / (0,6 * t * p)$$

*può essere utilizzato per la verifica a taglio di pareti in muratura rinforzate con intonaco armato in sostituzione di $1,5 * \tau_{Od}$*

$$V_{RD} = B * t * f_{tcal} / b * [1 + P / (A * f_{tcal})]^{1/2}$$

e nelle verifiche a pressoflessione della parete alle tensioni ammissibili

$$\sigma = P/A + M/W \leq f_{cm}$$

$$\sigma = P/A - M/W \leq f_{tm}$$

- Rigidezza della muratura rinforzata

Le rigidezza della muratura rinforzata

$$k = 1/[L^3/(\beta * E * I) + \chi * L/(G * A)]$$

può essere calcolata attraverso i coefficienti migliorativi proposti dalla circolare del 2019 alle NTC amplificando i moduli di elasticità normale e tangenziale oppure omogeneizzando la sezione determinando dei moduli di elasticità equivalente

Il modulo di elasticità normale equivalente

$$E_{eq} = (E_R * A_r + E_{int} * A_{int} + E_m * A_m) / [(t_m + 2 * t_{int}) * b] \quad G = E / [2 * (1 + 1/m)]$$

$$G_{eq} = (G_R * A_r + G_{int} * A_{int} + G_m * A_m) / [(t_m + 2 * t_{int}) * b]$$

Esistono altre formulazioni :

$$G_{CALC} = \xi * G_M + 2 * G_{INT} * t_{INT} / t_M$$

il coefficiente ξ dovuto al confinamento dell'intonaco armato sulla rigidezza del materiale equivalente sull'intonaco armato

	Valori del coefficiente ξ					
	GFRP 33S	GFRP 66S	GFRP 99S	GFRP 66D	GFRP 99D	
Muratura in mattoni, singolo paramento			1.30			1.30
Muratura in pietra, singolo paramento			1.50			-
Muratura a sacco, doppio paramento			1.30			-

Tabella 2: Valori del coefficiente di incremento della rigidezza per il rinforzo

$$E_{CALC} = \xi * E_M + 2 * E_{INT} * t_{INT} / t_M$$



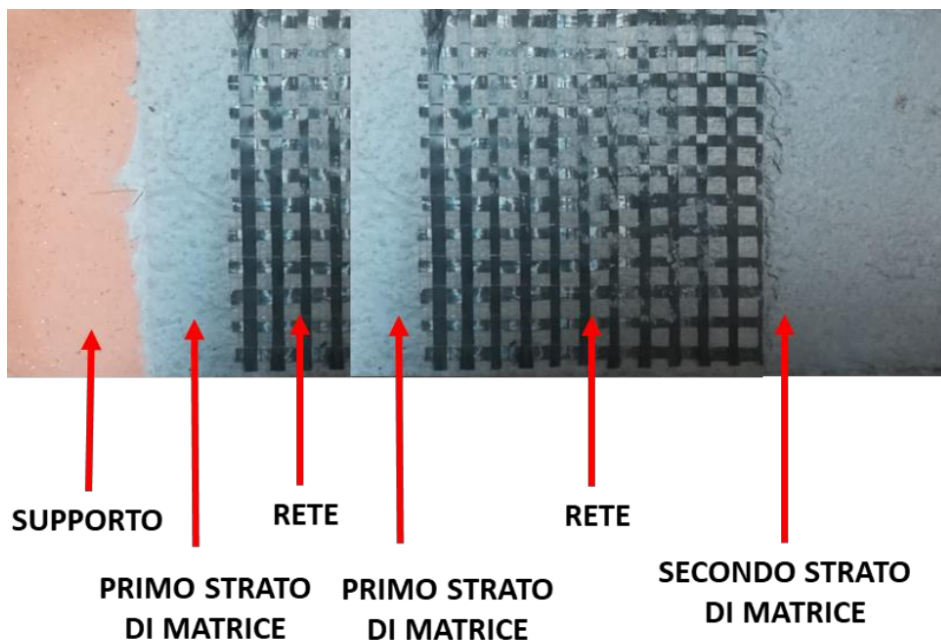
5- Il rinforzo in FRCM

La sigla FRCM sta per **Fiber Reinforced Cementitious Matrix**, sono composti da una matrice inorganica a base di cemento o calce e da una fibra :

- Carbonio
- PBO
- Vetro
- Arammide
- Basalto
- Acciaio galvanizzato ad alta resistenza

Le fasi lavorative su supporto in muratura :

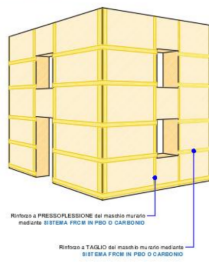
- Asportazione e rimozione parti incoerenti
- Preparazione della superficie
- Iniezioni , interventi cucì e scuci, sarcitura lesioni , ristilatura dei giunti
- Regolarizzazione del supporto
- Inumidire il supporto
- Applicazione primo strato di matrice
- Applicazione rete
- Applicazione secondo strato di malta



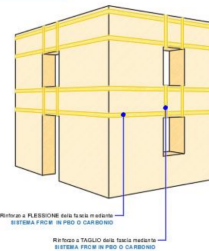
Il rinforzo in FRCM può riguardare la parete nella sua interezza , o parti di essa individuando delle fasce verticali capaci di resistere a trazione e quindi che aumentano la resistenza a pressoflessione della parete e delle fasce orizzontali che individuano dei cordoli di piano in grado di cerchiare l'edificio ed impedirne l'apertura se lo stesso è libero sui quattro lati. Il rinforzo a taglio della parete può essere ottenuto at-

traverso fasce orizzontali nell'interpiano.

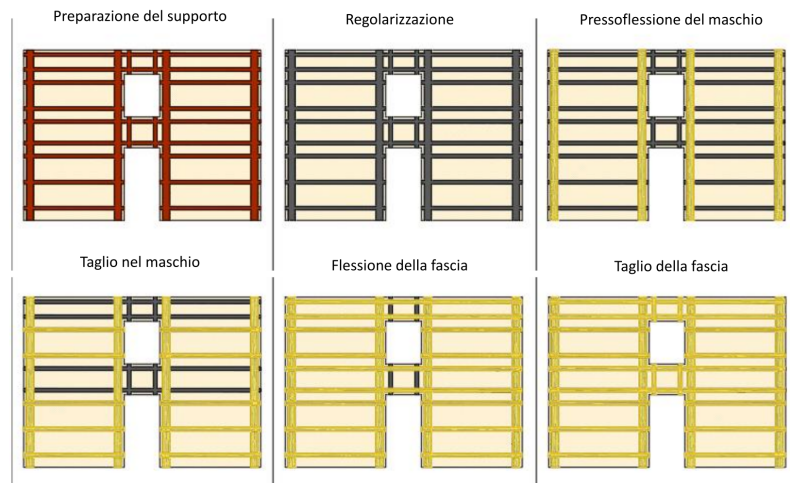
MASCHIO MURARIO



FASCIA DI PIANO



Sistema FRCM: rinforzo di pannelli murari nel piano (pressoflessione e taglio)



*Le istruzioni CNR 215/2018 definiscono i criteri di progettazione e calcolo dei rinforzi in FRCM delle pareti murarie sia a taglio che a pressoflessione ;
La resistenza a taglio della parete rinforzata*

$$V_{RD} = V_{rdm} + V_{tf}$$

$$V_{rdm} = B * t * 1,5 * \tau_{Od} / b * [1 + P / (A * 1,5 * \tau_{Od})]^{1/2} ; \text{ muratura non rinforzata}$$

$$V_{tf} = 1 / \gamma_{RD} * t_{VF} * L_F * n_F * \alpha_t * E_F * \epsilon_{fd} ;$$

γ_{RD} *fattore parziale di modello a cui si attribuisce il valore 2*

t_{VF} *è lo spessore equivalente di uno strato di rete con fibre disposte in direzione parallela alla forza di taglio;*

L_F *è la dimensione di calcolo del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, ed in ogni caso non può essere assunta superiore alla dimensione della parete H*

n_F *è il numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;*

α_t *tiene conto della ridotta resistenza estensionale delle fibre quando sollecitate a taglio. In mancanza di comprovati risultati sperimentali, ad esso può essere assegnato il valore 0.80.*

E_F *modulo elastico fibra*

ϵ_{fd} *è ricavata dalla $\epsilon_{fdlimconv}$.*

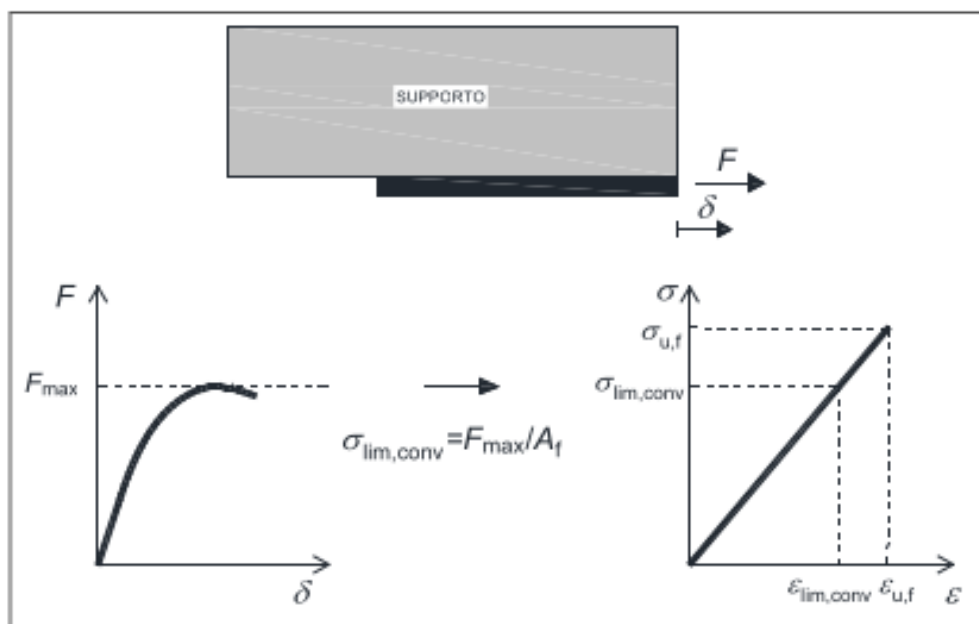


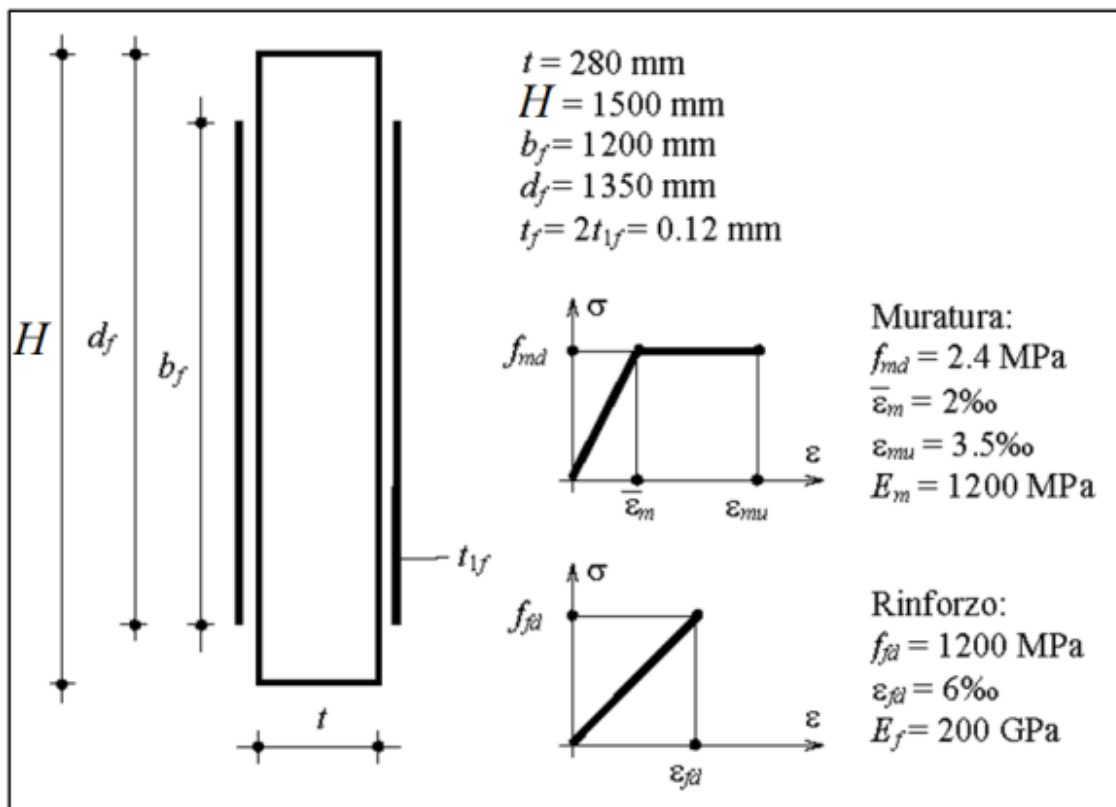
Figura 3.1- Determinazione della $\sigma_{lim,conv}$ e della $\epsilon_{lim,conv}$.

In maniera semplificata, il calcolo della capacità della muratura rinforzata può essere effettuato incrementando forfaitariamente, mediante opportuni coefficienti moltiplicativi, il parametro tensionale della resistenza media a taglio della muratura non rinforzata in assenza di tensioni normali. Tali coefficienti amplificativi, utilizzabili solo per spessori di muratura non superiori a 400 mm, nel caso di rinforzi disposti simmetricamente sull'intera superficie delle due facce delle pareti e soddisfacenti la limitazione $\sigma_{u,f} * t_f \geq q_{uf}$

Tipo di muratura	Coefficiente correttivo	$\bar{q}_{u,f}$ (N/mm)
Muratura di pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	44.60
Muratura a conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	1.5	44.60
Muratura di pietre a spacco con buona tessitura	2.0	32.20
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	2.0	44.60
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1.2	44.60
Muratura di mattoni pieni e malta di calce	1.7	24.50
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	1.3	44.60

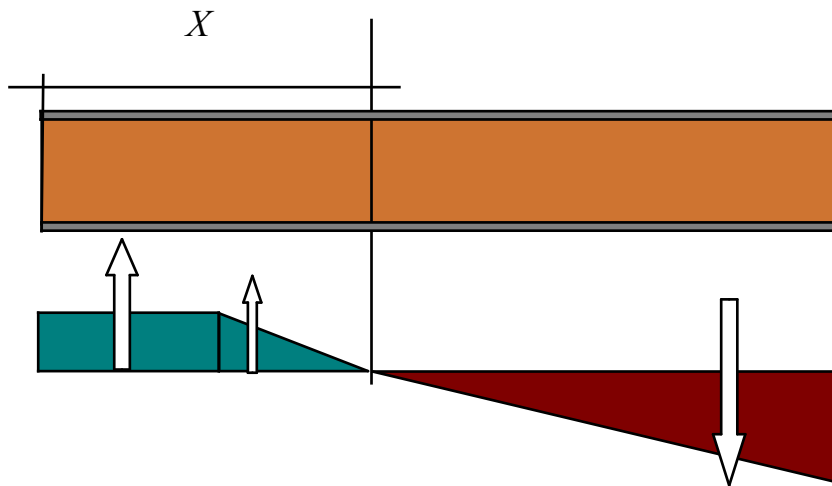
Tabella 4.1 - Coefficienti correttivi delle proprietà meccaniche della muratura rinforzata.

Per la verifica a pressoflessione del maschio murario



Si considerano per la muratura un diagramma elastoplastico ideale, mentre per la fibra un legame elastico lineare fino a rottura. La verifica è immediata ipotizzando che si rompe prima la muratura ovvero che al lembo compresso si attinga la deformazione pari a 0,0035

$$P = C - T$$



$$C = f_{md} * t * (X - d) + 1/2 * f_{md} * t * d$$

$$d = X * 0,002 / 0,0035 ; \quad \text{la deformazione nel rinforzo } \epsilon_R = 0,0035 * (B - X) / X$$

$$T = 1/2 * t_{VF} * (B - X) * n_F * \alpha_t * E_F * \epsilon_R / \gamma_{RD} ; \quad t_{VF} * L_F * n_F = \text{area equivalente rinforzo}$$

Il momento ultimo della sezione rinforzata calcolato rispetto al baricentro geometrico della parete

$$M_{rd} = f_{md} * t * (X-d) * (B/2-X+d) + 1/2 * f_{md} * t * d * 2/3 * d +$$

$$1/2 * t_{VF} * (B-X) * n_F * \alpha_t * E_F * \epsilon_R / \gamma_{RD} * (B/2 - 2/3 * (B-X)) \leq M_{sd}$$

eseguimo la verifica della nostra parete attraverso un software free

B = 200 cm ; t = 55 cm ; H = 300 cm P = 50000 daN V = 13000 daN

muratura irregolare di pietra tenera

dove per LC2 FC = 1,2 ; $\gamma_M = 2$

Lo schema statico è shear-type il momento nel piano M = 19500m

Si prevede un rinforzo sui due lati con due strati di PBO MESH 44

La verifica a taglio e a pressoflessione nel piano sono soddisfatte

VERIFICHE

Verifiche pre-intervento

MRd,0 [kNm]	195.74
-------------	--------

Verifiche post-intervento

MRd [kNm]	204.11
Verifica a pressoflessione	Si
Δ [%]	4.3
Adottare connettori	No

Mostra sezione

 Diagramma M-N

VERIFICHE

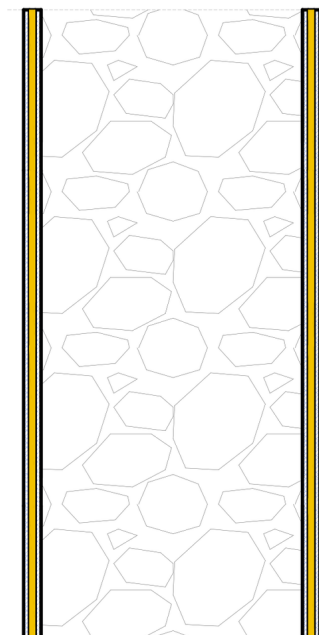
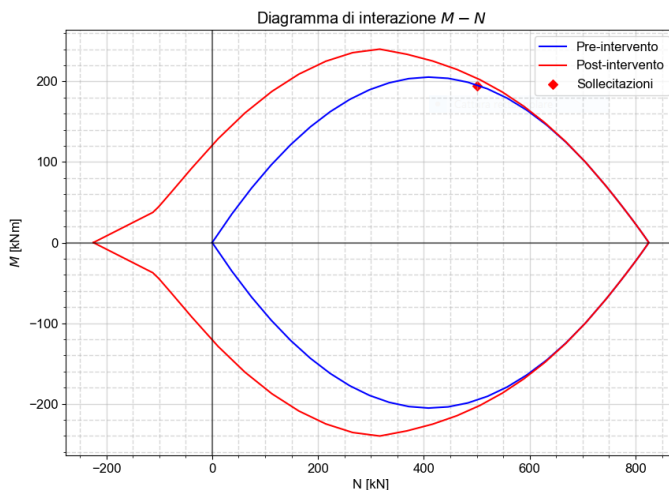
Verifiche pre-intervento

Vt [kN]	74.86
---------	-------

Verifiche post-intervento

Vt,R [kN]	164.68
Verifica	Si
Δ [%]	120.0
Adottare connettori	No

Mostra sezione



Le verifiche per azioni fuori del piano

$$V = 750 \text{ daN/m} \quad M = 2250 \cdot \text{daN} \cdot \text{m/m} ; P = 25000 \text{ daN/m}$$

VERIFICHE	
Verifiche pre-intervento	
MRd,0 [kNm/m]	26.91
Verifiche post-intervento	
MRd [kNm/m]	28.98
Verifica a pressoflessione	Si
Δ [%]	7.7
VRd,m [kN/m]	114.04
Verifica a taglio	Si
Adottare connettori	No
Mostra sezione	

8- Il consolidamento in FRP

I materiali fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) a fibre continue sono materiali compositi eterogenei anisotropi che hanno un comportamento elastico lineare fino al collasso. I compositi per rinforzo strutturale vanno dai profili pultrusi alle lamine per finire ai tessuti bidirezionali e vengono utilizzati per il rinforzo delle murature; Le caratteristiche meccaniche sono riportate nella tabella seguente :

Tabella 2-1 – Confronto tra le proprietà delle fibre di rinforzo e delle matrici più comuni e dell'acciaio da costruzione (valori indicativi).

	Modulo di elasticità normale E	Resistenza a trazione σ_T	Deformazione a rottura ε_T	Coefficiente di dilatazione termica α	Densità ρ
	[GPa]	[MPa]	[%]	[$10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$]	[g/cm ³]
Fibre di vetro E	70 – 80	2000 – 3500	3.5 – 4.5	5 – 5.4	2.5 – 2.6
Fibre di vetro S	85 – 90	3500 – 4800	4.5 – 5.5	1.6 – 2.9	2.46 – 2.49
Fibre di carbonio (alto modulo)	390 – 760	2400 – 3400	0.5 – 0.8	-1.45	1.85 – 1.9
Fibre di carbonio (alta resistenza)	240 – 280	4100 – 5100	1.6 – 1.73	-0.6 – -0.9	1.75
Fibre aramidiche	62 – 180	3600 – 3800	1.9 – 5.5	-2	1.44 – 1.47
Matrice polimerica	2.7 – 3.6	40 – 82	1.4 – 5.2	30 – 54	1.10 – 1.25
Acciaio da costruzione	206	250 – 400 (snervamento) 350 – 600 (rottura)	20 – 30	10.4	7.8

Il consolidamento di una parete in muratura pressoflessione ed a taglio lo si consegue previa l'applicazione di lamine in FRP che conferiscono alla parete una sua resistenza a trazione. Le lamine sono in generale dei materiali anisotropi e conseguentemente la descrizione delle caratteristiche meccaniche dipende dal sistema di riferimento; il rapporto tra i valori delle proprietà nelle due direzioni è detto grado di anisotropia.

Tabella 2-3 – Grado di anisotropia di laminati unidirezionali fibrorinforzati (valori indicativi).

	E_1 / E_2	E_1 / G_{12}	$\sigma_{r1} / \sigma_{r2}$	α_1 / α_2
Carburo di silicio/ceramica	1.09	2.35	17.8	0.93
Boro/alluminio	1.71	5.01	11.6	0.30
Carburo di silicio/alluminio	1.73	5.02	17.0	0.52
Vetro-S/epossidica	2.44	5.06	28.0	0.23
Vetro-E/epossidica	4.42	8.76	17.7	0.13
Boro/epossidica	9.27	37.40	24.6	0.20
Carbonio/epossidica	13.60	19.10	41.4	-0.07
Arammide/epossidica	15.30	27.80	26.0	-0.07

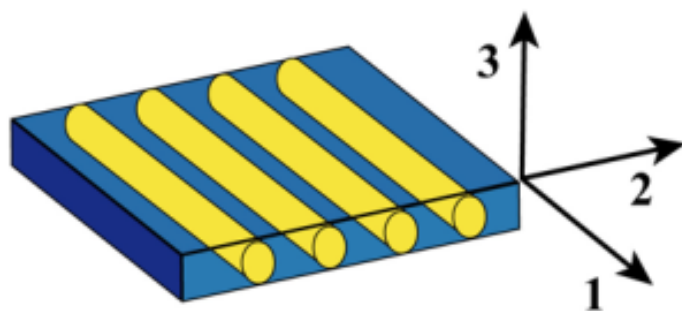
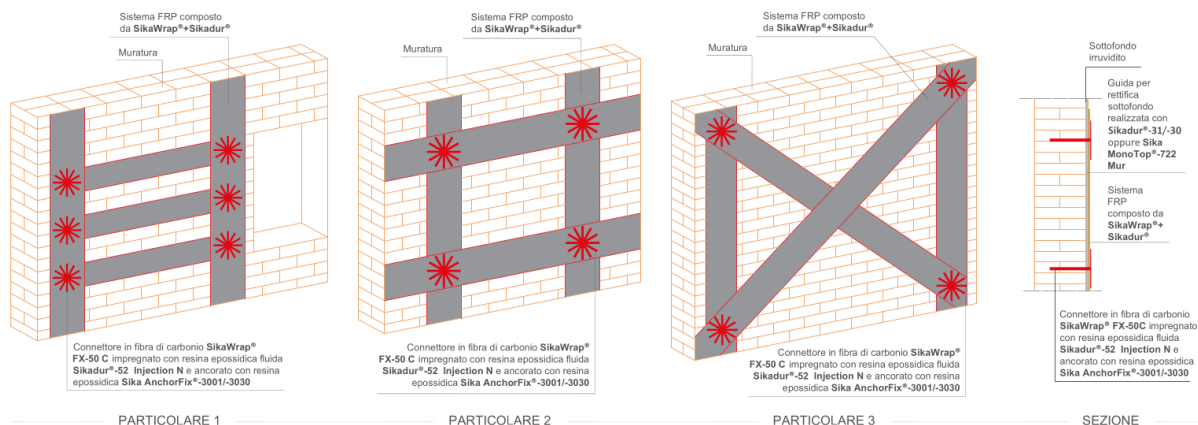


Figura 2-1 – Assi di riferimento per lamine unidirezionali.

-Pressoflessione nel piano

Allo scopo di incrementare la portanza a pressoflessione nel piano di pannelli di muratura possono essere predisposte delle lamine di composito disposte simmetricamente sui due lati di muratura in zona tesa;

2.1 RINFORZO DI MASCHI MURARI CON SISTEMA FRP



Ipotizzando che la deformazione della sezione si conservi piana per la muratura si può ipotizzare che a rottura il diagramma delle tensioni di compressione sia rettangolare esteso a $0,6X \div 0,8X$ e valore della tensione di rottura pari a $0,85 \cdot f_{cdm}$; per la lamina di composito capace solo di resistere a trazione si considera un comportamento elastico lineare. I valori dei coefficienti parziali da utilizzare per le verifiche delle murature rinforzate

Tabella 3-2 – Coefficienti parziali γ_m per i materiali ed i prodotti.

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A ⁽¹⁾	Applicazione tipo B ⁽²⁾
Rottura	γ_t	1.10	1.25
Delaminazione	$\gamma_{f,d}$	1.20	1.50

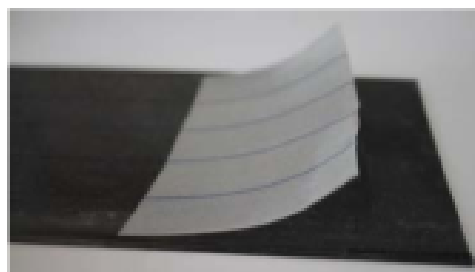
⁽¹⁾ Sistemi di rinforzo certificati in accordo a quanto indicato al capitolo 2 di queste Istruzioni (§ 2.5).

⁽²⁾ Sistemi di rinforzo non certificati in accordo a quanto indicato al capitolo 2 di queste Istruzioni (§ 2.5).

Tabella 3-3 – Coefficienti parziali γ_{Rd} .

Modello di resistenza	γ_{Rd}
Flessione/Pressoflessione	1.00
Taglio/Torsione	1.20
Confinamento	1.10

I parametri meccanici delle lamine di composito sono riportati nelle seguenti schede tecniche



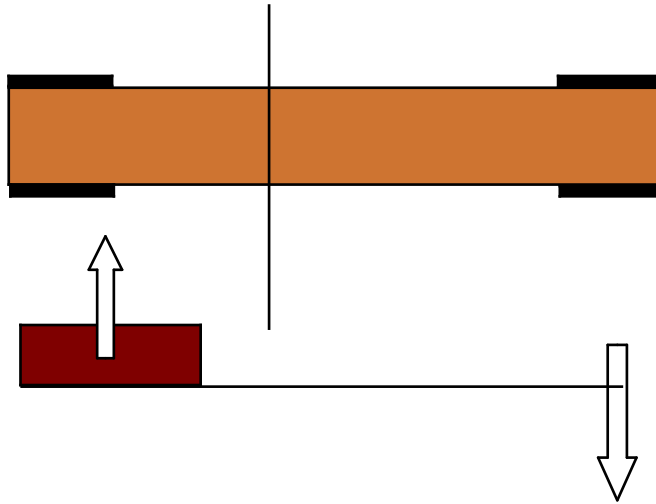
Caratteristiche meccaniche (Nota2)

Proprietà	Valore	Rif.
Modulo di elasticità normale a trazione, riferito alla sezione complessiva del laminato, valore medio	200 GPa	UNI EN 13706-2
Resistenza a trazione riferita alla sezione complessiva del laminato, valore medio	2.200 MPa	UNI EN 13706-2
Resistenza a trazione riferita alla sezione complessiva del laminato, valore caratteristico	2.000 MPa	UNI EN 13706-2
Deformazione a rottura del laminato, valore medio	1,07 %	UNI EN 13706-2

PROPRIETÀ MECCANICHE	C-LAM GOLD S	C-LAM GOLD H
Modulo elastico a trazione (GPa)	171	206
Resistenza a trazione - valore medio (MPa)	2.898	2.213
Resistenza a trazione - valore caratteristico (MPa)	2.792	2.013
Deformazione a rottura a trazione (%)	1,69	1,07

Caratteristica	LAMINA UD 150	LAMINA UD 200	LAMINA UD 250
Colore	Nero		
Spessore della lamina	1,4 mm	1,4 mm	1,4 mm
Larghezza	Varie	Varie	Varie
Lunghezza	Varie	Varie	Varie
Contenuto fibra in volume	68±3 %	68±3 %	68±3 %
Contenuto fibra in peso	70±3 %	70±3 %	70±3 %
Resistenza meccanica a trazione	> 2800 MPa	> 2300 MPa	> 2300 MPa
Modulo Elastico	> 165 GPa	> 205 GPa	> 245 GPa
Allungamento a rottura	2,1 %	1,2%	1,2 %

La verifica della parete è immediata :



$$P = C - T \quad ; \quad C = 0,85 \cdot 0,7 \cdot t \cdot X \cdot f_{cdm} \quad ; \quad T = 2 \cdot A_L \cdot E_{FRP} \cdot \epsilon_{FRP}$$

si ipotizza che si rompa prima la muratura ovvero che al lembo compresso si attinga una deformazione pari a 0,0035 , si trascura la resistenza a compressione delle lamine di composito che possono staccarsi dalla parete

$$\epsilon_{FRP} = 0,0035 \cdot (B - X) / X$$

i valori di calcolo delle resistenze

$$X_d = X_K / \gamma_{RD} \text{ per le lamine , per le murature } X_d = X_K / (FC \cdot \gamma_{RD})$$

determinata la X il momento di rottura della sezione rinforzata

$$M_{rd} = 0,85 \cdot 0,7 \cdot t \cdot X \cdot f_{cdm} \cdot (B/2 - 0,35 \cdot X) + 2 \cdot A_L \cdot E_{FRP} \cdot \epsilon_{FRP} \cdot d$$

d distanza del baricentro della lamina dal baricentro geometrico del pannello

$$2 \cdot A_L = 2 \cdot b \cdot t_{frp} \text{ area delle lamine}$$

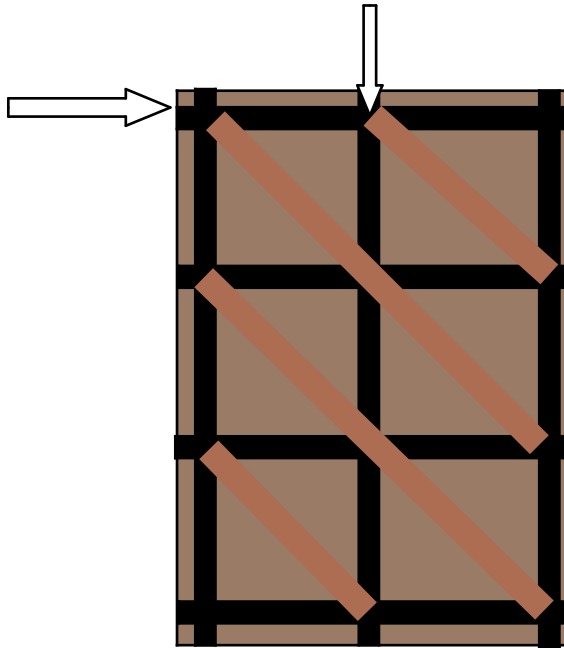
-Verifica a taglio

La resistenza a taglio di un pannello murario consolidato per il tramite di rinforzi applicati simmetricamente sulle due superfici esterne deriva dalla combinazione di due meccanismi resistenti :

- la muratura trasmette taglio per attrito

-la presenza di elementi resistenti a trazione attiva nel pannello un traliccio reticolare che trasmette taglio per un equilibrio interno.

L'incremento di resistenza taglio richiede che siano disposti rinforzi verticali per assorbire la trazione e rinforzi orizzontali nella direzione del taglio atti a generare il comportamento a traliccio.



La forza orizzontale di taglio ha due componenti una di compressione che assorbe la muratura ed una di trazione bilanciata dalle lamine;

$$C = V/\sqrt{2} ; \quad T = V/\sqrt{2} ;$$

Le componenti della forza di trazione che spettano a ciascuna lamina

$$T_1 = V/2 ; \quad T_2 = V/2 ;$$

La resistenza di progetto a taglio della muratura rinforzata viene calcolata come il valore minimo tra la forza di taglio che provoca la rottura della biella compressa e la forza di taglio calcolata come somma dei contributi della muratura e delle lamine .

$$V_{Rd} = \min (V_{Rdm} + V_{Rdf}; V_{Rdmax})$$

per rinforzo disposto parallelamente ai giunti di malta :

$$V_{Rdm} = d \cdot t \cdot f_{vdt} / \gamma_{RD} \quad \text{resistenza a taglio muratura}$$

$$V_{Rdf} = 1 / \gamma_{RD} \cdot 0,6 \cdot d \cdot A_{fw} \cdot f_{fd} / p_f \quad \text{resistenza a taglio offerta dai rinforzi}$$

t spessore muratura

f_{vdt} resistenza a taglio di progetto della muratura

d distanza del lembo compresso dal baricentro del rinforzo a flessione

A_{fw} area del rinforzo a taglio parallelo alla direzione del taglio

p_f passo tra i rinforzi verticali ortogonali alla direzione di taglio

f_{fd} resistenza di progetto del rinforzo di taglio in FRP

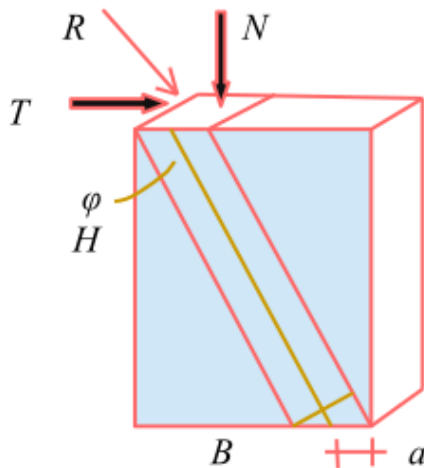
La max resistenza a taglio corrispondente allo stato limite di compressione delle diagonali del traliccio

$$V_{Rdmax} = 0,3 \cdot t \cdot b \cdot f_{md}^h$$

f_{md}^h resistenza a compressione della muratura parallela ai letti di malta ;

Per la biella compressa si può far riferimento al metodo delle diagonali imbrigliate per valutare la larghezza del puntone diagonale

La parzializzazione definisce un puntone simile alla biella del metodo delle diagonali imbrigliate dove la larghezza della diagonale veniva determinata da due equazioni di equilibrio



$$T_{ULT} = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = N \cdot (B - 2a) / H \quad R_{ULT} / (2 \cdot A \cdot \cos \varphi) = \sigma$$

$$\sigma = \alpha f_{cd} \quad R^2 = T^2 + N^2 = N^2 \cdot (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)$$

$$N^2 = (2 \cdot A)^2 \cdot (\alpha f_{cd})^2; \quad (\alpha f_{cd})^2 \cdot (2 \cdot A \cdot \cos \varphi)^2 = N^2 (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi)$$

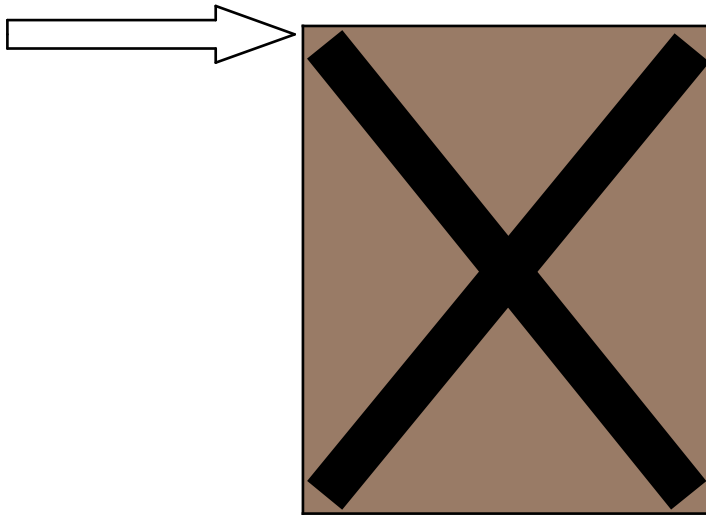
la sezione della diagonale è definita dallo sforzo normale verticale nel pannello N;

$$(\cos\varphi)^2 = 1/(1+\tan^2\varphi) \quad (2 \cdot A \cdot \alpha_{fcd})^2 = N^2 [1 + (B-2A)/H]^2 \cdot (1 + (B-2A)^2/H^2)$$

si ottiene una equazione nella incognita $A = X$ facilmente risolvibile con un software che definisce la larghezza della diagonale.

$$V_{rdb} = 0,85 \cdot f_{cdm} \cdot s \cdot t \text{ con } t \text{ spessore della biella } t = 2 \cdot A$$

Possiamo consolidare la nostra parete con due rinforzi disposti secondo le diagonali del pannello



Si ipotizza che la rottura della diagonale per compressione avvenga contemporaneamente per trazione alle lamine $C = T$

$$C = 0,85 \cdot f_{cdm} \cdot s \cdot t ;$$

$$T = 2 \cdot l / \gamma_{RD} \cdot A_{fw} \cdot f_{fd} ;$$

-Verifiche fuori del piano

Il collasso della muratura fuori del piano può avvenire per :

- ribaltamento semplice
- flessione orizzontale
- flessione verticale

Il calcolo del rinforzo prevede lo studio del cinematismo corrispondente e la verifica a trazione del rinforzo. In questi appunti ci siamo limitati esclusivamente al rinforzo dei pannelli murari per pressoflessione e taglio e non allo studio dei cinematismi.

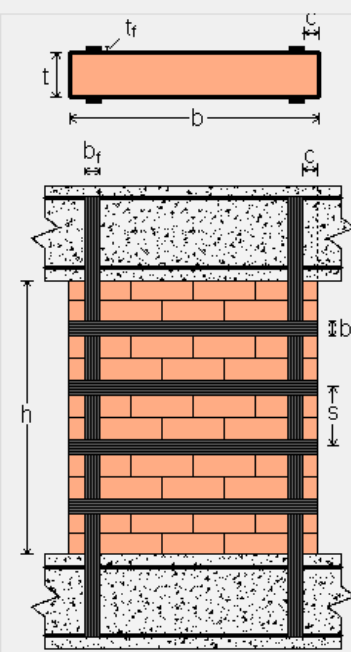
La verifica a pressoflessione fuori del piano considerando il pannello come un elemento non strutturale appoggiato ai 2 solai e sollecitato dalle azioni sismiche orizzontali è immediata .

$$P = C - T \quad ; \quad C = 0,85 * 0,7 * B * X * f_{cdm} \quad ; \quad T = 2 * A_L * E_{FRP} * \epsilon_{FRP}$$

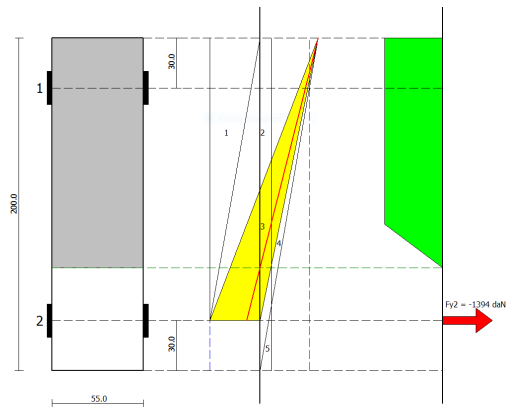
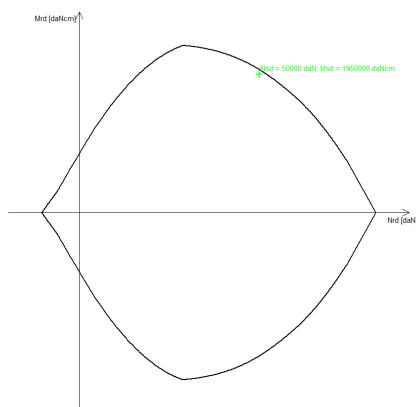
$$M_{rd} = 0,85 * 0,7 * B * X * f_{cdm} * (t/2 - 0,35 * X) + 2 * A_L * E_{FRP} * \epsilon_{FRP} * t/2$$

Eseguiamo la verifica di un pannello murario attraverso un software free per il nostro pannello murario : i dati di input

Dati		Sollecitazioni		Parametri meccanici della muratura		Parametri meccanici FRP	
Caratteristiche geometriche della parete							
Lunghezza (b)	200 [cm]	Nsd	50000 [daN]	 Materiale muratura			
Spessore (t)	55 [cm]	Msd1	1950000 [daNcm]				
Altezza (h)	300 [cm]	Msd2	225000 [daNcm]				
Rinforzo verticale				Vsd			
Larghezza (bf)	200.0 [mm]			 Materiale FRP			
Spessore (tf)	0.189 [mm]						
Distanza estremità (C)	20.0 [cm]						
Rinforzo orizzontale							
Larghezza (bf)	200.0 [mm]						
Spessore (tf)	0.189 [mm]						
Passo (s)	70 [cm]						
Risultati verifiche							
Pressoflessione nel piano		Pressoflessione fuori piano		Taglio			
Mrd1	2022378 daNcm	Mrd2	590511 daNcm	Vrd			
Verificato		Verificato		Verificato			



Per la pressoflessione nel piano



La modalità di crisi oltre che interessare la muratura può riguardare il fibrorinforzato :

- delaminazione del rinforzo FRP dalla muratura
- rottura del fibrorinforzato

- Valutazione della resistenza alla delaminazione

Il valore ultimo della resistenza del rinforzo prima che subentri la delaminazione a parità di tutte le altre condizioni dipende dalla lunghezza di ancoraggio ovvero la lunghezza L_B della zona incollata; questo valore cresce fino ad attingere un valore max L_E superato il quale non si hanno incrementi della forza trasmessa .

La lunghezza ottimale di ancoraggio può essere determinata attraverso la formula proposta dalla normativa

$$L_E = [E_F * t_F / (2 * f_{mtm})]^{1/2}$$

E_F modulo elastico fibrorinforzato

t_F spessore della lamina

$f_{mtm} = 0,10 * f_K$ resistenza media a trazione della muratura

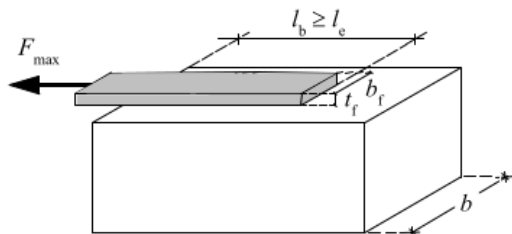


Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.

Con riferimento ad una delaminazione che coinvolga i primi strati di muratura per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale la max tensione alla quale può lavorare il rinforzo nella sezione terminale di ancoraggio

$$f_{fd} = 1 / (\gamma_{fd} * \sqrt{\gamma_M}) * [2 * E_F * \Gamma_{FK} / t_f]^{1/2}$$

γ_{fd} coefficiente parziale rinforzo

γ_M coefficiente parziale muratura

Γ_{FK} energia specifica di frattura del legame di aderenza rinforzo muratura

$$\Gamma_{FK} = c_l * \sqrt{(f_{mK} * f_{mtm})}$$

Quando la lunghezza di ancoraggio è minore di quella ottimale la max tensione che può sopportare il rinforzo va ridotta

$$f_{ddrid} = f_{dd} * L_B / L_E * (2 - L_B / L_E)$$

L_B lunghezza zona incollata; $L_B < L_E$

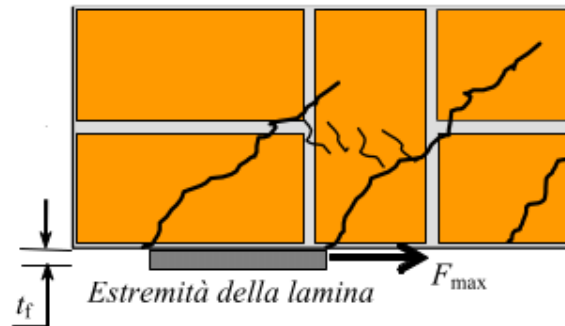


Figura 5-1 –Schema di rottura per estrazione del mattone di ancoraggio.

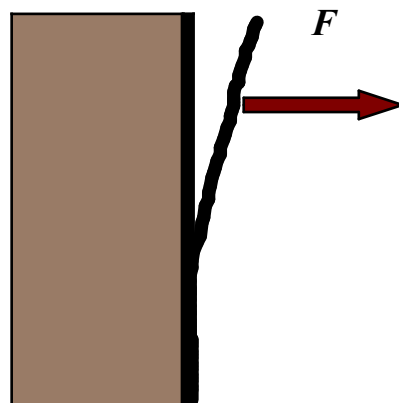
La resistenza alla delaminazione radente in presenza di azioni normali al piano di adesione può essere valutata attraverso la formula seguente

$$f_{pdd} = f_{dd} * (1 - \sigma_{SD} / f_{mtd})$$

f_{mtd} valore di progetto della resistenza a trazione della muratura

f_{dd} valore di progetto della resistenza alla delaminazione

σ_{SD} tensione normale di adesione su una superficie di lati L_B e B



F azione normale al piano di adesione

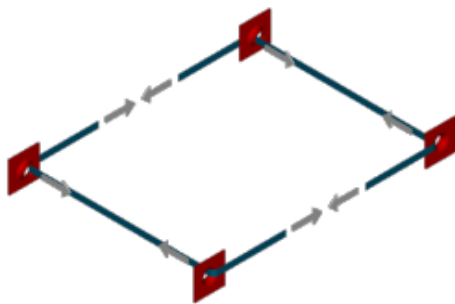
7- La muratura precompressa: Sistema CAM

L'intervento di rinforzo mediante CAM sulle murature prevede l'inserimento di nastri in acciaio Inox a formare maglie chiuse nello spessore delle pareti (mediante forature a maglie rettangolari o a quinconce) estese a tutto il pannello, nelle zone di intersezione tra pannelli ortogonali, e alle zone di appoggio dei solai come cucitura (travi in legno, solai in CA alleggerito ecc.).

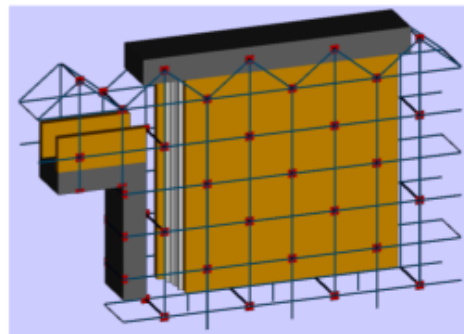
Gli elementi costituenti il sistema CAM per la muratura sono:

- *Nastri in acciaio Inox*
- *Piastre imbutite (funzione di distribuzione del carico concentrato in posizione del foro)*
- *Sigilli necessari al serraggio delle maglie di nastro*
- *Macchine pretensionatrici*

Elementi Costituenti il sistema



Schema statico elementare di riferimento



Disposizione su pannello murario

Il sistema CAM trova la sua naturale applicazione su murature intonacate mediante la rimozione dell'intonaco o di strisce di intonaco nelle quali alloggiare i nastri; grazie all'utilizzo di acciaio inox consente di non utilizzare intonaci cementizi per la finitura o il ripristino. I nastri pre-tesi applicano uno stato di precompressione tridimensionale, particolarmente utile in direzione trasversale; è grazie agli speciali elementi di connessione che i nastri d'acciaio realizzano un sistema continuo di tirantatura, in grado di ripercorrere le irregolarità della muratura, sia in orizzontale, lungo tutta la parete rinforzata, che in verticale, per tutta l'altezza. Il sistema assicura il miglioramento della resistenza a taglio ed a pressoflessione dei maschi murari e delle fasce di piano sia per azioni nel piano della muratura sia per azioni fuori del piano ed inoltre impedisce la formazione di meccanismi locali di collasso mediante il collegamento fra pareti ortogonali e fra parete in muratura e cordolo sovrastante.

-Resistenza nastri CAM

Il sistema CAM è realizzato con nastri in acciaio inox con le seguenti caratteristiche:

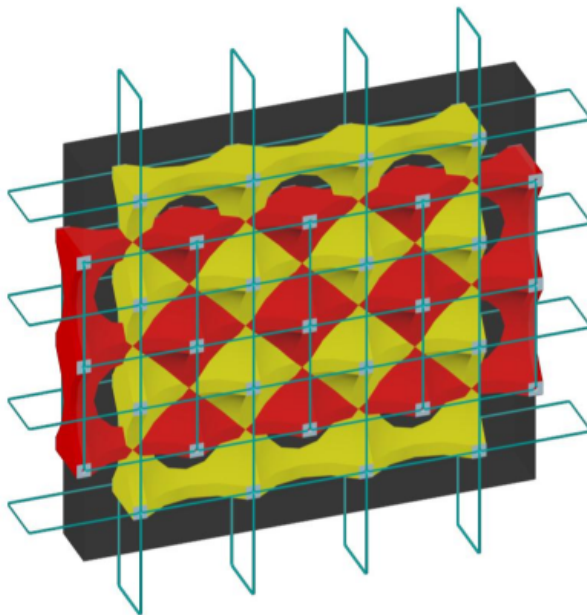
- spessore 0.9 – 1.0 mm e larghezza 19 mm
- resistenze a snervamento $f_{yk} = 240 \text{ N/mm}^2$ e a rottura $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
- allungamento a rottura almeno pari al 20%.

Per la resistenza del nastro, la resistenza di calcolo a trazione $N_{t,Rd}$ è assunta pari al minore fra $N_{pl,RD}$ resistenza plastica della sezione lorda A e la resistenza $N_{u,Rd}$ a rottura della sezione netta A_{net} in corrispondenza della giunzione per la quale è garantita una resistenza minima pari al 70% della resistenza del nastro stesso.

$$f_{yD} = \min [f_{yK}/\gamma_{M0}; 0,7*f_{tK}/\gamma_{M2}]$$

dove $\gamma_{M0} = 1,05$ e $\gamma_{M2} = 1,25$

Si considera una tensione di calcolo pari a 228 N/mm^2



b_f = larghezza singolo nastro

t_{fs} = spessore singolo nastro

n_{str} = numero nastri sovrapposti

$t_{ft} = t_{fs} * n_{str}$ = spessore totale nastri

p_{fh} = passo orizzontale dei nastri (interasse nastri verticali)

p_{fv} = passo verticale dei nastri (interasse nastri orizzontali)

I nastri sono posizionati a formare maglie chiuse disposte in continuità secondo disposizioni che possono essere verticali e/o orizzontali e/o diagonali, tra loro anche

sovrapposte, con forature secondo un reticolo regolare o a **Quinconce**.

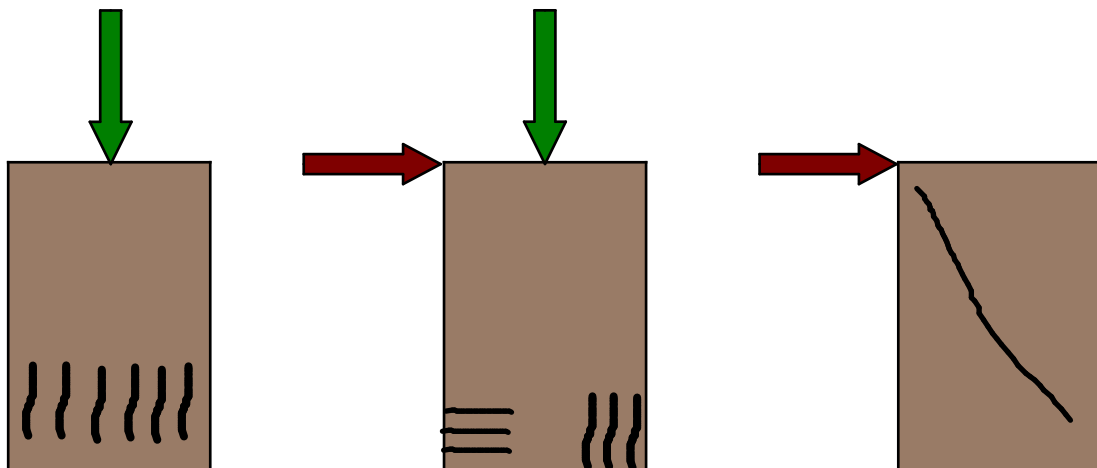
Quest'ultima modalità ha il vantaggio di limitare la formazione di linee di rottura preferenziali nelle posizioni delle forature trasversali. Al contempo però costituisce un dimezzamento del passo orizzontale e l'efficienza ne risulta ridotta rispetto alla maglia con fori posizionati ad ogni intersezione di nastro. Il passo equivalente di una tessitura a **Quinconce** può pertanto essere così calcolata:

$$p_{fhQ} = 2 * p_{fh}$$

$$p_{fvQ} = p_{fv}$$

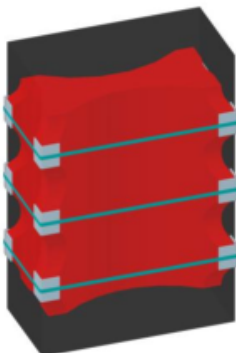
La rottura di un pannello di muratura avviene per :

- Schiacciamento ovvero superamento resistenza a compressione
- Pressoflessione
- Taglio.



-Schiacciamento muratura

La tecnica di rinforzo prevede il confinamento della muratura ovvero attraverso la tensione laterale si ottiene l'aumento della resistenza a compressione della parete di muratura



La verifica di elementi strutturali confinati viene condotta valutando l'azione esercitata dalla fasciatura in funzione della geometria e della tipologia del sistema a base del CAM. Per la valutazione della pressione di confinamento è buona norma disporre i nastri in direzione perpendicolare all'asse dell'elemento. La verifica dell'elemento confinato consiste nell'accertare che sia soddisfatta la seguente limitazione:

$$N_{SD} \leq N_{Rmc,d}$$

essendo N_{SD} il valore di progetto dell'azione assiale agente (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico prevedibili, come prescritto dalla Normativa vigente) e $N_{Rmc,d}$ il valore di progetto della resistenza della muratura confinata.

La resistenza assiale di progetto, $N_{Rmc,d}$, è definita come segue:

$$N_{Rmc,d} = A_m * f_{mcd} / \gamma_{RD} \geq A_m * f_{md}$$

Dove:

$\gamma_{RD} = 1.1$ è il coefficiente parziale della muratura confinata;

f_{md} è la resistenza a compressione della muratura non confinata;

f_{mcd} è la resistenza a compressione della muratura confinata;

A_m è l'area della sezione trasversale della muratura confinata.

La resistenza dell'elemento confinato soggetto ad un valore f_l della pressione di confinamento può calcolarsi con la seguente:

$$f_{mcd} = f_{md} + K' * f_{l,eff} \quad K' = \rho / 1000 ; \quad \rho \text{ densità della muratura in kg/mc}$$

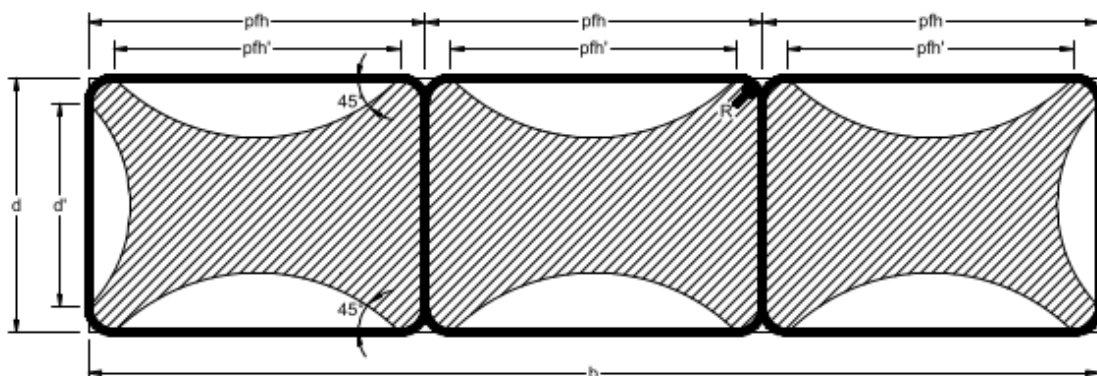
la pressione efficace di confinamento $f_{l,eff} = K_H * K_V * f_l$,

K_H coefficiente di efficienza orizzontale

K_V coefficiente di efficienza verticale

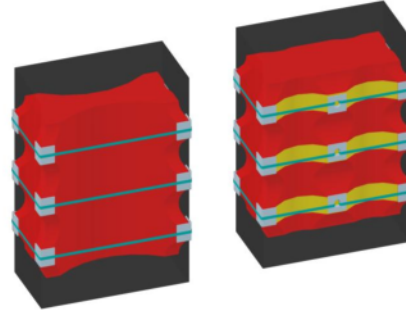
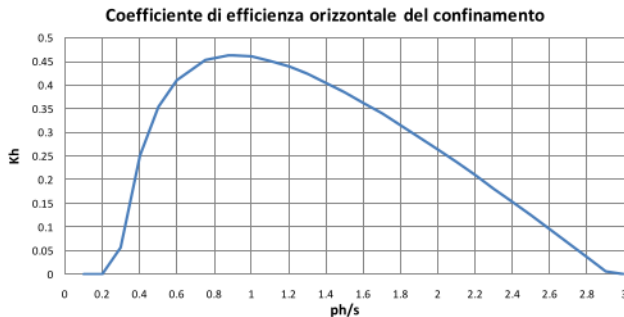
La pressione di confinamento f_l , di un pannello murario di larghezza b e spessore d confinato con nastri CAM con passo orizzontale p_{fh} è dato da

$$f_l = 1/2 * f_{yd} * \rho_s ; \quad \rho_s = 4 * b_f * t_{fp} / [p_{fv} * \max(d; p_{fh})]$$



Il coefficiente di efficienza orizzontale è fornito dal rapporto tra l'area confinata e quella totale, A_m ;

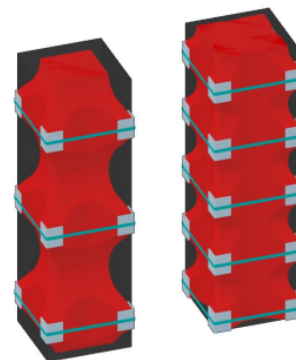
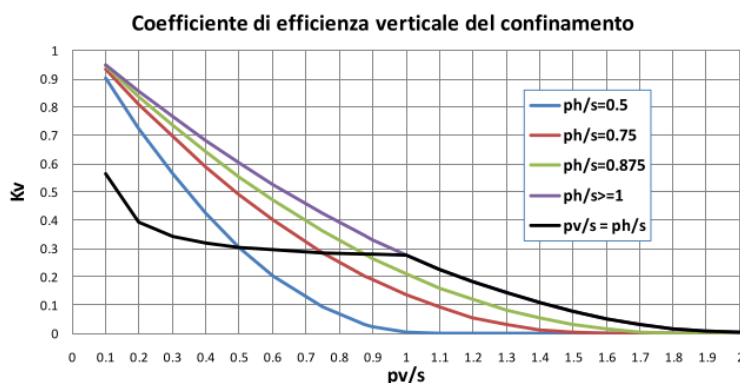
$$K_H = 1 - (p'_{fh} + d') / (3 * A_m) = 1 - [(p_{fh} - 2R)^2 + (d - 2R)^2] / (3 * d * p_{fh})$$



Dall'andamento del grafico del coefficiente di efficienza si evince come si abbia un massimo quando il rapporto $p_h/s=1$ che corrisponde ad una geometria confinata quadrata, geometria dunque di massima "efficienza" del confinamento. Questa condizione è facilmente realizzabile per spessori di muratura importanti (>60-70cm) mentre lo è molto meno per spessori ridotti (30-40cm) visto il numero elevato di forature necessarie. Da notare inoltre come il coefficiente diminuisca velocemente anche per un passo minore dello spessore (diversamente da quanto si possa attendere) poiché la geometria confinata tende sempre più verso un rettangolo allungato (geometria meno "efficiente").

Il coefficiente di efficienza verticale :

$$K_V = [1 - p'_{fv} / (2 \min(d; p_{fh}))]^2 = [1 - (p_{fv} - b_f) / (2 \min(d; p_{fh}))]^2$$



Il grafico del coefficiente di efficienza verticale dipende ovviamente dal passo verticale (tanto minore è il passo verticale tanto maggiore è l'efficienza) che dai valori del passo orizzontale dei nastri poiché questi definiscono la geometria in pianta confinata. Sono state dunque diagrammate diverse curve di K_v relative a diversi passi p_h . In particolare si nota come K_v aumenti all'aumentare di p_h fino a raggiungere il massimo non appena p_h risulti maggiore dello spessore.

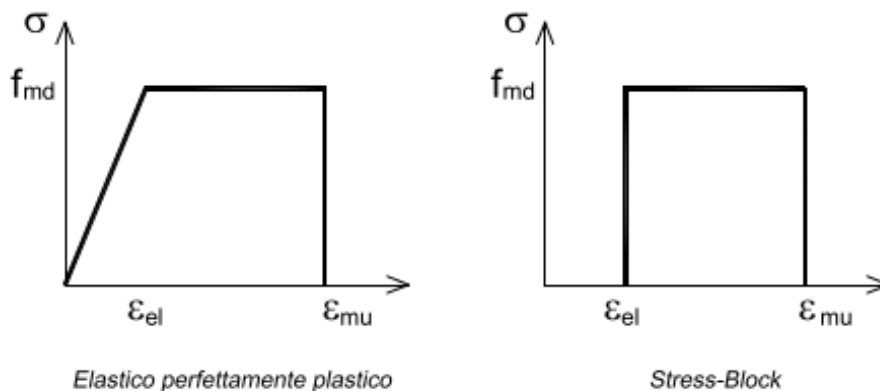
Calcolo dell'aumento di duttilità

Il confinamento effettuato con il CAM aumenta la capacità resistente a compressione centrata dell'elemento murario e ne aumenta anche la deformazione ultima migliorandone la duttilità a compressione.

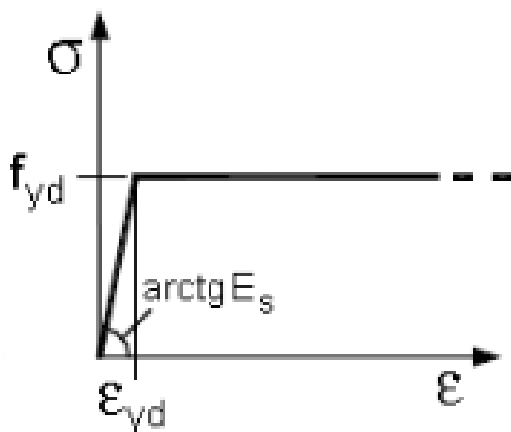
$$\varepsilon_{MUR} = 0,0035 + 0.015 * \sqrt{(f_{l,eff}/f_{md})}$$

- Pressoflessione nel piano

Per il diagramma tensione-deformazione della muratura è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base alla resistenza di calcolo f_{md} ed alla deformazione ultima ε_{mu}

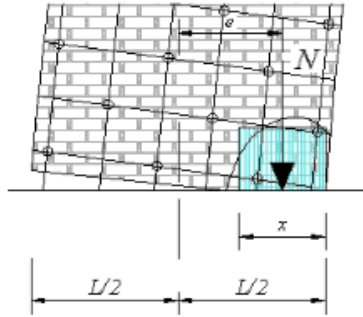


Il diagramma di calcolo tensione deformazione dei nastri inox



La resistenza a pressoflessione di una muratura armata, a cui il sistema CAM è assimilato, viene valutata assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0.8 x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0.85f_{mcd}$. Le deformazioni massime considerate sono pari a ε_{mc} della muratura compressa confinata ($>$ rispetto alla $\varepsilon_{mu} = 0.0035$ della muratura originaria) e $\varepsilon_s = 0.04$ per l'acciaio teso.

Per ε_{CMUR} si può considerare l'aumento duttilità per confinamento trasversale.



Schema di calcolo della resistenza a Pressoflessione

Le equazioni di equilibrio alla traslazione delle tensioni normali

$$P = C - T$$

$$C = 0,85 * 0,8 * t * X * f_{mcd} + f_{yd} * A_s * X / S_{vert}$$

Nel caso in cui il passo verticale dei nastri sia inferiore alla profondità dell'asse neutro nella zona compressa, la resistenza ultima della muratura può essere incrementata per la presenza del confinamento realizzato dalle legature orizzontali purché nella fascia verticale di interesse non siano a quinconce ma richiuse su ogni singolo incrocio

$$T = f_{yd} * A_s * L / S_{vert}$$

As pari a 2 volte l'area dei nastri per il numero di avvolgimenti verticali

S_{vert} interasse degli avvolgimenti verticali

Il momento ultimo calcolato rispetto al baricentro geometrico della sezione

$$M_{rd} = 0,85 * 0,8 * t * X * f_{mcd} * (L/2 - 0,4 * X) + f_{yd} * A_s * (L - X) / S_{vert} * X/2$$

Precompressione

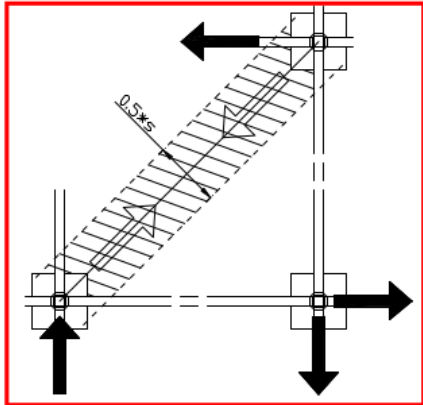
*Con il sistema CAM, e comunque in generale nel caso sia presente una pretensione delle armature, si può considerare nella formula di resistenza a **pressoflessione**, anche l'incremento di tensione σ_V dovuto ad una possibile pretensione σ_{PV} delle armature verticali $A_{s,vert}$ poste ad interasse σ_V . La pretensione si traduce in un incremento di sforzo normale*

$$P_O = P + A_s / S_{vert} * t * \sigma_{PV} \quad P_O = C - T$$

σ_{PV} tensione di tesatura dei nastri

-Resistenza a taglio

La rottura per taglio presenta notevoli difficoltà interpretative legate alla dispersione dei valori della resistenza sperimentale del pannello (effetto tipico delle rotture fragili) e alla difficoltà di prevedere la distribuzione delle tensioni locali all'atto della rottura. Per questi motivi, la valutazione della resistenza a taglio si basa essenzialmente su metodologie semplificate. Tipicamente, gli approcci maggiormente utilizzati sono basati sul criterio del massimo sforzo di trazione e sul criterio di Mohr-Coulomb. Il primo criterio di resistenza a taglio considera la rottura per fessurazione diagonale, mentre il secondo la rottura per scorrimento.



-Taglio per scorrimento

La forza resistente a taglio è somma di un contributo relativo alla muratura per attrito e di un contributo dovuto ai nastri in analogia alla muratura armata

$$V_{RD} = t \cdot L' \cdot f_{vtd} + 1/\sqrt{3} \cdot f_{yd} \cdot A_s \cdot d / s_{oriz}$$

L' lunghezza della sola zona compressa

d distanza del baricentro dell'armatura tesa verticale dal lembo compresso

s_{oriz} è l'interasse degli avvolgimenti orizzontali

Precompressione

Con il sistema CAM, e comunque in generale nel caso sia presente una pretensione delle armature, si può considerare nella formula di resistenza **taglio per scorrimento** anche l'incremento di tensione verticale σ_V dovuti ad una possibile pretensione σ_{PV} delle armature verticali $A_{s,vert}$ poste ad interasse s_{VER} .

La resistenza a taglio della muratura $f_{vtk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_V$

la tensione verticale $\sigma_V = P_o / (L \cdot t) = [P + A_s / s_{vert} \cdot t \cdot \sigma_{PV}] / (L \cdot t)$

$$V_{RD} = t * L * f_{vtd} + 1/\sqrt{3} * f_{yd} * A_s * d / s_{oriz}$$

aumenta il contributo alla resistenza a taglio dovuto alla muratura

-Taglio per trazione diagonale

La resistenza a taglio fessurazione può essere ricavata dal cerchio di Mohr

$$V_{RD} = b * t * \tau_k * [1 + P / (1,5 * A * \tau_k)]^{1/2}$$

il diagramma delle tensioni tangenziali per una sezione rettangolare è parabolico

$$\tau = V / I * S_x / L = 1,5 * V / (L * t) \quad ; \quad \sigma_v = P / (L * t)$$

Si costruisce il cerchio di Mohr (fig.2.4) considerando l'elemento piano sollecitato da σ_n, τ_{max} : la rottura del pannello avviene per raggiungimento della massima tensione di trazione σ_{kt} , facendo crescere V e mantenendo costante N . Il legame esistente tra le tensioni è il seguente:

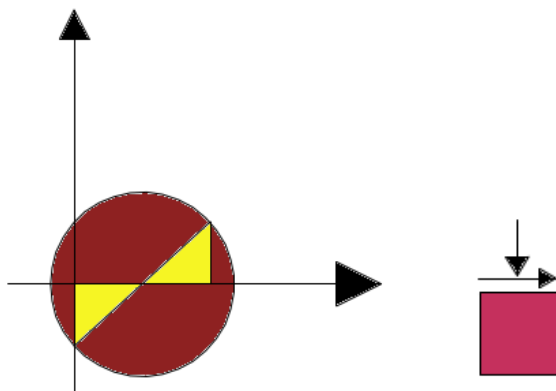
$$(\sigma_{kt} + \sigma_n / 2)^2 = (p * \tau_n)^2 + (\sigma_n / 2)^2$$

quando lo sforzo normale P è nullo si può ricavare $\tau_n = p * \sigma_{kt}$

$p = 1$ per pannello tozzo; $1,5$ per pannello snello.

$$\tau_n = \tau_k * [1 + (\sigma_n / (p * \tau_k))]^{1/2}$$

$$V_{RD} = b * t * \tau_n = b * t * \tau_k * [1 + P / (1,5 * A * \tau_k)]^{1/2}$$



Con il sistema CAM, e comunque in generale nel caso sia presente una pretensione delle armature, si può considerare nella formula di resistenza **taglio-fessurazione** anche l'incremento di tensione verticale σ_v e di tensione orizzontale σ_H dovuti alla pretensione s_{pv} delle armature verticali $A_{s,vert}$ poste ad interasse s_v e alla pretensione s_{po} delle armature orizzontali $A_{s,orizz}$ poste ad interasse s_o . E' da sottolineare che tale incremento può essere considerato solo nel contributo del-

la resistenza della muratura.

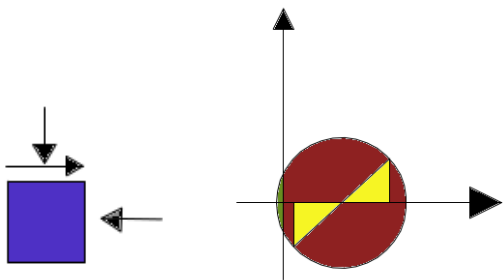
$$\sigma_V = A_s / S_{vert} * t * \sigma_{PV}$$

$$\sigma_o = A_s / S_{ori} * t * \sigma_{Po}$$

La formula finale di resistenza a taglio diventa

$$V_{RD} = b * t * \tau_K * [1 + (\sigma_V + \sigma_o) / (1,5 * \tau_K)]^{1/2} + 1 / \sqrt{3} * f_{yd} * A_s * d / s_{oriz}$$

Il cerchio di mohr si sposta verso destra con diminuzione ed annullamento della tensioni principale di trazione evidenziata in verde



- Pressoflessione fuori del piano

E' analoga alla pressoflessione nel piano cambia la direzione dell'asse di sollecitazione e quindi di flessione, il momento flettente ed il taglio sono quelli che derivano dalle azioni sismiche orizzontali sulla parete considerata come elemento non strutturale o da un cinematismo; andrebbe eseguita una verifica a pressoflessione deviata considerando la contemporanea parzializzazione della muratura nelle due direzioni



8- Le iniezioni di miscele leganti e i diatoni.

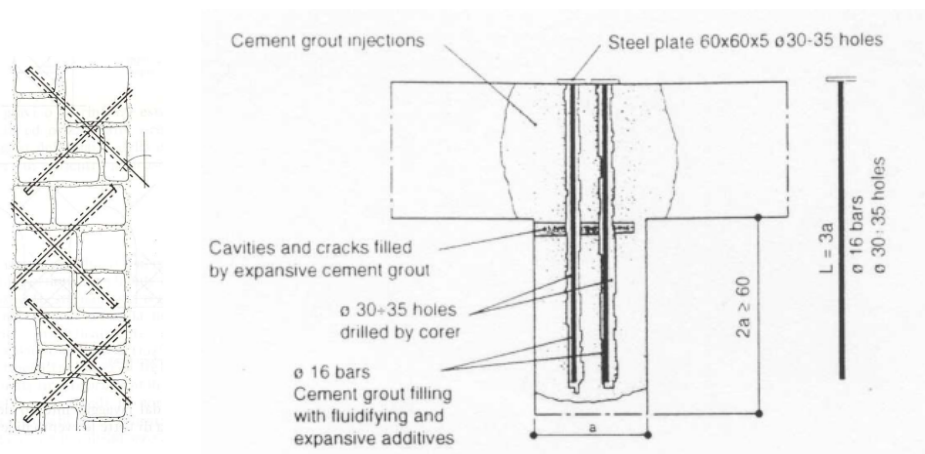
Ulteriori tecniche di rinforzo delle murature sono :

-Perforazioni armate

Tecnica particolarmente indicata per interventi locali di solidarizzazione di pareti tra loro ortogonali ed anche per il rinforzo generalizzato di murature;

Esecuzione perforazioni con attrezzo a rotazione ($\phi 20 \div 25$)

- Rimozione detriti e parti in distacco all'interno del foro
- Inserimento barre di acciaio ($\phi 12 \div 14$ mm) o non metalliche
- Iniezione con malta tixotropica a ritiro compensato+

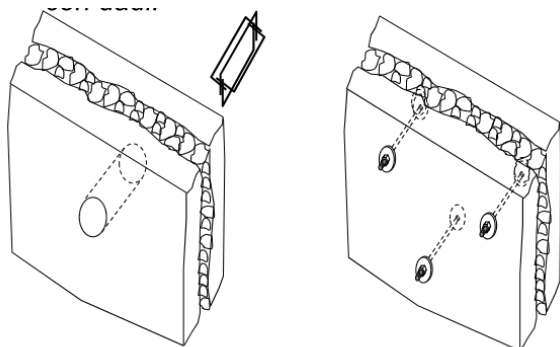


-Diatoni artificiali

- Diatoni realizzati in calcestruzzo armato dentro fori di carotaggio
- Creano un collegamento fra i paramenti murari evitando il loro distacco
- Tirantini antiespulsivi, costituiti da barre metalliche filettate passanti con rondelle di ampio diametro sui paramenti e serrate con dadi.

Diatoni realizzati in barre iniettate dentro fori di carotaggio

- Creano un collegamento fra i paramenti murari evitando il loro distacco
- Per contenere il materiale di iniezione si usano calze o reti metalliche



-Stima della resistenza

- L'incremento di resistenza dovuto all'intervento deve essere stimato in base a prove sperimentali
- Comunque quando le barre sono distribuite uniformemente all'interno della muratura si possono utilizzare le seguenti espressioni

Resistenza a compressione $f'_{dm} = f_d + A_s/A_m \cdot (1 + 10 \cdot \rho) \cdot f_c/\gamma_M$

Resistenza a taglio $f'_{vd} = (f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_n)/\gamma_M + A_s/(2A_m) \cdot f_{yd}/\gamma_S$

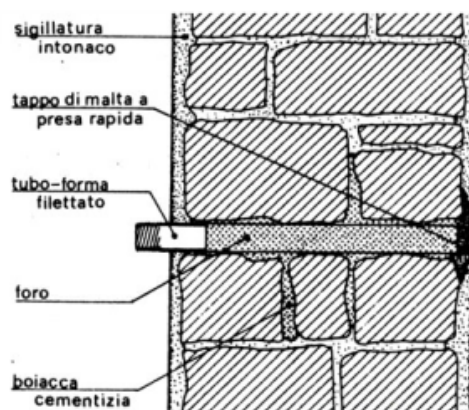
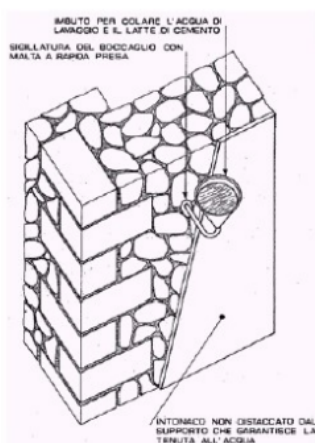
Le norme tecniche NTC prescrivono i seguenti coefficienti migliorativi della resistenza a compressione e a taglio per questa tipologia di interventi in funzione del tipo di muratura .

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

-Iniezioni di miscele leganti

Le murature in pietrame presentano spesso numerosi vuoti al proprio interno, distribuiti ,pressoché uniformemente

- Il riempimento di questi vuoti con materiale cementizio conduce ad un sensibile aumento della resistenza della muratura



Iniezione di malta cementizia molto fluida a pressione controllata (max 2.5÷3.0 atm). E' in genere necessaria una quantità di malta variabile fra 50 e 150 kg per mc di parete. I valori riportati nella tabella seguente evidenziano un notevole miglioramento della resistenza a taglio della muratura. che per quantificarlo è necessario eseguire delle prove in-situ prima e dopo l'iniezione.

Sheppard, Tomazevic 1986		Original		Cement-grouted	
Masonry type	f_{tk} (MPa)	G (MPa)	f_{tk} (MPa)	G (MPa)	
Two-leaf, uncoursed stone (rural)	0.08	90	0.18	160	
Two-leaf, uncoursed stone (urban)	0.12	150	0.23	300	
Compact, uncoursed stone and brick (urban)	0.21	-	0.38	-	

9- Conclusioni

Il rinforzo delle pareti murarie nel corso degli anni ha assunto sempre maggiore importanza, il patrimonio edilizio italiano costruito prima della seconda guerra mondiale è stato realizzato interamente in muratura, con borghi e centri storici dei secoli scorsi che hanno una precisa valenza culturale e molto spesso sono zone che caratterizzano i comuni, importanti per il turismo. Gli eventi sismici degli ultimi anni hanno evidenziato la fragilità di queste costruzioni ed oggi ci si pone il problema se demolire o ricostruire un edificio in muratura facente parte di un centro storico prima che lo demolisca il terremoto. La fragilità di questi edifici non è tanto legata allo spessore ed alla qualità delle pareti ma dipende dalla loro irregolarità ovvero a forme non compatte all'eccessivo numero di aperture ai vani di porte e finestre che necessitano di riquadrature con telaio in c., o in acciaio e soprattutto alla massa poiché vengono classificate come costruzioni pesanti con forze di inerzia sismiche elevate. Gli interventi proposti migliorano notevolmente il comportamento sismico delle pareti e si rendono necessari quando non vi è, sia la convenienza economica a demolire e ricostruire che la convenienza statica ovvero quando le norme urbanistiche soprattutto per i centri storici non consentono la demolizione.

Bibliografia reperibile on line

NTC 2018

Circolare NTC 2019

Istruzioni CNR DT215/2018

Istruzioni CNR DT200/2004

Istruzioni CNR DT212/2013

Linee guida Cuciture attive per la muratura

Fibre Net Rinforzo strutturale e principi della conservazione

Ruregold Intonaci armati

Altri appunti reperibili on line.

Il rinforzo dei pilastri in muratura

1- Introduzione

2- Il pilastro in muratura e la colonna

3- Il rinforzo in FRCM

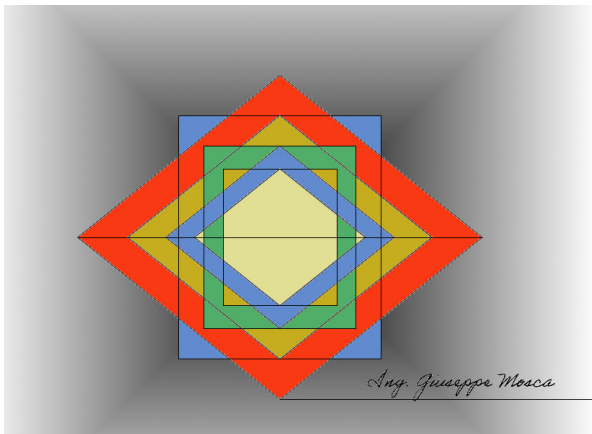
4- Il rinforzo in FRP

5- Il confinamento con sistema CAM

6- La incamiciatura in acciaio

7- I meccanismi di danno

8- Conclusioni



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

1- Introduzione

Negli edifici in muratura la resistenza alle azioni sismiche è garantita da pareti di muratura disposte nelle due direzioni X ed Y, se è presente qualche pilastro in muratura vista la sua ridotta rigidezza è sollecitato prevalentemente da forze verticali di compressione e staticamente si comporta come un pendolo. La problematica diventa complessa in antichi edifici in muratura dove sono realizzati dei porticati ed in edifici costruiti nel periodo del fascismo e subito dopo la seconda guerra mondiale dove si era soliti realizzare dei porticati con pilastri in muratura di dimensioni considerevoli. Un esempio sono i famosi colonnati di rinascimentali che caratterizzano le piazze italiane o ancora i porticati di edifici pubblici del XX secolo strutture vulnerabili sismicamente per le quali si pone il problema del loro consolidamento. Il consolidamento di un pilastro in muratura ha come obiettivo la limitazione della deformazione laterale attraverso il confinamento con conseguente incremento della resistenza a compressione della materiale costituente il pilastro, in modo che possa sopportare meglio sia le tensioni derivanti dalla pressoflessione che quelle derivanti dal taglio. In figura riportiamo un tipico colonnato



per il quale il consolidamento si rivela molto complesso essendo le colonnine efficaci per carichi verticali ma estremamente vulnerabili sismicamente ; in questi casi si preferisce non intervenire pur di non danneggiare architettonicamente il colonnato con la pietra in vista. Si intuisce che gli interventi di consolidamento sono molto complessi e di tipo chirurgico nessuno si immaginerebbe di incamiciare con profili di acciaio o di eseguire ringrossi in cemento armato, la tecnica di consolidamento deve essere mirata ed efficace conservando il bene culturale.

2- Il pilastro in muratura e la colonna

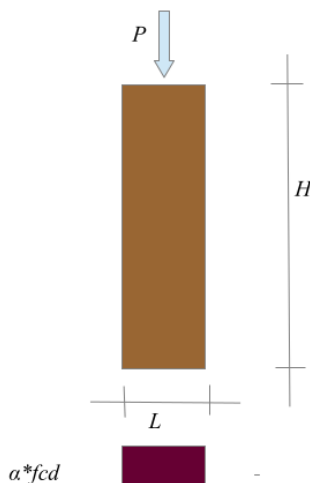
Nei pilastri in muratura conviene seguire una distinzione poiché si ha un comportamento statico differente tra colonna e pilastro di muratura; il pilastro in muratura è realizzato con mattoni in laterizio o lapidei e malta per cui è discontinuo mentre la colonna in muratura è omogenea realizzata con un unico elemento lapideo ed è ciò che succede negli antichi colonnati e porticati.

-Pilastro in muratura ; Colonna in pietra



-Statica del pilastro in muratura

Il pilastro in muratura è inserito di solito in porticati esterni in loggiati di edifici in muratura raramente fa parte della struttura portante di un edificio per la sua scarsa resistenza a flessione e può essere considerato come un pendolo inserito nella struttura sollecitato prevalentemente da carichi verticali con sezione quadrata o circolare.



Sollecitato esclusivamente a compressione e in grado di fornire una eccellente resistenza $Prd = \alpha \cdot f_{cd} \cdot L^2 > Psd$

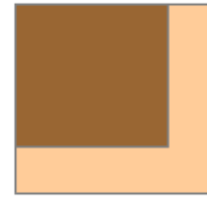
Un pilastro in muratura è realizzato con elementi lapidei o di laterizio singoli ovvero assemblati e posti in opera , può essere quindi considerato come una normale muratura ;

$$V_{rd} = L^2 \cdot \tau_{rd} \cdot [1 + P/(1,5 \cdot A \cdot \tau_{rd})]^{1,5}$$

$$A = L \cdot L$$

La verifica a pressoflessione deviata nelle due direzioni per il pilastro in muratura fornisce i due momenti resistenti

$$\begin{aligned} M_{rdx} &= 2 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot u_x^2 \cdot u_y > M_{rdx} & u_x &= L/2 - e_x \\ M_{rdy} &= 2 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot u_x \cdot u_y^2 > M_{rdy} & u_y &= L/2 - e_y \\ \text{Con } e_x &= M_{sdx}/P ; & e_y &= M_{sdy}/P \end{aligned}$$



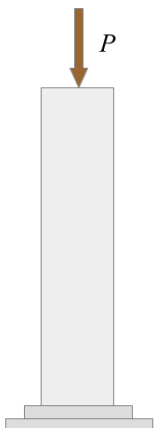
-Statica della colonna

La colonna è un unico elemento lapideo che ha grande resistenza a compressione e buona resistenza a trazione , non necessita di alcuna forma di consolidamento va soltanto realizzato il collegamento con la fondazione e l'architrave che non può essere affidato al solo attrito ovvero allo sforzo normale e alla scabrezza delle superfici a contatto. Le verifiche sono immediate

Compressione semplice $P_{rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \pi \cdot r^2$

Taglio $\tau_{rd} = V \cdot S_n / (b \cdot I_n)$

la max tensione tangenziale si ha sull'asse neutro che per sola flessione coincide con un diametro della sezione , mentre per pressoflessione è valida ancora la stessa formula salvo tener conto della posizione dell'asse neutro per la compressione.



Pressoflessione

La pressoflessione è sempre retta poiché la colonna è simmetrica avendo il materiale lapideo una buona resistenza a trazione si può considerare anche il contributo della parte tesa

Equilibrio alla traslazione

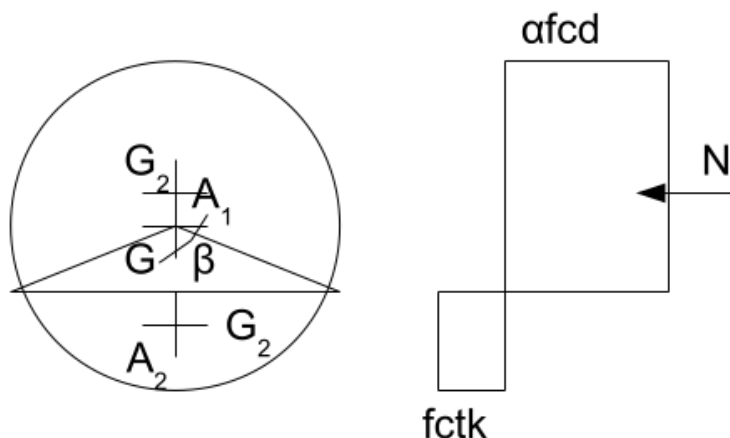
$$P = \alpha f_{cd} * A_1 - f_{ctk} * A_2$$

il momento ultimo

$$M_U = \alpha f_{cd} * A_1 * Y_{G1} + f_{ctk} * A_2 * Y_{G2}$$

Y_{G1} = distanza del baricentro G_1 dal centro del cerchio

Y_{G2} = distanza del baricentro G_2 dal centro del cerchio



Il vincolo alla base ed in testa al pilastro può essere considerato come una cerniera se consente la trasmissione delle azioni orizzontali in virtù dell'attrito

$$P * f > V_{rd}$$

dove f è un coefficiente di attrito tra la colonna e l'architrave. La trasmissione del momento flettente e quindi il grado di incastro della colonna è possibile quando le dimensioni della colonna sono tali da fornire una resistenza a pressoflessione per materiali non reagenti a trazione considerando sempre una sezione circolare parzializzata il cui momento resistente è fornito dalla formula

$$M/N = 4/3 * (r \sin^2 \beta) / (2\beta - \sin 2\beta)$$

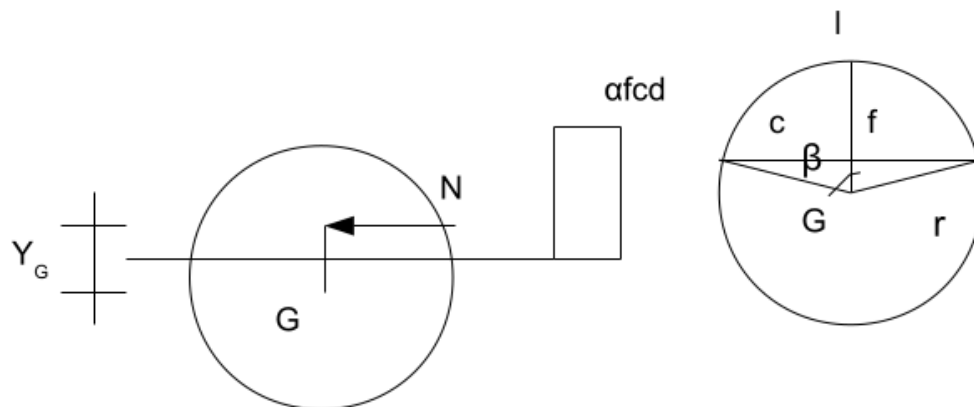
il momento ultimo $M_{RD} = \alpha f_{cd} * A_r * Y_G$

$$A_r = 1/2 * (lr - cr + cf)$$

c = corda

l = lunghezza arco

f = freccia



Se l'asse neutro si trova al di sotto del baricentro l'area della sezione reagente è data da:

$$A_r = \pi r^2 - A_{seg}$$

$$M_U = afcd * A_r * Y_G,$$

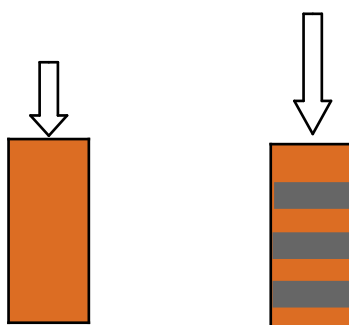
$$Y_G = (A_{seg} / \pi r^2) * 4/3 * (r \sin 2\beta) / (2\beta - \sin 2\beta)$$

Affinché alla base ed in sommità il vincolo sia un incastro cedevole deve risultare :

$$V_{rd} > V_{sd} ; M_{rd} > M_{sd}$$

3- Il rinforzo in FRCM

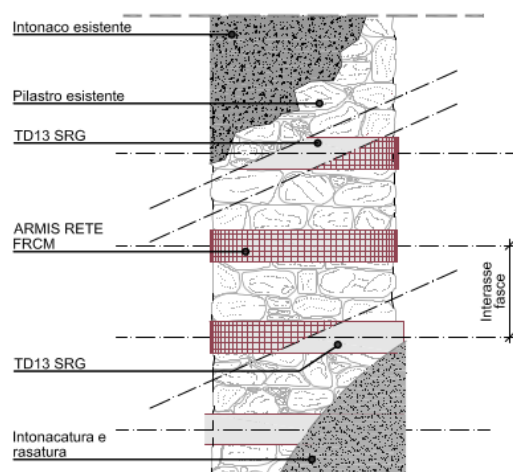
Il rinforzo di un pilastro in muratura tramite FRCM ha come obiettivo il miglioramento della resistenza a taglio della muratura ed il suo confinamento impedendo la deformazione laterale ; è evidente che in fase elastica il confinamento va realizzato a struttura scarica sulla quale agiscono esclusivamente i carichi verticali strutturali , i carichi permanenti ed i carichi accidentali subentrano a struttura consolidata



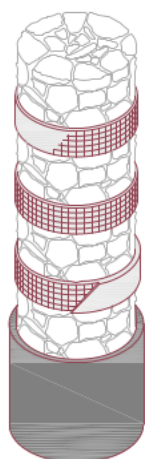
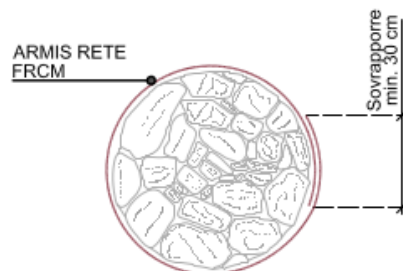
$$N = G_{SK} + G_{PK} + Q_K \text{ pilastro rinforzato}$$

$$N = G_{SK} \text{ pilastro non rinforzato}$$

Il rinforzo può essere eseguito in due modi differenti tramite fasce



POSIZIONAMENTO DELLA RETE



FASE 1

Preparazione del supporto

Rimozione
dell'intonaco
esistente

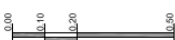
Pulizia e bagnatura
superficie

FASE 3

Completamento del sistema con
secondo strato di TD13 SRG

TD13 SRG

Riferimento
scala (m)



FASE 2

Applicazione del primo strato di TD13
SRG e posizionamento della rete
ARMIS RETE FRCM

TD13 SRG

ARMIS RETE
FRCM

4-6 mm

FASE 4

Intonacatura e rasatura

Intonaco e
rasatura

8-12 mm

Per ragioni illustrative alcuni elementi sono rappresentati fuori scala

1- Preparazione del supporto

- rimozione intonaco esistente
- bagnatura delle superfici con acqua a bassa pressione

2- Applicazione del primo strato di malta e della rete in FRCM

- primo strato di malta su superficie bagnata
- posa in opera della rete in FRCM

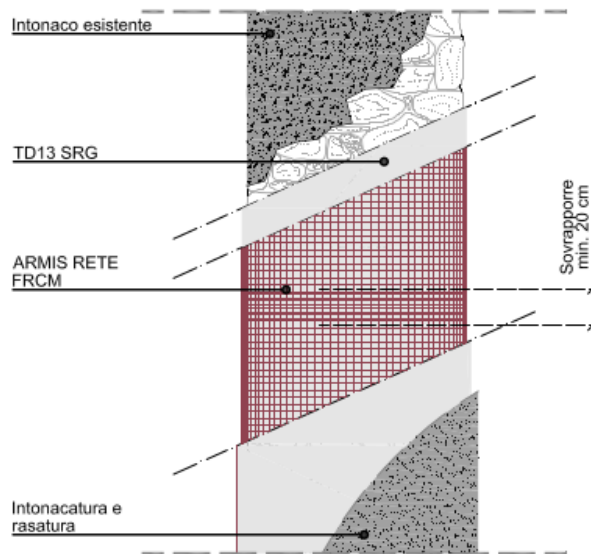
3- Completamento del secondo strato di malta

- secondo strato di malta per uno spessore di 0,8- 1,2 cm

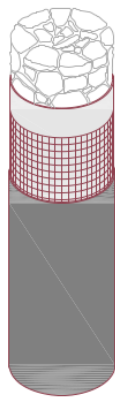
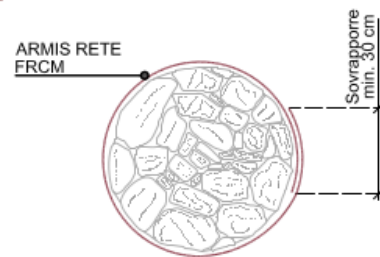
4- Intonacatura e rasatura

- realizzazione di intonaco sulla superficie rinforzata

Rinforzo continuo



POSIZIONAMENTO DELLA RETE



FASE 1

Preparazione del supporto

Rimozione dell'intonaco esistente

Pulizia e bagnatura superficie

FASE 3

Completamento del sistema con secondo strato di TD13 SRG

TD13 SRG

Riferimento scala [mm]



FASE 2

Applicazione del primo strato di TD13 SRG e posizionamento della rete ARMIS RETE FRCM

TD13 SRG

ARMIS RETE FRCM

4-6 mm

FASE 4

Intonatura e rasatura

Intonaco e rasatura

8-12 mm

Per ragioni illustrative alcuni elementi sono rappresentati fuori scala

Possiamo valutare l'incremento di resistenza a taglio e di resistenza a compressione che si ottiene nel pilastro tramite il rinforzo.

Incremento di resistenza a compressione

La resistenza a compressione di calcolo f_{mcd} di un pilastro soggetto ad una pressione di confinamento f_1 può essere determinata con la seguente equazione:

$$f_{mcd} = f_{md} + K' * (f_{1eff}/f_{md})^{0,5}$$

f_{md} resistenza a compressione del pilastro non confinato

K' coefficiente adimensionale di incremento della resistenza

$$K' = \alpha_2 * (g_m/1000)^{\alpha_3}$$

g_m densità della muratura in kg/mc

α_2 e α_3 può essere attribuito il valore unitario

La verifica dell'elemento confinato, soggetto a compressione centrata, consiste nell'accertare che sia soddisfatta la seguente limitazione:

$$N_{SD} \leq N_{R,mcd}$$

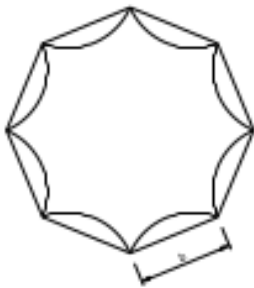
$$\text{con } N_{R,mcd} = A_m * f_{mcd} \geq A_m * f_{md}$$

-Colonne circolari

Nel caso di colonne circolari di diametro D , confinate con η_F strati di rinforzo, aventi spessore equivalente t_F delle fibre nella direzione ortogonale all'asse dell'elemento e la cui matrice sia caratterizzata da un valore f_{CMAT} della resistenza caratteristica a compressione, la pressione efficace di confinamento $f_{l\text{eff}}$, può essere calcolata come:

$$f_{l\text{eff}} = K_H * f_l$$

$K_H = 1$ coefficiente di efficienza orizzontale, rapporto tra l'area confinata e non



$$f_l = (2 * \eta_F * t_F * E_F * \epsilon_{ud,rid}) / D$$

$\epsilon_{ud,rid}$ deformazione di calcolo del composito FRCM

$$\epsilon_{ud,rid} = \min (K_{mat} * \eta_a * \epsilon_{uf} / \gamma_m ; 0,004)$$

K_{mat} coefficiente di efficacia del confinamento che tiene conto della matrice inorganica

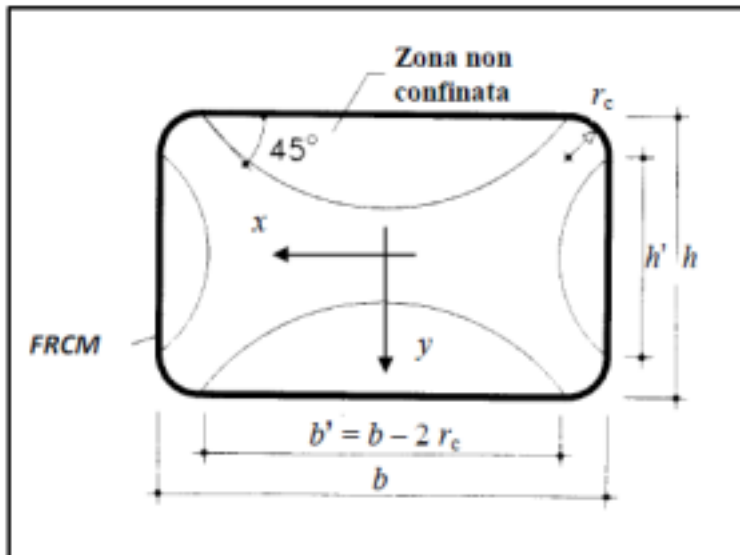
$$K_{mat} = \alpha_4 * (\rho_{mat} * f_{c,mat} / f_{md})^2 \leq 1 ; \rho_{mat} = 4 * t_{mat} / D$$

t_{mat} spessore del rinforzo ; $f_{c,mat}$ resistenza a compressione matrice inorganica

$$\alpha_4 = 1,81$$

-Colonne rettangolari

L'unica differenza è nel coefficiente di efficienza orizzontale , ovvero nel rapporto tra l'area confinata e l'area effettiva della colonna



$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + h'^2}{3 \cdot A_m}, \quad A_m = b \cdot h$$

D = diagonale della sezione rettangolare o quadrata.

-Incremento di resistenza a taglio

La resistenza a taglio del pilastro è analoga a quella di un pannello murario

$$V_{rd} = L^2 \cdot \tau_{rd} \cdot [1 + P/(1,5 \cdot A \cdot \tau_{rd})]^{1,5}$$

$$A = L \cdot L$$

a questa va aggiunta la resistenza a taglio del rinforzo

$$V_{rf} = 1/\gamma_{rd} \cdot \eta_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot t_{vf} \cdot l_f \cdot \alpha$$

t_{vf} è lo spessore equivalente dello strato di rete

l_f la sua altezza così come indicata in figura

γ_{rd} è un coefficiente parziale al quale si attribuisce il valore 2

4- Il rinforzo in FRP

Il rinforzo della colonna in muratura attraverso FRP (compositi fibrorinforzati) persegue il duplice di miglioramento della resistenza a taglio ed incremento della resistenza a compressione mediante confinamento del pilastro in muratura.



Alla colonna in muratura vengono applicate delle lamine orizzontali di rinforzo ad un passo p resistenti a trazione che contrastano la dilatazione trasversale conferendo alla muratura un stato di sollecitazione di compressione triassiale benefico. Il sistema di confinamento può essere realizzato tramite tessuti lamine e barre attraverso cuciture. La verifica dell'elemento confinato consiste nell'accertare che

$$N_{SD} \leq N_{R,mcd}$$

$$\text{con } N_{R,mcd} = A_m * f_{mcd} / \gamma_{mrd} \geq A_m * f_{md}$$

La resistenza a compressione di calcolo f_{mcd} di un pilastro soggetto ad una pressione di confinamento f_1 può essere determinata con la seguente equazione:

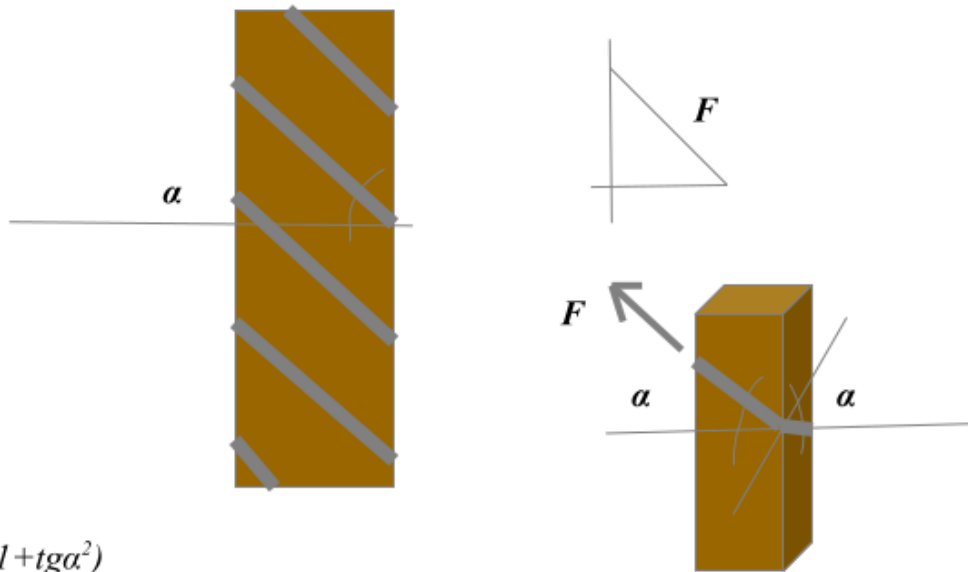
$$f_{mcd} = f_{md} + K' * f_{1eff}$$

$$\text{dove } K' = g_m / 1000$$

g_m densità della muratura in kg/mc

$$f_{1eff} = K_{eff} * f_1 = K_H * K_V * f_1$$

Le fibre di carbonio possono essere inclinate di un angolo α_F si introduce un coefficiente $K_\alpha = 1/(1 + \tan^2 \alpha_F)$



$$K\alpha = 1/(1+\operatorname{tg}\alpha^2)$$

$$1/(1+\operatorname{tg}\alpha^2) = (\cos\alpha)^2$$

la componente orizzontale $2 * F * \cos\alpha * \cos\alpha * p * b$ il coefficiente di efficienza

$$2 * F * b * p \cos^2\alpha / (2 * F * b * p) = 1/(1+\operatorname{tg}\alpha^2)$$

-Colonne circolari

Definiamo le seguenti quantità adimensionali corrispondenti al rapporto geometrico relativo alla fasciatura esterna ed a eventuali tiranti

$$\rho_F = 4 * t_F * b_F / (D * p_F) \quad ; \quad \rho_B = \eta_B * A_B / (D * p_F) \quad ;$$

t_F spessore del rinforzo

b_F altezza della striscia

D diametro della colonna

p_F passo delle strisce

η_B numero di barre del generico strato

A_B area della sezione della singola barra

p_F passo delle barre

Nel caso di fasciatura continua $\rho_F = 4 * t_F / D$

La pressione di confinamento può essere calcolata come segue $E * \epsilon$

$$f_1 = 1/2 * (\rho_F * E_F + 2 * \rho_B * E_B) * \epsilon_{fd,rid}$$

E_F modulo di elasticità lamina di composito

E_B modulo di elasticità della barra

$\varepsilon_{fd,rid}$ valore ridotto della deformazione del rinforzo all'atto del collasso della colonna

$$\varepsilon_{fd,rid} = \min\{\eta_A * \varepsilon_{Rfk} / \gamma_{RF} ; \eta_A * \varepsilon_{Bfk} / \gamma_{BF}\}$$

ε_{Rfk} deformazione ultima fasciatura

ε_{Bfk} deformazione ultima barra

γ_{RF} coefficiente parziale composito

γ_{BF} coefficiente parziale barra = 1,50

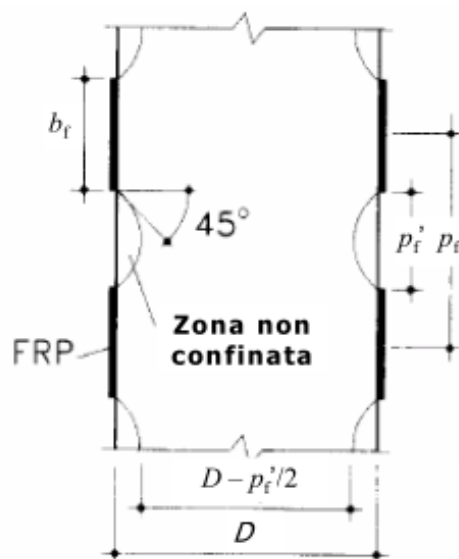
η_A fattore di conversione ambientale

Tabella 3-4 – Fattore di conversione ambientale η_a per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

Per colonne circolari il coefficiente di efficienza orizzontale $K_H = 1$; Se la fasciatura è continua anche $K_V = 1$, per fasciature discontinue

$$K_V = V_c/V = [1 - p'_F/(2*D)]^2 \quad p'_F \text{ distanza tra le due fasce}$$



-Colonne quadrate e rettangolari

La pressione di confinamento può essere calcolata come segue :

$$f_1 = \min [1/2 * (\rho_{FX} * E_F + 2 * \rho_{BX} * E_B) * \varepsilon_{fd,rid} ; 1/2 * (\rho_{FY} * E_F + 2 * \rho_{BY} * E_B) * \varepsilon_{fd,rid}]$$

dove

$$\rho_{FX} = 4 * t_F * b_F / (d * p_F) \quad ; \quad \rho_{BX} = \eta_{BX} * A_B / (D * p_F) \quad ;$$

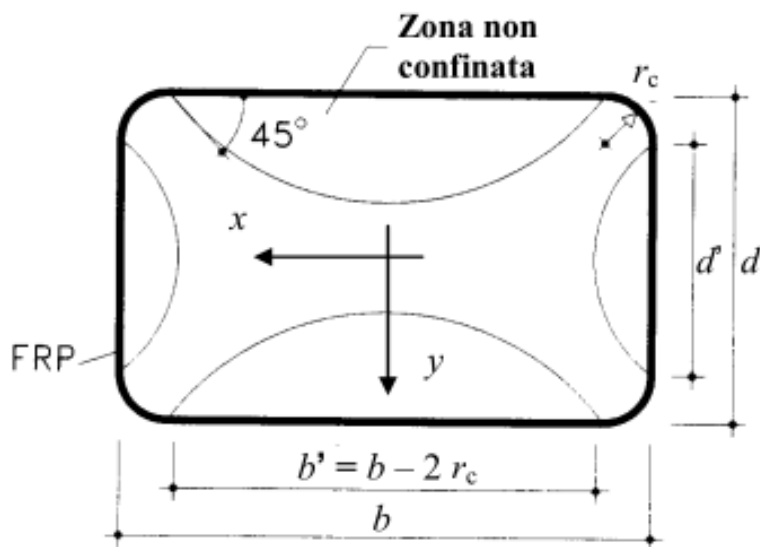
$$\rho_{FY} = 4 * t_F * b_F / (b * p_F) \quad ; \quad \rho_{BY} = \eta_{BY} * A_B / (b * p_F) \quad ;$$

il pilastro ha sezione rettangolare di lati b e d

se la fasciatura è continua $\rho_{FX} = 4 * t_F / (\max(b ; d))$ $\rho_B = 0$

i coefficienti di efficienza

$$K_H = 1 - (b'^2 + d'^2) / (3 * A_m)$$



Per fasciatura discontinua il coefficiente di efficienza verticale

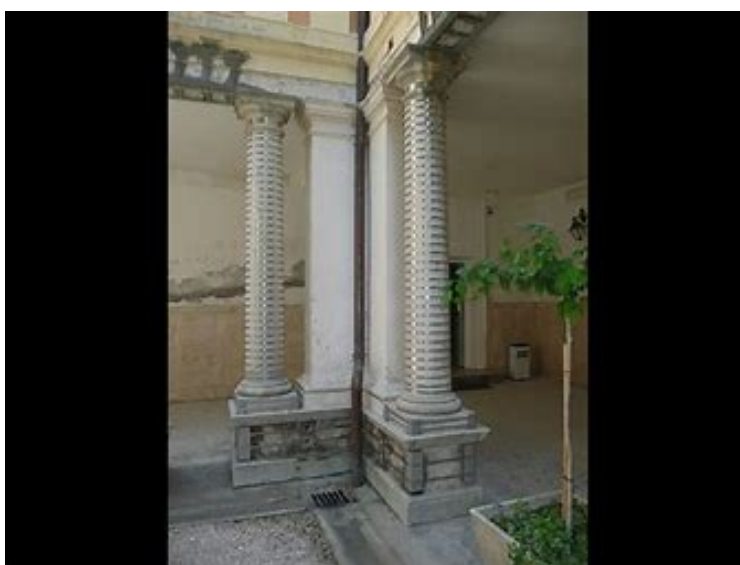
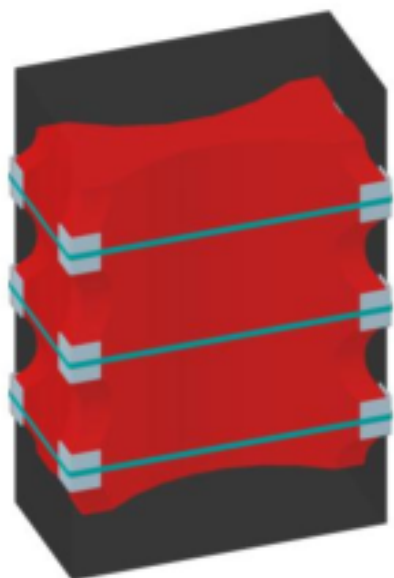
$$K_V = [1 - p'_F / \min(d ; b)]^2$$

5- Il confinamento con sistema CAM

Questa tipologia di intervento riguarda più da vicino i beni culturali poiché è poco invasiva ed abbellisce l'elemento architettonico in pietra tramite nastri di acciaio inox orizzontali



La tecnica di rinforzo prevede il confinamento della muratura ovvero attraverso la tensione laterale si ottiene l'aumento della resistenza a compressione del pilastro



La verifica di elementi strutturali confinati viene condotta valutando l'azione esercitata dalla fasciatura in funzione della geometria e della tipologia del sistema a base del CAM. Per la valutazione della pressione di confinamento è buona norma disporre i nastri in direzione perpendicolare all'asse dell'elemento. La verifica dell'elemento confinato consiste nell'accertare che sia soddisfatta la seguente limitazione:

$$N_{SD} \leq N_{Rmc,d}$$

essendo N_{SD} il valore di progetto dell'azione assiale agente (da valutarsi, per le diverse combinazioni di carico prevedibili, come prescritto dalla Normativa vigente) e $N_{Rmc,d}$ il valore di progetto della resistenza della muratura confinata.

La resistenza assiale di progetto, $N_{Rmc,d}$, è definita come segue:

$$N_{Rmc,d} = A_m * f_{mcd} / \gamma_{RD} \geq A_m * f_{md}$$

Dove:

$\gamma_{RD} = 1.1$ è il coefficiente parziale della muratura confinata;

f_{md} è la resistenza a compressione della muratura non confinata;

f_{mcd} è la resistenza a compressione della muratura confinata;

A_m è l'area della sezione trasversale della muratura confinata.

La resistenza dell'elemento confinato soggetto ad un valore f_l della pressione di confinamento può calcolarsi con la seguente:

$$f_{mcd} = f_{md} + K' * f_{l,eff} \quad K' = \rho / 1000 ; \rho \text{ densità della muratura in kg/mc}$$

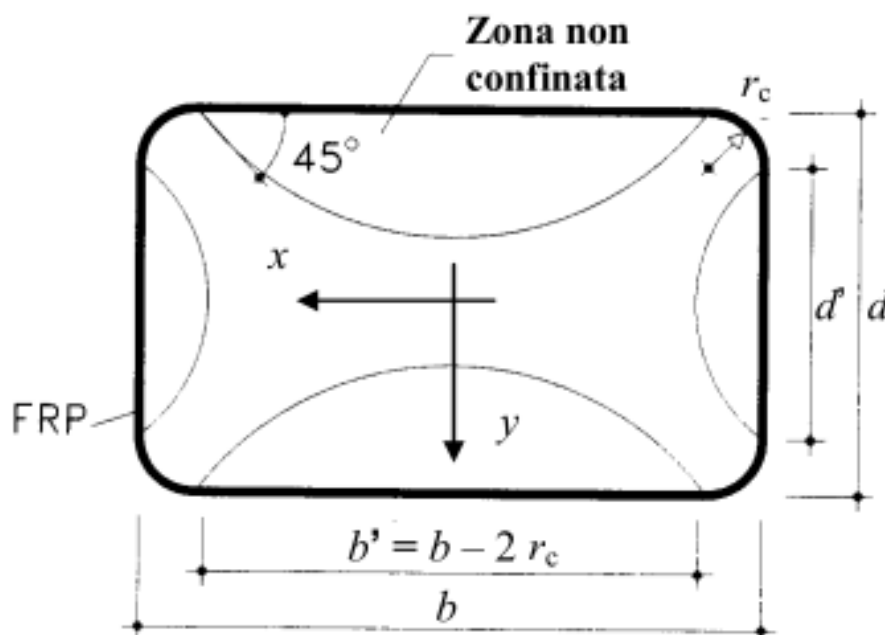
la pressione efficace di confinamento $f_{l,eff} = K_H * K_V * f_l$,

K_H coefficiente di efficienza orizzontale

K_V coefficiente di efficienza verticale

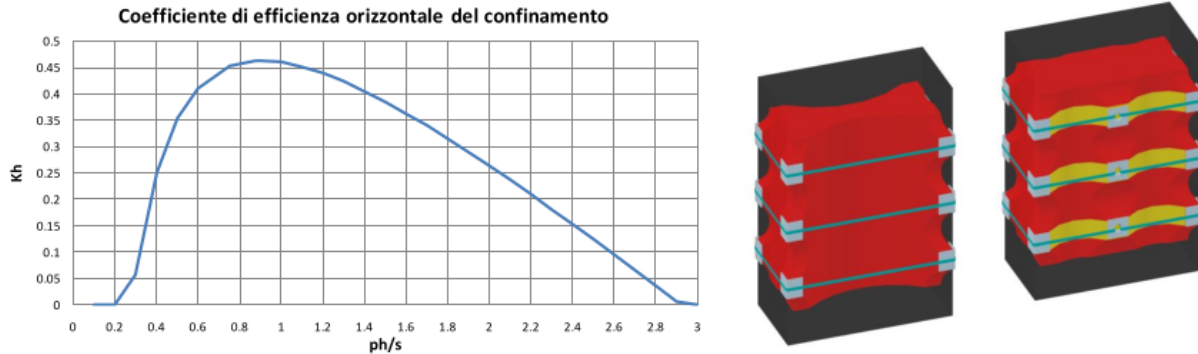
La pressione di confinamento f_l , di un pilastro di larghezza b e spessore d confinato con nastri CAM con passo orizzontale p_{fh} è dato da

$$f_l = 1/2 * f_{yd} * \rho_S ; \rho_{SX} = 4 * t_F * b_F / (d * p_F) ; \rho_{SY} = 4 * t_F * b_F / (b * p_F) ; \rho_S = \min(\rho_{FX} ; \rho_{FY})$$



Il coefficiente di efficienza orizzontale è fornito dal rapporto tra l'area confinata e quella totale, A_m ;

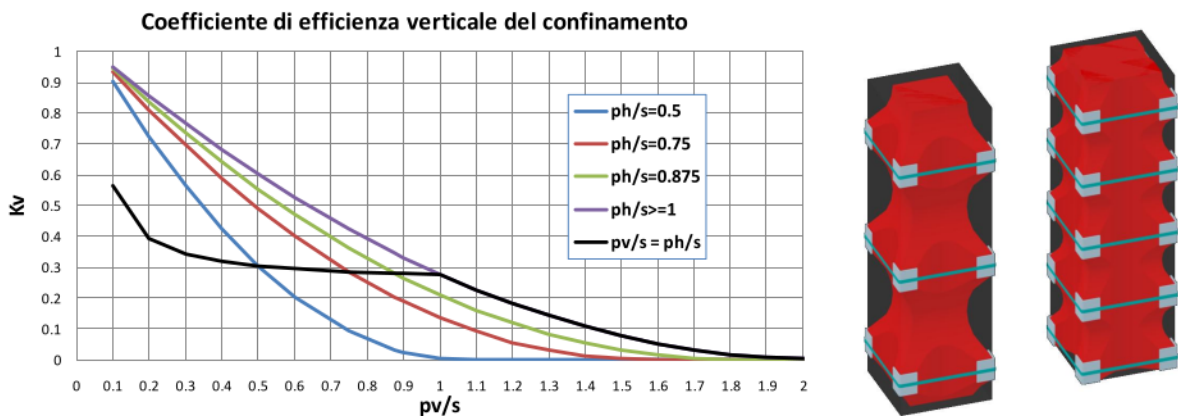
$$K_H = 1 - (b'^2 + d'^2)/(3 \cdot A_m)$$



Dall'andamento del grafico del coefficiente di efficienza si evince come si abbia un massimo quando il rapporto $p_h/s=1$ che corrisponde ad una geometria confinata quadrata, geometria dunque di massima "efficienza" del confinamento. Questa condizione è facilmente realizzabile per spessori di muratura importanti (>60-70cm) mentre lo è molto meno per spessori ridotti (30-40cm) visto il numero elevato di forature necessarie. Da notare inoltre come il coefficiente diminuisca velocemente anche per un passo minore dello spessore (diversamente da quanto si possa attendere) poiché la geometria confinata tende sempre più verso un rettangolo allungato (geometria meno "efficiente").

Il coefficiente di efficienza verticale :

$$K_V = [1 - p'_F / (2 \min(d; b))]^2 \quad p'_F \text{ passo tra i nastri}$$



Il grafico del coefficiente di efficienza verticale dipende ovviamente dal passo verti-

cale (tanto minore è il passo verticale tanto maggiore è l'efficienza) che dai valori del passo orizzontale dei nastri poiché questi definiscono la geometria in pianta confinata. Sono state dunque diagrammate diverse curve di K_v relative a diversi passi p_h . In particolare si nota come K_v aumenti all'aumentare di p_h fino a raggiungere il massimo non appena p_h risulti maggiore dello spessore.

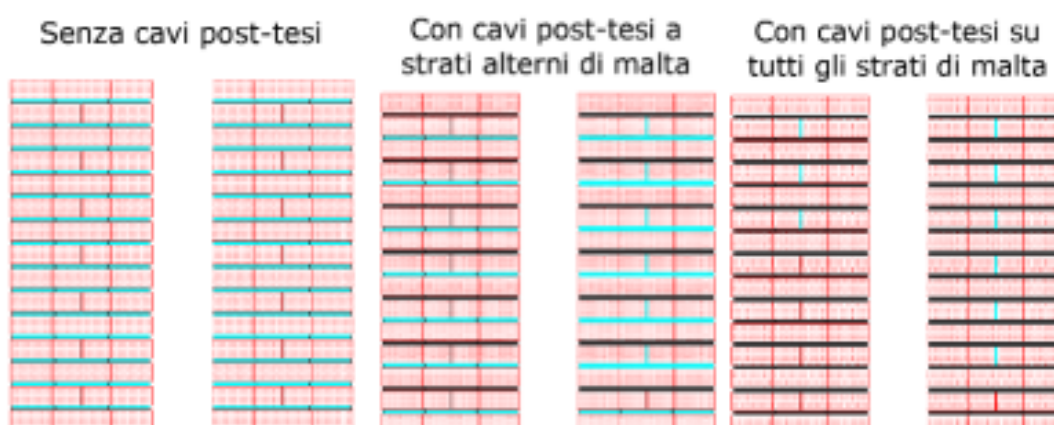
Calcolo dell'aumento di duttilità

Il confinamento effettuato con il CAM aumenta la capacità resistente a compressione centrata dell'elemento murario e ne aumenta anche la deformazione ultima migliorandone la duttilità a compressione.

$$\varepsilon_{MUR} = 0,0035 + 0.015 * \sqrt{(f_{l,eff}/f_{md})}$$

Cerchiatura di colonne con mattoni a faccia vista

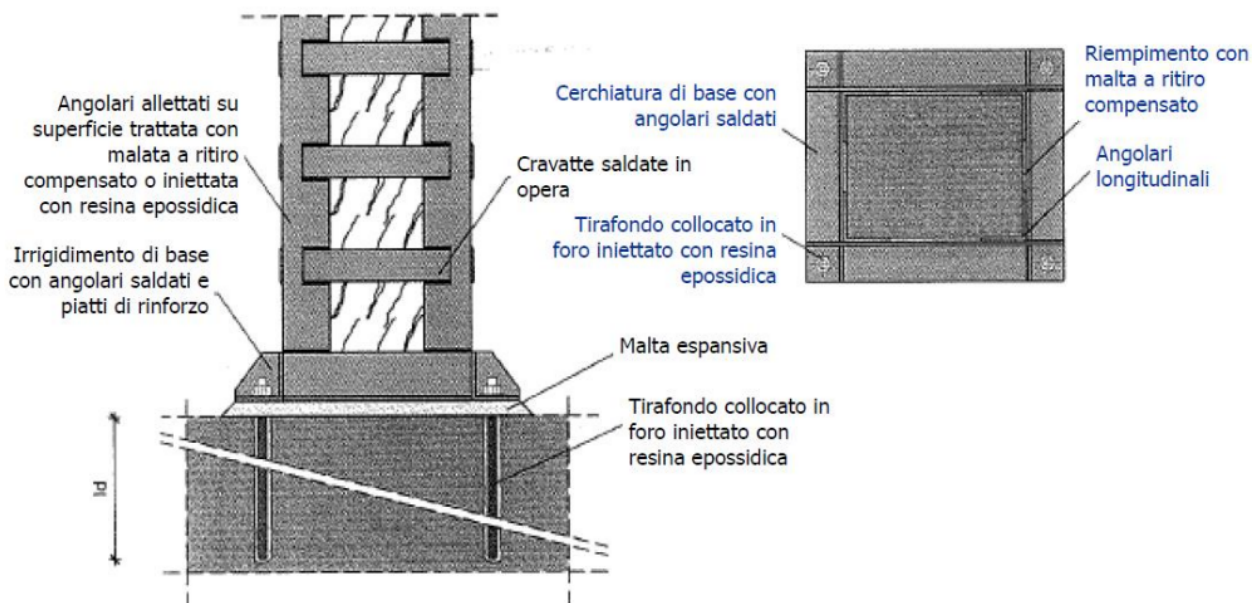
Una tecnica recente testata sperimentalmente prevede l'uso di cavi inox perimetrali, di piccolissimo diametro, sostanzialmente invisibili, posti all'interno dei giunti. I cavetti formano un fascio cerchiante post-teso che fornisce il confinamento alla colonna.



6- La incamiciatura in acciaio

La incamiciatura in acciaio di pilastri in muratura consiste nell'applicare negli angoli dei profili di acciaio collegati tra di loro lungo l'altezza del pilastro da lamine orizzontali in modo da ottenere un calastrello .

INCAMICIATURA IN ACCIAIO: RINFORZO PILASTRO



Attraverso la incamiciatura si ha un incremento della resistenza a taglio ed un effetto di confinamento del pilastro in muratura ;l'incremento di resistenza a taglio è fornito dalle NTC 2018

$$V_J = 0,5 * 2 * b * t_J / s * f_{yw} / \cos \alpha_t \quad \text{resistenza aggiuntiva}$$

la resistenza a taglio globale

$$V = 0,5 * 2 * b * t_J / s * f_{yw} / \cos \alpha_t + A * \tau_{RD} * [1 + P / (1,5 * A * \tau_{RD})]^{3/2}$$

Se la tensione nella camicia è limitata al 50% dello snervamento

t_J, b, s spessore larghezza ed interasse delle lamine orizzontali o bande

f_{yw} resistenza acciaio

α_t inclinazione fessure

A area pilastro

L'incremento di resistenza a compressione della muratura

$$f_{mcd} = f_{md} + K' * f_{l,eff} \quad K' = \rho / 1000 ; \rho \text{ densità della muratura in kg/mc}$$

la pressione efficace di confinamento $f_{l,eff} = K_H * K_V * f_l$,

K_H coefficiente di efficienza orizzontale

K_V coefficiente di efficienza verticale

Per questi rinforzi l'incremento di resistenza a compressione è considerevole deriva non solo dal confinamento ma anche dalla presenza degli angolari

$$N = N_{cmd} + N_S$$

la ipotesi a base della trattazione è che le deformazioni siano congruenti ovvero che non vi siano scorrimenti relativi tra pilastro in muratura ed incamiciatura in acciaio ipotesi garantita dall'utilizzo di adesivi ad alta resistenza.

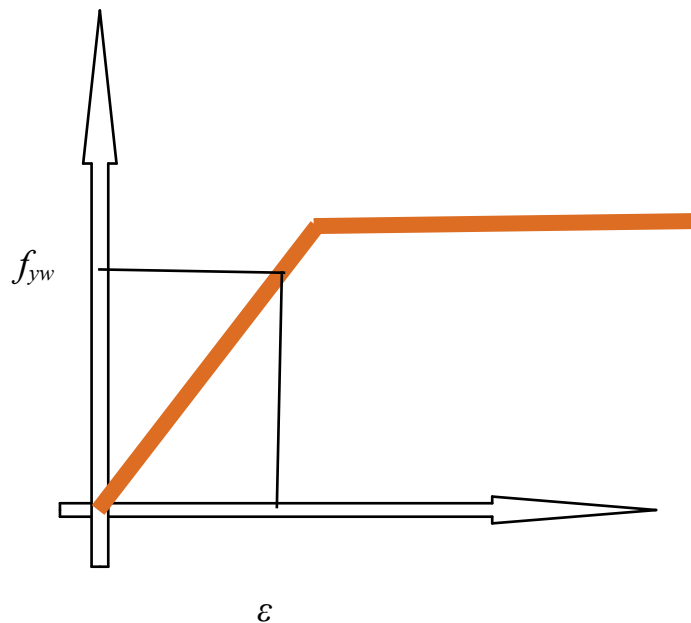
$$\varepsilon_m = \varepsilon_s \quad ; \quad \sigma_m / E_m = \sigma_s / E_s \quad ; \quad \sigma = \sigma_m + \sigma_s$$

$$N / A = N_{cmd} / A_m + N_S / A_s$$

lo sforzo di calcolo nel pilastro

$$N_{RD} = f_{mcd} * A_m + f_{yw} * A_s$$

la tensione negli angolari in acciaio è definita dal diagramma bilatero tensioni deformazioni



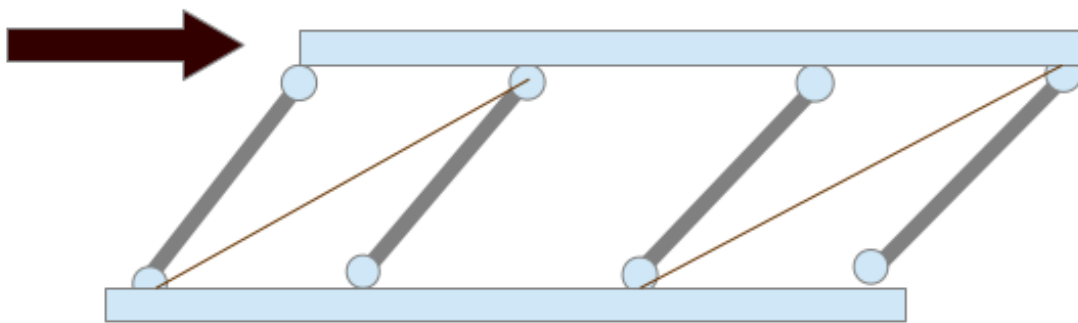
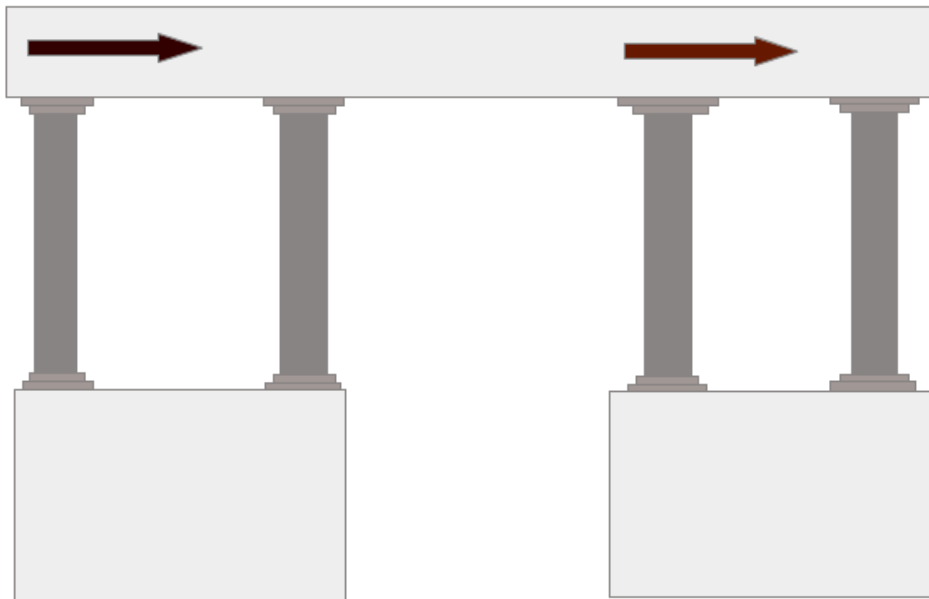
$$\varepsilon_m = \varepsilon_s = N / (EA) = \varepsilon$$

E è il modulo elastico della sezione omogenea

$$EA = E_m * A_m + E_s * A_s$$

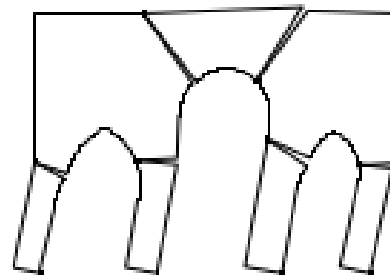
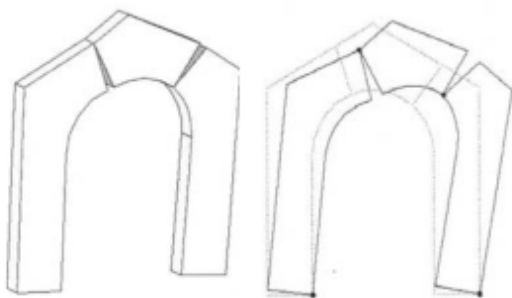
7- I meccanismi di danno nei porticati

I meccanismi di danno nei porticati essendo il comportamento della colonna assimilabile ad un pendolo è analogo a quello del piano soffice



Quando il porticato è realizzato con archi subentra il meccanismo di danno tipico delle strutture ad arco con la formazione di cerniere

13 - ARCHI TRIONFALI



8- Conclusioni

Il consolidamento dei pilastri in muratura rappresenta una problematica molto importante in antichi edifici in muratura quali chiese abbazie edifici storici che hanno una valenza culturale dove diventa fondamentale durante un evento sismico conservare il colonnato. Gli interventi esaminati hanno come obiettivo l'aumento della resistenza a compressione mediante confinamento del pilastro in muratura e l'incremento della resistenza a taglio che migliorano globalmente il comportamento a pressoflessione della colonna sollecitata da forze orizzontali. Se si deve eseguire un intervento di rinforzo esso deve avere come obiettivo la eliminazione dei meccanismi di danno e molto spesso la cerchiatura prospettata soprattutto per colonne in materiale lapideo non evita la formazione di cerniere plastiche ed il relativo meccanismo di piano soffice. Rappresentano comunque interventi che migliorano nel complesso la stabilità sotto azioni sismiche del nostro edificio e vanno sempre eseguiti a condizione che non venga danneggiata l'architettura e l'estetica del nostro bene culturale.

Bibliografia

*Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche ed all'applicazione dell'Ordinanza 3274/2003 ;
Istruzioni CNR-DT 215/2018;
Norme tecniche sulle costruzioni NTC 2018;
Istruzioni CNR-DT 200/2004;*

Rinforzi strutturali con FRCM

1- I compositi fibrorinforzati a matrice inorganica

2- Rinforzi muratura con FRCM

- 2.1- Rinforzo a taglio di un pannello in muratura*
- 2.2- Rinforzo a pressoflessione di un maschio murario*
- 2.3- Verifica a pressoflessione fuori del piano*
- 2.4 - Realizzazione di cordoli sommitali*
- 2.5- Rinforzo e confinamento di colonne in muratura*
- 2.6- Rinforzo di elementi strutturali arcuati*

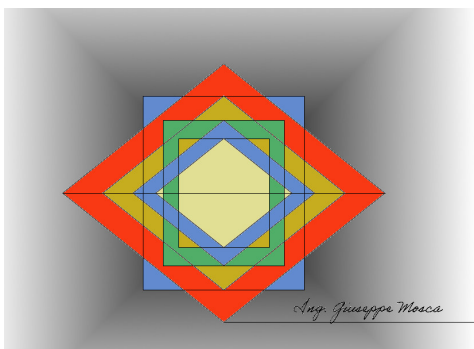
3- Rinforzi cemento armato con FRCM

- 3.1- Rinforzo a flessione di una trave in c.a.*
- 3.2- Rinforzo a taglio di una trave in c.a.*
- 3.3- Rinforzo e confinamento di colonne in c.a.*

4- Dettagli costruttivi

5- Conclusioni

Bibliografia : Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica



Ing. Giuseppe Mosca

N.B. Mi scuso a priori delle eventuali imprecisioni o errori , anzi gradirei che mi vengano segnalate e che possano essere apportate delle correzioni.

1- I compositi fibrorinforzati a matrice inorganica

I fibrorinforzati utilizzati per il consolidamento strutturale (Fibre Reinforced Polymer) sono costituiti da fibre di vetro, carbonio, o arammide immerse in matrici polimeriche quali resine epossidiche; attualmente si sta diffondendo l'uso di tessuti ovvero di FRCM nuovi compositi fibrorinforzati a matrice inorganica quali :

TRC (Textile Reinforced Concrete),

TRM (Tex-tile Reinforced Mortars),

FRM (Fabric Reinforced Mortar)

IMG (Inorganic Matrix-Grid Composites).

*I materiali FRCM di seguito anche denominati sistemi di rinforzo FRCM o più semplicemente sistemi FRCM o anche rinforzi FRCM ottenuti utilizzando reti realizzate con fili di acciaio ad alta resistenza, arammide, basalto, carbonio, PBO e vetro; in particolare i fili di acciaio sono messi in opera sotto forma di piccoli trefoli allo scopo di ottenere superfici corrugate che favoriscano l'adesione tra rinforzo e matrice. Nel prosieguo del documento, per riferirsi alle reti, si adotterà anche indifferentemente il termine “**tessuti**”, che è comunemente molto utilizzato.*

I fili o i trefoli sono combinati con matrici inorganiche, realizzate ad esempio con leganti a base di calce o di cemento, con eventuale aggiunta di additivi. Nel caso di additivi di natura organica è consigliato che la componente organica non ecceda il 10% in peso del legante inorganico. Va infatti tenuto presente che, all'aumentare della percentuale complessiva delle componenti organiche, il sistema FRCM può subire un decadimento delle proprietà di permeabilità, durabilità e di comportamento al fuoco. La tecnica di consolidamento consiste nell'applicare il tessuto ovvero la rete all'elemento strutturale in modo da migliorarne significativamente la sua resistenza nei confronti delle sollecitazioni semplici quali trazione, compressione, flessione, pressoflessione, taglio e torsione.

In una prova di trazione monoassiale, il legame costitutivo di un sistema FRCM è assimilabile ad una polilinea costituita da tre rami consecutivi corrispondenti a tre stadi :

Stadio A Campione non fessurato

Stadio B fase di fessurazione

Stadio C fase fessurata

così come indicata in figura

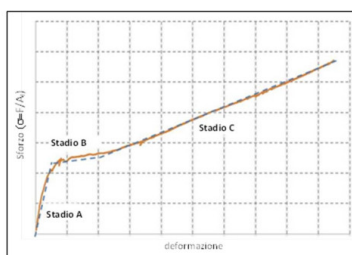


Figura 2.23 – Legame costitutivo tipo a trazione uniassiale di un provino di FRCM (A: area del tessuto secco).

Le modalità di rottura del rinforzo in FRCM sono molteplici , ciascun meccanismo corrisponde al distacco del rinforzo dall'elemento strutturale in conseguenza della interazione substrato-rinforzo . Si riportano i meccanismi di rottura più frequenti

- A. il distacco con rottura coesiva del supporto del rinforzo;
- B. il distacco all'interfaccia matrice-supporto;
- C. il distacco all'interfaccia matrice-tessuto;
- D. lo scorrimento del tessuto nella matrice;
- E. lo scorrimento del tessuto e fessurazione dello strato di malta più esterno;
- F. la rottura a trazione del tessuto.



Figura 2.24 – Meccanismi di crisi.

Visti i meccanismi di rottura le proprietà meccaniche dei rinforzi in FRMC sono le seguenti :

1- Tensione e deformazione limite convenzionale entrambi dipendendeti dal supporto

$\sigma_{limconv}$; $\epsilon_{limconv}$

2-Modulo di rigidezza a trazione del campione nello stadio A se rilevabile

E_1

3-Tensione e deformazione ultima del composito FRCM a rottura per trazione

σ_u ; ϵ_u

4- Modulo elastico del tessuto secco (valore medio)

E_f

5- Deformazione ultima a trazione del tessuto secco

$\epsilon_u = \sigma_u / E_f$

6- Resistenza a compressione della matrice/malta caratteristica o nominale

f_{cmat}

7- Spessore equivalente del sistema FRCM fornito dalla scheda tecnica

t_f

Si riporta nelle pagine seguenti una scheda tecnica con indicazione delle caratteristiche meccaniche del fibrorinforzato FRCM .



PBO 44 FRCM

Sistema di rinforzo strutturale FRCM con rete unidirezionale in PBO e matrice inorganica stabilizzata per il rinforzo delle costruzioni in muratura



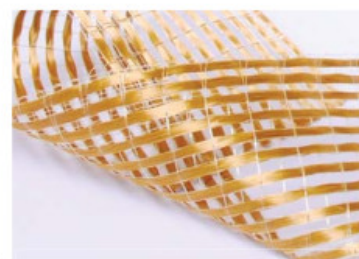
Ruredil
Scheda tecnica

Il materiale

PBO 44 FRCM è un sistema di rinforzo strutturale costituito da una rete unidirezionale in fibre di PBO (poliparafenilenbenzobisoxazolo) e da una matrice inorganica stabilizzata di natura pozzolanica appositamente formulata per l'utilizzo su supporti in muratura. Questo sistema brevettato, denominato FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix), non utilizza resine epossidiche ma impiega un legante idraulico pozzolanico perfettamente compatibile con il supporto di muratura. Il sistema può essere utilizzato negli interventi di rinforzo strutturale delle murature, sostituendo e migliorando affidabilità e prestazioni delle tecniche tradizionali basate sull'impiego di reti di fibre di vetro e di acciaio e, più in generale, dei sistemi FRP con tutti i tipi di fibre.

Il sistema PBO 44 FRCM è costituito da:

- PBO 44 FRCM: rete unidirezionale in fibra di PBO, larghezza 20 e 25 cm e lunghezza 50 m;
- RUREGOLD® MX MURATURA: matrice inorganica stabilizzata di natura pozzolanica conforme alla norma UNI EN 998-2.



Le proprietà

Il sistema PBO 44 FRCM, grazie all'impiego della matrice inorganica RUREGOLD® MX MURATURA, offre maggiori prestazioni anche rispetto ad un rinforzo FRP a base di resina epossidica o poliestere:

- incremento della resistenza a taglio dei pannelli in muratura, della capacità portante di colonne e pilastri e eliminazione della formazione di cerniere su archi e volte, favorendo la redistribuzione delle tensioni all'interno della struttura;
- elevato incremento della duttilità nell'elemento strutturale rinforzato, grande capacità di dissipazione dell'energia ed elevata affidabilità del sistema, anche se sottoposto a sovraccarichi di tipo ciclico (es. sisma);
- mantenimento della normale traspirabilità del supporto ed esclusione della formazione di condensazione superficiale, possibile fonte di degrado per le decorazioni murali presenti;
- elevata resistenza alle alte temperature: dopo l'indurimento della matrice, il sistema non è influenzato dalla temperatura esterna, a differenza degli FRP la cui resina perde le proprietà adesive fra 30 °C e 80 °C in funzione della sua temperatura di transizione vetrosa;
- ottima reazione al fuoco: il sistema assicura una reazione identica a quella del supporto poiché la matrice inorganica mantiene inalterate le sue caratteristiche fino alla temperatura di 550 °C, non è combustibile, ha scarsa emissione di fumo e non rilascia particelle incandescenti;



Prima edizione 12/2015. La presente edizione annulla e sostituisce ogni altra precedente. La scheda di sicurezza e la voce di capitolato sono scaricabili dal sito www.ruredil.it

Le informazioni contenute in questa scheda si basano sulle nostre conoscenze ed esperienze; non possono quindi implicare una garanzia da parte nostra, né responsabilità circa l'impiego dei nostri prodotti, non essendo le condizioni di utilizzo sotto il nostro controllo. Ruredil è un marchio di Ruredil S.p.A. Via B. Buozzi, 1 20097 San Donato Milanese (MI) Tel. +39 02 5276.041 Fax +39 02 5272.185 info@ruredil.it www.ruredil.it

Ruredil
Soluzioni e tecnologie per l'edilizia

- elevata durabilità in condizioni di umidità ambientale: la matrice inorganica non ne viene influenzata, mentre la resina epossidica si degrada con prolungate esposizioni a elevati tassi di umidità ambientale;
- efficacia di posa in opera anche su supporti umidi: l'umidità favorisce l'adesione della matrice idraulica, mentre la stessa condizione riduce l'adesione al supporto delle resine organiche;
- facilità di manipolazione: la preparazione della matrice inorganica avviene come per tutti i prodotti a base idraulica;
- facilità di applicazione anche su superfici scabre e irregolari: non richiede una rasatura preliminare, necessaria per i sistemi FRP;
- ampio campo di condizioni ambientali per l'applicabilità: nessuna limitazione tra 5 °C e 40 °C, mentre gli FRP hanno range più ristretto;
- atossicità delle matrici impiegate per gli operatori e per l'ambiente: sono infatti assimilabili ad una malta inorganica tradizionale, mentre le resine epossidiche sono nocive per inalazione e per contatto con la pelle e richiedono adeguate protezioni per gli operatori, quali maschere respiratorie e guanti;
- facilità nella pulizia delle attrezzature utilizzate: è sufficiente l'impiego di sola acqua, senza l'uso dei solventi necessari per le resine, nocivi sia per l'uomo che per l'ambiente.

I campi di applicazione

PBO44 FRCM viene impiegato per il rinforzo delle strutture in muratura, comprese quelle soggette all'azione del fuoco o ad alte temperature. In particolare, si applica per:

- il rinforzo strutturale;
- il miglioramento sismico;
- l'adeguamento sismico;
- la sostituzione della tradizionale lastra armata eseguita con reti di vetro o di acciaio elettrosaldato.

Modalità di applicazione

Preparazione del supporto

- Rimuovere l'intonaco pre-esistente mediante demolizione con martelletti elettrici o ad aria compressa. Qualora non sia possibile utilizzare mezzi meccanici, procedere mediante semplice scalpellatura.
- Eliminare i trattamenti superficiali protettivi, i "primer aggrappanti" o qualunque altra sostanza che possa pregiudicare la buona adesione al supporto.
- Eseguire la battitura e l'asportazione delle parti incoerenti con eventuale idrosabbatura o idrolavaggio a bassa pressione con spazzolatura.
- Prima di procedere alla posa del rinforzo, eseguire la regolarizzazione del sottofondo utilizzando le idonee malte della linea RUREWALL seguendo le indicazioni contenute nelle rispettive schede tecniche.

Preparazione del materiale

- Versare nella betoniera circa il 90% dell'acqua prescritta, quindi azionare l'impastatrice aggiungendo RUREGOLD® MX MURATURA senza interruzioni per evitare la formazione di grumi.
- Mescolare l'impasto per 2-3 minuti, quindi aggiungere la restante acqua prevista in scheda tecnica e rimescolare per altri 1-2 minuti. Lasciare riposare l'impasto per circa 2-3 minuti, quindi rimescolarlo e infine applicarlo.
- È sconsigliata la miscelazione a mano.

Prima edizione: 12/2005. La presente edizione annulla e sostituisce ogni altra precedente. La scheda di sicurezza e la voce di capitolato sono scaricabili dal sito www.ruredil.it

Le informazioni contenute in questa scheda si basano sulle nostre conoscenze ed esperienze; non possono quindi implicare una garanzia da parte nostra, né responsabilità circa l'impiego dei nostri prodotti, non essendo le condizioni di utilizzo sotto il nostro controllo.
Ruredil è un marchio di Ruredil S.p.A. Via B. Buozzi, 1 20097 San Donato Milanese (MI)
Tel. +39 02 5276.041 Fax +39 02 5272.185 info@ruredil.it www.ruredil.it

Ruredil 
Soluzioni e tecnologie per l'edilizia

Messa in opera

- Bagnare il sottofondo saturandolo con acqua, avendo cura di asportarne l'eccesso.
- Applicare RUREGOLD® MX MURATURA con frattazzo metallico liscio in spessore di circa 3 mm e annegarvi la rete PBO 44 FRCM.
- Applicare un secondo strato di circa 3 mm di RUREGOLD® MX MURATURA in modo tale da coprire completamente la rete, avendo l'accortezza di applicare lo strato successivo quando il precedente non sia ancora completamente indurito. PBO 44 FRCM dovrà essere applicata con orientamento 0°/90°, rispetto al piano di terra o la linea di allettamento dei mattoni della muratura. Nel caso in cui fossero previsti più strati sovrapposti di PBO 44 FRCM, ripetere l'operazione sempre fresco su fresco, preferibilmente alternando l'orientamento 0°/90° con l'orientamento +45°/-45° (in diagonale rispetto allo strato precedente di rete) o come prescritto dal progettista.
- Nei punti di giunzione, prevedere una sovrapposizione di circa 10 cm.
- Qualora la malta perda lavorabilità, non aggiungere ulteriore acqua, ma rimescolare l'impasto per circa 1-2 minuti prima di continuare ad applicarlo.
- Si raccomanda di non eseguire l'applicazione del sistema PBO 44 FRCM al sole, durante le ore calde dei mesi estivi, con vento moderato o forte.
- È consigliabile applicare il prodotto con temperature comprese tra +5 °C e +35 °C. Temperature più basse (4-10 °C) rallentano notevolmente la presa, mentre temperature più elevate (35-50 °C) fanno perdere velocemente lavorabilità alla malta.

Stagionatura

- Come nel comune impiego di qualsiasi malta, in condizioni ambientali severe (forte ventilazione o esposizione solare), è necessario prevedere l'impiego di un agente antievaporante (CURING S) o l'utilizzo di un tessuto non tessuto umido.
- In caso di pioggia, provvedere a proteggere il rinforzo applicato con mezzi adeguati.

Caratteristiche tecniche

CARATTERISTICHE DELLA FIBRA IN PBO (POLIPARAFENILEN BENZOBISOXAZOLO)

Resistenza a trazione	5,8 GPa
Modulo elastico	270 GPa
Densità di fibra	1,56 g/cm ³
Allungamento a rottura	2,15 %

CARATTERISTICHE DELLA RETE PBO 44 FRCM

Peso delle fibre di PBO nella rete	44 g/m ²
Spessore per il calcolo della sezione di PBO a 0° e 90°	0,028 mm

CARATTERISTICHE DELLA MATRICE INORGANICA RUREGOLD® MX MURATURA

Consistenza (UNI EN 1015-3)	170 mm
Peso specifico malta fresca (EN 1015-6)	1,65 ± 0,05 g/cc
Acqua d'impasto per 100 kg di RUREGOLD® MX MURATURA	26 - 28 litri
Resa	1,300 kg/m ² /mm
Resistenza a compressione (UNI EN 196-1)	20,0 MPa
Resistenza a flessione (UNI EN 196-1)	3,5 MPa
Modulo elastico secante (UNI EN 13412)	7500 MPa

Le informazioni contenute in questa scheda si basano sulle nostre conoscenze ed esperienze; non possono quindi implicare una garanzia da parte nostra, né responsabilità circa l'impiego dei nostri prodotti, non essendo le condizioni di utilizzo sotto il nostro controllo.
Ruredil è un marchio di Ruredil S.p.A. Via B. Buozzi, 1 20097 San Donato Milanese (MI)
Tel. +39 02 5276.041 Fax +39 02 5272.185 info@ruredil.it www.ruredil.it

CARATTERISTICHE DEL SISTEMA RUREGOLD® XR MURATURA

Classificazione di reazione al fuoco (UNI EN 13501-1)	A2 - nessun contributo all'incendio s1 - scarsa emissione di fumo d0 - assenza di gocce/particelle ardenti
---	--

Conformità dei sistemi di rinforzo strutturali alla Norma Europea UNI EN 13501-1 (Fuoco)

FRCM: Fiber Reinforced Cementitious Matrix

I rinforzi strutturali FRCM, tipo PBO 44 FRCM, sono classificati come materiali che non danno nessun contributo ad incrementare il fuoco anche in condizioni di un incendio pienamente sviluppato. Inoltre, non provocano fumi tossici e non formano gocce incandescenti, potenzialmente molto pericolosi per le persone durante un incendio.

Classificazione di reazione al fuoco: A2 – s1,d0

FRP: Fiber Reinforced Polymer

I rinforzi strutturali FRP, tipo Carbon Fiber Reinforced Polymer, sono, invece, classificati come materiali combustibili, suscettibili di flash over.

Classificazione di reazione al fuoco: E

I sistemi FRP, contribuendo alla generazione e/o alla propagazione del fuoco, necessitano di una adeguata protezione con prodotti intumescenti (come previsto dal DT 200/R1-2013).

Criteri di progettazione dei rinforzi con PBO 44 FRCM

Una muratura rinforzata con il sistema di rinforzo PBO 44 FRCM permette l'esistenza di uno stato tensionale che in assenza di rinforzo non potrebbe sussistere.

Infatti, il placcaggio realizzato con PBO 44 FRCM impedisce la formazione delle cerniere fra due conci adiacenti grazie alla formazione di tensioni tangenziali sulla superficie di interfaccia tra rinforzo e supporto.

L'eventuale modalità di crisi dell'elemento strutturale muratura-composito avviene, pertanto, per:

1. rottura per compressione della muratura;
2. rottura per trazione del materiale di rinforzo (in rari casi);
3. delaminazione del rinforzo che si realizza con il distacco del rinforzo dal supporto e con asportazione di uno strato di muratura (nel 99% dei casi).

Nello spirito del Documento Tecnico CNR-DT200/R1-2013, il dimensionamento di un rinforzo deve essere calcolato considerando la relazione: $\epsilon_{rd} = \min \{ \epsilon_{rtd}, \epsilon_{fdd} \}$

dove:

ϵ_{rtd} = dilatazione a rottura del rinforzo

ϵ_{fdd} = dilatazione massima per delaminazione intermedia

Pertanto, è importante, ai fini progettuali, quantificare il valore ϵ_{rd} che coincide, nella maggioranza dei casi con il valore ϵ_{fdd} della relazione precedente, il cui valore si riferisce alla modalità di crisi n° 3.

Nel caso del sistema PBO 44 FRCM, questo termine è stato dedotto attraverso una numerosa campagna sperimentale realizzata presso il Laboratorio del Dip. di Ingegneria Strutturale dei Materiali della Ruredil spa.

Stoccaggio

- PBO 44 FRCM: conservare la confezione all'asciutto e lontano da fonti di calore.
- RUREGOLD® MX MURATURA: è sensibile all'umidità, pertanto deve essere conservato in ambiente coperto e asciutto, a una temperatura compresa tra +5 °C e +35 °C. Una volta aperta la confezione, utilizzare tutto il contenuto. La durata nella confezione sigillata è di 24 mesi dal confezionamento.

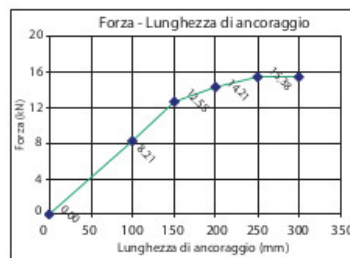


Fig. 1. Grafico Forza di delaminazione-lunghezza di ancoraggio per muratura in mattoni in argilla.

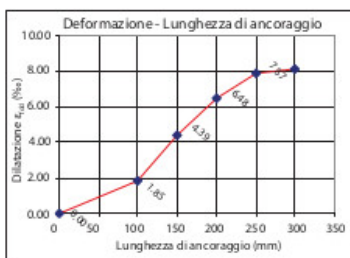


Fig. 2. Grafico ϵ_{dd} - lunghezza di ancoraggio per muratura in mattoni in argilla.

Prima edizione: 12/2005. La presente edizione annulla e sostituisce ogni altra precedente. La scheda di sicurezza e la voce di capitolo sono scaricabili dal sito www.ruredil.it

VALORI DI DELAMINAZIONE SU DIVERSI SUPPORTI (SECONDO DT 200/2004)

	Mattoni pieni in buono stato	Mattoni forati in laterizio	Tufo calcareo	Tufo vulcanico	Mattoni pieni in cattivo stato
Dilatazione di delaminazione di estremità $\epsilon_{ad,2}$ (%)	8,13	2,5	3,57	4,23	6,75
Dilatazione di delaminazione intermedia $\epsilon_{ad,4}$ (%)	14,63	2,5	4,56	7,61	12,15
Resistenza meccanica a trazione fino a delaminazione F (MPa)	3188	700	2010	2261	2646
Lunghezza efficace L_{eff} (mm)	250	250	250	250	250

Si rimarca che le resistenze di calcolo indicate in tabella possono essere raggiunte solo se la muratura possiede idonee caratteristiche meccaniche. In caso contrario, potrebbero verificarsi rotture premature nella muratura e conseguentemente, la crisi con scorrimento delle fibre nella matrice cementizia potrebbe non essere raggiunta.

Si raccomanda pertanto un'attenta valutazione delle caratteristiche meccaniche del supporto e verificare che questi risulti adeguato al placcaggio del sistema di rinforzo.

Nota bene

Il progettista di un intervento di rinforzo deve comunque basarsi, come per ogni tipo di materiale composito, su una attenta valutazione delle caratteristiche della struttura da rinforzare. In particolare devono essere indagate la qualità dei materiali in opera (calcestruzzo, acciaio, muratura e relativa malta), il loro eventuale stato di degrado e la loro efficienza statica (come ad esempio l'ammontare di armatura metallica presente, lo stato del copriferro e la corrosione delle armature). Deve poi essere valutata la modalità di crisi della struttura prima e dopo l'intervento di rinforzo.

Il progettista deve conoscere le proprietà meccaniche e la durabilità del rinforzo strutturale nelle diverse condizioni termoigrometriche in cui esso verrà applicato. Il progettista, prima della consegna del progetto esecutivo, dovrà stimare, sulla base di imprescindibili prove in situ, la caratterizzazione meccanica della struttura e i danni locali (fessurazioni e distacchi) da riparare. Una prova globale di carico prima e dopo l'intervento è fortemente raccomandata, per certificare il funzionamento dell'accoppiamento composito-struttura.

Il direttore dei lavori dovrà procedere ad un'accurata verifica di accettazione del materiale composito sotto il profilo meccanico e di stabilità nelle diverse condizioni ambientali di applicazione del medesimo, al rispetto delle condizioni previste dal progettista per quanto riguarda le superfici di incollaggio e all'esecuzione di una prova preventiva oltre alle usuali attività di controllo sulla posa in opera che includono l'applicazione del composito.

Prima edizione: 12/2005. La presente edizione annulla e sostituisce ogni altra precedente.
La scheda di sicurezza e la voce di capitolato sono scaricabili dal sito www.ruredil.it

SCHEDA CATALOGO PBO 44 FRCM

Specifiche chimico/fisiche:

Lunghezza rete: 50 m $\pm$ 3%
Larghezza rete:
20 cm $\pm$ 3%
25 cm $\pm$ 3%

Composizione di massima:

Rete in fibra di PBO.

Definizione prestazionale:

Rete unidirezionale in PBO per rinforzi strutturali a base cementizia di strutture in muratura.

Confezione

bobine da 10 m²
(50 m lineari,
altezza 20 cm)

bobine da 12,5 m²
(50 m lineari,
altezza 25 cm)

Codice

0109146020

0109146030

Aggiornamento 12/2015

Consumo

Da considerare un sormonto dei teli di circa 10 cm

La nostra Società è certificata secondo UNI EN ISO 9001:2008 da ICMQ e Certiquality per la "Progettazione, produzione e commercio di prodotti chimici e speciali per edilizia". Il nostro sistema qualità si basa sulla vendita a catalogo, strumento contrattuale tra la nostra società e il cliente. Ruredil, con questo strumento, garantisce al suo cliente che il prodotto, oggetto di fornitura, è conforme alle specifiche chimico-fisiche della presente scheda catalogo. Questo tipo di vendita ci esonera dall'emissione del certificato di analisi che, per sua natura, garantisce solamente le prestazioni della specifica fornitura.

SCHEDA CATALOGO RUREGOLD® MX MURATURA

Specifiche chimico/fisiche:

Densità (malta fresca):
1,65 $\pm$ 0,05 g/cc
Consistenza: 170 mm $\pm$ 10
Conforme alla norma
UNI EN 998-2

Composizione di massima:

Matrice inorganica stabilizzata.

Definizione prestazionale:

Matrice inorganica stabilizzata di natura pozzolanica per rinforzi strutturali FRCM d'edifici e strutture in muratura.

Confezione

sacchi da 25 kg

Codice

0109404020

Aggiornamento 06/2012

Resa

5/6 sacchi per 1 rotolo di rete in funzione dello stato del sottofondo.

La nostra Società è certificata secondo UNI EN ISO 9001:2008 da ICMQ e Certiquality per la "Progettazione, produzione e commercio di prodotti chimici e speciali per edilizia". Il nostro sistema qualità si basa sulla vendita a catalogo, strumento contrattuale tra la nostra società e il cliente. Ruredil, con questo strumento, garantisce al suo cliente che il prodotto, oggetto di fornitura, è conforme alle specifiche chimico-fisiche della presente scheda catalogo. Questo tipo di vendita ci esonera dall'emissione del certificato di analisi che, per sua natura, garantisce solamente le prestazioni della specifica fornitura.

Prima edizione: 12/2015. La presente edizione annulla e sostituisce ogni altra precedente. La scheda di sicurezza e la voce di capitolato sono scaricabili dal sito www.ruredil.it

Le informazioni contenute in questa scheda si basano sulle nostre conoscenze ed esperienze; non possono quindi implicare una garanzia da parte nostra, né responsabilità circa l'impiego dei nostri prodotti, non essendo le condizioni di utilizzo sotto il nostro controllo.
Ruredil è un marchio di Ruredil S.p.A. Via B. Buozzi, 1 20097 San Donato Milanese (MI)
Tel. +39 02 5276.041 Fax +39 02 5272.185 info@ruredil.it www.ruredil.it

Ruredil
Soluzioni e tecnologie per l'edilizia

I valori di progetto da utilizzare per il singolo parametro caratteristico sono quelli derivanti da un calcolo allo stato limite dove

$$X_d = \eta * X_K / \gamma_M \text{ dove ,}$$

X_K è il valore caratteristico della grandezza

γ_M è un coefficiente parziale pari ad 1,5 per lo SLU e pari ad 1 per lo SLE

η è un fattore di conversione che tiene conto di problematiche speciali

Condizione di esposizione	η
Interna	0,90
Esterna	0,80
Ambiente aggressivo	0,70

La tensione limite convenzionale, $\sigma_{limconv}$ per uno specifico sistema FRCM, rappresenta la resistenza del sistema di rinforzo ricavata mediante prove di distacco da supporti convenzionali e come tale è dipendente dal tipo di supporto: essa corrisponde al valore caratteristico dei picchi della forza traente registrati durante le prove di distacco dal supporto (vedere Linea Guida per l'identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di rinforzi in FRCM). La deformazione limite convenzionale è pari a $\varepsilon_{limconv} = \sigma_{limconv} / E_f$

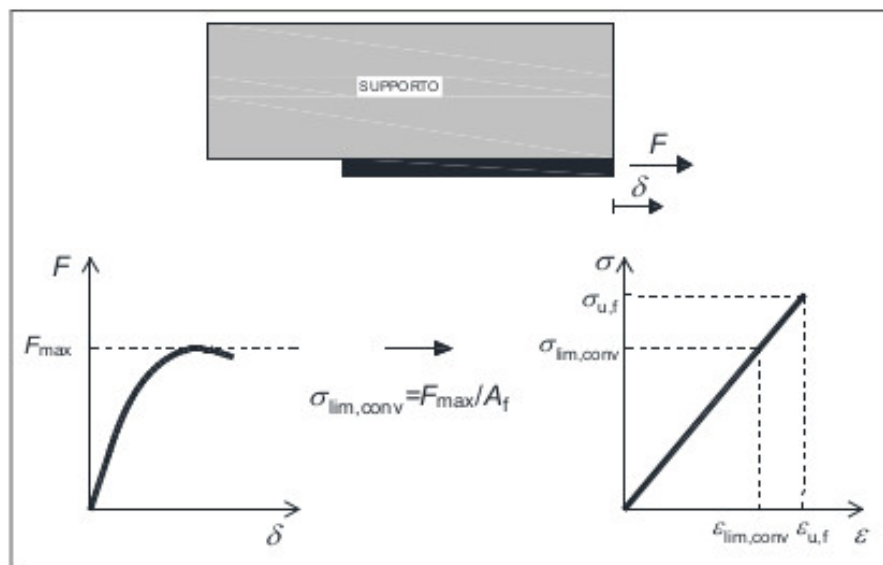


Figura 3.1- Determinazione della $\sigma_{lim,conv}$ e della $\varepsilon_{lim,conv}$.

questa formula è valida nelle zone di distacco indicate in figura ovvero nelle parti terminali degli elementi strutturali. Per le zone intermedie la modalità di rottura è la stessa solo che si considerano dei valori amplificati di un coefficiente α

$$\varepsilon_{limconv}^A = \alpha * \varepsilon_{limconv} \quad \sigma_{limconv} = \varepsilon_{limconv}^A * E_f$$

Il coefficiente di amplificazione α deve essere assunto pari a 1.5 per tutti i sistemi FRCM ad eccezione di quelli per i quali il punto di ordinata $\sigma_{limconv}$ ricada nello stadio A della curva media tensione-deformazione di cui sopra. Per questi ultimi si deve assumere $\alpha = 1.0$. In ogni caso il valore $\sigma_{limconv}$ deve essere minore o al più uguale a σ_u .

2- Rinforzi muratura con FRCM

2.1- Rinforzo a taglio di un pannello in muratura

Il rinforzo a taglio di una parete in muratura consiste nell'applicare su entrambe le facce una rete di rinforzo annegata in una matrice di malta cementizia; l'intervento è analogo a quello dell'intonaco armato realizzato mediante rete elettrosaldata con la differenza che anziché utilizzare acciaio si utilizzano fibrorinforzati a matrice inorganica. La figura mostra come viene eseguito l'intervento di consolidamento



Si può valutare l'incremento di resistenza a taglio in virtù del rafforzamento locale per cui la resistenza a taglio del pannello sarà somma di due aliquote

$$V_{rd} = V_t + V_{tf}$$

dove V_t resistenza a taglio del singolo pannello la si ricava dalla nota formula

$$V_t = b \cdot t \cdot \tau_K \cdot [1 + N(1.5 \cdot A \cdot \tau_K)]^{1/2}$$

con τ_K resistenza tangenziale funzione del tipo di muratura

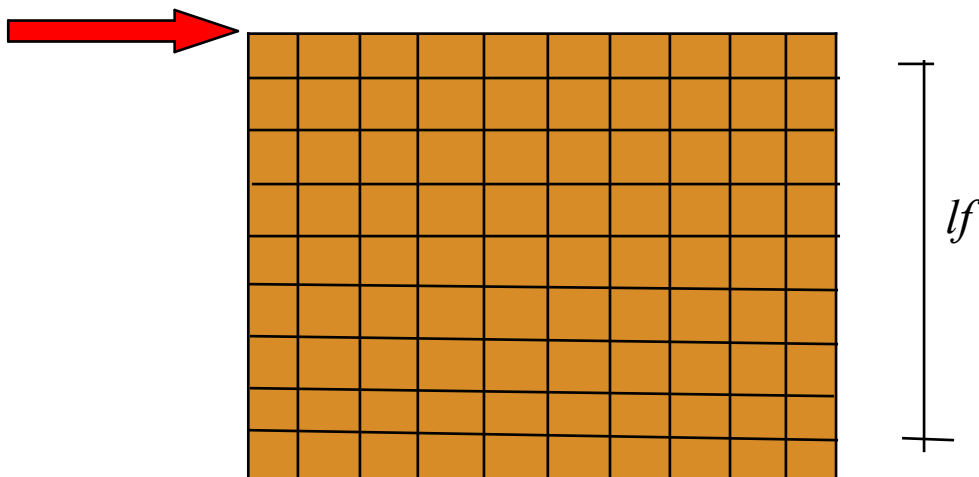
A area del pannello murario

N sforzo normale agente sulla parete

b e t dimensioni del pannello

il contributo alla resistenza a taglio della rete in fibrorinforzato si valuta considerando il solo contributo delle fibre parallele alla forza di taglio V_{sd}

V_{sd}



il pannello si deforma le fibre orizzontali contrastano la deformazione mettendosi in tensione $\sigma = E_f \cdot \varepsilon$, il max contributo che la fibra orizzontale parallela alla forza di taglio V_{sd} è in grado di trasferire all'elemento in muratura è pari a $\varepsilon_{fd} \cdot E_f$; il consolidamento avviene su entrambe le facce per cui si indica con η_f il numero degli strati che possono essere 2 o 4; è evidente che va considerato il contributo di tutta la rete spalmata sulla parete

$$V_{tf} = 1/\gamma_{rd} \cdot \eta_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot t_{vf} \cdot l_f \cdot \alpha$$

t_{vf} è lo spessore equivalente dello strato di rete

l_f la sua altezza così come indicata in figura

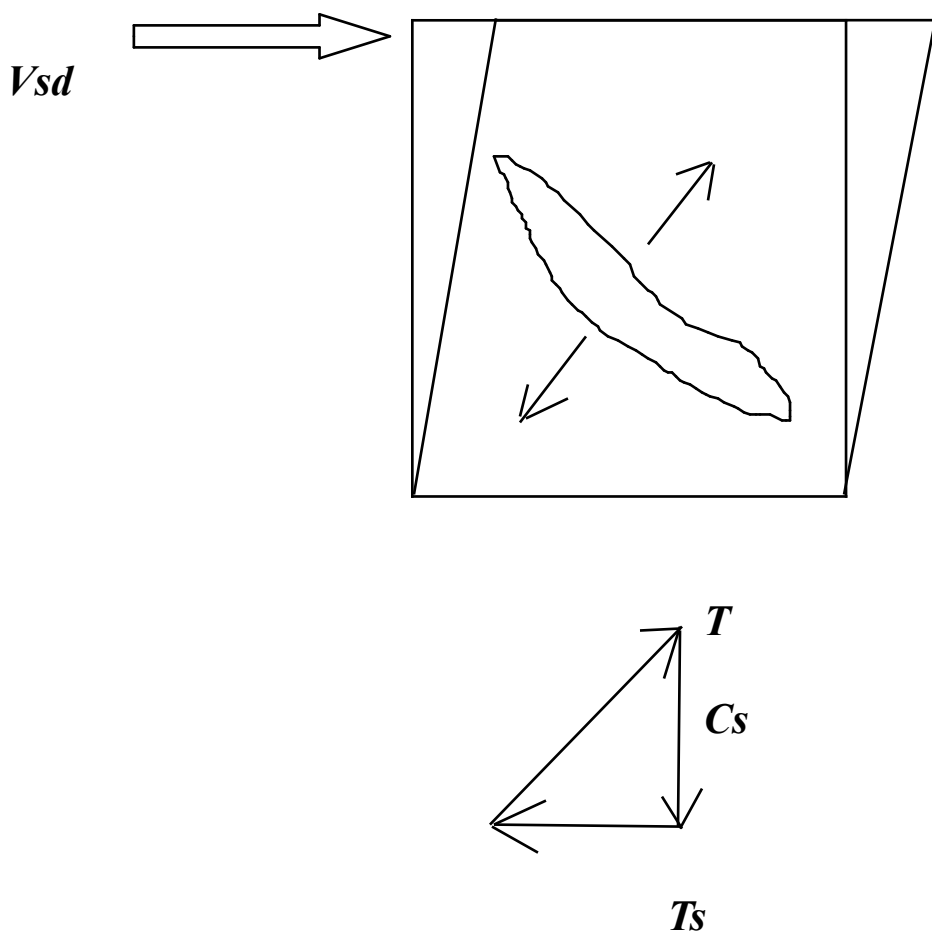
γ_{rd} è un coefficiente parziale al quale si attribuisce il valore 2

Il prodotto $\eta_f \cdot t_{vf} \cdot l_f$ rappresenta l'area della sezione equivalente del rinforzo effica-

ce a taglio, disposto in direzione parallela alla forza di taglio, che interseca una lesione a taglio inclinata di 45° .

Se consideriamo la rete metallica applicata alla parete il tondino di acciaio immerso in una matrice cementizia è in grado di resistere sia a compressione che a trazione quindi la tensione principale di trazione derivante dall'azione tagliante può essere fatta assorbire all'armatura metallica

*)se consideriamo il vettore spostamento è inclinato a 45° e presenta due componenti una verticale ed una orizzontale . quindi vi sono due deformazioni di trazione la prima orizzontale e la seconda verticale



T forza di trazione nel pannello

C_s forza di compressione nell'armatura verticale

T_s forza di trazione nell'armatura orizzontale

Quando il rinforzo è realizzato in FRCC materiale in grado di resistere solo a trazione , il vettore deformazione inclinato a 45° ha due componenti una verticale ed una orizzontale per cui la rete contrasta la deformazione . Il taglio complessivo agente non deve schiacciare la muratura per cui deve essere verificato che

$$V_{tc} = 0,25 * f_{md} * t * d_f$$

f_{md} resistenza a compressione della muratura

t spessore della parete

d_f distanza tra il lembo compresso ed il lembo teso del rinforzo

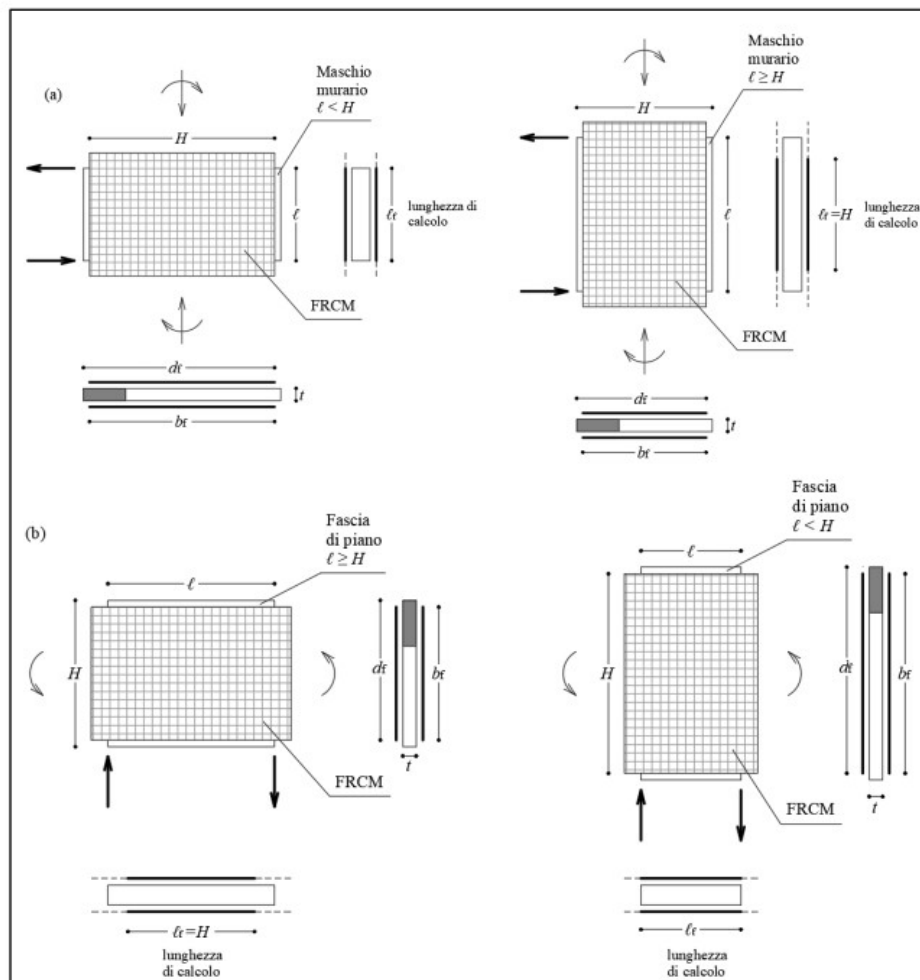


Figura 4.1 - Rinforzo con FRCM di pannelli sollecitati nel piano: (a) rinforzo di un maschio murario; (b) rinforzo di una fascia di piano.

Si possono utilizzare dei coefficienti amplificativi per tener conto del rinforzo in FRCM. coefficienti moltiplicativi della resistenza a taglio della muratura in assenza di sforzo normale ipotizzando che il consolidamento avvenga su entrambe le facce e che lo spessore della muratura non sia maggiore di 40 cm. con la seguente limitazione

$$\sigma_{u,f} * t_f \geq q_{u,f}$$

Se il rinforzo viene eseguito su un solo lato della parete il contributo V_{tf} deve essere ridotto di almeno il 30 % e devono essere applicati dei connettori che rendano solidale la rete in frcm alla parete. Il valore di della deformazione di calcolo scaturisce dal valore limite ridotto di un coefficiente $\alpha = 0,8$

$$\varepsilon_{fd} = 0,8 * \varepsilon_{lim.conv}$$

Tipo di muratura	Coefficiente correttivo	$\bar{q}_{u,f}$ (N/mm)
Muratura di pietrame disordinato (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1.5	44.60
Muratura a conci sbozzati con paramenti di spessore disomogeneo	1.5	44.60
Muratura di pietre a spacco con buona tessitura	2.0	32.20
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	2.0	44.60
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1.2	44.60
Muratura di mattoni pieni e malta di calce	1.7	24.50
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia	1.3	44.60

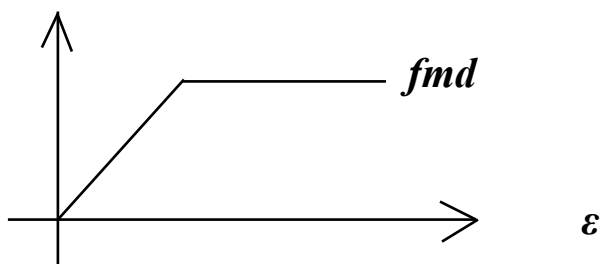
Tabella 4.1 - Coefficienti correttivi delle proprietà meccaniche della muratura rinforzata.

2.2- Rinforzo a pressoflessione di un maschio murario

La rete in FRCM può essere utilizzata anche come rinforzo a pressoflessione nei suoi elementini verticali , infatti conferiscono alla muratura la necessaria resistenza a trazione per far fronte alle azioni flessionali derivanti dalle forze orizzontali e quindi dal sisma . La verifica a pressoflessione viene eseguita nelle seguenti ipotesi

- Validità del principio di conservazione delle sezioni piane, diagramma delle deformazioni lineare
- Gli elementini in FRCM non hanno resistenza a compressione ma esclusivamente resistenza a trazione
- Perfetta aderenza tra supporto in FRCM e muratura

Il legame costitutivo per la muratura prevede la sola resistenza a compressione ed è bilatero σ



$$\varepsilon_e = f_{md}/E_m = 0,002 \quad ; \quad \varepsilon_u = 0,0035 \quad ;$$

Il legame costitutivo per il rinforzo è di tipo elastico lineare fino alla deformazione ε_{fd} , ottenuta a partire dalla

$$\varepsilon_{limconv}^A = \alpha^* \varepsilon_{limconv}$$

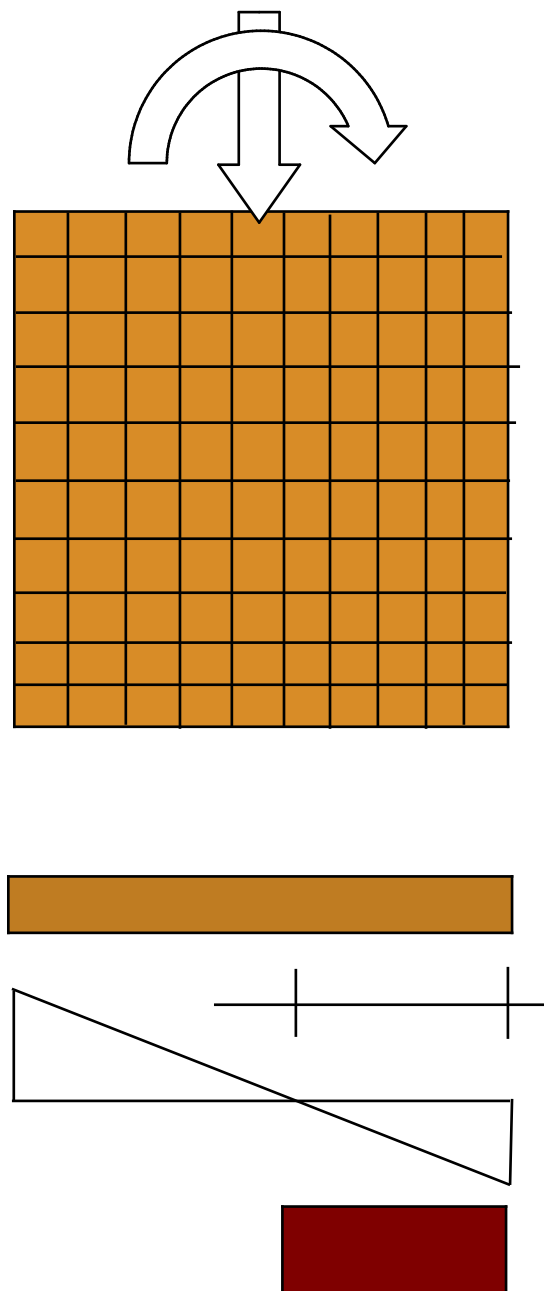
se la modalità di crisi è per distacco o scorrimento intermedio

$\varepsilon_{limconv}$ se la modalità di crisi è per distacco o scorrimento di estremità.

La sezione del pannello di muratura rinforzato è diviso in due zone una compressa e l'altra tesa con muratura non reagente trattata alla stessa stregua di una sezione in c.a. La verifica consiste nel confronto tra

$$M_{rd} > M_{sd}$$

Calcolo del momento resistente di un pannello rinforzato con FRCM



il diagramma delle tensioni di compressione lo si è considerato rettangolare anzichè

bilineare in analogia alle formule della normativa per murature non consolidate , con tensione max $0,85f_{md}$ ipotizzando che la crisi venga raggiunta prima nella muratura attingendo al lembo compresso la deformazione pari a 0,0035. La max deformazione del rinforzo è pari a 0,0067 .

B base del pannello

t spessore pannello

H altezza

X profondità asse neutro

P sforzo normale di compressione

M momento flettente

f_{md} resistenza della muratura a compressione

La verifica viene condotta sfruttando le equazioni di equilibrio alla traslazione e rotazione intorno al baricentro geometrico del pannello

$$C - T = P$$

C risultante degli sforzi di compressione

T risultante degli sforzi di trazione

P sforzo normale

$$C = 0,85 * f_{cm} * t * X$$

$$T = \Sigma \varepsilon * E$$

se consideriamo la rete spalmata lungo la parete della sezione indicando con

$$T = 1/\gamma_{rd} * \eta_f * \varepsilon_{fd} * E_f / 2 * t_{vf} * (b_f - x) * \alpha$$

$$\varepsilon_{fd} / (B - X) = 0,0035 / X \quad \varepsilon_{fd} = (B - X) * 0,0035 / X$$

t_{vf} è lo spessore equivalente dello strato di rete

B la sua lunghezza

γ_{rd} è un coefficiente parziale pari a 2

*Il prodotto $\eta_f * t_{vf} * b_f$ rappresenta l'area della sezione equivalente del rinforzo*

l'equazione diventa

$$P = 0,85 * f_{cm} * t * X - 1/\gamma_{rd} * \eta_f * (B - X) * 0,0035 / X * E_f / 2 * t_{vf} * (B - x) * \alpha \quad 1)$$

la 1) è una equazione di 2° grado dalla quale è possibile ricavare la x e quindi determinare la deformazione

$$\varepsilon_{fd} = (B - X) * 0,0035 / X < 0,0067$$

se $\varepsilon_{fd} > 0,0067$ va ricalcolata nuovamente la x tramite la formula

$$P = 0,85 \cdot f_{cm} \cdot t \cdot X - 1/\gamma_{rd} \cdot \eta_f \cdot 0,0067 \cdot E_f / 2 \cdot t_v f \cdot (B-x) \cdot \alpha$$

il momento resistente della sezione

$$M_{rd} = 0,85 \cdot f_{cm} \cdot t \cdot X \cdot (b/2 - X) + 1/\gamma_{rd} \cdot \eta_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f / 2 \cdot t_v f \cdot (b_f - x) \cdot \alpha \cdot 2/3 \cdot (B/2 - b_f + X)$$

Il momento $M_{rd} > M_{sd}$

affinché sia soddisfatta la verifica del pannello murario rinforzato.

2.3- Verifica a pressoflessione fuori del piano

La verifica viene eseguita come una normale verifica a pressoflessione per muratura considerando una striscia di 1 m :

M_{0RD} momento resistente della sezione senza rinforzo

M_{1RD} momento resistente della sezione rinforzata

il momento resistente della sezione

$$M_{rd} = M_{0RD} + 1/\gamma_{rd} \cdot (M_{1RD} - M_{0RD})$$

i momenti della sezione in assenza ed in presenza di rinforzo sono forniti dalle seguenti formule nelle ipotesi postulate in precedenza

$$M_{0RD} = P \cdot t / 2 \cdot [1 - P / (\alpha f_{cd} \cdot A)]$$

$$P = 0,85 \cdot f_{cm} \cdot t \cdot X - 1/\gamma_{rd} \cdot \eta_f \cdot (t-x) \cdot 0,0035/X \cdot E_f / 2 \cdot t_v f \cdot (t-x) \cdot \alpha$$

$$\varepsilon_{fd} = (t-x) \cdot 0,0035/x$$



ipotizzando che si rompa prima la muratura per compressione come accade nelle verifiche fuori del piano visti gli spessori della parete

t spessore della parete

X profondità asse neutro

$b = 100$ cm

$$M_{1RD} = 0,85 \cdot f_{cm} \cdot b \cdot X \cdot (t/2 - X) + \eta_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \cdot t_v f \cdot (t-x) \cdot \alpha \cdot 2/3 \cdot (t/2 - t + X)$$

Il significato dei simboli è quello definito nei paragrafi precedenti.

Il rinforzo è perfettamente aderente alla parete

Deve essere eseguita anche una verifica a taglio della parete non rinforzata utilizzando la solita formula per il taglio esprimendo le tensioni in daN/cm²

$$V_{sd} < 100 \cdot X \cdot f_{vd}$$

dove 100 cm rappresenta la fascia di muratura

X la profondità dell'asse neutro

f_{vd} è la tensione tangenziale di taglio della muratura non rinforzata

ε_{fd} , ottenuta a partire dalla

$$\varepsilon_{limconv}^A = \alpha \cdot \varepsilon_{limconv}$$

se la modalità di crisi è per distacco o scorrimento intermedio

$\varepsilon_{limconv}$ se la modalità di crisi è per distacco o scorrimento di estremità.

2.4 - Realizzazione di cordoli sommitali



Figura 2.6 – Cordolature di piano realizzate con tessuti di PBO e acciaio.



Figura 2.7 – Cordolo sommitale realizzato con tessuti a base di reti di acciaio.



Figura 2.8 – Cordolo sommitale realizzato con tessuti a base di reti di vetro AR.

Il rinforzo in FRCM consente di realizzare cordolatura in sommità degli edifici, la cosa più importante sono le cordolature di piano intermedie che lasciano l'intero edificio dando ad esso un comportamento scatolare vincolando i solai ed evitando il ribaltamento delle murature; si può valutare il max sforzo normale di trazione che è in grado di sopportare il cordolo in FRCM di altezza H e larghezza b:

$$N_{t, RD} = \eta_f * \varepsilon_{fd} * E_f * t_f * b_f * \alpha$$

η_f numero degli strati di rinforzo disposti nel cordolo

b_f larghezza del sistema FRCM disposto nel giunto di malta pari alla larghezza del cordolo

*$\varepsilon_{fd} * E_f = \sigma_{fd}$ tensione di trazione nel cordolo*

t_f spessore equivalente

2.5- Rinforzo e confinamento di colonne in muratura

*Il confinamento con FRCM di elementi strutturali di muratura, sottoposti a prevalente sollecitazione di sforzo assiale, si attua attraverso la predisposizione di un rivestimento continuo di composito a matrice inorganica, le cui fibre siano prevalentemente disposte in direzione ortogonale all'asse dell'elemento, in modo da contrastarne la dilatazione trasversale e conferire alla colonna un benefico stato di compressione triassiale. La lunghezza di sovrapposizione della rete è consigliata per almeno un quarto della **circonferenza/perimetro** della sezione trasversale e comunque per non meno di 300mm. Interventi di confinamento sono praticabili sia per la riparazione di elementi danneggiati o deteriorati, sia per il rinforzo di elementi integri in vista di un miglioramento statico o sismico della struttura di appartenenza. Il confinamento con FRCM deve essere realizzato ricoprendo interamente la superficie dell'elemento da rinforzare. La verifica dell'elemento confinato, soggetto a compressione centrata consiste nel confronto tra*

$$N_{sd} < N_{Rmc,d}$$

essendo N_{sd} il valore dello sforzo normale azione di progetto ed $N_{Rmc,d}$ il valore di progetto della resistenza assiale dell'elemento confinato. La resistenza di progetto

$$N_{Rmc,d} = A_m * f_{mcd} > A_m * f_{mc}$$

f_{mcd} resistenza a compressione della muratura confinata

f_{mc} resistenza a compressione della muratura non confinata

A_m area della sezione trasversale dell'elemento



Figura 2.9 – Confinamento di pilastro di muratura con rete di vetro AR.

La resistenza f_{mcd} della muratura confinata così come indicata in figura si ottiene dalla formula seguente

$$f_{mcd} = f_{md} * [1 + K' * (f_{l,eff} / f_{md})^{1/2}]$$

K' è un coefficiente adimensionale

$f_{l,eff}$ è la pressione efficace di confinamento

K' può essere assunto pari a $gm/1000$ con gm densità di massa espressa in kg/mc .

La pressione efficace di confinamento dipende dalla forma della colonna , rettangolare circolare .

-Colonna circolare

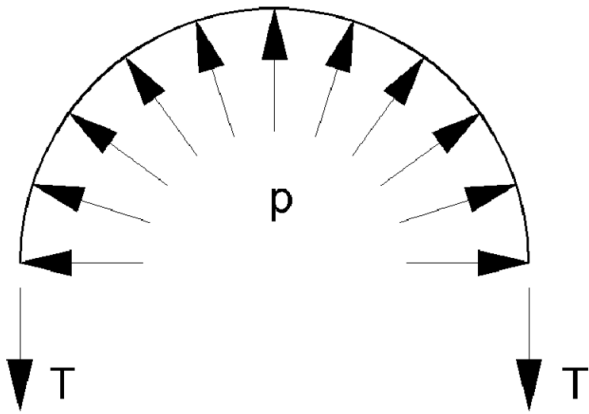
La pressione efficace di confinamento

$$f_{l,eff} = Kh * f_1$$

il coefficiente di efficienza orizzontale Kh per colonne circolari è unitario , la pressione di confinamento f_1 è data dalla seguente formula :

$$f_1 = (2 * \eta_f * t_f * E_f * \epsilon_w) / D$$

derivata dalla seguente figura :



la deformazione di calcolo del composito FRCM, appresso definita.

ε_u è il valore minimo tra : $0,004$; $K_{mat} * \eta_a * \varepsilon_{uf} / \gamma_m$

con $K_{mat} = \alpha_4 * (\rho_{mat} * f_{cmat} / f_{md})^2 \leq 1$

f_{cmat} resistenza a compressione della matrice di malta cementizia in cui è annegata la rete in FRCM

f_{md} resistenza a compressione della muratura

$\rho_{mat} = 4 * t_{mat} / D$

t_{mat} spessore della matrice di malta

il coefficiente α_4 può essere assunto pari a $1,81$

-Colonna rettangolare

Il confinamento mediante FRCM di elementi a sezione quadrata o rettangolare consente di conseguire solo modesti incrementi della resistenza a compressione. Indicando con b la dimensione maggiore del pilastro in muratura e con h la dimensione minore, l'effetto del confinamento non va considerato quando se $b/h > 2$.

Prima dell'applicazione del sistema FRCM è opportuno procedere ad un arrotondamento degli spigoli della sezione, allo scopo di evitare pericolose concentrazioni di tensione localizzate in corrispondenza degli stessi, che potrebbero provocare una rottura prematura del sistema.

Il raggio di curvatura dello spigolo deve soddisfare la seguente limitazione:

$$r_e \geq 20 \text{ mm}$$

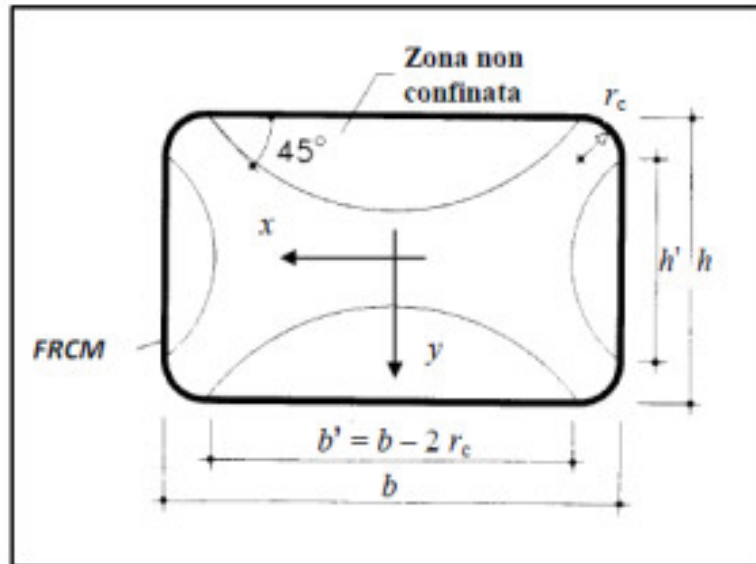


Fig. 4.2 - Confinamento di colonne rettangolari.

La pressione efficace di confinamento

$$f_{1,eff} = Kh * f_1$$

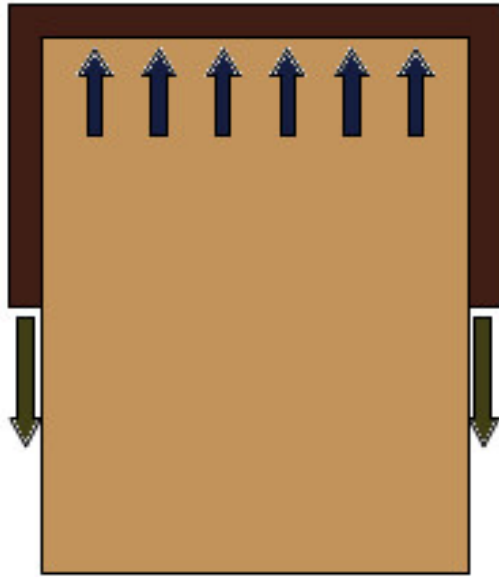
$$\text{con } Kh = 1 - (b'^2 + h'^2) / (3 * Am) \quad \text{con } Am = b * h$$

rappresenta il rapporto tra l'area racchiusa dagli archetti di parabola e l'area del pilastro

la pressione laterale di confinamento f_1 può essere ottenuta alla stessa maniera come per colonne circolari

$$f_{1x} = (2 * \eta_f * t_f * E_f * \epsilon_u) / b$$

$$f_{1y} = (2 * \eta_f * t_f * E_f * \epsilon_u) / h$$



2.6- Rinforzo di elementi strutturali arcuati



Quando eseguiamo la verifica di un rinforzo vanno valutate le tensioni tangenziali in corrispondenza dell'interfaccia tra muratura ed elemento di rinforzo, tensioni che devono evitare il distacco tra i due materiali; Lo sforzo normale che sollecita il rinforzo è uno sforzo di trazione, i fibrorinforzati a matrice inorganica non sono in grado di sopportare forze di compressione per cui se l'elemento è arcuato in funzione della sua curvatura si sviluppano delle tensioni normali ortogonali all'elemento di muratura. Lo sforzo normale di trazione è pari a

$$N_o = \sigma_o * Af$$

con Af area del rinforzo della rete secca

σ_o valore caratteristico della tensione di trazione

$$\sigma_o = \sigma_{u,f} / \beta \quad \text{con}$$

$$\beta = 1.8 \div 2.2$$

Se l'elemento è piano lo sforzo di trazione essendo parallelo alla muratura non modifica la tensione tangenziale, se invece ha una sua curvatura $1/r$, lo sforzo di trazione che sollecita il rinforzo determina una tensione normale sull'elemento curvo che può essere in funzione della curvatura a vantaggio o a svantaggio di statica

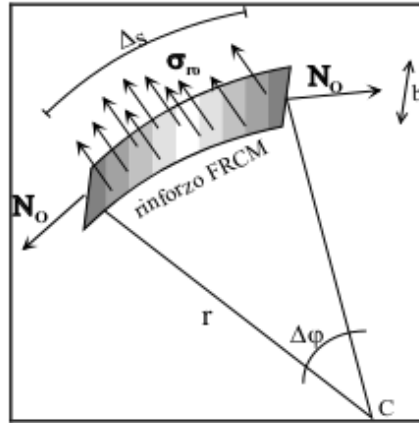


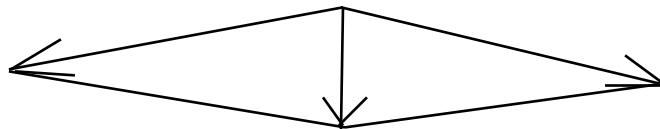
Fig. 4.3 - Elemento di rinforzo applicato all'intradosso e tensione radiale di distacco.

+

La tensione normale

$$\sigma_{ro} = N_o / (r * b)$$

infatti dello sforzo normale N possiamo ricavarne la componente



la componente dello sforzo normale ortogonale alla superficie arcuata è pari a

$$N * \Delta\phi$$

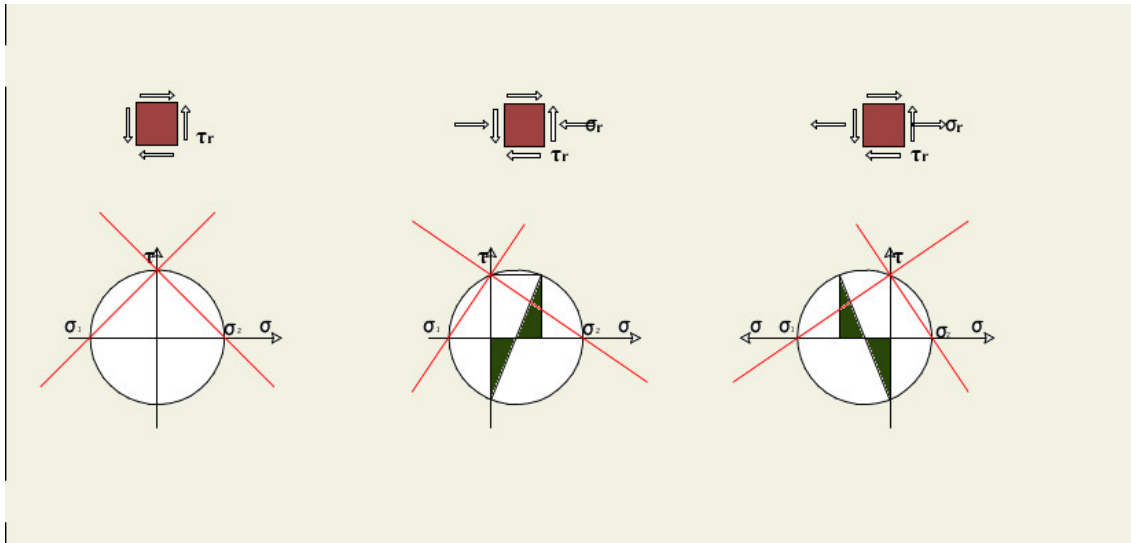
confondendo l'arco con il seno e la tangente

*con $\Delta\phi = \Delta s / r$; la tensione normale $N / (\Delta s * b)$*

$$\sigma_{ro} = N_o / (r * b)$$

ai fini dell'aderenza ovvero della tensione tangenziale è importante la posizione del rinforzo FRCM, se posizionato al di sotto o al di sopra della struttura ad arco o volta;

se posizionato al di sotto le tensioni normali diminuiscono la forza di attrito e quindi viene favorito il distacco ; se invece posizionate al di sopra come si fa normalmente il distacco viene contrastato .In analogia a quanto si fa per il taglio considerando un regime di taglio puro o con tensioni normali il cerchio di mohr e le relative tensioni



sono quelle indicate in figura .

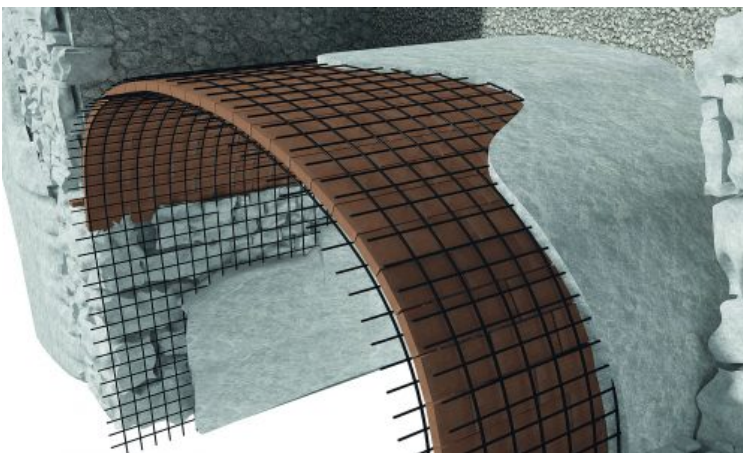
La tensione massima principale di trazione che sollecita l'interfaccia tra il rinforzo e l'elemento murario

$$\sigma_{max} = \sigma_r/2 + [(\sigma_r/2)^2 + \tau^2]^{1/2}$$

con σ_r sollecitazione ortogonale all'interfaccia ;

τ_r sollecitazione tangenziale all'interfaccia

il segno dipende dal verso della normale ed è negativo se diretto verso il centro di curvatura positivo se diretto concordemente ad essa verso l'esterno. I consolidamenti di strutture ad arco con FRCM avvengono sempre dalla parte superiore della volta per evitare facili distacchi.

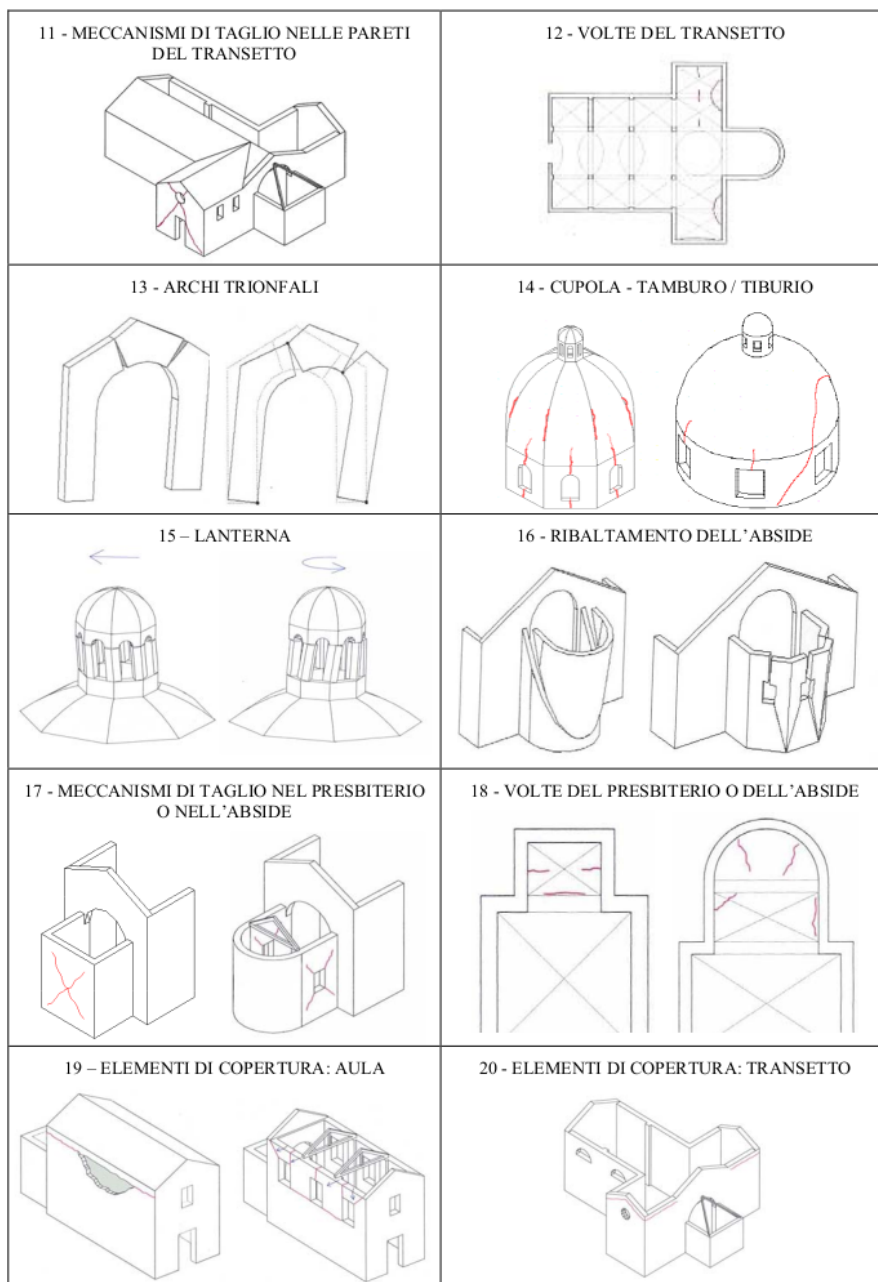


per rinforzo eseguito all'estradosso le rete in frcm tesa spinge sulla volta ed il distacco viene contrastato;

per rinforzo eseguito all'intradosso in virtù della trazione nella rete nuda in FRCM

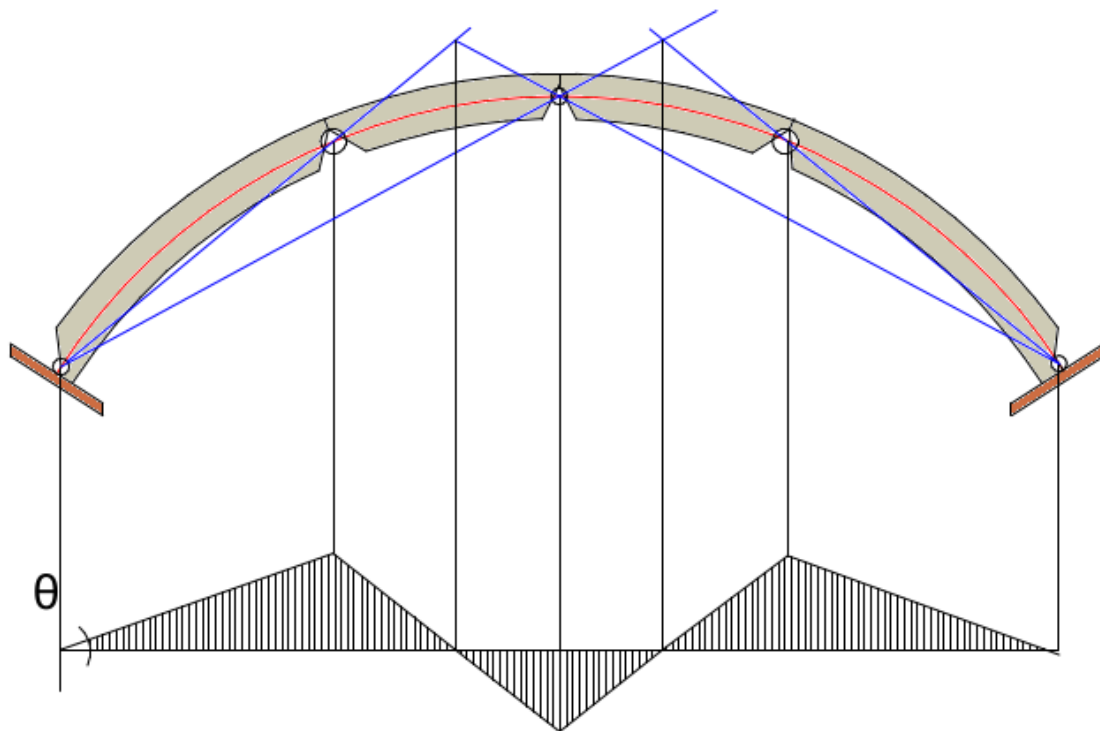
il distacco viene facilitato .

Per le strutture a semplice curvatura nel realizzare il rinforzo e quindi stabilire la posizione corretta di essi si possono seguire due modalità di approccio la prima di tipo cinematico e la seconda di tipo statico. L'approccio cinematico prevede l'individuazione delle cerniere plastiche ed il relativo meccanismo di crollo : come si sa per le strutture ad arco simmetriche ed incastrate agli estremi il cinematisimo corrisponde alla formazione di 5 cerniere plastiche una centrale due sui piedritti ed altre due simultanee simmetriche nelle zone centrali . Il rinforzo per le strutture ad arco deve contrastare questo meccanismo che si genera quando il momento M_{rd} ha superato il momento plastico



che la cerniera è in grado di esplicitare

$$M_U = N(x) \cdot b/2 \cdot [1 - N(x) / (\alpha f_{cd} \cdot A)]$$



Si individua l'esatta posizione delle cerniere risolvendo l'arco con uno schema variato individuando le sezioni di momento massimo ; si scrive il principio dei lavori virtuali eguagliando il lavoro delle forze interne al lavoro delle forze esterne . Il carico compie lavoro per la catena cinematica definita dal parametro θ unico grado di libertà della struttura vista la simmetria

$$L_e = \alpha_{crit} \int Q(x) \cdot y dx = \alpha_{crit} \cdot Q \cdot A \quad ; \quad L_i = \sum M_u \cdot \theta(x)$$

A area della catena cinematica per Q costante

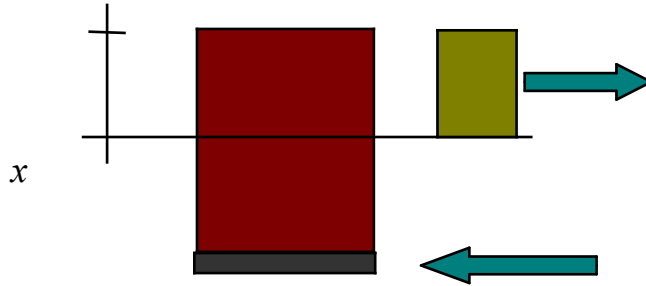
$\theta(x)$ rotazione in corrispondenza delle cerniere della catena cinematica funzione di θ

Possiamo individuare il moltiplicatore critico del carico verticale Q

$$\alpha_{crit} = \sum M_u \cdot \theta(x) / (Q \cdot A)$$

in base al valore del moltiplicatore critico dei carichi possiamo stabilire se rinforzare la struttura ovvero se $\alpha_{crit} < 1$ vuol dire che la struttura non ce la fa a

sopportare il carico Q e va rinforzata all'intradosso o all'estradosso in modo da aumentare il momento M_u . Si stabilisce un margine di sicurezza per il moltiplicatore tenendo presente che corrisponde ad un meccanismo ed in base ad esso si rinforza l'arco in corrispondenza delle cerniere con FRCM. Considerata la sezione dell'arco, il rinforzo è nella zona tesa



dall'equilibrio alla traslazione $P = C - T$

$$C = 0,85 \cdot f_{md} \cdot b \cdot x ; T = 1/\gamma_{rd} \cdot \eta_f \cdot (h - X) \cdot 0,0035/X \cdot E_f \cdot t_{vf} \cdot (h - x) \cdot \alpha$$

h altezza della sezione si ipotizza che si rompa prima la muratura con $\epsilon_m = 0,0035$

$$\epsilon_{fd} = (h - x) \cdot 0,0035/x < 0,0067$$

in caso contrario si fa un ulteriore calcolo del momento ultimo ipotizzando che la rottura avvenga prima nel rinforzo.

L'approccio statico consiste nel risolvere la struttura ad arco individuare le sezioni in cui P ed M sono più gravosi effettuare le verifiche e rinforzare tramite FRCM: andrebbe individuata la funicolare dei carichi e vedere se compresa in ogni sezione nel tratto reagente $2u$, con $u = H/2 - e$; $e = M/P$.

L'arco in ogni sua sezione è sollecitato a taglio V_{sd} ed a pressoflessione P_{sd} ed M_{sd} per cui le verifiche vanno eseguite seguendo i criteri precedentemente esposti per sezioni rinforzate.

Volte a botte

Le strutture a semplice curvatura, quali le volte a botte, possono riguardarsi come costituite da una sequenza di arcate parallele, e pertanto possono essere rinforzate e verificate con le stesse modalità riportate nei paragrafi precedenti. Al fine di assicurare la compattezza del sistema strutturale è opportuno predisporre anche rinforzi longitudinali lungo la direzione delle generatrici della volta. La densità del rinforzo deve essere adeguata a preservare la diffusione dell'effetto di rinforzo su tutta la muratura costituente la volta, e pertanto è bene che l'interesse tra i rinforzi risponda alla seguente relazione:

$$pf \leq 3t + bf$$

b spessore della volta

bf è la larghezza dei rinforzi adottati.

Strutture a doppia curvatura

La caratterizzazione del collasso delle strutture a doppia curvatura in generale coinvolge cinematismi di non semplice identificazione, e per i quali quindi si deve preferire effettuare la valutazione del beneficio del rinforzo verificando la ammissibilità delle soluzioni equilibrate in termini di tensioni e/o di sforzi interni. Di massima lo studio della statica di una volta in muratura, per la quale è sempre prudente assumere che il materiale non possa sostenere un regime di trazione, si può eseguire tramite la identificazione di una membrana delle pressioni che svolge lo stesso ruolo della linea delle pressioni nel caso delle strutture a curvatura singola.

3- Rinforzi cemento armato con FRCM

I rinforzi degli elementi strutturali in cemento armato possono essere realizzati tramite rete in FRCM e malta cementizia oppure tramite fasce di FRCM disposte all'intradosso o all'estradosso delle travi.



Figura 2.13 – Cerchiatura di pilastro mediante tessuto unidirezionale realizzato con rete di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza e malta cementizia.



Figura 2.14 – Confinamento di pilastro con tessuto metallico galvanizzato unidirezionale e malta.

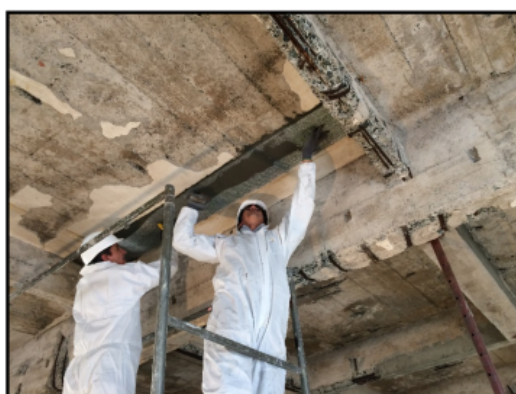
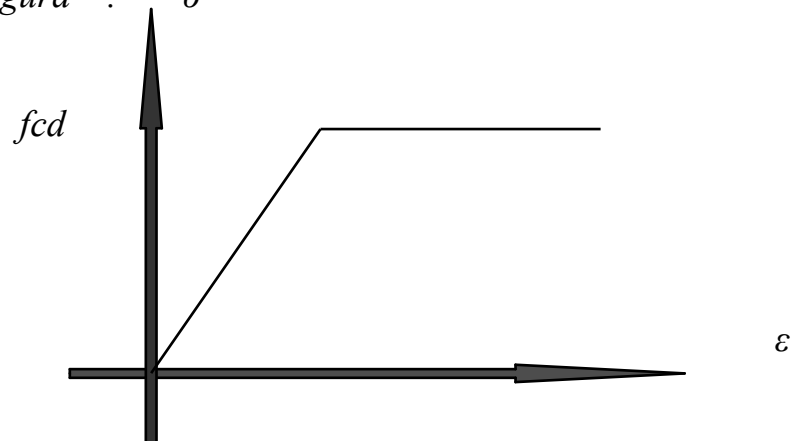


Figura 2.11 – Rinforzo a flessione di trave mediante placcaggio con strisce di tessuto unidirezionale realizzate con rete di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza e malta cementizia.

3.1- Rinforzo a flessione di una trave in c.a.



Consideriamo una trave in cemento armato di dimensioni 30x50 cm armata con 4 ferri del diametro di 16 mm nella zona inferiore e 5 ferri del diametro di 16 mm nella zona superiore che vogliamo rinforzare tramite una rete in FRCM inserita in una matrice cementizia quale una malta. La sezione della trave è sollecitata da un momento esterno M_{sd} da sola è in grado di esplicitare il momento M_{sd} che calcoliamo. Ipotizziamo per il cls un diagramma tensioni deformazione bilineare così come indicato in figura : σ



$\epsilon_e=0,002$; $\epsilon_u=0,0035$ $f_{cd} = 0,83 \cdot 0,85 \cdot r_{ck} / 1,5$ $f_{yd} = 440 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$
il fattore di confidenza lo si è assunto unitario

Le fibre tese sono quelle inferiori nel calcolo della X profondità dell'asse neutro si ipotizza che si rompa prima l'acciaio con deformazione pari a 0,01 e che per il cls siamo ancora in fase elastica lineare ovvero che $\epsilon_c \leq 0,002$

L'equilibrio alla traslazione orizzontale

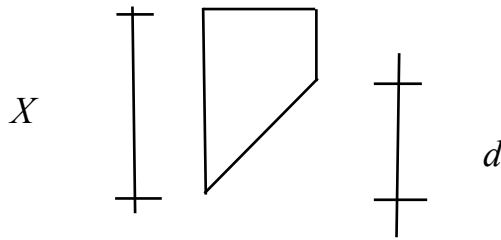
$$C-T = 0 \quad X \cdot b \cdot f_{cd} / 2 - f_{yd} \cdot 201 \cdot 4 + 5 \cdot 201 \cdot 206000 \cdot \epsilon_s = 0 \quad 2)$$

$$\epsilon_s / (X - C) = 0,01 / (h - X) ; \quad \epsilon_s = 0,01 \cdot (X - 30) / (300 - X)$$

la 2) una equazione di secondo grado nella incognita X di soluzione immediata; determinata la profondità dell'asse neutro è opportuno controllare che

$$\epsilon_s = 0,01 \cdot (X - 30) / (300 - X) \leq 0,002$$

per la nostra sezione con la relativa armatura è una condizione sicuramente verificata ; se ciò non dovesse accadere il diagramma delle tensioni nel cls sarebbe bilatero ovvero trapezoidale



la risultante degli sforzi di compressione

$$C = A_s \cdot f_{yd} + f_{cd} \cdot b \cdot d/2 + f_{cd} \cdot (X-d) \cdot b$$

con d ricavato per similitudine $0,002/d = \epsilon_c/X$; $d = X \cdot 0,002/\epsilon_c$
l'equazione di equilibrio diventa una semplice equazione di primo grado .

Il momento resistente della sezione di cemento armato

$$M_{sd} = X \cdot b \cdot f_{cd}/2 \cdot (h-X/3) + A_s \cdot \sigma_s \cdot (h-c)$$

C copriferro $h = H-c$, h altezza complessiva sezione 50 cm

$$\text{Se } \epsilon_s = 0,01 \cdot (X-30)/(300-X) > 0,002$$

il momento resistente della sezione di c.a.

$$M_{sd} = d \cdot b \cdot f_{cd}/2 \cdot (h-X+2/3d) + f_{cd} \cdot b \cdot (X-d) \cdot (h-X/2+d/2) + A_s \cdot \sigma_s \cdot (h-c)$$

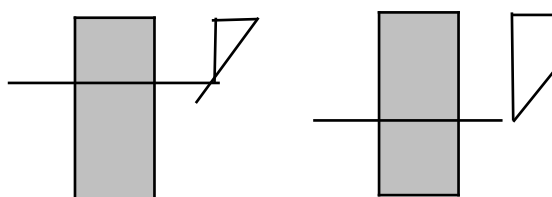
la sezione non è verificata e va rinforzata

$$M_{rd} > M_{sd} \quad M_{rd} = M_{sd} + \Delta M$$

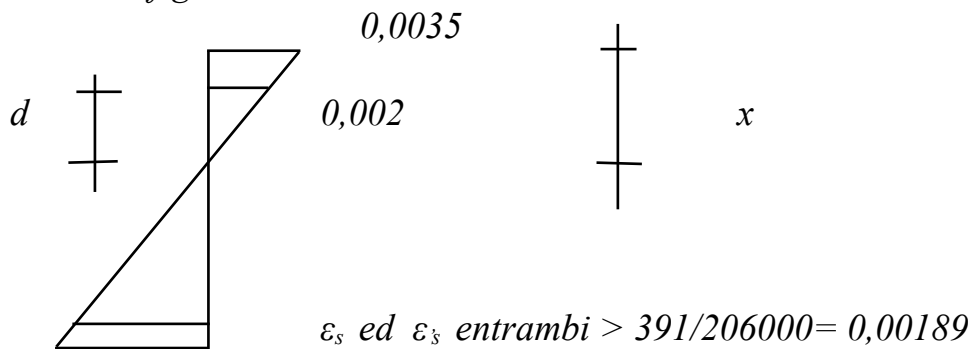
si deve progettare il rinforzo in FRCM che deve far fronte al momento ΔM

$$\Delta M = \Delta T \cdot d' = \Delta C \cdot d'$$

d' braccio della coppia interna ; è evidente che la profondità dell'asse neutro si sposta verso il basso



Il progetto corretto del rinforzo deve avvenire ipotizzando la rottura contemporanea del rinforzo in FRCM e del cls ovvero che il diagramma delle deformazioni sia quello indicato in figura



0,0067

il rinforzo è realizzato con FRCM $h/(0,0067+0,0035) = x/0,0035$

$$x = 0,3431 \cdot h$$

$$d = 0,5714 \cdot x = 0,196 \cdot h \quad H = h + c$$

$$C = 0,196 \cdot h \cdot b \cdot f_{cd} / 2 + (0,3431 - 0,196) \cdot h \cdot b \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$$

$$T = A_s \cdot f_{yd} + 1/\gamma_{RD} \cdot \eta_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot t_{vf} \cdot \alpha$$

il momento resistente della sezione M_{sd}

$$M_{sd} = 0,196 \cdot h \cdot b \cdot f_{cd} \cdot 3 \cdot 0,196 \cdot h / 3 + 0,1471 \cdot h \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (0,196 + 0,007355) \cdot h +$$

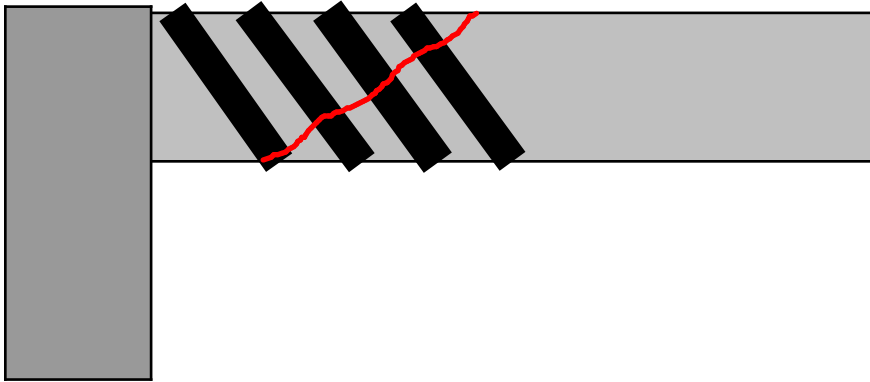
$$A_s \cdot f_{yd} \cdot (0,3431 \cdot h - c) + A_s \cdot f_{yd} \cdot (1 - 0,3431) \cdot h + 1/\gamma_{RD} \cdot \eta_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd} \cdot t_{vf} \cdot \alpha \cdot (H - 0,3431 \cdot h) \quad (3)$$

Dalla (3) si può ricavare lo spessore equivalente t_{vf} o determinare il numero degli strati η_f . Viceversa stabilito lo spessore equivalente ed il numero degli strati si può eseguire una verifica della sezione determinando prima la profondità dell'asse neutro e poi il momento M_{sd} .

Il calcolo è stato eseguito con le seguenti ipotesi :

- Validità del principio delle conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra FRCM e trave di cls
- Diagramma tensione deformazione nel cls bilatero
- Diagramma tensione deformazione nel fibrorinforzato elastico lineare
- Diagramma tensione deformazione nell'acciaio bilatero

3.2- Rinforzo a taglio di una trave in c.a.



La lesione da taglio in una trave in cemento armato si palesa come una fessura inclinata a 45° (in assenza di sforzo normale) in cui le tensioni di trazioni possono provocare il distacco della parte inferiore della trave con conseguente meccanismo locale. Nelle travi in c.a. per far fronte agli effetti del taglio si infittiscono le staffe e si utilizzano ferri di parete calcolati secondo la teoria del traliccio in individuando all'interno di essa bielle compresse ed aste tese in grado di assorbire le tensioni di trazione. L'intervento con FRCM consiste nell'applicare delle fasce che possono essere inclinate a 45° che hanno la funzione di risarcire la lesione ovvero di evitare ulteriori fessurazioni e quindi assorbire la trazione. Il taglio resistente è il valore minimo tra quello relativo all'armatura e al rinforzo e quello relativo al cls

$$V_{rd} = \min(V_{rdc} ; V_{rds} + V_{rdf})$$

V_{rdc} max taglio sopportabile dalla biella compressa di cls

V_{rds} aliquota di taglio sopportata dall'armatura metallica

V_{rdf} taglio supportato dal rinforzo

Le NTC 2018 per il calcolo delle armature a taglio in una trave in cemento armato propongono le formule seguenti :

$$V_{rds} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{rdc} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot (1 + \cot^2 \theta)$$

con d altezza utile sezione

A_{sw} area staffe

s passo delle staffe

b larghezza della sezione

θ inclinazione lesione

α inclinazione staffe

Il contributo al taglio dovuto al rinforzo in FRCM ,lo si ottiene da una trattazione

analoga al traliccio di Morsch per le staffe ed i ferri sagomati considerando la lesione inclinata di un angolo θ

$$V_{rd} = 1/\gamma_{rd} * 0,9 * d * f_{fed} * 2 * t_f * (\cot \beta + \cot \theta) * b_f / p_f * \sin^2 \beta$$

t_f spessore della fascia

β inclinazione dei rinforzi

θ inclinazione lesione

b_f larghezza della striscia

p_f passo tra le strisce

γ_{rd} coefficiente parziale 1,5

f_{fed} resistenza efficace del rinforzo

-Resistenza efficace

In assenza di una valutazione rigorosa dello stato tensionale nel composito in corrispondenza delle fessure di taglio, è possibile avvalersi della procedura semplificata descritta di seguito. Essa si basa sull'utilizzo di una "tensione efficace" del sistema di rinforzo, indicata con f_{fed} e definita come tensione di trazione media nel composito che attraversa una fessura di taglio in condizioni di collasso incipiente. Se il collasso di un elemento rinforzato a taglio con FRCM è governato dalla perdita di aderenza tra rinforzo e supporto o dallo scorrimento delle fibre all'interno della matrice, la tensione efficace f_{fed} deve essere valutata sulla base dei risultati della prova di distacco ed in particolare della $\sigma_{lim,conv.}$, come appresso riportato. In caso contrario, la tensione efficace f_{fed} può essere valutata sulla base della resistenza a trazione del rinforzo σ_{uf} , attraverso una adeguata sperimentazione.

Nel caso di disposizione ad U su una sezione rettangolare o a T, la tensione efficace di calcolo del sistema di rinforzo, f_{fed} è fornita dalla relazione:

$$f_{fed} = \begin{cases} \sigma_{fd} * L_{max} / L_{ed} * (1 - 1/3 * L_{max} / L_{ed}) & \text{se } L_{max} \leq L_{ed} \\ \sigma_{fd} * (1 - 1/3 * L_{max} / L_{ed}) & \text{se } L_{max} > L_{ed} \end{cases}$$

σ_{fd} tensione di progetto del composito FRCM

L_{ed} lunghezza di ancoraggio da assumersi pari a 30 cm

h_w altezza dell'anima della trave

L_{max} min tra $(0,9d \text{ e } h_w) / \sin \beta$

3.3- Rinforzo e confinamento di colonne in c.a.

Per pilastri di cemento armato sollecitati a compressione semplice lo sforzo normale

$$N_{Rcd} = A_c * f_{ccd} + A_s * f_{yd}$$

dove A_c è l'area di calcestruzzo

A_s area di acciaio

*$f_{yd} = 440/(FC*1,15)$ FC fattore di confidenza; 1,15 coefficiente parziale*

f_{ccd} resistenza del calcestruzzo confinato

$$f_{ccd} = f_{cd} * [1 + 1,26 * (f_{l,eff}/f_{cd})^{2/3}]$$

$$f_{cd} = 0,83 * 0,85 * R_{ck} / (FC * 1,5)$$

1,5 coefficiente parziale FC fattore di confidenza

$f_{l,eff}$ pressione efficace di confinamento

La pressione efficace di confinamento

$$f_{l,eff} = K_h * f_1$$

il coefficiente di efficienza orizzontale K_h per colonne circolari è unitario, la pressione di confinamento f_1 è data dalla seguente formula:

$$f_1 = (2 * \eta_f * t_f * E_f * \varepsilon_u) / D$$

la deformazione di calcolo del composito FRCM, appresso definita.

*ε_u è il valore minimo tra: 0,004; $K_{mat} * \eta_a * \varepsilon_{uf} / \gamma_m$*

*con $K_{mat} = 0,217 * (\rho_{mat} * f_{cmat} / f_{cd})^{3/2} \leq 1$*

f_{cmat} resistenza a compressione della matrice di malta cementizia in cui è annegata la rete in FRCM

f_{md} resistenza a compressione della muratura

$$\rho_{mat} = 4 * t_{mat} / D$$

t_{mat} spessore della matrice di malta

il coefficiente α_4 può essere assunto pari a 1,81

Il confinamento mediante FRCM di elementi a sezione quadrata o rettangolare di conglomerato cementizio armato segue le stesse regole delle colonne di muratura, salvo la variante di seguito elencata:

$$Kh = 1 - (b'^2 + h'^2) / (3 * A_c) \quad A_c = b * h$$

4- Dettagli costruttivi

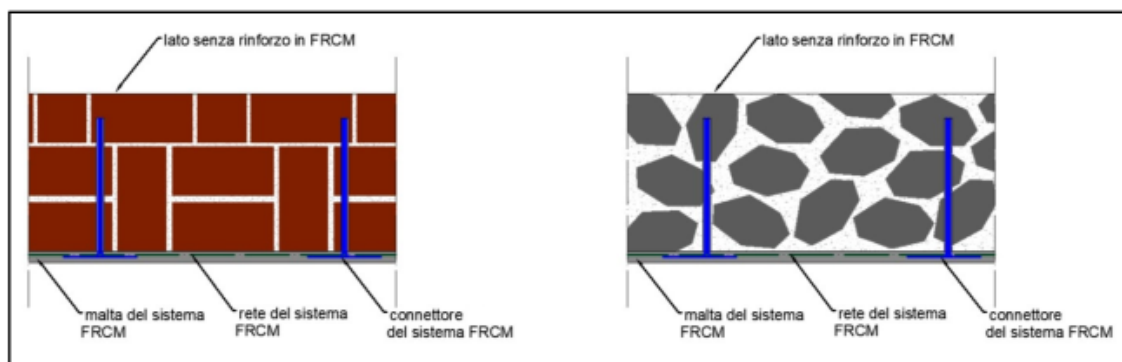


Figura 6.1 - Connettori che penetrano all'interno del primo strato di pietra del paramento non rinforzato.

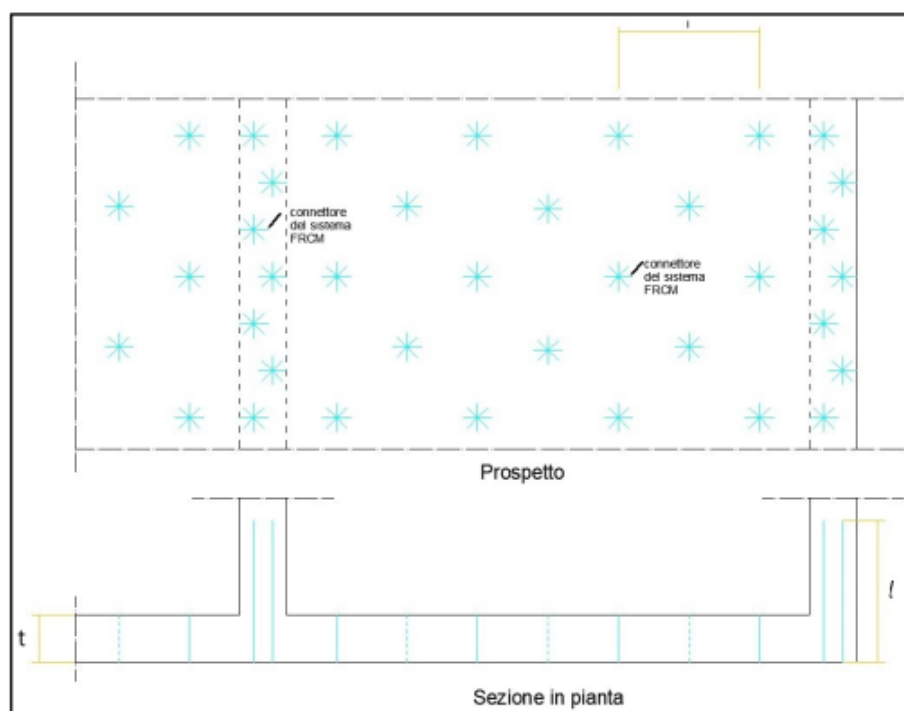


Figura 6.2 – Disposizione dei connettori passanti in corrispondenza dei cantonali e dei martelli murari.

5- Conclusioni

Le tecniche di rinforzo degli elementi strutturali sono molteplici stabilire quale sia quella più conveniente sia per quanto concerne l'incremento di resistenza che la convenienza economica è molto arduo. Un intonaco armato realizzato con rete metallica aderisce poco alla parete mentre una rete in FRCM ha una maggiore flessibilità segue l'andamento della parete le sue irregolarità come intervento è più efficace . Tutti gli interventi di consolidamento prima dell'avvento dei fibrorinforzati sono stati eseguiti con rete metallica annegata in una matrice cementizia , anche il consolidamento delle travi e dei pilastri in cemento armato veniva eseguito tramite incamiciature di acciaio oggi invece si utilizzano lamine di composito annegato in una matrice resinosa. Vi è stata nel corso degli anni una sostituzione del materiale , il principio statico su cui è basato il rinforzo è il medesimo, forse si è visto che strutture in cemento armato o muratura consolidate con acciaio in occasione di eventi sismici forse per problemi di sollecitazioni cicliche che indeboliscono le connessioni hanno avuto dei danni . Il vantaggio del composito FRP o FRCM è proprio la assenza di connessioni meccaniche (viti o bulloni) tra l'elemento strutturale ed il rinforzo in modo che venga garantita l'integrità dell'elemento strutturale.

Le catene negli edifici in muratura

1-Introduzione

2-Il calcolo dei tiranti metallici e delle piastre

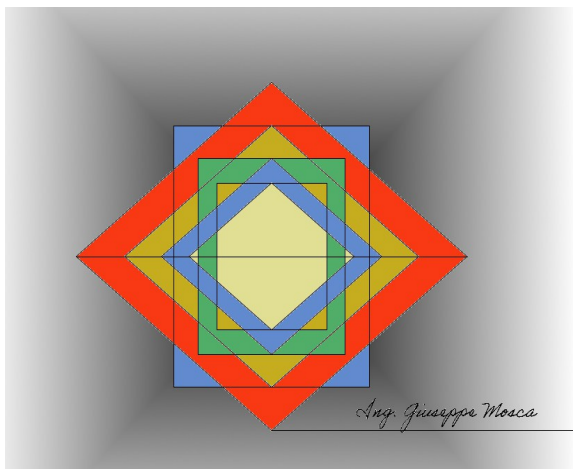
3-Le catene negli archi e nei porticati

4-Il posizionamento delle catene negli edifici in muratura

5-Ribaltamento semplice di una parete

6-Conclusioni

N.B. Ci scusiamo per eventuali errori o imprecisioni che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti



Ing. Giuseppe Mosca



1-Introduzione

Negli edifici in muratura in zona sismica , nei porticati negli archi in muratura sin dai tempi antichi si usava introdurre delle catene ovvero dei tiranti metallici per far fronte alle azioni orizzontali in modo da evitarne il ribaltamento. E' ciò che avviene nei piedritti di un arco dove la spinta orizzontale provoca il ribaltamento del pilastro se non ben contrastato , nei porticati dove si era soliti inserire degli elementi metallici per far fronte alle dissimmetrie di carico e alle spinte sui piedritti alle estremità dei porticati. Oggi è pratica corrente inserire dei tiranti metallici negli edifici in muratura in zona sismica durante i lavori di consolidamento per contrastare i meccanismi locali quali i ribaltamenti delle pareti e dei cantonali, inserire delle catene nei solai in modo da evitare l'apertura della scatola muraria dell'edificio, per eliminare spinte derivanti da coperture spingenti come possono essere delle volte a botte con funzionamento ad arco o tetti e due falde che poggiano su pareti laterali . La catena è un elemento metallico una barra del diametro di 3-4 cm che può essere anche quadrata, per assicurare un perfetto collegamento alla parete deve essere tesata poiché si possono avere delle cadute di tensione che provocano fenomeni di martellamento tra piastra di ancoraggio e parete ed un errato funzionamento durante un evento sismico. Le sue caratteristiche meccaniche sono tipiche dell'acciaio da carpenterie quindi definite dalla normativa se la catena è un profilato oppure un normale acciaio da cemento armato con diametro ϕ 30 mm. Descriveremo nei prossimi paragrafi i metodi di calcolo delle catene e delle relative piastre di ancoraggio.



2-Il calcolo dei tiranti metallici e delle piastre

Il calcolo della catena è immediato una volta nota la forza che la sollecita ad esempio una reazione vincolare di una parete al fine di evitarne il ribaltamento

$$F = f_{yd} \cdot A_s$$

se la catena è pretesa allo sforzo di trazione dobbiamo aggiungere la forza T di pretensione da martinetto in fase di montaggio

$$F + T = f_{yd} \cdot A_s$$

per cui si può calcolare l'area A_s

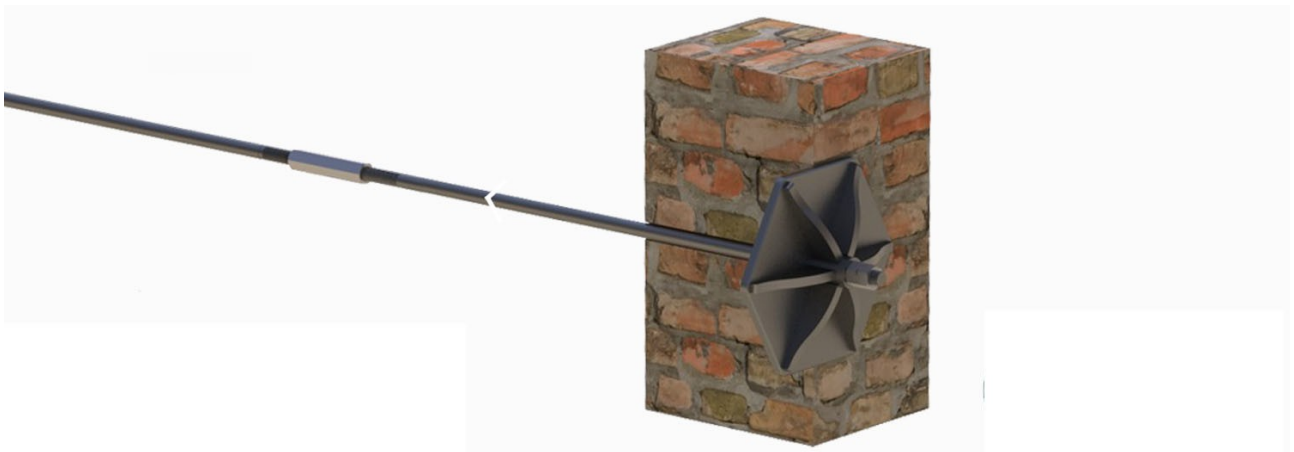
$$A_s = (F + T) / f_{yd}$$

la tensione f_{yd} per un acciaio da cemento armato del tipo FeB 450C

$$f_{yd} = 450 / 1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

se utilizziamo un profilato di maggiori dimensioni tondo o quadro un ferro quadro di lato 32 mm per un'area complessiva di 1024 mm²,

$$\text{acciaio S355H} \quad f_{yd} = 355 / 1,15 = 308 \text{ N/mm}^2$$



Le piastre possono essere :

- circolari
- quadrate
- rettangolari
- esagonali
- ottagonali



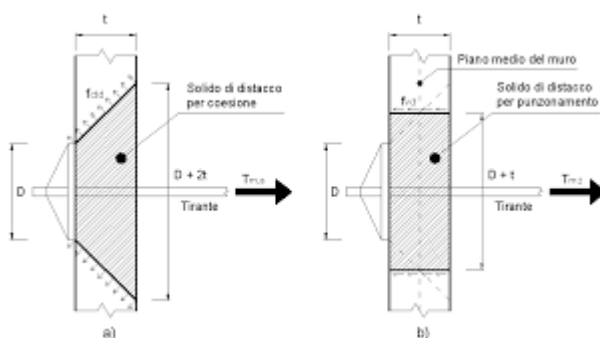
Le verifiche da eseguire sono 2

- punzonamento sulla parete
- verifica della piastra metallica

Verifica a punzonamento

Per la verifica a punzonamento si ipotizza una diffusione delle tensioni a 45° determinando la forza che a parete è in grado di offrire valutata su un'area definita dal perimetro medio e dallo spessore della muratura ;

$$Prd = p \cdot \tau \cdot \sqrt{2}$$



La tensione tangenziale è pari alla resistenza a trazione della muratura, siamo in regime di taglio puro per cui la lesione si palesa a 45° ; i valori ammissibili sono definiti dalla normativa in funzione della tipologia di muratura

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	γ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Il perimetro medio , indicato con t lo spessore della muratura è pari a

Piastra quadrata di lato L

$$4*(L+t)$$

Piastra rettangolare di lati a e b

$$2*(a+t) + 2*(b+t)$$

Piastra circolare di diametro D

$$\pi*(D+t)$$

Piastra esagonale di apotema A

$$6*2*(A+t/2)*\cotg 120^\circ$$

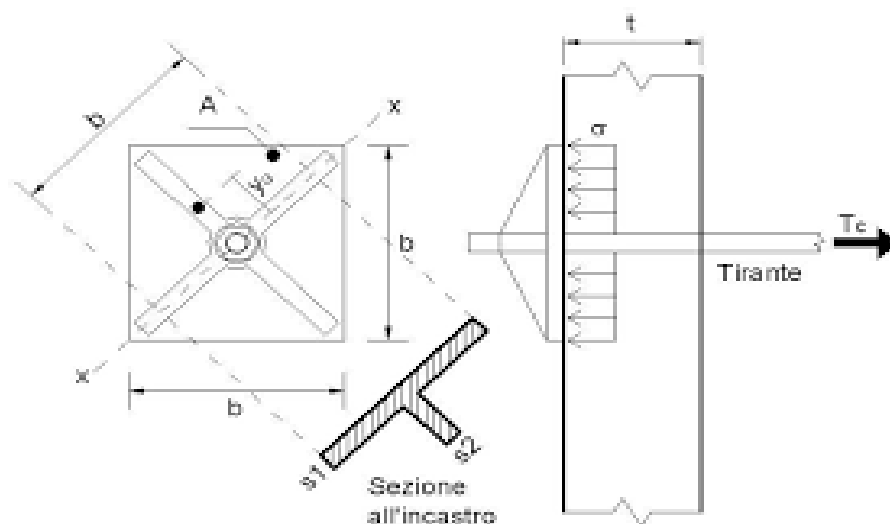
Per piastra poligonale regolare ad n lati

$$n*2*(A+t/2)*\cotg[(n-2)*180^\circ/n]$$

La verifica consiste nel confronto

$$Prd > Psd = F + T$$

Verifica della piastra metallica



La piastra metallica è sollecitata da tensioni di compressione

$$q = T_c/A$$

T_c forza di trazione nella catena

A area della piastra metallica

Le piastre metalliche sono munite di nervature diagonali le verifiche vanno eseguite a flessione e taglio in accordo con la normativa sulle costruzioni in acciaio

$$\sigma = M/W ; \tau = 1,5 * V/A$$

dalla figura

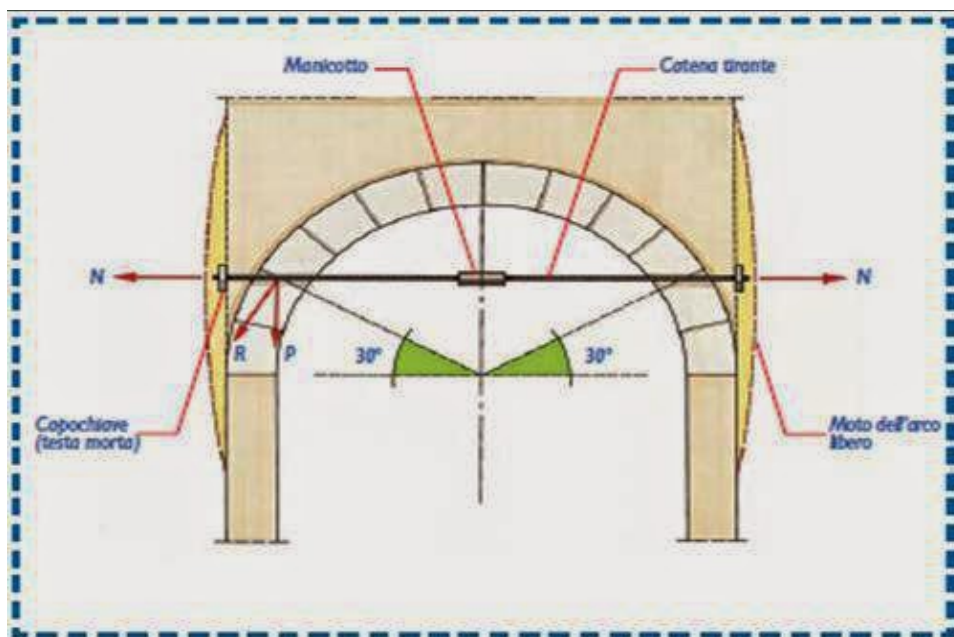
$$V = q/2 * b * b/2 ; M = q/2 * b/2 * H/3 \quad H = B/\sqrt{2}$$

la tensione di compressione è stata dimezzata poiché nella piastra vi sono due nervature

Per la verifica si utilizza un criterio di resistenza

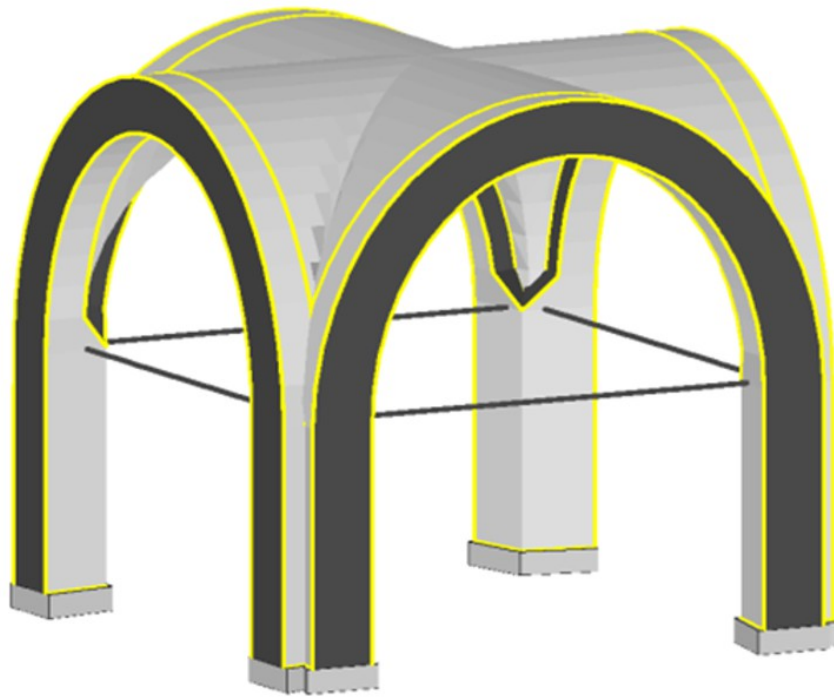
$$\sigma^2 + 3 * \tau^2 < (f_{yd}/\gamma)^2$$

3-Le catene negli archi



*Il calcolo di una catena è immediato considerando l'arco a 3 cerniere la spinta sulle imposte $H = Q * L^2 / 8$ possiamo aggiungere una forza di pretensione T
L'area della catena $A_s = (H+T)/f_{yd}$*

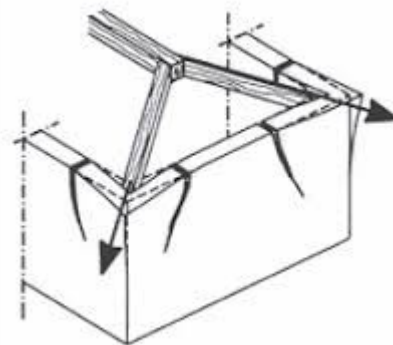
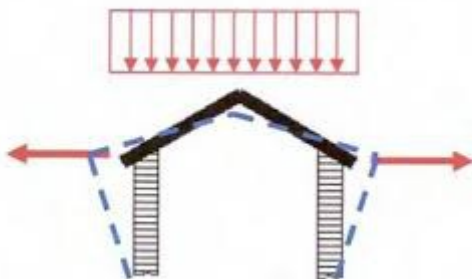
Per una volta a crociera



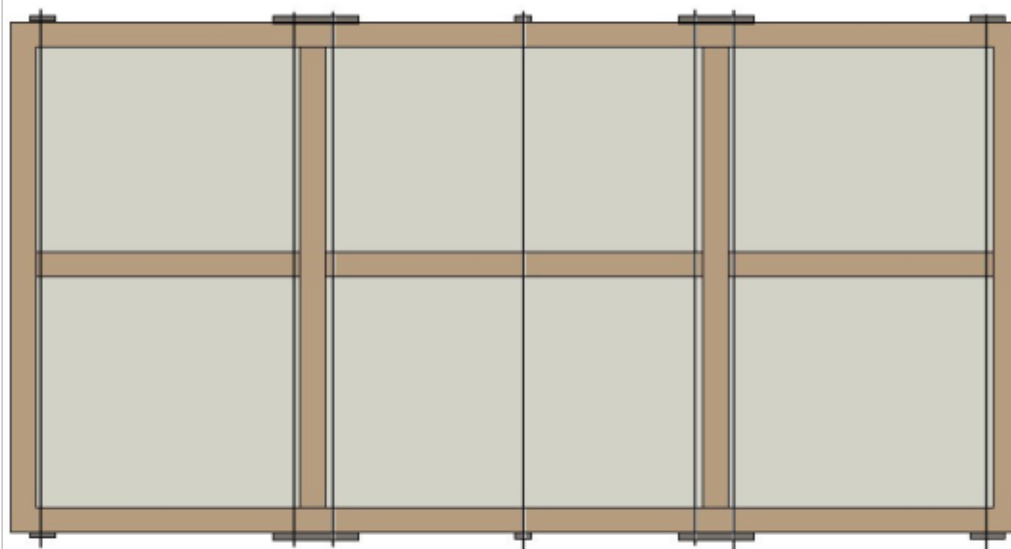
Le spinte sui piedritti , tenendo presente che le volte a crociera in muratura sono munite di 2 archi diagonali , Lo sforzo nella catena $H/\sqrt{2}$ l'area $A_s = H/(f_y d \cdot \sqrt{2})$

Situazioni analoghe si verificano per coperture spingenti dove l'inserimento di catene elimina della azioni orizzontali sui muri che diventano pericolose in presenza di sisma verticale de quale dobbiamo tenere conto tramite un analisi dinamica verticale. Approssimativamente in accordo con vecchie normative degli anni 80 e 70 si può maggioreare il carico verticale del 50% -60% per dimensionare una catena sotto azioni sismiche al fine di evitare calcoli complicati

$1,5 \cdot (g+p)$; $-0,5 \cdot (g+p)$

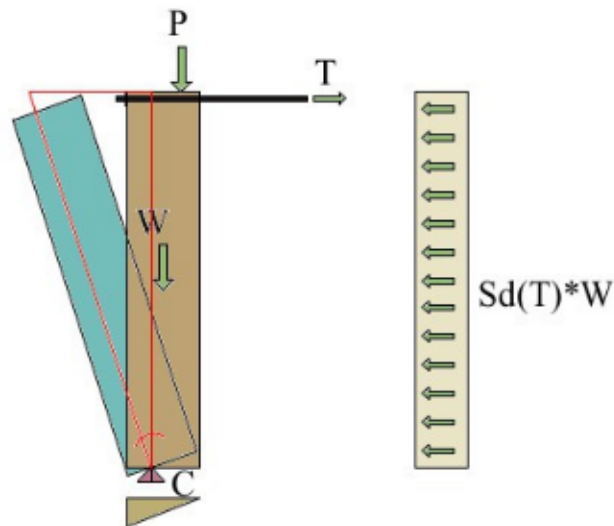


4-Il posizionamento delle catene negli edifici in muratura



Le catene vanno posizionate preferibilmente in corrispondenza dei setti murari trasversali al fine di consentire una migliore ripartizione delle azioni sismiche trasmesse dagli impalcati e dalla murature ortogonali. Quando l'interasse tra i muri è superiore ai 5 metri conviene inserire catene nei solai nella parte centrale delle murature al fine di evitarne il ribaltamento; l'incatenamento dell'edificio è efficace e ne viene contrastata l'apertura a carciofo con conseguente ribaltamento delle pareti .

5-Ribaltamento semplice di una parete



La parete ha dimensione $H*t$, sollecitata da azioni sismiche orizzontali, dal peso proprio, dallo scarico di un eventuale solaio di copertura non spingente e dalla forza T nel tirante che ne contrasta il ribaltamento.

$$M_s = W*(t/2 - t/3) + P*2/3*t + T*H \quad \text{momento stabilizzante}$$

$$M_r = \alpha * S_d(T) * W \quad \text{momento ribaltante}$$

α moltiplicatore delle azioni sismiche orizzontali

affinchè la parete non ribalti deve risultare $M_r = M_s$ ed $\alpha = 1$

$$T = [\alpha * S_d(T) * W - W*(t/2 - t/3) - P*2/3*t] / H$$

noto lo sforzo T è possibile dimensionare la catena

$$T = f_{yd} * A_s$$

Se applichiamo il principio dei lavori virtuali al corpo rigido rimuovendo l'ipotesi di piccoli spostamenti $L_v = L_i$

la deformata rigida è triangolare definita dalla rotazione θ

$$L_e = -W*H/2*(1-\cos\theta) - P*H*(1-\cos\theta) + S_d(T)*W/2*H^2*\sin\theta$$

$$L_i = T*H*\sin\theta = 1/2*E_s*A_s*H^2*\sin^2\theta/H \quad ; \quad T = EA*\Delta H/H;$$

utilizzando gli sviluppi in serie di Mac Laurin

$$(1-\cos\theta) = \theta^2/2 \quad \sin\theta = \theta$$

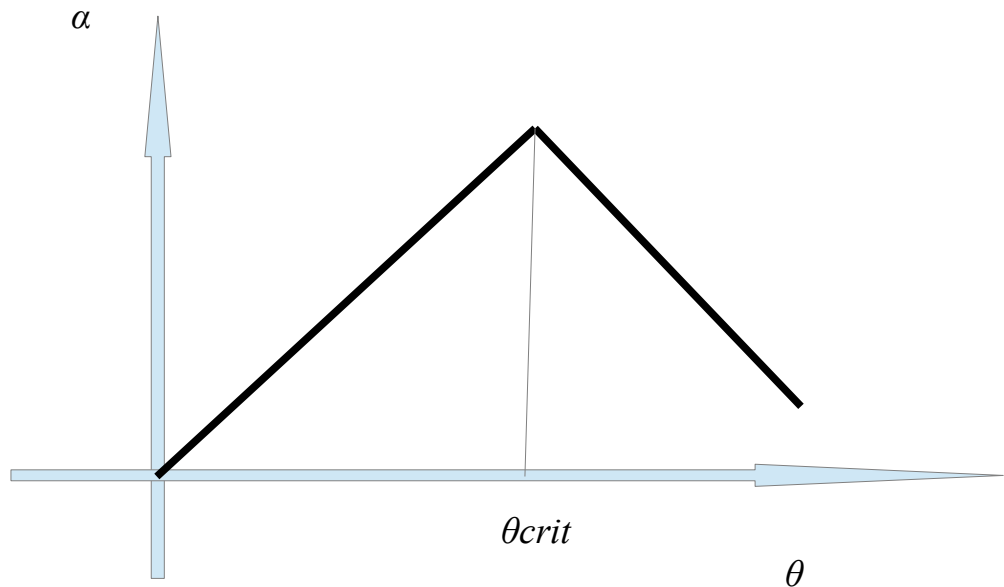
$$-W*H/2*(1-\cos\theta) - P*H*(1-\cos\theta) + S_d(T)*W/2*H^2*\sin\theta = 1/2*E_s*A_s*H^2*\sin^2\theta/H$$

$$-W*H/2*\theta^2/2 - P*H*\theta^2/2 + S_d(T)*W/2*H^2*\theta = 1/2*E_s*A_s*H*\theta^2$$

possiamo ricavare la configurazione di equilibrio

$$\theta = \alpha * S_d(T) * W/2 * H^2 / (W*H/4 + P*H/2 + E_s * A_s * H/2)$$

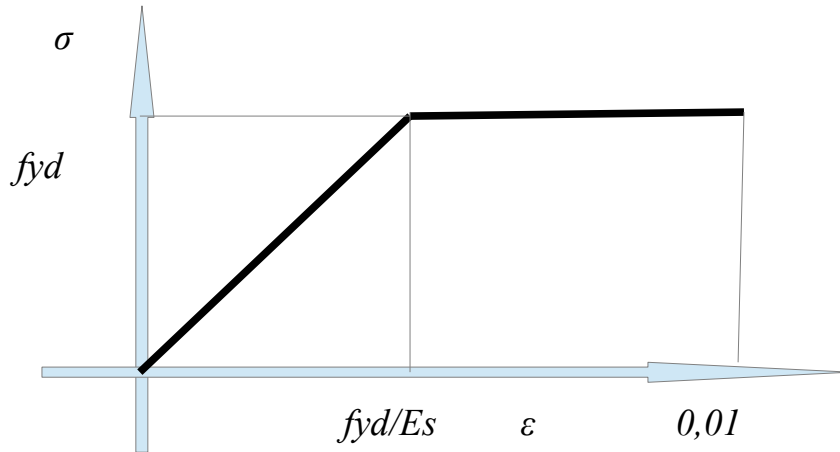
la funzione $\theta=\theta(\alpha)$ è una retta passante per l'origine del sistema di riferimento, la parete ribalta quando il lavoro compiuto dal peso sismico W cambia di segno ovvero quando lo spostamento verticale diventa concorde alla forza di gravità e ciò accade per $\theta = \arctg(t/2-t/3)/(H/2) = \arctg(T/3*H)$



coefficiente angolare $m = (W*H/4 + P*H/2 + E_s * A_s * H/2) / (S_d(T) * W/2 * H^2)$
il moltiplicatore critico:

$$\alpha = (W*H/4 + P*H/2 + E_s * A_s * H/2) / (S_d(T) * W/2 * H^2) * \arctg(T/3*H)$$

Per la catena si è ipotizzato un comportamento elastico lineare calcolando l'energia di deformazione tramite il teorema di Clayperon ; il diagramma tensioni deformazioni bilatero



la catena si rompe per uno spostamento $\Delta L = 1\% \cdot L/2$ con L lunghezza della catena

$$L = 5 \text{ m} \quad \Delta L = 2,5 \text{ cm}$$

$$L = 6 \text{ m} \quad \Delta L = 3 \text{ cm}$$

$$L = 7 \text{ m} \quad \Delta L = 3,5 \text{ cm}$$

$$L = 8 \text{ m} \quad \Delta L = 4 \text{ cm}$$

$$L = 9 \text{ m} \quad \Delta L = 4,5 \text{ cm}$$

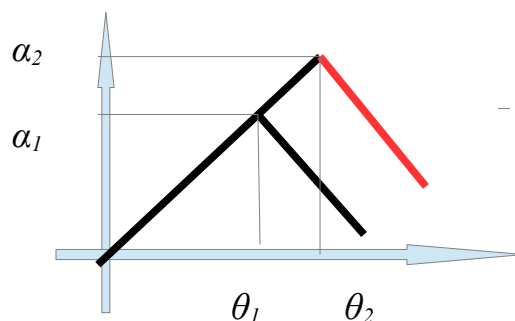
$$L = 10 \text{ m} \quad \Delta L = 5 \text{ cm}$$

$$\text{per } H = 300 \text{ cm } t = 50 \text{ cm} \quad \theta_{crit} = 3^\circ, 17$$

lo spostamento orizzontale in sommità circa 16 cm quindi è impegnata tutta la resistenza e duttilità della catena . Per evitare la rottura della catena e quindi spostamenti eccessivi il moltiplicatore critico

$$\alpha = (W \cdot H/4 + P \cdot H/2 + E_s \cdot A_s \cdot H/2) / (S_d(T) \cdot W/2 \cdot H^2) \cdot \arctg(1/2 \epsilon_s \cdot L/H)$$

ipotizzando fino a rottura un legame tensioni deformazioni elastico- lineare con $\epsilon_s = 0,01$; L lunghezza della catena



$$\theta_1 = \arctg(T/6 \cdot H); \quad \theta_2 = \arctg(1/2 \cdot 0,01 \cdot L/H)$$

il lavoro ovvero l'energia di deformazione nella catena

$$1/2 \cdot f_{yd} \cdot (f_{yd} \cdot E_s) \cdot L/2 + f_{yd} \cdot (0,01 - f_{yd} \cdot E_s) \cdot L/2 \cdot A_s$$

La deformazione da introdurre nella *) è pari ad f_{yd}/E_s ovvero bisogna evitare lo snervamento della catena

$$\alpha = (W \cdot H/4 + P \cdot H/2 + E_s \cdot A_s \cdot H/2) / (S_d(T) \cdot W/2 \cdot H^2) \cdot \arctg(1/2 \cdot f_{yd}/E_s \cdot L/H)$$

Le verifiche da condurre sono :

- *Punzonamento sulla parete*
- *Verifica allungamento catena*
- *Pressioni di contatto sulla parete*
- *Verifica snervamento catena*

La forza di punzonamento vale $f_{yd} \cdot A_s$, utilizzando una piastra quadrata di lato L

Le pressioni di contatto

$$\sigma = f_{yd} \cdot A_s / (L^2) > \text{resistenza della muratura } \alpha \cdot f_{md}$$

La verifica a punzonamento

$$f_{yd} \cdot A_s < (L+t)^2 \cdot f_{vd} / \sqrt{2}$$

f_{vd} resistenza a taglio della muratura che in regime di taglio puro corrisponde alla sua resistenza a trazione

La verifica allungamento della catena

$$\theta_{cri} \cdot H < f_{yd}/E_s \cdot L/2$$

L lunghezza catena , H altezza della parete ,

Si ottengono tre valori per lo sforzo di trazione nella catena

$$T_1 = f_{yd} \cdot A_s;$$

$$T_2 = (L+t)^2 \cdot f_{vd} / \sqrt{2}$$

$$T_3 = \alpha \cdot f_{md} \cdot L^2$$

La resistenza della catena è pari al più basso di questi valori .

Per la verifica del cinematismo , la parete è ad un piano si considera il punto di controllo in sommità , per uno spostamento unitario

$$\delta_1 = \theta * H = 1 \quad \delta_2 = \theta * H/2 = 0,5$$

La massa partecipante

$$M^* = (W/2 + P)/(g * W/4 + P)$$

W peso della parete

P scarico solaio

$$\text{La frazione di massa partecipante } e^* = g * M^* (P + W)$$

L'accelerazione sismica spettrale

$$a^*_o = \alpha * g / (e^* * 1,30)$$

1,30 fattore di confidenza

l'accelerazione spettrale deve verificare le seguenti disequazioni

$$a^*_o > A g * S / q$$

$$a^*_o > S e(t) * \Psi(z) * \gamma / q$$

6-Conclusioni

L'inserimento delle catene negli edifici in muratura è sempre un intervento efficace, nel calcolo e nel dimensionamento delle catene bisogna evitare rotazioni eccessive della parete che determinano il superamento della soglia di snervamento e dell'allungamento a rottura con il ribaltamento della parete stessa. E' importante quindi che alla configurazione di equilibrio calcolata rimuovendo l'ipotesi di piccoli spostamenti corrispondano spostamenti ridotti dell'ordine di qualche mm.

Bibliografia reperibile in rete

Esempio di calcolo su rafforzamento locale di edifici in muratura con tiranti

Il consolidamento delle strutture murarie mediante l'uso di catene metalliche

La cerchiatura delle aperture

1- Introduzione

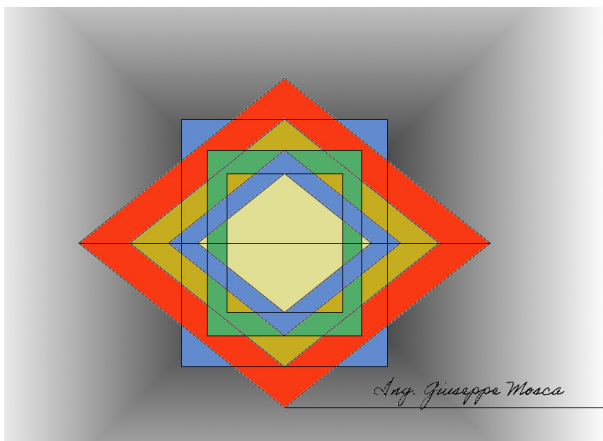
2- La rigidezza della parete

3 - Le sollecitazioni nella cerchiatura

4- La riquadratura

5- Modellazione FEM

6- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



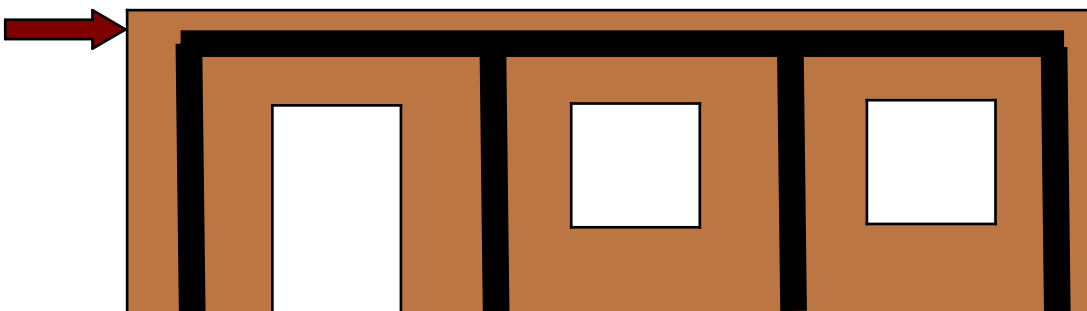
N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

Le aperture nelle pareti degli edifici in muratura esistente rappresentano dei punti di fragilità e debolezza della struttura , per consolidare una parete muraria basterebbe semplicemente chiudere le aperture in modo che la parete abbia una inerzia elevata che le consenta di sopportare i momenti flettenti ed i tagli derivanti dalle azioni orizzontali senza ricorrere a cuciture intonaci armati e pareti sandwich. Ovviamente ciò non è possibile sia per questioni urbanistiche che di architettura prospettica nonché per garantire una adeguata illuminazione e ventilazione naturale degli ambienti facenti parte il nostro edificio in muratura. Per ovviare a questi inconvenienti le aperture vanno riquadrate tramite un telaio in acciaio o in cemento armato in grado di ripristinare sia la rigidezza che la resistenza della parete , in modo che le cerchiature alle quali spetta in funzione della loro rigidezza una aliquota della forza orizzontale siano in grado di ridurre le sollecitazioni flettenti e taglianti sui singoli maschi murari. In questi appunti ci soffermeremo sul calcolo della rigidezza della parete con cerchiature e del relativo incremento rispetto ad una parete con aperture non riquadrate evidenziandone il differente comportamento nella modellazione FEM sia in termini di rigidezza che di sollecitazioni. Nella pratica corrente quando si consolida un edificio in muratura è sempre opportuno riquadrare le aperture assieme al miglioramento della resistenza della parete tramite intonaci armati ed alla realizzazione di cordoli di piano.

2- La rigidezza della parete

La rigidezza della parete può essere definita da una fascia costituita da due schemi limite, il primo ipotizzando un comportamento del maschio murario a mensola il secondo ipotizzando un comportamento shear- type



$$\delta = F_1/K_1 = F_2/K_2 = F_3/K_3 = F_4/K_4 = F/K$$

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 \quad K = K_1 + K_2 + K_3 + K_4$$

La rigidezza del singolo maschio murario

$$K_i = 1/[H^3/(12*EI) + \chi*H/(G*A)] \quad \text{comportamento shear type}$$

$$K_i = 1/[H^3/(3*EI) + \chi*H/(G*A)] \quad \text{comportamento a mensola}$$

$$K_i = 1/[H^3/(\beta*EI) + \chi*H/(G*A)] \quad \text{comportamento reale} \quad 3 < \beta < 12$$

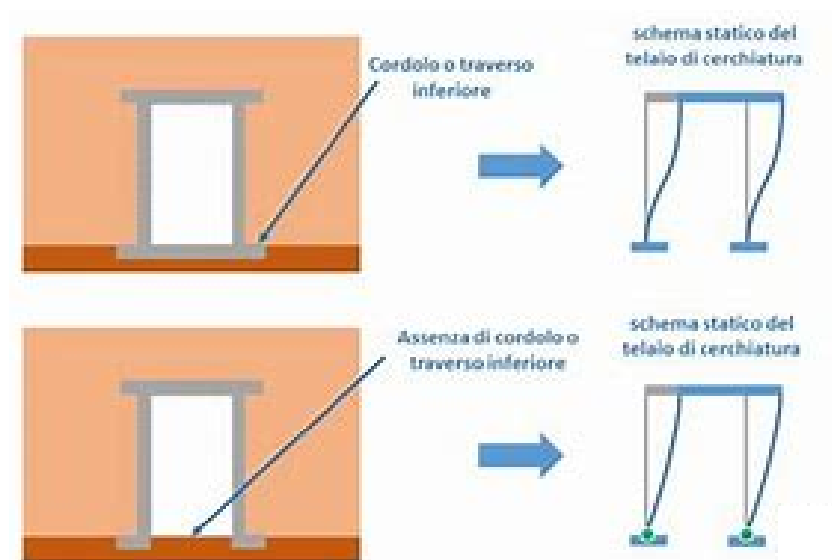
per cui la rigidezza complessiva della nostra parete

$$K = \Sigma \{ 1/[H^3/(\beta*EI) + \chi*H/(G*A)] \}_i$$

La forza orizzontale sul singolo maschio murario

$$F_i = F * K_i/K$$

Se cerchiamo le aperture così come indicato in figura



il comportamento del telaio di riquadratura è analogo a quello di un portale definito secondo una fascia comportamentale con due schemi limite

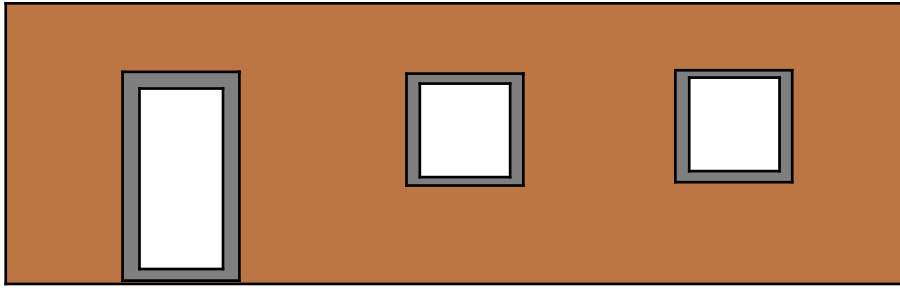
$$K_i = 12*E*I/H^3 \quad \text{comportamento shear type}$$

$$K_i = 3*E*I/H^3 \quad \text{comportamento mensola}$$

$$K_i = \beta*E*I/H^3 \quad \text{comportamento reale}$$

è stata trascurata la rigidezza tagliente dei montanti verticali

Nel caso di una parete con aperture cerchiata



La rigidezza dei telai di riquadratura si somma alla rigidezza complessiva della nostra parete

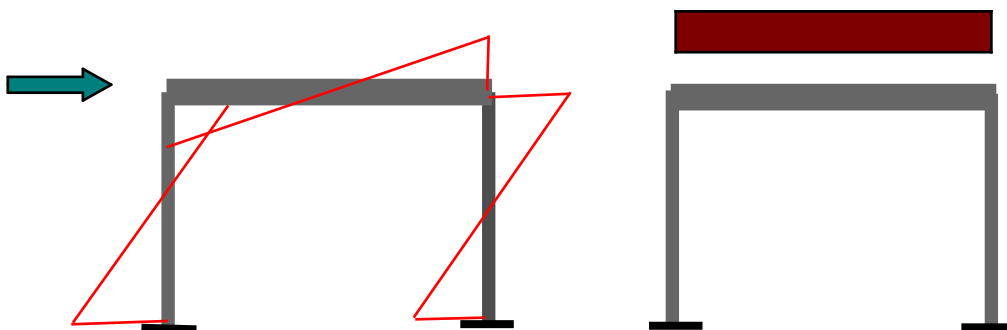
$$K = \sum \left\{ 1/[H^3/(\beta^*EI) + \chi^*H/(G^*A)] \right\}_i + \sum \beta^*EI/H^3$$

per cui nella ipotesi di trasverso infinitamente rigido assialmente possiamo ricavare la forza orizzontale che spetta al singolo telaio

$$F_{Ti} = [F^*\beta^*EI/H^3] / \{ \sum \left\{ 1/[H^3/(\beta^*EI) + \chi^*H/(G^*A)] \right\}_i + \sum \beta^*EI/H^3 \}$$

3 - Le sollecitazioni nella cerchiatura

Il telaio è sollecitato da una forza orizzontale e da un carico verticale quale la muratura sovrastante e gli eventuali solai come da calcolo di piattabanda la cui soluzione è abbastanza semplice;



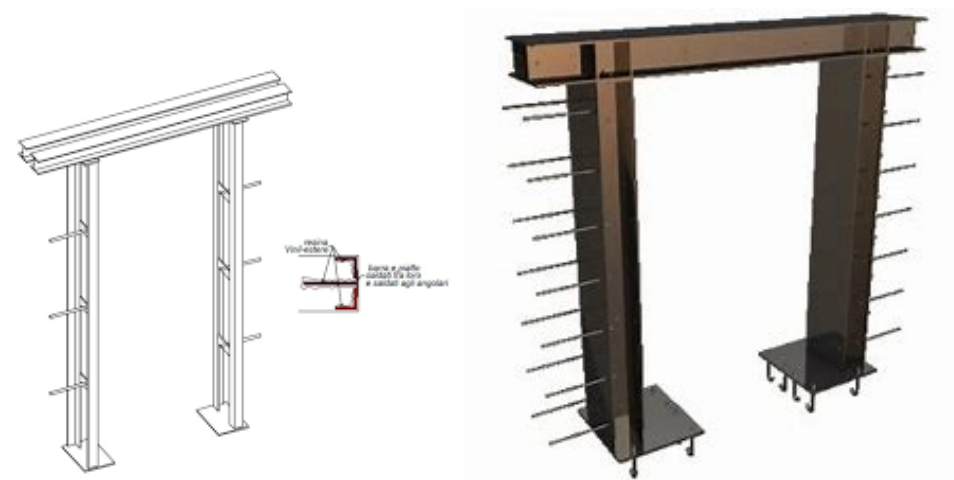
sollecitazioni da inviluppo

$$M = Q^*L^2/8 \quad ; \quad M = F/2^*H/2 + Q^*L^2/12 \quad ; \quad M = F^*H/2$$

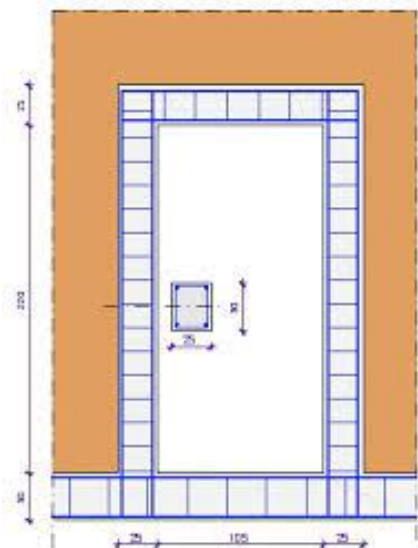
$$V = F/2 \quad ; \quad V = Q^*L/2 \quad ; \quad N = Q^*L/2$$

4- La riquadratura

Le cerchiatura può essere eseguita in acciaio con dei profilati



o tramite dei telai in cemento armato con pilastri e trave superiore opportunamente armati e staffati utilizzando un calcestruzzo con $r_{ck} = 400 \div 500 \text{ daN/cm}^2$



La dimensione del pilastro è commisurata alla larghezza del muro e può raggiungere valori elevati anche di 55-60 cm.

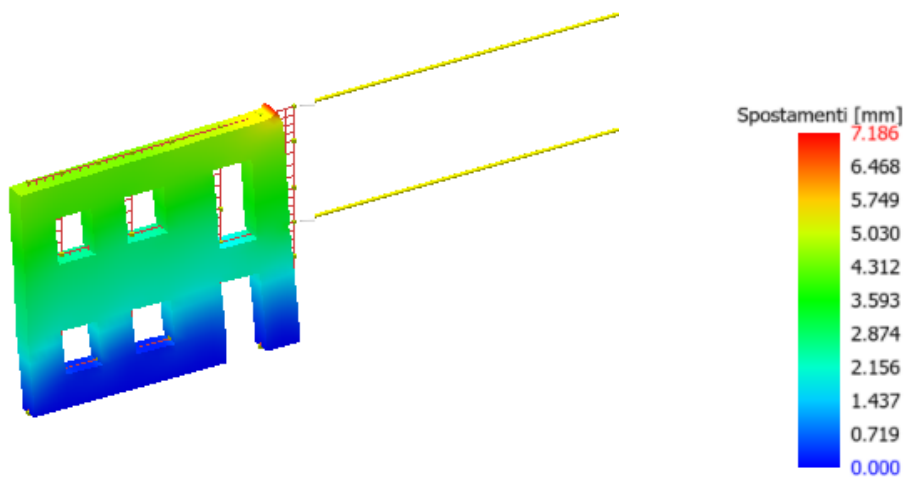
5- Modellazione FEM

Consideriamo una parete su due piani avente 6 aperture costituita da muratura irregolare avente i seguenti parametri meccanici

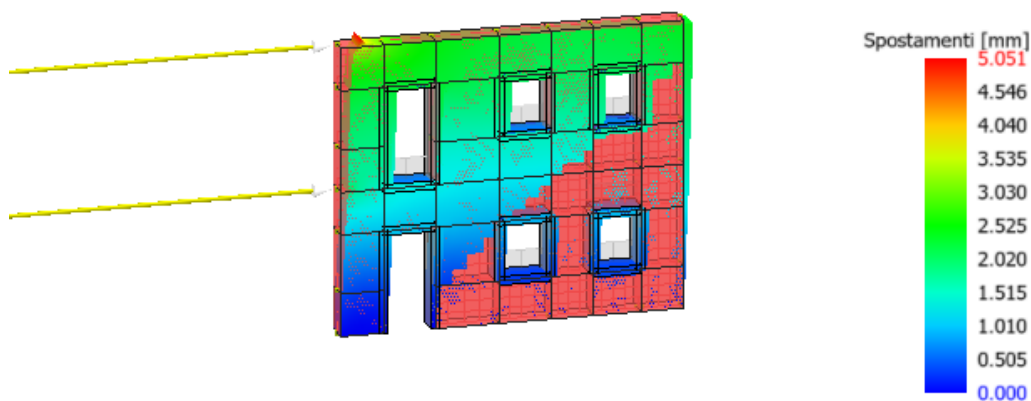
$$E = 10000 \text{ daN/cm}^2 ; G = 3500 \text{ daN/cm}^2$$

La parete ha altezza 6,40 m e larghezza 8 m spessore 60 cm mentre le aperture hanno dimensioni rispettivamente 120x240; 120*140; Forze orizzontali 15000 daN

Parete senza cerchiature

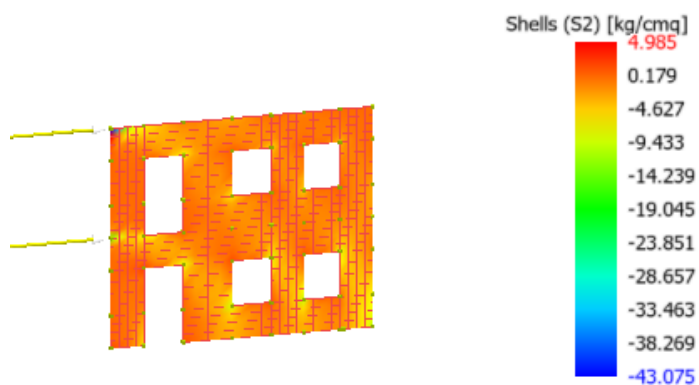
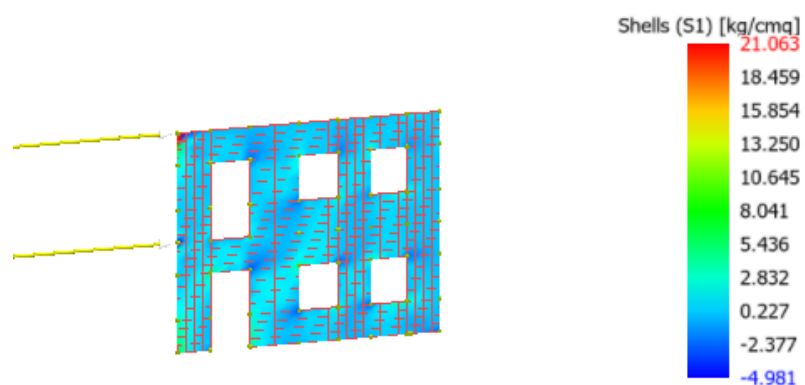


Parete con cerchiature in c.a. 20x60 cm

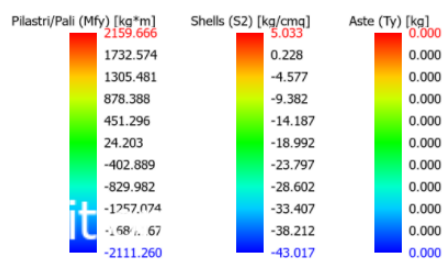
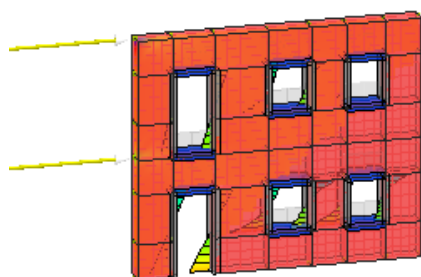
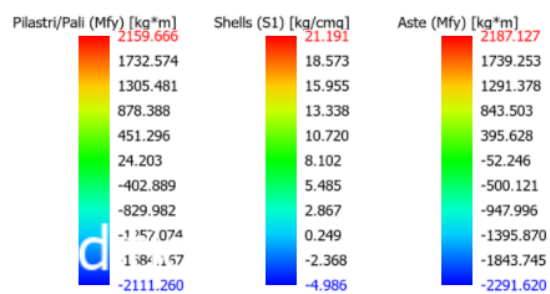
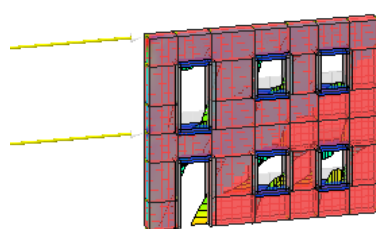


lo spostamento max diminuisce di circa 2 mm

Parete senza cerchiature



Parete con cerchiature in c.a.



Dai risultati ci accorgiamo di avere un incremento di rigidezza non trascurabile , però le sollecitazioni principali sulla parete restano invariate.

6- Conclusioni

La cerchiatura delle aperture va eseguita non solo quando nella muratura si allarga o si costruisce una nuova finestra al fine di ripristinare e conservare la rigidezza iniziale ma anche quando consolidiamo le pareti del nostro edificio in muratura attraverso intonaci armati e chiodature. E' evidente che deve esserci un limite superiore alla dimensione della apertura non per questioni di resistenza e rigidezza del telaio cerchiante ,ma per resistenza dei maschi di muratura adiacenti che possono collassare per pressoflessione e taglio in seguito alla diminuzione della area resistente e della inerzia. In edifici in muratura esistenti è consigliabile che la larghezza delle aperture a mio modesto parere non sia superiore a 2 m , previa verifica sismica tramite analisi dinamica o analisi statica non lineare del nostro edificio. Le norme tecniche impongono delle limitazioni esclusivamente per i maschi di muratura adiacente che devono avere una base $B= 1,50\text{ m}$; è evidente che questi setti vanno verificati a pressoflessione e taglio e per questi motivi non conviene eccedere nella larghezza della apertura.

Bibliografia

Quaderni di progettazione strutturale:interventi locali mediante cerchiature metalliche

L'arco in Pietra

1- Introduzione

2- Tipologie di archi

3- Il calcolo dell'arco a tre cerniere

4- Il PLV nel calcolo degli archi

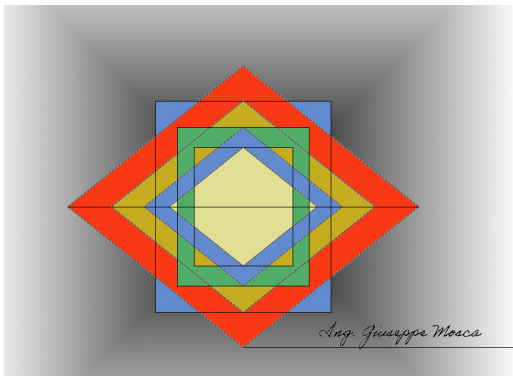
5- La curva funicolare dei carichi : il metodo di Mery

6- L'arco sollecitato da azioni sismiche : modellazione FEM

7- I meccanismi di danno

8 -Interventi di rinforzo con FRCM ed FRP

9- Conclusioni



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

1- Introduzione

L'arco è un elemento strutturale antichissimo inventato dagli etruschi ed utilizzato moltissimo dai romani poiché consentiva di coprire grandi luci sfruttando la resistenza a compressione della muratura; è alternativo al trilito struttura che troviamo negli antichi templi greci, si può dire che fino all'avvento del cemento armato e dell'acciaio quindi XIX secolo (1800) l'arco insieme alle volte ha trovato un larghissimo impiego nella realizzazione di chiese ovvero struttura adatta a coprire grandi luci. L'unico materiale conosciuto a quei tempi in grado di fornire una resistenza a trazione era in legno con il quale si realizzavano i solai degli edifici in muratura. Il trilito si compone di piedritti verticali in pietra e architrave orizzontale dove



l'elemento lapideo ha una sua resistenza a trazione ed è in grado di sopportare anche elevate sollecitazioni flessionali. La muratura ha un suo punto debole nella malta non presenta continuità per cui può essere sollecitata esclusivamente a compressione sfruttando la curvatura dell'arco. Inoltre l'arco rispetto al trilito presenta dei grandi vantaggi dovuti alla posa in opera poiché gli elementi lapidei hanno un peso ridotto e possono tramite centine essere assemblati molto facilmente

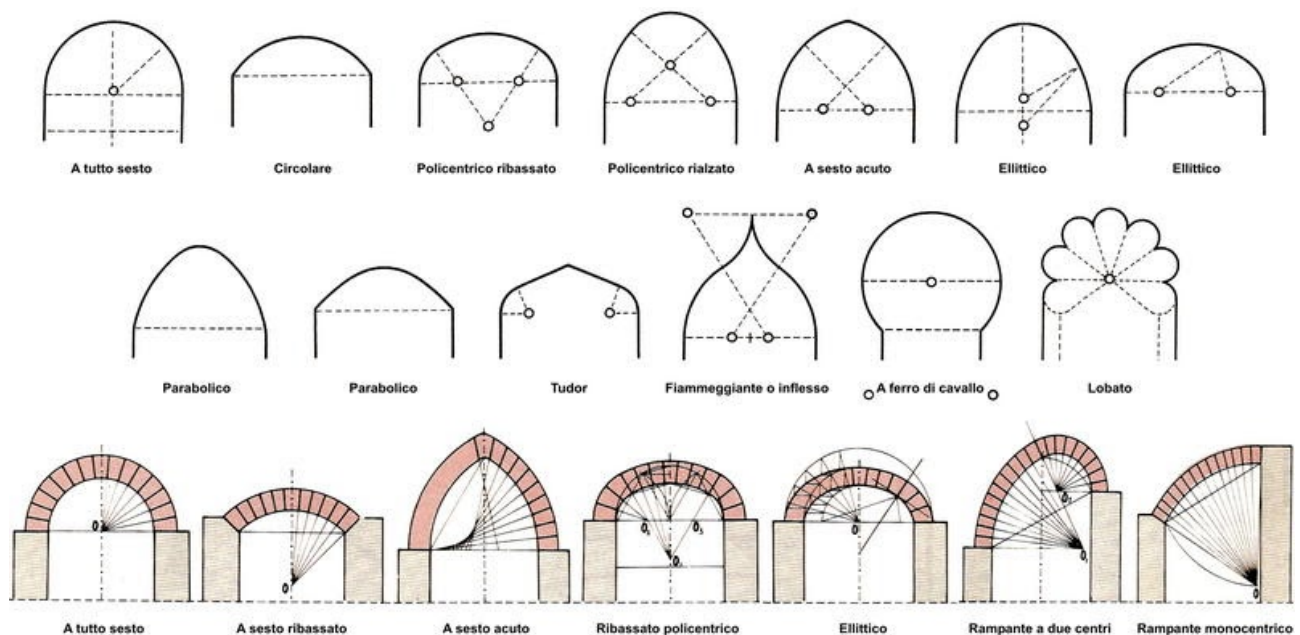


L'arco nel corso degli anni ha trovato un larghissimo impiego la maggior parte delle strutture in muratura realizzate prima del 1800 sfruttavano il principio di funzionamento dell'arco ed ha sostituito sin dall'epoca dei romani il trilito per la cui costruzione si richiedeva una enorme forza lavoro.

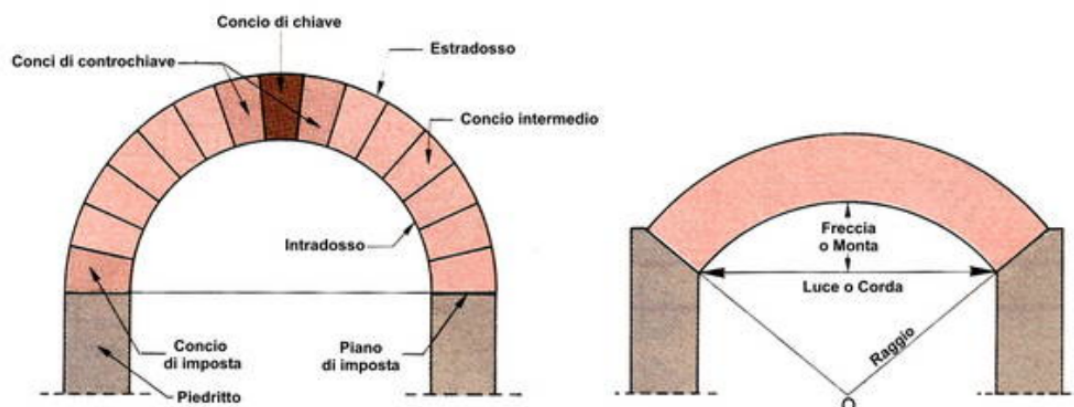
2- Tipologie di archi

Esistono differenti tipologie di arco

- arco a tutto sesto
- a sesto rialzato
- a sesto ribassato
- a sesto acuto equilatero
- a sesto acuto rialzato
- a sesto acuto compresso
- policentrico con tre centri
- arco inflesso a quattro archi di cerchio



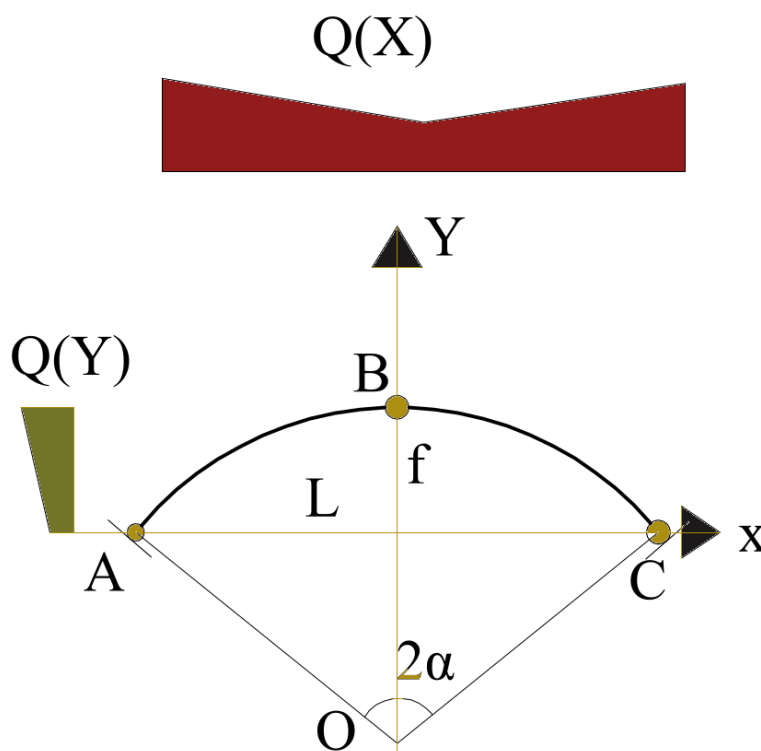
la sagoma dell'arco può essere circolare, parabolica o ellittica ECT la curva va quindi studiata con le formule della geometria analitica della trigonometria del calcolo integrale. I conci di pietra collegati con malta esercitano sulle imposte verticali delle spinte orizzontali che possono adeguatamente essere contrastate da catene metalliche ovvero un tondino di ferro che collega i piedritti: nell'arco si distinguono i seguenti elementi architettonici:



- conci di pietra
- chiave dell'arco
- piedritti – spalle
- freccia
- luce dell'arco
- imposte
- catena
- intradosso
- estradosso
- fronte dell'arco

3- Il calcolo dell'arco a tre cerniere

Consideriamo un arco a tre cerniere definito da una curva circolare di raggio R angolo al centro 2α che poggia su imposte laterali realizzato assemblando dei conci di pietra, quello che ci proponiamo è la determinazione delle sollecitazioni di sforzo normale, momento flettente e taglio nella struttura considerando uno schema statico di arco a tre cerniere. L'arco è sollecitato da un carico verticale $Q(x)$ definibile mediante una funzione, e da un carico orizzontale $Q(y)$



Le reazioni vincolari R_{ax} , R_{ay} , R_{cx} , R_{cy} , R_{bxs} , R_{bys} , R_{bxd} , R_{byd}
 l'arco viene suddiviso in due tratti AB e BC ed il nodo B le equazioni di equilibrio alla traslazione orizzontale e verticale per ciascun tratto
 IL carico Q è un carico verticale Q_y ed un carico orizzontale dovuto ad azioni sismiche orizzontali Q_x

Tratto AB

$$R_{Ay} + R_{Byy} - \int Q_y(x) dx = 0$$

$$R_{Ax} + R_{Bxx} - \int Q_x(y) dy = 0$$

equilibrio intorno a B

$$R_{Ax} * f - R_{Ay} * L/2 + \int Q_y * x dx + \int Q_x * y dy = 0$$

Equilibrio del nodo

$$R_{Bxx} = R_{Bxd} ; R_{Byy} = R_{Byd}$$

Tratto BC

$$R_{Cy} + R_{Byd} - \int Q_y(x) dx = 0$$

$$R_{Cx} + R_{Bxd} - \int Q_x(y) dy = 0$$

equilibrio intorno a B

$$-R_{Cx} * f + R_{Cy} * L/2 - \int Q_y * x dx - \int Q_x * y dy = 0$$

Equazioni globali di equilibrio

$$R_{Ay} + R_{Cy} = \int Q_y(x) dx$$

$$R_{Ax} + R_{Cx} = 2 * \int Q_x(y) dy$$

il carico orizzontale viene considerato uguale sui due tratti

le incognite sono le sei reazioni vincolari abbiamo un sistema di sei equazioni in sei incognite

$$R_{Ay} + R_{Byy} = \int Q_y(x) dx$$

$$R_{Ax} + R_{Bxx} = \int Q_x(y) dy$$

$$-R_{Ay} * L/2 + R_{Ax} * f = \int Q_y * x dx + \int Q_x * y dy$$

$$R_{Cy} + R_{Byy} = \int Q_y(x) dx$$

$$R_{Cx} + R_{Bxx} = \int Q_x(y) dy$$

$$-R_{Cx} * f + R_{Cy} * L/2 = \int Q_y * x dx + \int Q_x * y dy$$

le incognite sono R_{Ax} , R_{Ay} , R_{Cx} , R_{Cy} , R_{Bxx} , R_{Byy}

per verificare i risultati si utilizzano le equazioni di equilibrio globale

$$R_{Ay} + R_{Cy} = \int Q_y(x) dx$$

$$R_{Ax} + R_{Cx} = 2 * \int Q_x(y) dy$$

Se l'arco è sollecitato da un solo carico verticale q costante le reazioni sono immediate

$$R_{Ay} = R_{Cy} = q \cdot L/2 \quad R_{Ax} = R_{Cx} = H = q \cdot L^2 / (8f)$$

Le coordinate di ciascun punto dell'arco

$$X = R \cdot \sin \beta; \quad Y = f - R \cdot (1 - \cos \beta) \quad \beta \text{ è compreso nell'intervallo } (-\alpha, +\alpha)$$

La sollecitazione flettente tratto AB positivo se antiorario

$$M(X, Y) = R_{Ay} \cdot x - R_{Ax} \cdot y + \int Q_y \cdot x dx - \int Q_x \cdot y dy$$

La sollecitazione tagliante

$$V(X, Y) = R_{Ay} \cdot \cos \beta + R_{Ax} \cdot \sin \beta - \int Q_y \cdot \cos \beta \cdot dx + \int Q_x \cdot \sin \beta \cdot dy$$

La sollecitazione di sforzo normale

$$P(X, Y) = R_{Ay} \cdot \sin \beta + R_{Ax} \cdot \cos \beta - \int Q_y \cdot \sin \beta \cdot dx + \int Q_x \cdot \cos \beta \cdot dy$$



I punti di massimo del momento sono individuati dalle coordinate

$$X = R \cdot \sin \beta; \quad Y = f - R \cdot (1 - \cos \beta) \quad \text{definite dall'angolo } \beta \text{ ricavato dalla equazione}$$

$$dM(\beta)/d\beta = 0$$

$$dx = ds \cos \beta; \quad dy = ds \sin \beta \quad ds = R \cdot d\beta$$

4- Il PLV nel calcolo degli archi

Un arco in muratura può essere considerato incastrato alle imposte ed in chiave fino a quando sono garantite la resistenza a taglio e a pressoflessione

$$R_{ax} < f * R_{ay} \quad R_{cx} < f * R_{cy} \quad f \text{ coefficiente di attrito tra i conci di pietra}$$

$$M_a < \alpha * f_{cmd} * 3u/2 * 2/3 * 3u = 3 * \alpha * f_{cmd} * u^2 \quad u = B/2 - e \quad e = M_a / P$$

f_{cmd} resistenza a compressione della muratura , $\alpha = 0,85$

Il calcolo di un arco incastrato viene eseguito con il principio dei lavori virtuali assumendo come incognite iperstatiche i momenti flettenti alle imposte ed in chiave $X_1 ; X_2 ; X_3 ;$

le tre equazioni di congruenza

$$\int M' * M / EI * ds + \int V' * \chi V / GA * ds + \int P' * P / EA * ds = 0$$

$$\int M'' * M / EI * ds + \int V'' * \chi V / GA * ds + \int P'' * P / EA * ds = 0$$

$$\int M''' * M / EI * ds + \int V''' * \chi V / GA * ds + \int P''' * P / EA * ds = 0$$

$$M = M_0 + X_1 * M' + X_2 * M'' + X_3 * M'''$$

$$V = V_0 + X_1 * V' + X_2 * V'' + X_3 * V'''$$

$$P = P_0 + X_1 * P' + X_2 * P'' + X_3 * P'''$$

la generica sollecitazione $S(V, P, M)$

$$S' \text{ per } X' = 1 \quad S'' \text{ per } X'' = 1 \quad S''' \text{ per } X''' = 1 \quad \text{So per i carichi esterni}$$

Nel principio dei lavori virtuali si considera un sistema di forze ed un sistema di spostamenti , il sistema di spostamenti e quello isostatico equivalente il sistema di forze e quello che deriva dall'applicazione delle coppie unitarie

M' sollecitazione flettente nell'arco per la coppia unitaria $X' = 1$ applicata in A

M'' sollecitazione flettente nell'arco per la coppia unitaria $X'' = 1$ applicata in C

M''' sollecitazione flettente per la doppia coppia unitaria $X''' = 1$ applicata in C

la risoluzione degli integrali e quindi delle equazioni può essere eseguito discretiz-

zando l'arco dove ogni elemento discreto è un concio di pietra, mediante un foglio elettronico considerando la sollecitazione e la deformazione costante nel singolo tratto oppure utilizzando curvilinei. La discretizzazione si presta a qualsiasi forma di arco poiché approssima ogni tipo di curva. Calcolate le incognite iperstatiche si risolve lo schema isostatico equivalente utilizzando il sistema

$$R_{Ay} + R_{bys} = \int Q_y(x) dx$$

$$R_{Ax} + R_{bxs} = \int Q_x(y) dy$$

$$-R_{Ay} * L/2 + R_{Ax} * f = \int Q_y * x dx + \int Q_x * y dy$$

$$R_{Cy} + R_{bys} = \int Q_y(x) dx$$

$$R_{Cx} + R_{bxs} = \int Q_x(y) dy$$

$$-R_{Cx} * f + R_{Cy} * L/2 = \int Q_y * x dx + \int Q_x * y dy$$

le incognite sono R_{Ax} , R_{Ay} , R_{Cx} , R_{Cy} , R_{bxs} , R_{bys}

Le sollecitazioni nell'arco
tratto AB

La sollecitazione flettente tratto AB positivo se antiorario partendo da A
 $M(X,Y) = X_I + R_{Ay} * x - R_{Ax} * y + \int Q_y * x dx - \int Q_x * y dy$

La sollecitazione tagliante

$$V(X,Y) = R_{Ay} * \cos\beta + R_{Ax} * \sin\beta - \int Q_y * \cos\beta * dx + \int Q_x * \sin\beta * dy$$

La sollecitazione di sforzo normale

$$P(X,Y) = R_{Ay} * \sin\beta + R_{Ax} * \cos\beta - \int Q_y * \sin\beta * dx + \int Q_x * \cos\beta * dy$$

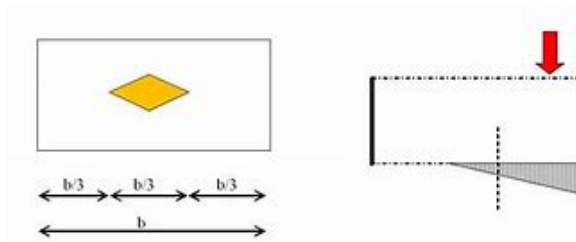
$$dx = ds \cos\beta ; dy = ds \sin\beta \quad ds = R * d\beta$$

Ricordiamo che nelle reazioni vincolari dobbiamo tener conto anche delle incognite iperstatiche la generica reazione vincolare è data da :

$$R = R_0 + X_1 * R' + X_2 * R'' + X_3 * R'''$$

5- La curva funicolare dei carichi : il metodo di Mery

L'arco è pressoinflesso la sezione trasversale è sollecitata da uno sforzo normale N un momento flettente M ed un taglio T , per cui nella ipotesi di comportamento elastico la sezione reagente per $e = M/N \leq b/6$ con risultante interna al nocciolo centrale di inerzia è la sezione intera $A = b*t$, per $e > b/6$ la sezione reagente è pari a $3u$ con $u = b/2 - e$; se il comportamento è plastico il diagramma delle tensioni è rettangolare con sezione reagente pari a $2u$



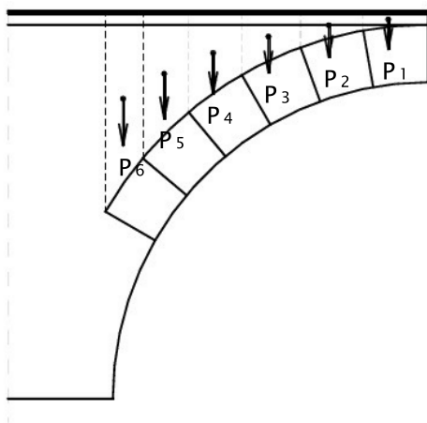
Le tensioni per sezione interamente reagente $\sigma = N/(b*t) \pm M/W$

per sezione parzializzata nella ipotesi di elasticità lineare $\sigma = 2*N/(3u*t)$

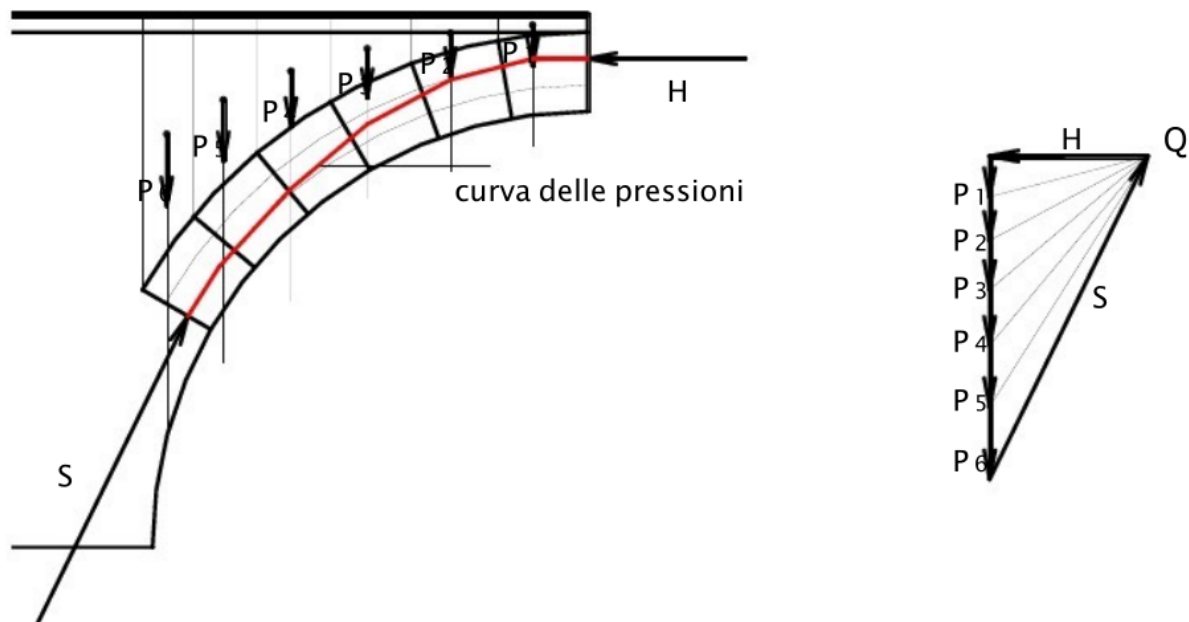
per comportamento plastico $M_u = N*t/2*[1 - N/(\alpha_{md}*A)]$

La tensione tangenziale a taglio $\tau = V/(1,5*b*t)$

E' evidente che un arco è completamente verificato quando in ogni suo punto lo sforzo normale è contenuto nel terzo medio, ovvero la curva delle pressioni in ogni sezione dell'arco deve essere contenuta nel nocciolo centrale di inerzia. La curva delle pressioni può essere determinata attraverso un metodo grafico "il metodo di Mery" che consiste innanzitutto nella determinazione dei carichi su ogni concio



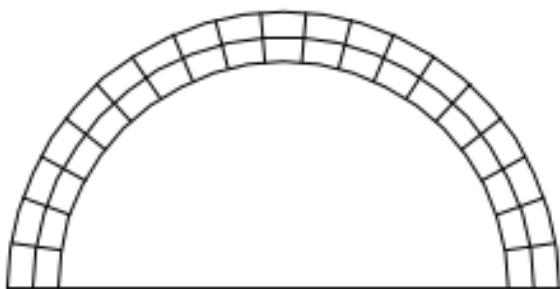
Ogni carico P_i è applicato nel baricentro di ciascuno concio ; se è nota la spinta in chiave che possiamo determinare tramite la formula $H = Q \cdot L^2 / (8f)$, la curva delle pressioni si ottiene dal poligono funicolare dei pesi



Affinché l'arco sia verificato la curva delle pressioni in rosso deve trovarsi all'interno del nocciolo centrale di inerzia per ogni sezione.

6- L'arco sollecitato da azioni sismiche : modellazione FEM

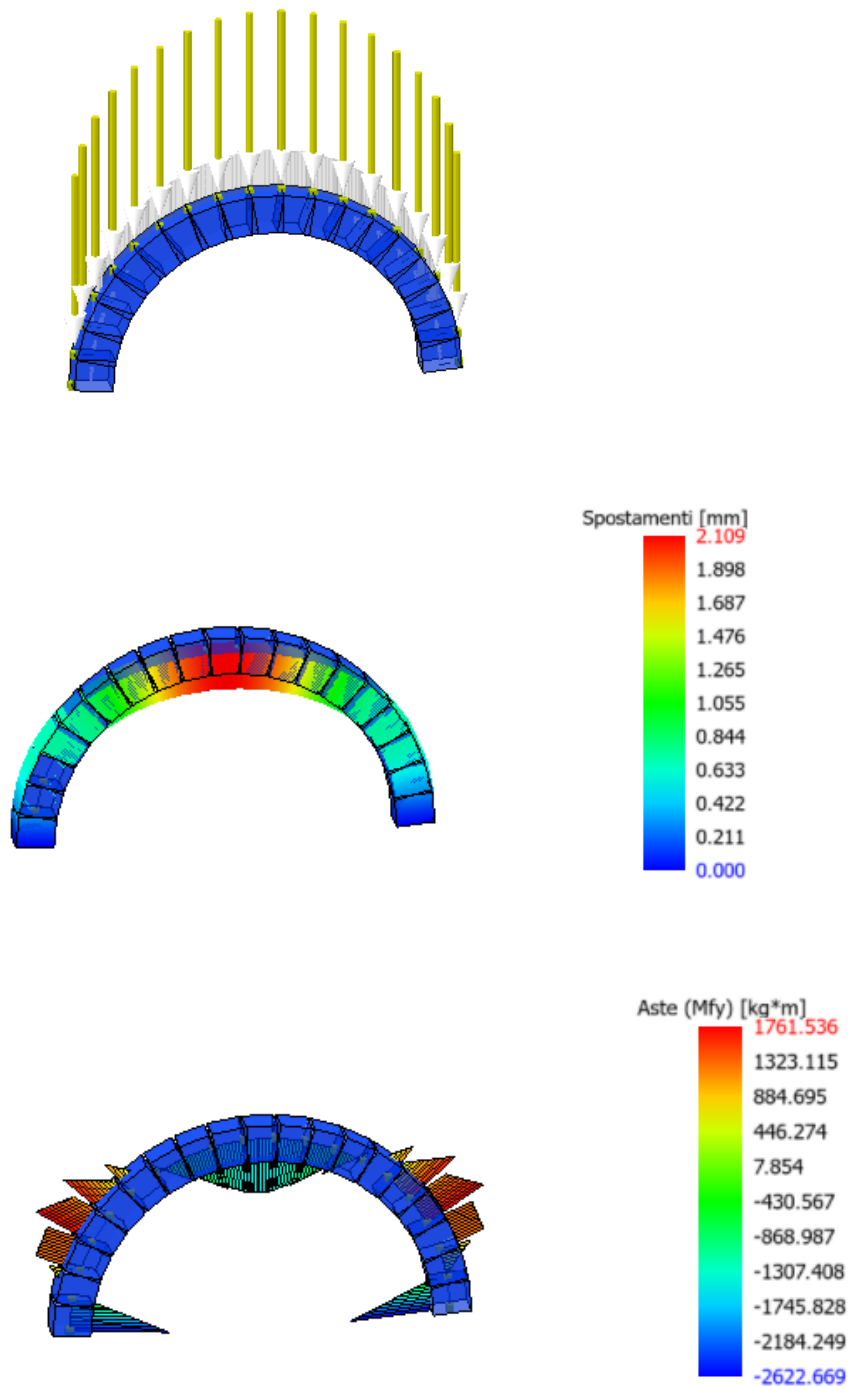
Consideriamo un arco di luce 5 m a circolare , spessore $t = 50$ cm e larghezza concio 40 cm



Modelliamo inizialmente l'arco come un insieme di aste ognuna delle quali individua un concio di pietra ; I parametri caratteristici della muratura costituente l'arco sono

$E = 30000 \text{ daN/cm}^2$; $G = 10000 \text{ daN/cm}^2$; $f_k = 70 \text{ daN/cm}^2$; $f_{vk0} = 0,5 \text{ daN/cm}^2$
 $\tau = 1 \text{ daN/cm}^2$ per muratura a blocchi lapidei quadrati

Carichiamo ogni nodo con una forza verticale di 2000 daN la deformata e le sollecitazioni

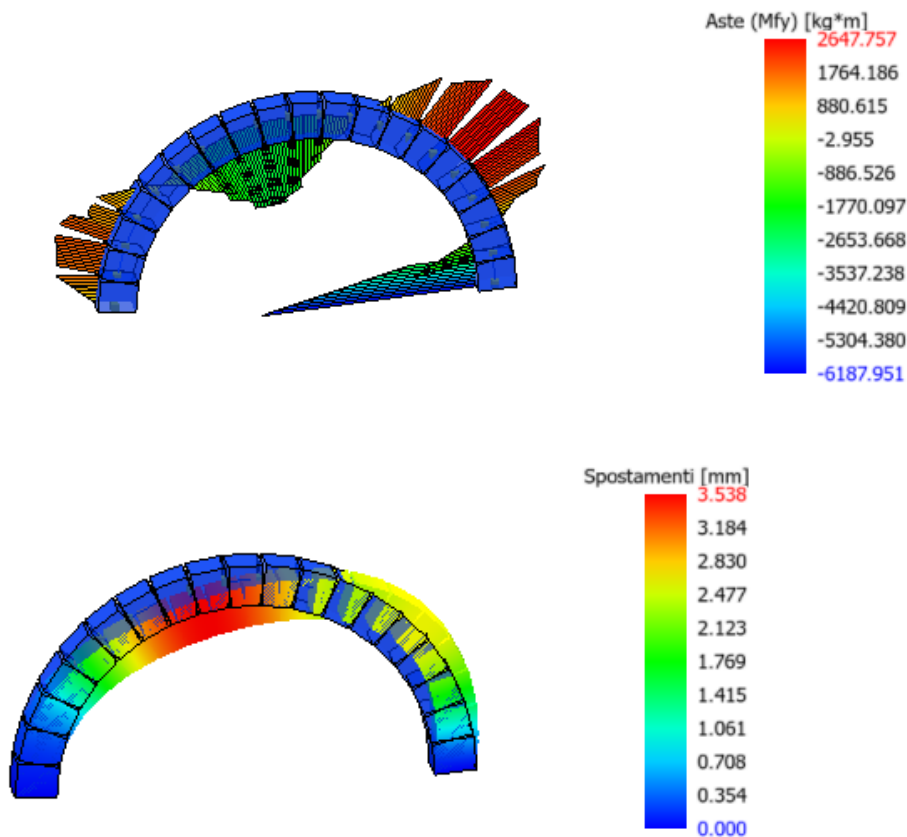


L'arco è stato considerato incastrato si possono individuare le sezioni dove si formano le cerniere plastiche che danno luogo ai meccanismi di danno con 5 cerniere plastiche :

- imposte
- chiave l'arco diventa a tre cerniere
- zone intermedie di max momento

Eseguiamo per l'arco un analisi dinamica per accelerazioni orizzontali

Azione sismiche orizzontali



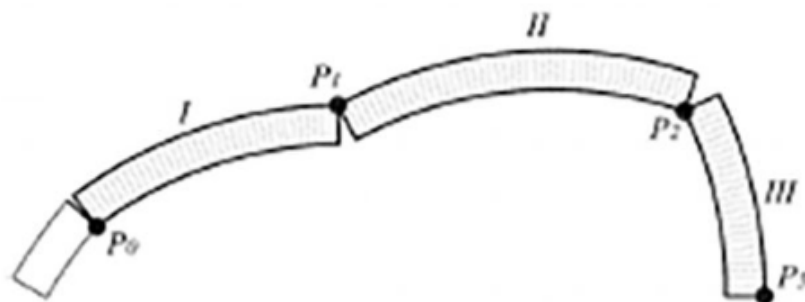
Il meccanismo di danno corrisponde alla formazione di 4 cerniere plastiche nelle sezioni di momento massimo.

Azione sismiche verticali

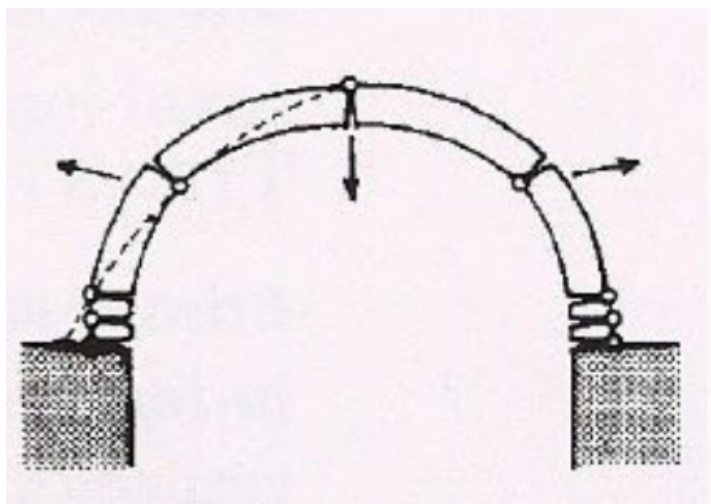
Per azioni sismiche verticali si ha un incremento del carico verticale per cui la deformata è analoga a quella vista in precedenza.

7- I meccanismi di danno

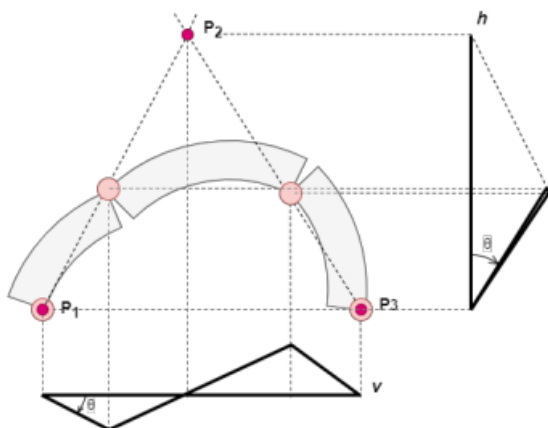
Il cinematisma tipico di un arco sollecitato da azioni sismiche orizzontali è riportato in figura



per soli carichi verticali con 5 cerniere plastiche



Immaginiamo che il meccanismo di collasso sia caratterizzato dalla formazione di 4 cerniere plastiche la cui posizione è individuata dalle sezioni di momento massimo per cui ci riproponiamo di individuare il valore del moltiplicatore minimo dei carichi al quale corrisponde il collasso dell'arco.



Definita una catena cinematica mediante il grado di libertà θ possiamo calcolare il lavoro compiuto dalle forze esterne ed il lavoro compiuto dalle forze interne

$$\sum P_i \cdot \theta \cdot X_i + \sum M_i \cdot \Delta\theta + \alpha_o \cdot \sum F_i \cdot \theta \cdot Y_i = 0$$

Il moltiplicatore di collasso riguarda esclusivamente le forze orizzontali che corrispondono alle azioni sismiche. Ottenuto il moltiplicatore di collasso staticamente ammissibile, la Circolare descrive la procedura per ricondurre quest'ultimo alla capacità in termini di accelerazione orizzontale, da confrontare con l'accelerazione sismica di progetto

$$\alpha_{Z,SLV} = q \cdot \alpha_{Z,SLD}$$

Dove q è il fattore di comportamento che, in assenza di valutazioni più accurate, può essere assunto pari a 2, $\alpha_{Z,SLD}$ è invece:

$$\alpha_{Z,SLD} = \alpha_o \cdot g / (E \cdot FC)$$

In cui E è la frazione di massa partecipante, valutata sulla base degli spostamenti virtuali relativi al cinematismo.

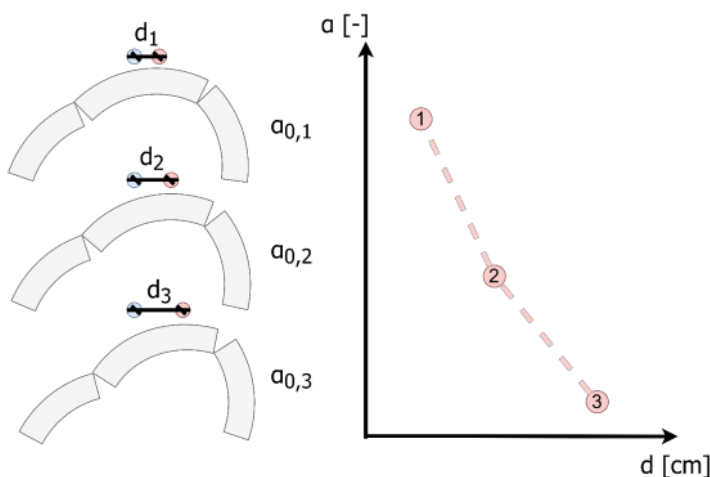
Volendo eseguire un **analisi cinematica non lineare** dobbiamo aggiungere i termini del secondo ordine

$$\alpha_o \cdot \sum P_i \cdot \sin\theta \cdot X_i + \sum M_i \cdot \Delta\theta + \alpha_o \cdot \sum F_i \cdot \sin\theta \cdot Y_i +$$

$$\alpha_o \cdot \sum P_i \cdot (1 - \cos\theta) \cdot Y_i + \alpha_o \cdot \sum F_i \cdot (1 - \cos\theta) \cdot X_i = 0$$

ed utilizzare gli sviluppi in serie $\sin\theta = \theta$; $\cos\theta = 1 - \theta^2/2$

da cui il moltiplicatore è una funzione decrescente di θ ovvero diminuisce all'aumentare della rotazione θ . Scegliendo un punto di controllo sull'arco si può costruire una curva di capacità



Lo spostamento ultimo d_o corrisponde ad un moltiplicatore ultimo negativo o minimo ammissibile ; gli spostamenti corrispondenti

$$d_{SLC}^* = 0,6 * d_o ; \quad d_{SLV}^* = 0,4 * d_o ;$$

ai quali corrispondono i due moltiplicatori di collasso α_{oSLV} ; ed α_{oSLC} ;

i periodi equivalenti per i due stati limite

$$\text{Salvaguardia della vita } SLV \quad T_{SLV} = 1,68 * \pi * [d_{SLV}^* / \alpha_{oSLV}]^{1/2}$$

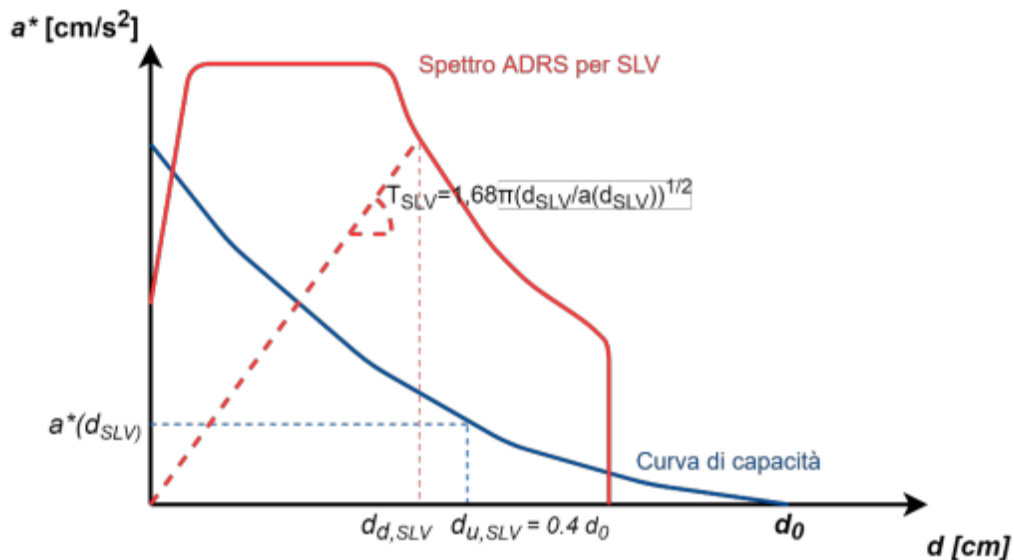
$$\text{Collasso } SLC \quad T_{SLC} = 1,58 * \pi * [d_{SLC}^* / \alpha_{oSLC}]^{1/2}$$

La domanda di spostamento

$$d_{SLV} = S_{EZ}(\zeta, z, T_{SLV}) * T_{SLV}^2 / (4 * \pi^2)$$

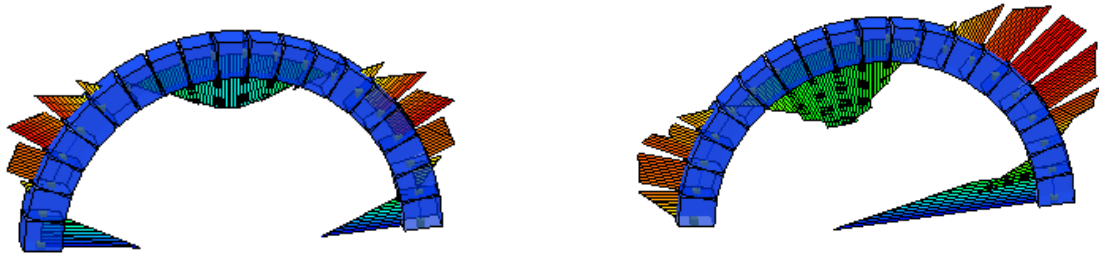
$$d_{SLC} = S_{EZ}(\zeta, z, T_{SLC}) * T_{SLC}^2 / (4 * \pi^2)$$

$S_{EZ}(\zeta, z, T_{SLV})$ accelerazione alla quota z

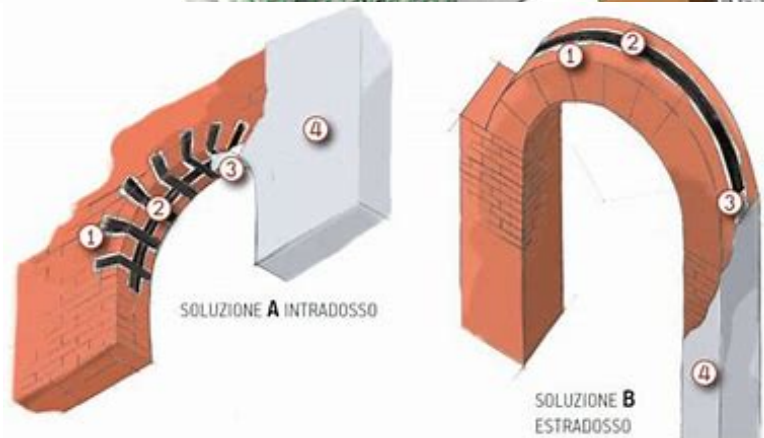
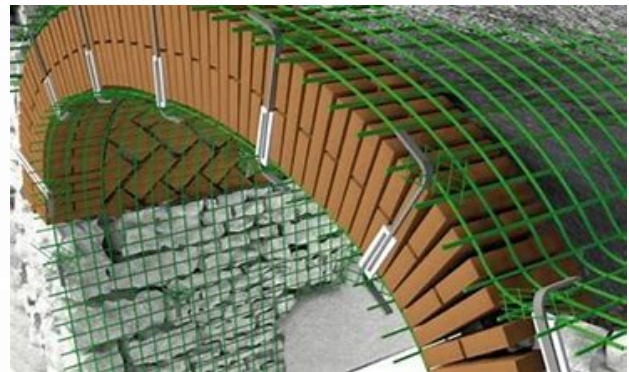


8 -Interventi di rinforzo con FRCM ed FRP

Se dobbiamo eseguire un intervento di consolidamento di un arco si deve avere come primo obiettivo la eliminazione della spinta orizzontale sulle imposte tramite l'inserimento di una catena metallica , e successivamente si procede al rinforzo a pressoflessione tramite FRCM o FRP. Dal diagramma dei momenti per un arco sollecitato esclusivamente da carichi verticali ed orizzontali



si vede che le fibre tese si trovano sia all'intradosso che all'estradosso dell'arco per cui si interviene attraverso un rinforzo continuo sulle due parti.



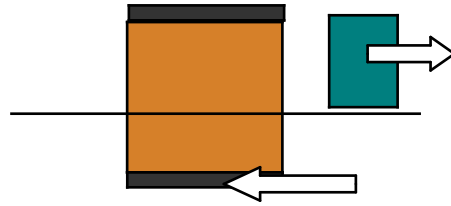
Le linee guida sui beni culturali alla voce rinforzo di archi in muratura riportano testualmente :

“6.3.3 Interventi volti a ridurre le spinte di archi e volte ed al loro consolidamento

Gli interventi sulle strutture ad arco o a volta possono essere realizzati con il ricorso alla tradizionale tecnica delle catene, che compensino le spinte indotte sulle murature di appoggio e ne impediscano l'allontanamento reciproco. Le catene andranno poste di norma alle reni di archi e volte. Qualora non sia possibile questa disposizione, si potranno collocare le catene a livelli diversi (ad esempio estradosali) purché ne sia dimostrata l'efficacia nel contenimento della spinta e siano verificate le sollecitazioni taglianti e flessionali che si producono nella parete. Le catene devono essere poste in opera con un'adeguata presollecitazione, in modo da assorbire parte dell'azione spingente valutata tramite il calcolo (valori eccessivi del tiro potrebbero indurre danneggiamenti localizzati). Per assorbire le spinte di volte ed archi deve essere anche considerata la possibilità di realizzare contrafforti o ringrossi murari. Questi presentano, peraltro, un certo impatto visivo sulla costruzione e la loro efficacia è subordinata alla creazione di un buon ammorsamento con la parete esistente, da eseguirsi tramite connessioni discrete con elementi lapidei o in laterizio, ed alla possibilità di realizzare una fondazione adeguata. La realizzazione all'estradosso di controvolte in calcestruzzo, armate o no, è da evitarsi, per la riduzione dello stato di compressione nella volta in muratura e l'aumento delle masse sismiche, oltre che per l'impoverimento che induce, in termini di valori culturali e testimoniali, nel manufatto storico. E' possibile il ricorso, sull'estradosso, a tecniche di placcaggio con fasce di materiale composito, perché più leggere e comunque amovibili. Tuttavia vanno considerate le seguenti problematiche: diversa traspirabilità tra le zone placcate e non (specie in presenza di affreschi all'intradosso); durabilità (l'esperienza di comportamento nel tempo, sia delle fibre sia delle resine di incollaggio, è ancora limitata); non completa reversibilità (la parte superficiale della muratura resta comunque impregnata dalla resina). La posizione delle fasce in fibra, specie in presenza di volte complesse, deve essere definita a seguito di una accurata valutazione strutturale, che ne dimostri l'efficacia. Il placcaggio all'intradosso con materiali compositi è efficace se associato alla realizzazione di un sottarco, in muratura o altro materiale (ad esempio legno lamellare), in grado di evitare le spinte a vuoto; queste possono essere equilibrate anche attraverso ancoraggi puntuali, diffusi lungo l'intradosso (questa soluzione è tuttavia maggiormente invasiva). Per eliminare le spinte è anche possibile intervenire riducendo i carichi all'estradosso (riempimenti alleggeriti, frenelli, ecc), ponendo attenzione al fatto che ciò altera l'originale curva delle pressioni ed un minor carico permanente rende la volta maggiormente sensibile ai carichi accidentali. Ovviamente, in presenza di lesioni deve essere prevista una riparazione, mirata a ricostituire il contatto tra i conci, tramite semplice iniezione di malta; in casi particolari potranno essere utilizzati cunei (biette) o si dovrà procedere a sostruzione muraria nelle zone soggette a schiacciamento. Particolari attenzioni dovranno essere poste nei casi in cui siano evidenti significative perdite di forma dell'arco o della volta; il loro recupero è spesso problematico, per cui si potrà ricorrere a sottarchi o altre strutture integrative.”

Le verifiche per il calcolo dei rinforzi in FRP sono :

- pressoflessione
- taglio
- delaminazione



b base ; t spessore o altezza sezione ; si trascura la resistenza a compressione di FRP
Si ipotizza che la rottura avvenga nella muratura compressa per raggiungimento della max deformazione $\epsilon_{mu} = 0,0035$, per cui la deformazione nel fibrorinforzato FRP

$$\epsilon_{mu} / 0,0035 = \epsilon_{FRP} / (t-x) ; \quad \epsilon_{FRP} = (t-x) * \epsilon_{mu} / 0,0035$$

La risultante degli sforzi di compressione e di trazione

$$C = 0,8 * b * x * 0,85 * f_{md} ; \quad T = A_{FRP} * E_{frp} * (t-x) * \epsilon_{mu} / 0,0035$$

b larghezza pannello , t spessore

dalla equazione di equilibrio alla traslazione ricaviamo la X

$$P = C - T = 0,8 * b * x * 0,85 * f_{md} - A_{FRP} * E_{frp} * (t-x) * \epsilon_{mu} / 0,0035$$

Il momento resistente della sezione rinforzata calcolato rispetto al baricentro

$$M_{RD} = 0,8 * x * b * 0,85 * f_{md} / 2 * (t/2 - 0,4 * x) + A_{FRP} * E_{frp} * (t-x) * \epsilon_{mu} / 0,0035 * t/2$$

-Delaminazione

Il valore ultimo della resistenza del rinforzo prima che subentri la delaminazione a parità di tutte le altre condizioni dipende dalla lunghezza di ancoraggio ovvero la lunghezza L_B della zona incollata; questo valore cresce fino ad attingere un valore max L_E superato il quale non si hanno incrementi della forza trasmessa .

La lunghezza ottimale di ancoraggio può essere determinata attraverso la formula proposta dalla normativa

$$L_E = [E_F * t_F / (2 * f_{mtm})]^{1/2}$$

E_F modulo elastico fibrorinforzato

t_F spessore della lamina

$f_{mtm} = 0,10 * f_K$ resistenza media a trazione della muratura

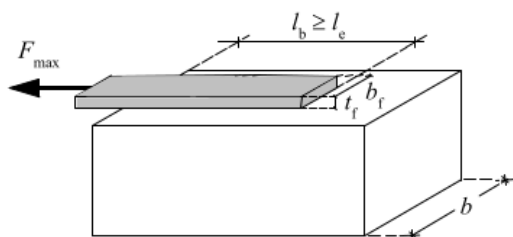


Figura 4-3 – Forza massima trasmissibile da un rinforzo di FRP.

Con riferimento ad una delaminazione che coinvolga i primi strati di muratura per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale la max tensione alla quale può lavorare il rinforzo nella sezione terminale di ancoraggio

$$f_{dd} = 1/(\gamma_{fd} * \sqrt{\gamma_M}) * [2 * E_F * \Gamma_{FK} / t_f]^{1/2}$$

γ_{fd} *coefficiente parziale rinforzo*

γ_M *coefficiente parziale muratura*

Γ_{FK} *energia specifica di frattura del legame di aderenza rinforzo muratura*

$$\Gamma_{FK} = c_I * \sqrt{(f_{mK} * f_{mtm})}$$

Quando la lunghezza di ancoraggio è minore di quella ottimale la max tensione che può sopportare il rinforzo va ridotta

$$f_{ddrid} = f_{dd} * L_B / L_E * (2 - L_B / L_E)$$

L_B *lunghezza zona incollata; $L_B < L_E$*

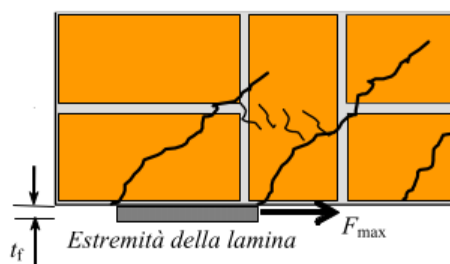
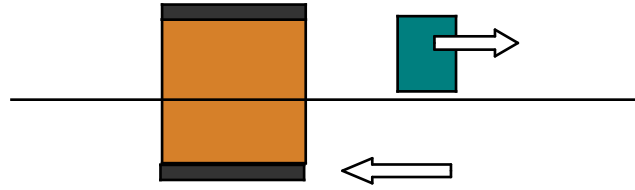


Figura 5-1 – Schema di rottura per estrazione del mattone di ancoraggio.

Le verifiche per il calcolo dei rinforzi in FRCM

$$P = C - T \quad ;$$



t spessore arco, b base ,

$C = 0,85 * f_{md} * b * 0,8 * X$, si è considerato un diagramma degli sforzi di compressione costante nella muratura con profondità $0,8 * X$

la deformazione nel rinforzo $\epsilon_R = 0,0035 * (t - x) / x$

$$T = t_{VF} * L_F * n_F * \alpha_t * E_F * \epsilon_R / \gamma_{RD} \quad ; \quad t_{VF} * L_F * n_F = \text{area equivalente rinforzo}$$

Il momento ultimo della sezione rinforzata calcolato rispetto al baricentro geometrico dell'elemento piano

$$M_{rd} = f_{md} * b * 0,85 * x * (t/2 - 0,4 * x) + t_{VF} * L_F * n_F * \alpha_t * E_F * \epsilon_R / \gamma_{RD} * t/2 =$$

$$\leq M_{sd} = M_X$$

La verifica a taglio

$$V_{RD} = V_{rdm} + V_{tf}$$

$$V_{rdm} = b * t * 1,5 * \tau_{Od} / b * [1 + P / (A * 1,5 * \tau_{Od})]^{1/2} \quad ; \text{ muratura non rinforzata}$$

$$V_{tf} = 1 / \gamma_{RD} * t_{VF} * L_F * n_F * \alpha_t * E_F * \epsilon_{fd} \quad ;$$

γ_{RD} fattore parziale di modello a cui si attribuisce il valore 2

t_{VF} è lo spessore equivalente di uno strato di rete con fibre disposte in direzione parallela alla forza di taglio;

L_F è la dimensione di calcolo del rinforzo misurata ortogonalmente alla forza di taglio, ed in ogni caso non può essere assunta superiore alla dimensione della parete H

n_F è il numero totale degli strati di rinforzo disposti sulle facce della parete;

α_t tiene conto della ridotta resistenza estensionale delle fibre quando sollecitate a taglio. In mancanza di comprovati risultati sperimentali, ad esso può essere assegnato il valore 0.80.

9- Conclusioni

Gli archi li troviamo in quasi tutti gli edifici esistenti in muratura sono degli elementi strutturali di pregio architettonico ed il loro rinforzo o consolidamento si rende sempre necessario al fine di assicurare la loro stabilità anche in presenza di azioni sismiche. Alcune volte per questione estetiche non è possibile eseguire il rinforzo all'intradosso poiché devono essere ben in vista i mattoni in laterizio o i conci di pietra, però è buona norma eseguire il consolidamento sia all'estradosso che all'intradosso dell'arco. Calcolare un arco è molto semplice lo si può fare con le sole equazioni cardinali della statica o con il poligono funicolare ma una modellazione FEM dei conci come elementi plate shell con un opportuno grado di discretizzazione ci consente di vedere se l'arco è tutto compresso e se vi sono delle zone in trazione. Gli archi in pietra muratura hanno sempre destato notevole interesse non solo architettonico ma anche strutturale se si pensa ai ponti ferroviari in muratura dove la modellazione come elementi brick assume un ruolo fondamentale.

Bibliografia

Istruzioni CNR DT- 200/2004

Istruzioni CNR DT - 215/2018

Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni

L'arco in muratura: un mistero ancora da scoprire

Volte in muratura: calcolo e consolidamento

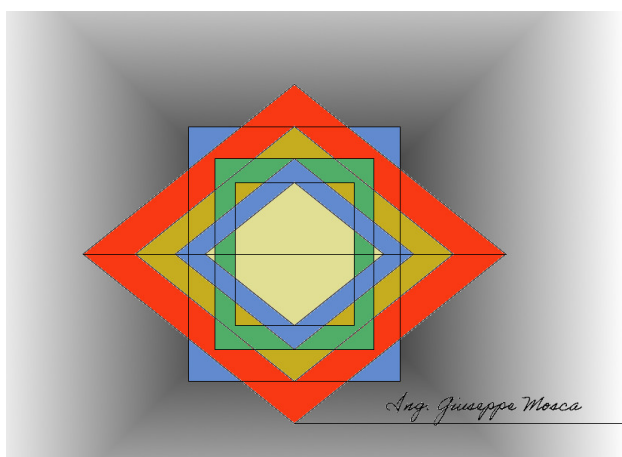
1) La volta a botte

2) Tecniche di consolidamento volte a botte

3) La volta a crociera

4) Tecniche di consolidamento volte a crociera

5) La cupola

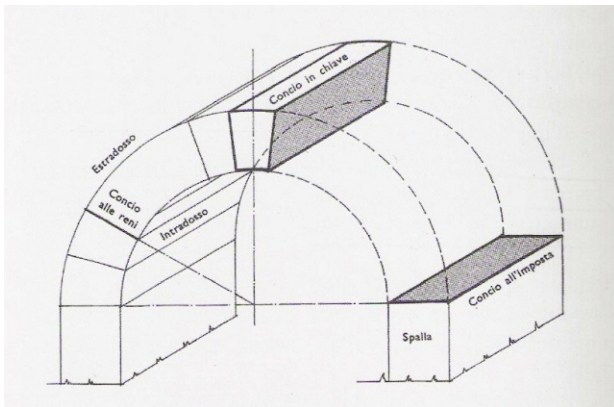


Ing. Giuseppe Mosca

A circular professional stamp of the engineer. The text "ING. GIUSEPPE MOSCA" is written around the perimeter. In the center, there is a smaller circle containing the text "ORDINE DEI GEOMETRI DELLA PROV. DI NAPOLI".

N.B. Mi scuso a priori delle eventuali imprecisioni o errori , anzi gradirei che mi vengano segnalate e che possano essere apportate delle correzioni.

1- La volta a botte in muratura



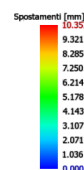
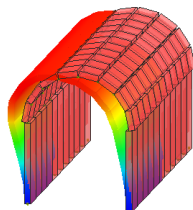
La volta a botte in muratura è un semicilindro cavo la cui direttrice è una semicirconferenza una semiellisse comunque una curva di $R2$; la struttura arcuata poggia su muri laterali ed il suo comportamento è ad arco bidimensionale. In realtà le volte a botte se ammortate efficacemente a timpani trasversali possono avere un comportamento a trave longitudinale con sezione trasversale arcuata di solito nelle strutture in muratura i timpani sono assenti e la volta in muratura ha un comportamento ad arco. Il calcolo di un arco per carico distribuito in modo uniforme è immediato :

$$H = \frac{Q \cdot L^2}{8 \cdot f} \quad R = \frac{Q \cdot L}{2}$$

azioni sulle imposte considerando una striscia larga 1,00 m .

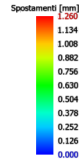
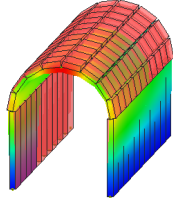
Di seguito riportiamo la modellazione di una volta in muratura eseguita con un software FEM caricata in modo uniforme con un carico di 650 daN/mq. Le imposte laterali e la volta hanno uno spessore di circa 30 cm e sono realizzate in mattoni pieni.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 24
Posizione masse N° 1



Spostamenti sisma direzione X

Tipo diagramma Deformata
Combinazione corrente Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione masse N° 1

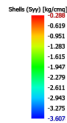


Spostamenti sisma in direzione y

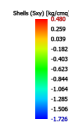
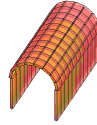
Si riportano nelle figure seguenti le sollecitazioni relative ad ogni elemento piano

Carichi verticali sisma X e sisma Y

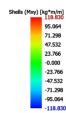
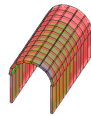
Tipo diagramma Sollecitazioni
Combinazione corrente Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste Momento f.Y - plastipali Momento f.Y
Sollecitazione Muri Sxy



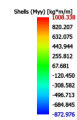
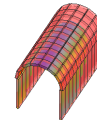
Tipo diagramma Sollecitazioni
Combinazione corrente Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste Momento f.Y - plastipali Momento f.Y
Sollecitazione Muri Sxy



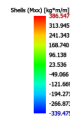
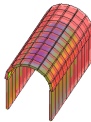
Tipo diagramma Sollecitazioni
Combinazione corrente Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste Momento f.Y - plastipali Momento f.Y
Sollecitazione Muri Sxy



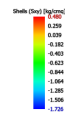
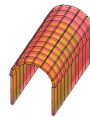
Tipo diagramma Sollecitazioni
Combinazione corrente Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste Momento f.Y - plastipali Momento f.Y
Sollecitazione Muri Sxy



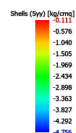
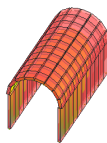
Tipo diagramma Sollecitazioni
Combinazione corrente Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste Momento f.Y - plastipali Momento f.Y
Sollecitazione Muri Mxx



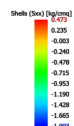
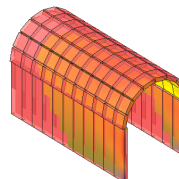
Tipo diagramma Sollecitazioni
Combinazione corrente Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste Momento f.Y - plastipali Momento f.Y
Sollecitazione Muri Sxy



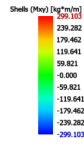
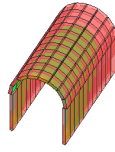
Tipo diagramma Sollecitazioni
Combinazione corrente Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste Momento f.Y - plastipali Momento f.Y
Sollecitazione Muri Sxy



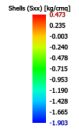
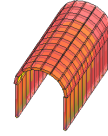
Tipo diagramma Sollecitazioni
Combinazione corrente Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste Momento f.Y - plastipali Momento f.Y
Sollecitazione Muri Sxy



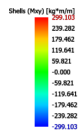
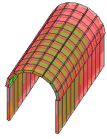
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Mxy



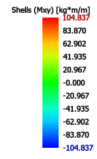
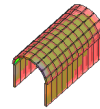
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Sxx



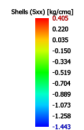
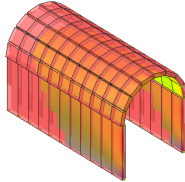
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Mxy



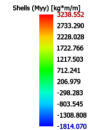
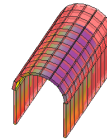
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 14
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Mxy



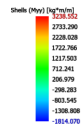
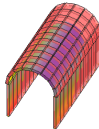
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 14
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Sxx



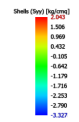
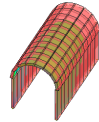
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Mxy



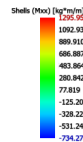
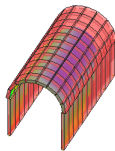
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Mxy



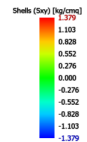
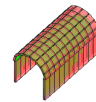
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Sxy



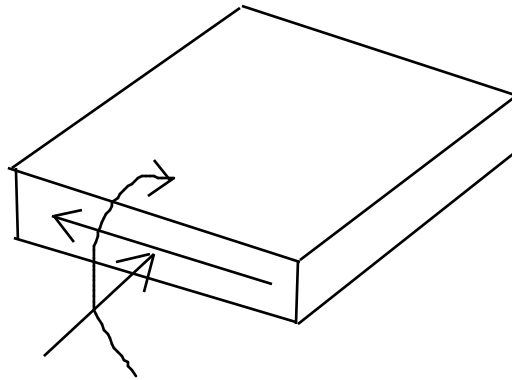
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Mxx



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 14
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastripali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Sxy



Per ogni elemento piano in muratura sono note le sollecitazioni membranal e flessionali di piastra quindi può essere eseguita una verifica puntuale tenendo presente la non resistenza a trazione del materiale. Per elemento piano si fa riferimento al singolo pannellino di muratura discretizzato ovvero quello che deriva dall'analisi FEM



La singola faccia dell'elemento piano è sollecitata da uno sforzo normale S_{xx} un momento flettente M_{xx} ed uno sforzo di membrana tangenziale S_{xy} . La verifica è puntuale e viene eseguita nel punto più sollecitato del pannello, utilizzando le formule della teoria elastica per materiale omogeneo ed isotropo con lo stesso comportamento a trazione e compressione

$$\sigma_x = S_{xx}/A + M_{xx}/W_x ; \tau_{xx} = 1,5 * S_{xy}/A$$

$$\sigma_y = S_{yy}/A + M_{yy}/W_y ; \tau_{yx} = 1,5 * S_{xy}/A$$

utilizzando un criterio di resistenza per uno stato tensionale piano si tratterebbe di determinare la tensione equivalente

$$\sigma_{eq} = [\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + 2 * \tau_{xy}]^{1/2}$$

affinchè siano soddisfatte le verifiche è opportuno che le tensioni siano tutte di compressione poichè la muratura è un materiale non reagente a trazione. Esaminando il concio quindi sempre in fase elastica si possono calcolare le relative sollecitazioni :

$$e_x = M_{xx}/S_{xx} ; e_y = M_{yy}/S_{yy}$$

$$u = B/2 - e ; \text{sezione reagente pari a } 3u$$

$$\sigma_x = 2/3 * S_{xx}/(t * u_x) ; \sigma_y = 2/3 * S_{yy}/(t * u_y) ;$$

la verifica è immediata ed è sempre puntuale con le tensioni di compressione ed il relativo criterio di resistenza possiamo determinare M_{rd} ed V_{rd} nelle due direzioni

$$Mrdx = S_{xx} * t / 2 * [1 - S_{xx} / (\alpha f_{cd} * A)]$$

$$Mrdy = S_{yy} * t / 2 * [1 - S_{yy} / (\alpha f_{cd} * A)]$$

la tensione fcd andrebbe dimezzata ma dalla risultante vettoriale degli sforzi la si può dividere per $\sqrt{2}$; per il taglio

$$V_{RDX} = b * t * \tau_K * [1 + S_{xx} (1.5 * A * \tau_K)]^{1/2}$$

$$V_{RDY} = b * t * \tau_K * [1 + S_{yy} (1.5 * A * \tau_K)]^{1/2}$$

Tenendo presente il criterio di resistenza si può utilizzare la seguente formulazione per la verifica del pannello in muratura

$$(Mrdx/M_{xx})^2 + (Mrdy/M_{yy})^2 + (Vrdx/S_{xy})^2 + (Vrdy/S_{xy})^2 < 1$$

per il pannello va costruito un dominio di resistenza .

Si possono comporre i vettori momento , sforzo normale e taglio ed individuare la sezione resistente del pannello che coincide con quella diagonale per sforzi uguali ed eseguire la verifica

sulla sezione diagonale del pannello quadrato :

$$S = S_{xx} / \sqrt{2} + S_{yy} / \sqrt{2} + S_{xy} * \sqrt{2}$$

$$M_{sd} = M_{xx} / \sqrt{2} + M_{yy} / \sqrt{2} + M_{xy} * \sqrt{2}$$

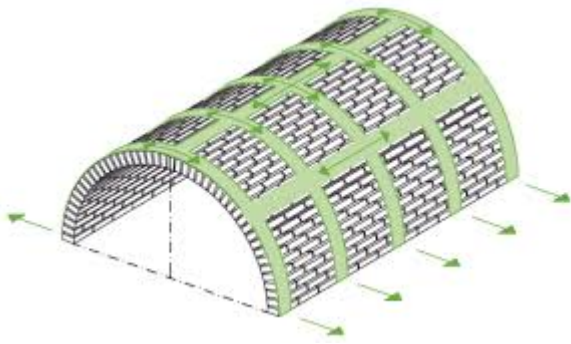
la verifica è immediata considerando la sezione sulla diagonale del pannello

$$Mrd = S * t / 2 * [1 - S / (\alpha f_{cd} * A)]$$

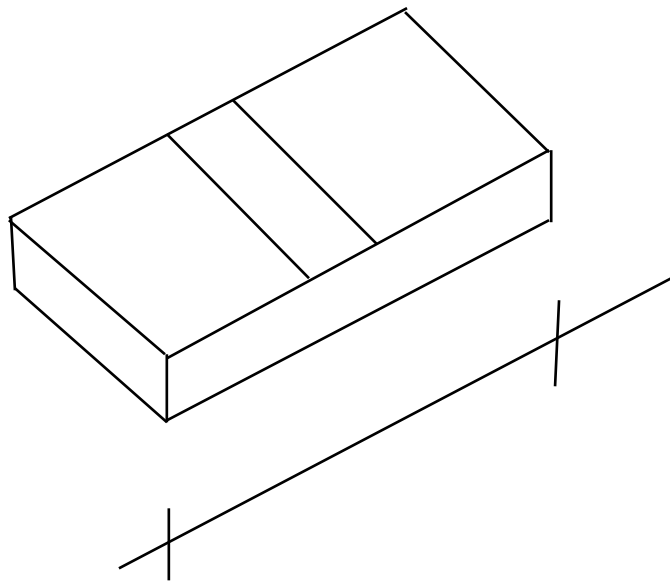
$$b = L * \sqrt{2} \quad \text{con } L \text{ lato del pannello}$$

$$A = B * t \quad t \text{ spessore del pannello in muratura}$$

2- Tecniche di consolidamento



Il consolidamento delle volte a botte in muratura viene eseguito mediante l'applicazione di fibrorinforzati come in figura all'intradosso e all'estradosso della volta. La volta entra in crisi per trazione ovvero le sollecitazioni di piastra quali i momenti flettenti determinano delle tensioni di trazione :gli sforzi membranali sono di compressione poichè la volta non starebbe in piedi. La funzione dei rinforzi in lamina di carbonio è quella di far fronte agli sforzi di trazione ovvero assorbire le sollecitazioni quindi vanno disposti nella direzione longitudinale ed in quella dell'arco. Hanno la medesima funzione della armatura metallica , indicando con i l'interasse tra le lamine di carbonio si considera un elemento piano con un lato pari all'interasse



La verifica della muratura consolidata , se consideriamo le sole azioni

Sxx , Mxx



imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale tra gli sforzi di compressione nella muratura e nel fibrorinforzato e gli sforzi di trazione

$$S_{xx} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x + \sigma_{cfrp} \cdot A_{Frp} - \sigma_{tfrp} \cdot A_{Frp}$$

da questa equazione si ottiene la x e quindi il momento resistente del pannello rinforzato

$$M_{rd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (t-x)/2 + \sigma_{cfrp} \cdot A_{Frp} \cdot t/2 + \sigma_{tfrp} \cdot A_{Frp} \cdot t/2$$

le tensioni nel fibrorinforzato ritenendo valido il principio di conservazione delle sezioni piane ipotizzando che la rottura avvenga nella muratura con raggiungimento della deformazione di 0,0035 si ricavano dal diagramma lineare delle deformazioni con comportamento elastico lineare del fibrorinforzato

$$\sigma_{frp} = \varepsilon_{frp} \cdot E_{frp}$$

Va valutata la resistenza alla delaminazione così come prescritto dalle norme secondo le differenti modalità di rottura quali :

- delaminazione di estremità del rinforzo*
- delaminazione a partire dai giunti di malta o da fessure trasversali della muratura.*

Per la delaminazione di estremità va determinata la lunghezza di ancoraggio ricavabile dalla seguente formula proposta dalla normativa

$$L = [E_f \cdot t_f / (2 \cdot f_{mtm})]$$

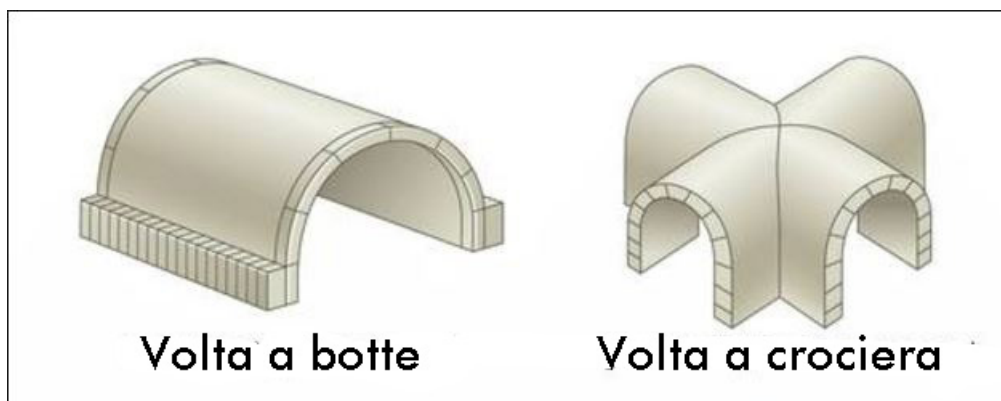
- E_f il modulo di elasticità normale del composito fibrorinforzato nella direzione della forza F ;
- t_f lo spessore del composito fibrorinforzato;
- f_{mtm} la resistenza media a trazione della muratura; in mancanza di dati diretti, si può assumere $f_{mtm} = 0.10 f_{mk}$ (in particolare, poiché la coesione tra FRP e muratura è generalmente assicurata all'interfaccia tra i blocchi ed il rinforzo, il valore di f_{mtm} da considerare nella formula (4.2) è la resistenza media a trazione dei blocchi costituenti la muratura).

Con riferimento ad una delaminazione che coinvolga i primi strati di muratura e per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale, la tensione di progetto nel rinforzo, ovvero il valore della massima tensione alla quale il rinforzo può lavorare nella sezione terminale di ancoraggio una volta avvenuto il trasferimento degli sforzi dalla muratura al rinforzo di FRP vale:

$$f_{fd} = 0,17 / (\gamma_{fd} \cdot \gamma_m) \cdot \{E_f \cdot [f_{mk} \cdot f_{mtm}]^{1/2} / t_f\}^{1/2}$$

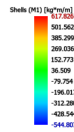
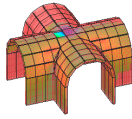
γ_{fd} , γ_m coefficienti parziali

3- Volta a crociera

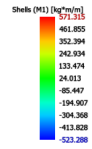
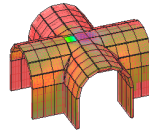


La volta a crociera è il risultato della intersezione di due volte a botte ; la volta a crociera è stata modellata agli elementi finiti ipotizzando uno spessore di 30 cm anche per i muri verticali incastrata alla base e realizzata con mattoni pieni sollecitata da un carico verticale di 700 daN/cm² il cui contributo alla massa sismica è di circa il 50%. Si riportano i risultati in termini di sollecitazioni e spostamento per tre differenti combinazioni di carico : SISMA X , SISMA Y, Carico verticale + peso proprio

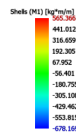
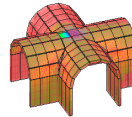
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: M1



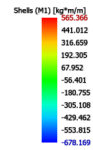
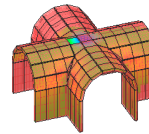
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: M1



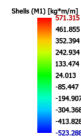
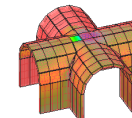
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: M1



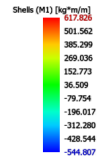
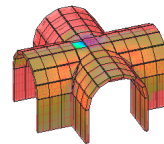
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: M1



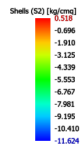
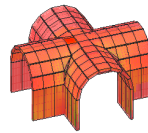
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: M1



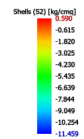
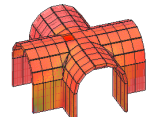
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: M1



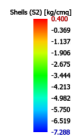
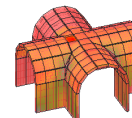
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: S II



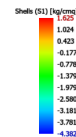
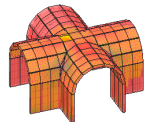
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: S II



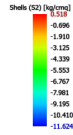
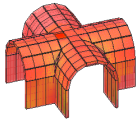
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: S II



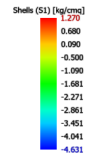
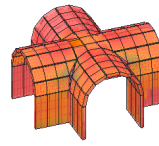
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - plastiripali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: S I



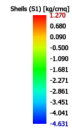
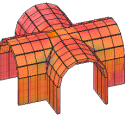
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: S.I.



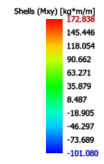
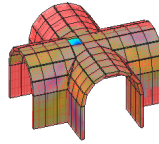
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: S.I.



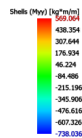
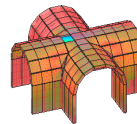
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: S.I.



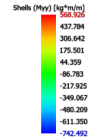
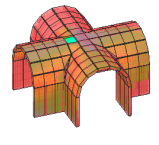
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: Mxy



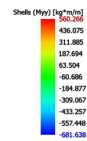
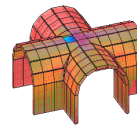
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: Mxy



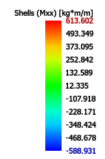
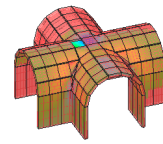
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: Mxy



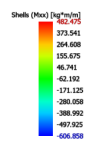
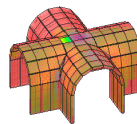
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: Mxy



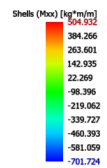
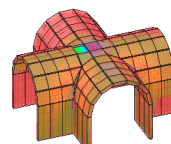
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: Mxx



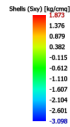
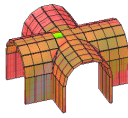
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 2-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: Mxx



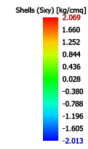
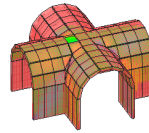
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.Y - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Muri: Mxx



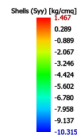
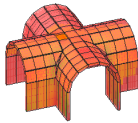
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali: Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Syy



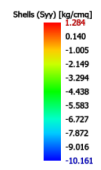
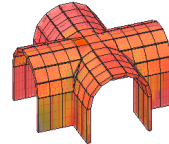
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 14
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali: Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Syy



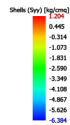
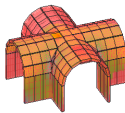
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali: Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Syy



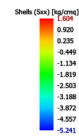
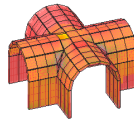
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali: Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Syy



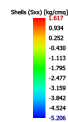
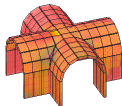
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 14
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali: Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Syy



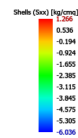
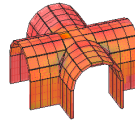
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali: Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Sxx



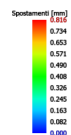
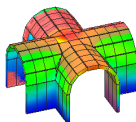
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali: Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Sxx



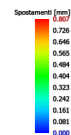
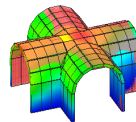
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 14
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali: Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Sxx

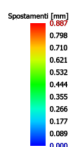
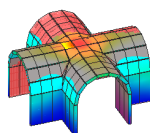


Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 34
Posizione massa N° 1

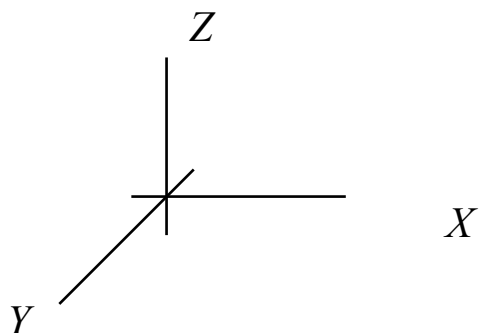
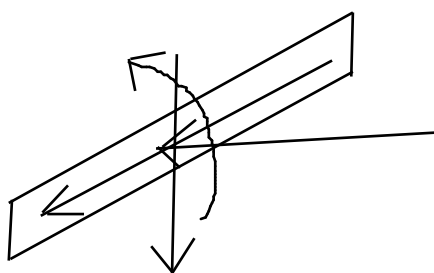


Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 24
Posizione massa N° 1





Sull'elemento plate-shell vi sono le seguenti sollecitazioni



Faccia di normale X

S_{xx} sforzo normale tensione σ_x

S_{xy} sforzo tangenziale tensione τ_{xy}

M_x momento flettente x (direzione normale ad y)

M_{xy} momento torcente (direzione normale ad x)

T_x taglio faccia normale x

S_{yy} sforzo normale tensione σ_y

S_{xy} sforzo tangenziale tensione τ_{yx}

M_y momento flettente x (direzione normale ad x)

M_{xy} momento torcente (direzione normale ad y)

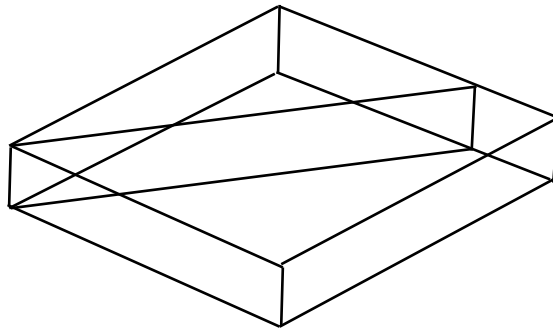
T_y taglio faccia normale y

S_1 ; S_2 ; sforzi principali

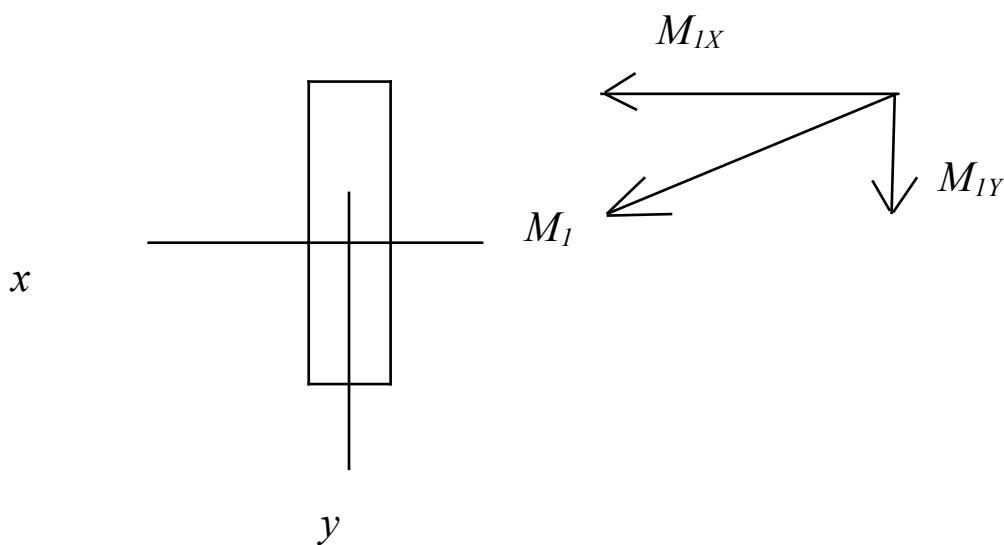
M_1 ; M_2 ; momenti principali

Le verifiche dell'elemento **plate-shell** possono essere eseguite con riferimento alle sollecitazioni principali individuando le due sezioni principali considerando due momenti resistenti che non hanno la direzione ortogonale al piano della sezione $tg\psi \neq -1/tg\theta$
 è opportuno individuare le due sezioni principali mediante la formula

$$tg2\vartheta = M_{xy}/(M_{xx}-M_{yy}); \quad tg2\psi = S_{xy}/(S_{xx}-S_{yy});$$



nella sezione abbiamo uno sforzo normale S_I ortogonale al piano della sezione ed un momento M_I che ha due componenti M_{Ix} ; M_{Iy} ; secondo gli assi indicati in figura quindi la verifica è a pressoflessione deviata



$u_x = b/2 - M_{Ix}/S_I$; $u_y = t/2 - M_{Iy}/S_I$; b base e t spessore della sezione resistente

lo sforzo normale $S_I = 4 * u_x * u_y * \alpha * f_{cd}$

$Mrd_{Ix} = (b/2 - u_x) * 4 * u_x * u_y * \alpha * f_{cd} = S_I * b/2 * (1 - 2 * u_x/b) = S_I * b/2 * [1 - S_I / (2 * b * u_y * \alpha * f_{cd})]$

$Mrd_{Iy} = (t/2 - u_y) * 4 * u_x * u_y * \alpha * f_{cd} = S_I * t/2 * (1 - 2 * u_y/t) = S_I * t/2 * [1 - S_I / (2 * t * u_x * \alpha * f_{cd})]$

i momenti resistenti nelle due direzioni sono immediati

$Mrd_{Ix} \leq M_{Ix}$; $Mrd_{Iy} \leq M_{Iy}$;

le verifiche sono 4 con le seguenti coppie di sforzo normale e momento flettente

(S_1, M_1) ; (S_1, M_2) ; (S_2, M_1) ; (S_2, M_2) ;

4) Tecniche di consolidamento volte a crociera

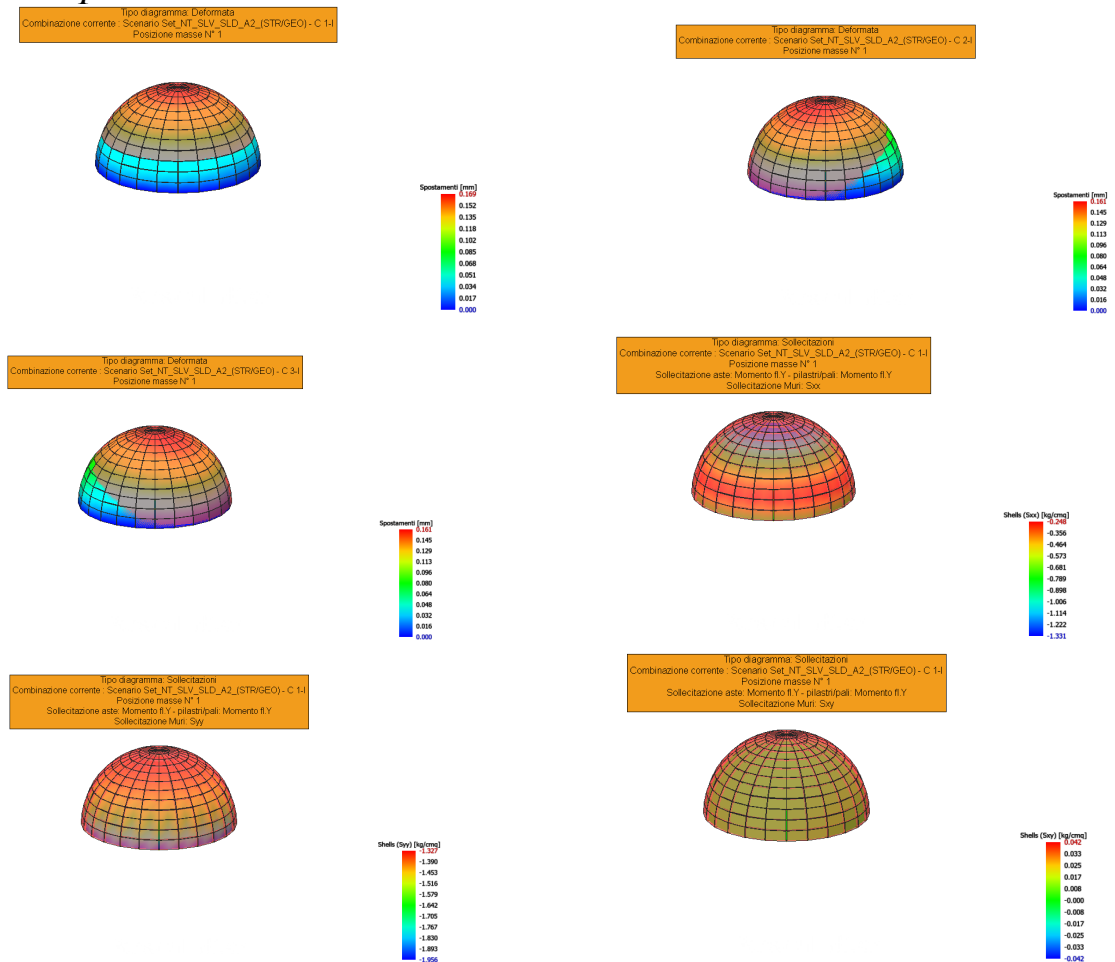


L'approccio usuale al calcolo delle volte in muratura consiste nel controllo dello stato tensionale nella individuazione delle zone in trazione con i relativi interventi di consolidamento. Non vengono eseguite le verifiche de-

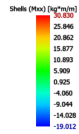
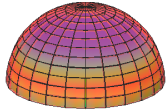
gli elementi Plate-Shell , ma dalla relazione di calcolo e dallo stato tensionali si individuano gli sforzi membranali di trazione che sono poi quelli che pregiudicano la stabilità della volta che avrebbe alcuni elementi tensoinflessi. Gli sforzi membranali da controllare sono S_{xx} ed S_{yy} di trazione se indicati con il segno positivo negativi se di compressione come da convenzione della scienza delle costruzioni.

-5 La cupola

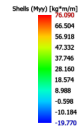
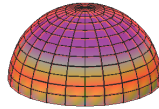
E' stata modellata una cupola emisferica incernierata al bordo di raggio 5 m realizzata con mattoni pieni dello spessore di 30 cm caricata con un carico verticale semipermanente di 700 daN/mq sollecitata da azioni sismiche nelle due direzioni considerando la massa dovuta al carico permanente agente per il 50%.



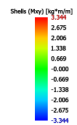
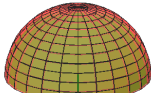
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 14
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Mxx



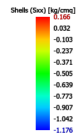
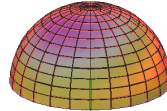
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 14
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Mxy



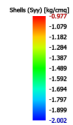
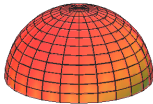
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 14
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Myy



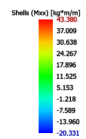
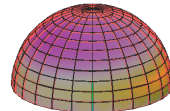
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 24
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Sxx



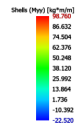
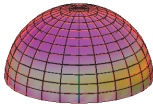
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 24
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Syy



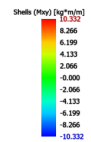
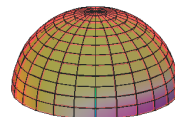
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 24
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Mxx



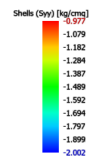
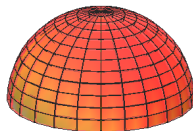
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 24
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Mxy



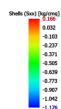
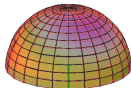
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 24
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Myy



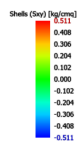
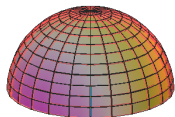
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 34
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Syy



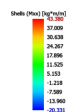
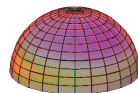
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRGEO) - C 34
Posizione massa N° 1
Sollecitazione aste: Momento f.l.y - pilastri/pali Momento f.l.y
Sollecitazione Muri: Sxx



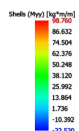
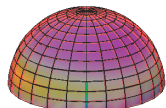
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 3-I
 Posizione massa N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastipali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Sxy



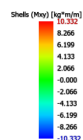
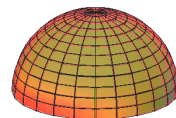
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 3-I
 Posizione massa N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastipali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Mxx



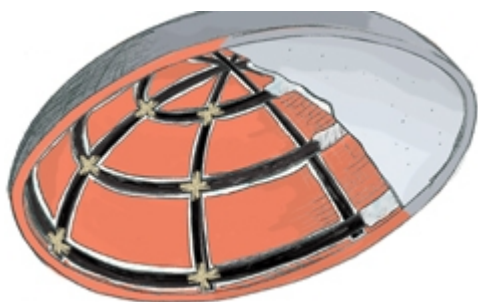
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 3-I
 Posizione massa N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastipali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Myy



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STRIGEO) - C 3-I
 Posizione massa N° 1
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - plastipali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: Mxy



Per le cupole si prevedono i seguenti interventi di consolidamento con fibre di carbonio secondo i meridiani e i paralleli all'estradosso e all'intradosso quando possibile.



Resistenza della murature

1- Introduzione

2- Tipologie di murature

3 - Resistenza NTC

4- Prove sperimentali

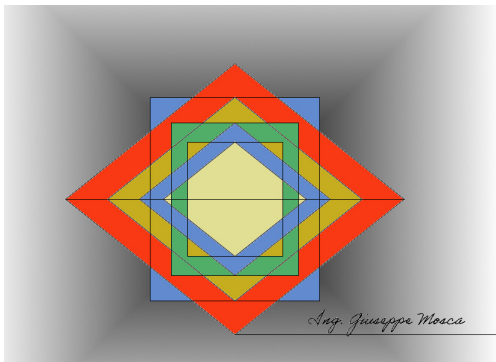
5 - Caratteristiche meccaniche di una muratura nuova

6- Caratteristiche meccaniche di una muratura esistente

7- Caratteristiche meccaniche di una muratura consolidata

8- Modellazione FEM

9- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



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

1- Introduzione

La resistenza delle murature è stabilita dalle norme italiane dalle NTC, può essere determinata attraverso delle prove sperimentali, l'obiettivo di questi appunti è di trovare un legame teorico ovvero una formula analitica che ci consenta di determinare la resistenza a compressione e a taglio della muratura una volta definiti il tipo di blocco ovvero i materiali lapidei presenti, un grado di regolarità e la tipologia di malta presente o da utilizzare da confrontare con i valori delle NTC. La resistenza della muratura dipende dalla modalità di rottura e quindi se si rompe prima il mattone o la malta per cui nei paragrafi finali modelliamo una parte di muratura con i blocchi e la malta in modo che si possa risalire allo stato tensionale e quindi vedere dove si verificano le sollecitazioni di trazione e le eventuali lesioni, in modo che in funzione del carico applicato si possa risalire alla resistenza a compressione e a taglio.

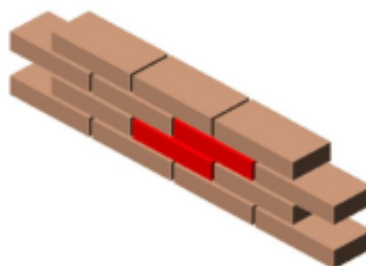
2- Tipologie di murature

Riportiamo le tipologie di murature esistenti della normativa italiana per le quali sono indicati i valori della resistenza, e le murature nuove realizzate in laterizio o con elementi in calcestruzzo.

- Murature nuove, in laterizio e cls

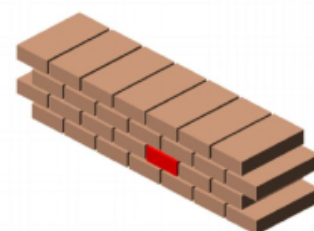
Muratura ad 1 teste

Giunto a metà della lunghezza del blocco

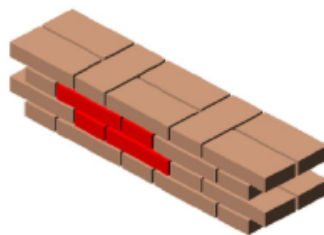


Muratura ad 2 teste

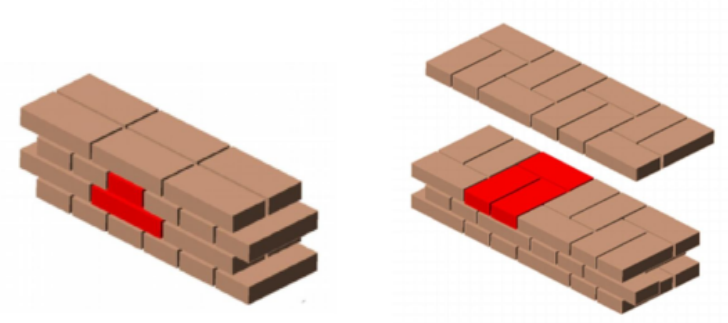
A soli diatoni



***Muratura ad 2 teste
alla gotica***



***Muratura ad 2 teste
tipo inglese***



***Murature esistenti
Muratura in pietrame disordinata
(ciottoli pietre erratiche e irregolari)***



***Muratura a conci sbazzati con
paramenti di spessore disomogeneo***



***Muratura in pietre a spacco
con buona tessitura***



***Muratura irregolare di pietra tenera
(tufo e calcarenite)***



***Muratura a conci regolari
di pietra tenera (tufo e calcarenite)***



Muratura a blocchi lapiedi squadrate



Muratura in mattoni pieni di malta e calce



Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia



3 - Resistenza della muratura

Per le murature nuove le norme italiane consentono di ricavare la resistenza a compressione e a taglio della muratura in funzione della resistenza caratteristica a compressione dell'elemento e del tipo di malta

La resistenza a compressione f_{bk} dell'elemento lo si ottiene dal valore medio f_{bm}

$$f_{bk} = 0,80 * f_{bm}$$

La resistenza caratteristica della muratura f_k è data dalla seguente tabella delle NTC

Tab. 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm²)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm ²	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	–

La resistenza a compressione della malta

Tab. 11.10.II - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm ²	2,5	5	10	15	20	d

d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm² dichiarata dal fabbricante

la Tipologia di malta

Tab. 11.10.V - Corrispondenza tra classi di resistenza e composizione in volume delle malte

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	–	–	1	3	–
M 2,5	Pozzolonica	–	1	–	–	3
M 2,5	Bastarda	1	–	2	9	–
M 5	Bastarda	1	–	1	5	–

M 8	Cementizia	2	–	1	8	–
M 12	Cementizia	1	–	–	3	–

L'eurocodice 6 per la determinazione della resistenza a compressione di una muratura fornisce la seguente formula derivante da risultati sperimentali ovvero da prove eseguite sulle murature

$$f_k = K * f_b^{\alpha} * f_m^{\beta}$$

f_m resistenza a compressione della malta N/mm²

f_b resistenza a compressione del blocco N/mm²

K , α e β sono delle costanti riportate nelle tabelle seguenti

Values to be used in Equation (3.1)

Type of mortar	Values to be used
General purpose mortar	$\alpha = 0.7$ and $\beta = 0.3$
Lightweight mortar	$\alpha = 0.7$ and $\beta = 0.3$
Thin layer mortar in bed joints of thickness 0.5 to 3 mm (using clay units of Group 1, calcium silicate units, aggregate concrete units and autoclaved aerated concrete units)	$\alpha = 0.85$ and $\beta = 0$
Thin layer mortar in bed joints of thickness 0.5 to 3 mm (using clay units of Group 2)	$\alpha = 0.7$ and $\beta = 0$

prospetto 3.3

Valori di K da utilizzare con malte ordinarie, malte per strati sottili e malte alleggerite

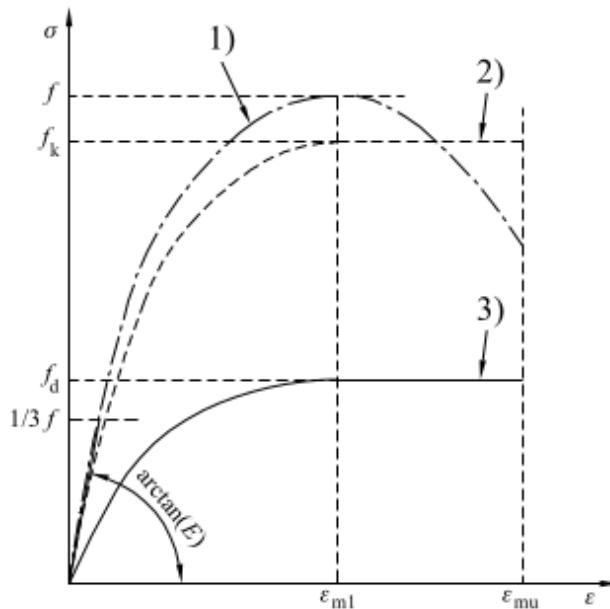
Elemento per muratura		Malta ordinaria	Malta per strati sottili (giunto orizzontale ≥0,5 mm e ≤3 mm)	Malta alleggerita di massa volumica	
				600 ≤ ρ ₄ ≤ 800 kg/m ³	800 < ρ ₄ ≤ 1 300 kg/m ³
Laterizio	Gruppo 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Gruppo 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Gruppo 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Gruppo 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silicato di calcio	Gruppo 1	0,55	0,80	‡	‡
	Gruppo 2	0,45	0,65	‡	‡
Calcestruzzo vibrocompresso	Gruppo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Gruppo 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Gruppo 3	0,40	0,50	‡	‡
	Gruppo 4	0,35	‡	‡	‡
Calcestruzzo aerato autoclavato	Gruppo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Pietra artificiale	Gruppo 1	0,45	0,75	‡	‡
Pietra naturale a massello	Gruppo 1	0,45	‡	‡	‡
‡ Combinazione di malta/elemento generalmente non utilizzata, pertanto non è fornito alcun valore.					

I diagramma tensioni deformazioni per una muratura in compressione

Diagramma tensioni-deformazioni per la muratura in compressione

Legenda

- 1) Tipico
- 2) Diagramma ideale (parabola-rettangolo)
- 3) Diagramma di calcolo



Sia l'eurocodice che le norme italiane prescrivono di assumere un modulo di elasticità normale

$$E = 1000 * f_K$$

ed un modulo di elasticità tangenziale

$$G = 0,4 * E$$

la resistenza a taglio f_{vK0} è riportata nella tabella seguente dalle NTC e dell'eurocodice 6, mentre la resistenza a taglio in presenza di compressione e non in regime di taglio puro

$$f_{vK} = f_{vK0} + 0,4 * P/A$$

P sforzo normale

A area della muratura

*deriva dalla curva intrinseca $\tau = c + \sigma * \tan \varphi$*

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm²)

Elementi per muratura	f_{vk0} (N/mm ²)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30*	0,15
	M2,5 - M9		
	M1 - M2		
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9		
	M1 - M2		
Calcestruzzo vibrocompresso	M10 - M20	0,20**	0,15
Calcestruzzo areato autoclavato	M2,5 - M9		
Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M1 - M2		

Per le murature esistenti le norme italiane danno i seguenti valori di parametri meccanici

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	σ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

per interventi di consolidamento vanno utilizzati i fattori correttivi

Tabella C8.5.II - Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

La resistenza di calcolo

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

dove **per nuove costruzioni** γ_M

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Per costruzioni esistenti

$$X_d = K * X_k / (\gamma_M * FC)$$

K coefficiente correttivo in funzione dell'intervento di consolidamento

fc fattore di confidenza funzione del Livello di conoscenza

LC1 rilievo geometrico ed indagini limitate $FC = 1,35$

LC2 rilievo geometrico esteso ed indagini e prove estese $FC = 1,20$

LC3 rilievo geometrico in ogni sua parte indagini e prove esaustive $FC = 1$

il coefficiente $\gamma_M = 2$

4- Prove sperimentali

Le murature vengono caratterizzate in base alle seguenti proprietà :

Resistenza	
Compressione	f_K
Trazione	f_{Kt}
Taglio	f_{vk}
Taglio puro	f_{vk0}
Modulo di resistenza	
Elasticità normale	E
Elasticità tangenziale	G

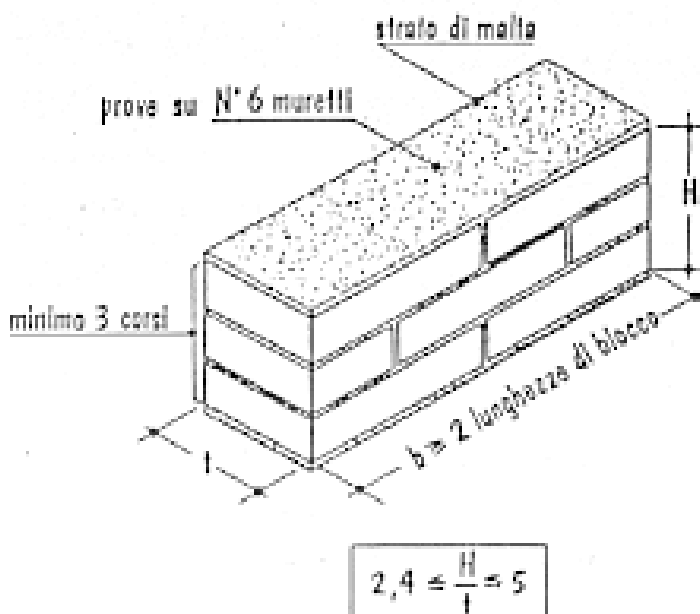
i cui valori possono essere determinati attraverso delle prove sperimentali :

- Prova di compressione monoassiale
- Prova di trazione monoassiale
- Prova di compressione diagonale
- Prova di compressione e taglio
- Prove di aderenza

la resistenza sperimentale viene determinata su provini (muretti) aventi le seguenti caratteristiche

- altezza H pari ad almeno 3 corsi di elementi
- larghezza B pari ad almeno quella degli elementi
- spessore $s = H$
- 28 gg di stagionatura

PROVINI DI MURATURE



La resistenza caratteristica a compressione di un singolo muretto è data da

$$f_{bi} = N/A$$

A = area lorda della sezione normale alla direzione di carico

N = carico di rottura applicato in direzione normale al piano di posa

la resistenza media a compressione $f_{bm} = (\sum N_i/A_i)/n$

n è il numero dei provini

la resistenza caratteristica $f_{bk} = f_{bm} * (1 - 1,64 * \delta)$

ovvero quel valore della resistenza tale che su 100 provini, 95 hanno una resistenza

a rottura maggiore di f_{bk} e soltanto 5 provini presentano una resistenza inferiore

$\delta = s/f_{bm}$ coefficiente di variazione

s scarto quadratico medio $s = [\sum(f_{bm} - f_{bi})^2 / (n-1)]^{1/2}$

il valore di f_{bk} non è accettabile se $\delta > 0,2$

il numero minimo di muretti è 6 .

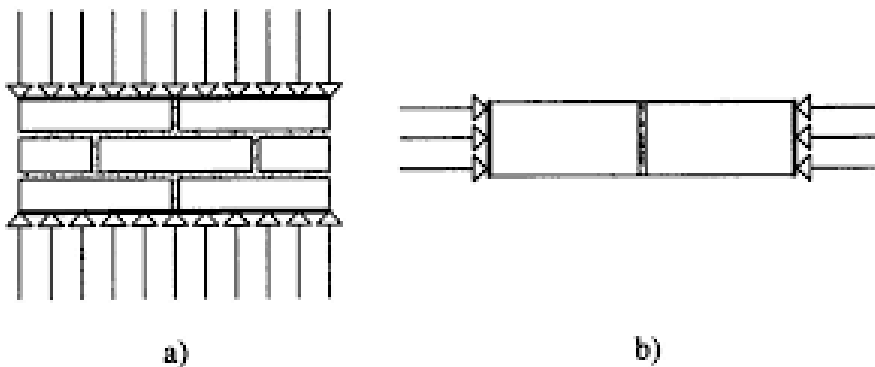
la resistenza caratteristica a taglio puro $f_{vk0} = 0,7 * f_{vm}$

f_{vi} resistenza a taglio puro ottenuta attraverso delle prove di compressione diagonale

$$f_{vm} = (\sum f_{vi}) / n$$

- Prova di compressione monoassiale

La prova di compressione monoassiale consente di ricavare il diagramma tensione deformazione e quindi la tensione di rottura corrispondente alla deformazione ultima ed il relativo modulo di elasticità



Prova di compressione su microelementi di muratura: a) normale ai letti di malta; b) parallela ai letti di malta.

La forza verticale è distribuita si generano comunque delle tensioni tangenziali che alterano il valore della resistenza a rottura a compressione.

- Prova di trazione monoassiale

Sul provino vengono applicati anzichè degli sforzi di compressione degli sforzi di trazione, di solito non vengono utilizzate poichè la resistenza a trazione viene ricavata attraverso prove di compressione diagonale.

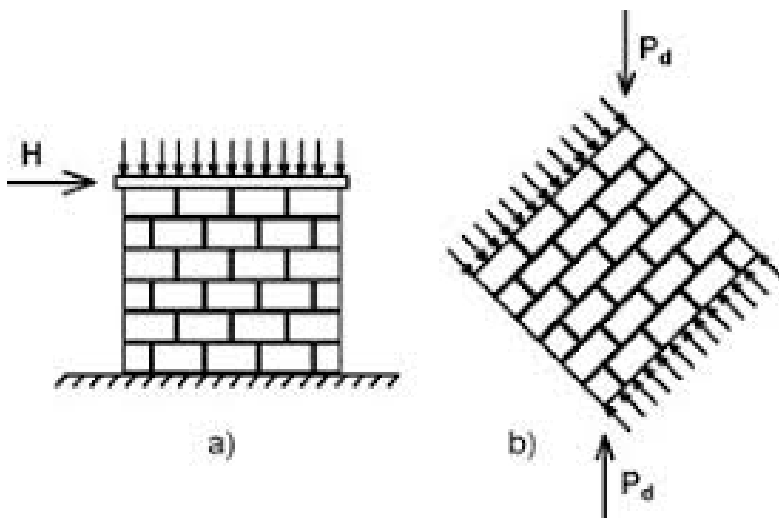
- Prova di compressione diagonale e compressione e taglio

Il pannello viene sollecitato a compressione secondo una direzione inclinata a 45° ,

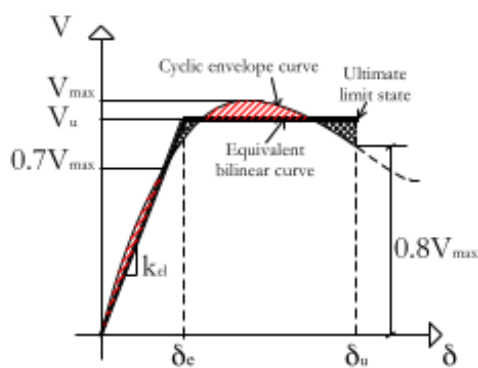
dove per pannelli quadrati di lato B e spessore s la tenzione tangenziale di rottura

$$\tau = N/(\sqrt{2} \cdot B \cdot s)$$

La prova a compressione diagonale rappresenta una delle procedure più comuni per stimare sia la resistenza a “taglio” della muratura che la resistenza a trazione per fessurazione diagonale; il parametro qui calcolato è la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t ,

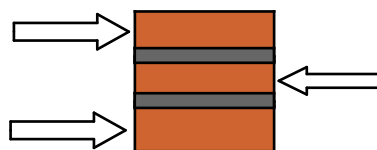


La prova di compressione e taglio consiste nell'applicare una forza orizzontale parallela ai giunti di malta variabile ed una forza costante verticale misurando le deformazioni per i valori corrispondenti della forza in modo che si possa ottenere un diagramma $V-\delta$ da utilizzare nelle analisi di pushover con la relativa rigidezza



La prova di aderenza

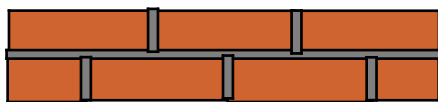
consente di valutare la resistenza allo scorrimento ovvero la forza di attrito nei giunti di malta conseguente all'applicazione di un carico verticale costante che sollecita a compressione la parete.



5 - Caratteristiche meccaniche di una muratura nuova

La muratura è una struttura molto antica utilizzata dai greci e dagli antichi romani che ancora oggi nella sua evoluzione sia per quanto riguarda i blocchi in laterizio ed in cls che per la malta è ampiamente utilizzata in zone a bassa sismicità, mentre in zone ad alta sismicità si preferisce al fine di ridurre lo spessore delle pareti di utilizzare la muratura armata. Solitamente la muratura viene modellata come un elemento plate shell omogeneo ed isotropo, ma visto che si compone di elementi e ricorsi di malta ha un comportamento anisotropo e non omogeneo. L'obiettivo di questo paragrafo è di definire per una nuova muratura dei parametri meccanici partendo dalle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti quali blocco in laterizio o cls e strati di malta. La muratura può essere modellata in 3 modi

- micro modello dettagliato



si modellano mattoni e giunti di malta

- micro modello semplificato



si modellano i mattoni senza giunti di malta

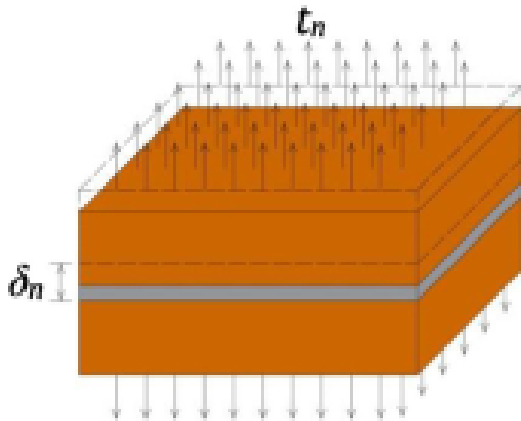
-macromodello



si modella la muratura come un continuo omogeneo ed isotropo o ortotropo.

Il problema posto è la determinazione del modulo di elasticità normale e tangenziale del continuo omogeneo ed isotropo partendo dal modulo elastico del blocco e della malta nonché i valori della resistenza caratteristica a compressione f_k e della resistenza caratteristica a taglio puro f_{vk0} derivati dai valori della resistenza della malta e del blocco.

Modulo elastico E



Si omogeneizza il muretto considerando lo spostamento verticale

$$\delta = (n-1) * t * \epsilon_m + n * s * \epsilon_b ; \quad H * \epsilon = (n-1) * t * \epsilon_m + n * s * \epsilon_b$$

$$H = (n-1) * t + n * s$$

t spessore del ricorso di malta

s spessore dell'elemento

n-1 numero di strati di malta

n numero di strati di mattoni

H altezza del muro

E modulo elastico equivalente muratura

E_m modulo elastico malta

E_b modulo elastico blocco

$\epsilon = N / (A * E)$ *deformazione assiale equivalente muratura*

$\epsilon_m = N / (A * E_m)$ *deformazione assiale malta*

$\epsilon_b = N / (A * E_b)$ *deformazione assiale blocco*

$$\epsilon = \epsilon_m + \epsilon_b$$

il modulo elastico equivalente è immediato

$$H * N / (A * E) = (n-1) * t * N / (A * E_m) + n * s * N / (A * E_b)$$

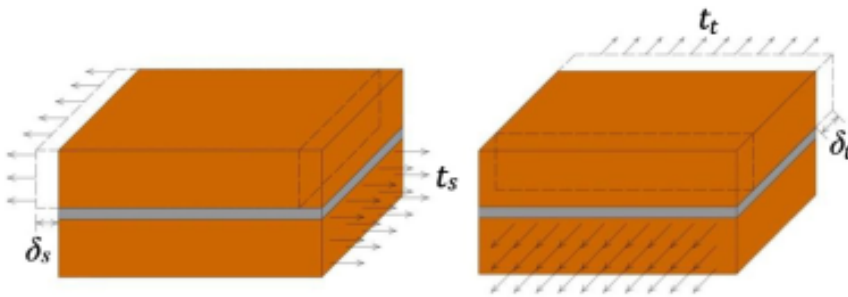
$$H / E = (n-1) * t / E_m + n * s / E_b$$

$$E = 1 / [(n-1) * t / E_m + n * s / E_b] = H * E_m * E_b / [(n-1) * t * E_b + n * s * E_m]$$

il modulo di elasticità normale

$$E = H * E_m * E_b / [(n-1) * t * E_b + n * s * E_s]$$

Modulo elastico tangenziale G



possiamo fare un discorso analogo anche per il modulo di elasticità tangenziale, ovvero si calcola la deformata verticale della parete dovuta al taglio V

$$\delta = \chi * V * H / (G * A) = \chi * V * n * s / (G_b * A) + \chi * V * (n-1) * t / (G_m * A)$$

$$H/G = n * s / G_b + (n-1) * t / G_m$$

il modulo di elasticità tangenziale equivalente

$$G = H * G_b * G_m / [n * s * G_m + (n-1) * t * G_b]$$

H altezza del muro

G modulo elastico equivalente muratura

G_m modulo elastico malta

G_b modulo elastico blocco

$\chi = 6/5$ fattore di taglio

$$\chi * V / (G * A) = \gamma \text{ deformazione equivalente}$$

$$\chi * V / (G_b * A) = \gamma_b \text{ deformazione blocco}$$

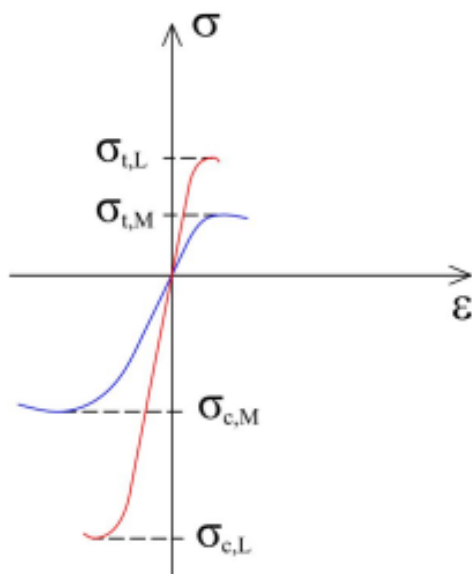
$$\chi * V / (G_m * A) = \gamma_m \text{ deformazione malta}$$

Resistenza a compressione

Noti i diagrammi tensione deformazione per il blocco e la malta si può ricavare dalla formula seguente il diagramma tensione deformazione equivalente della muratura

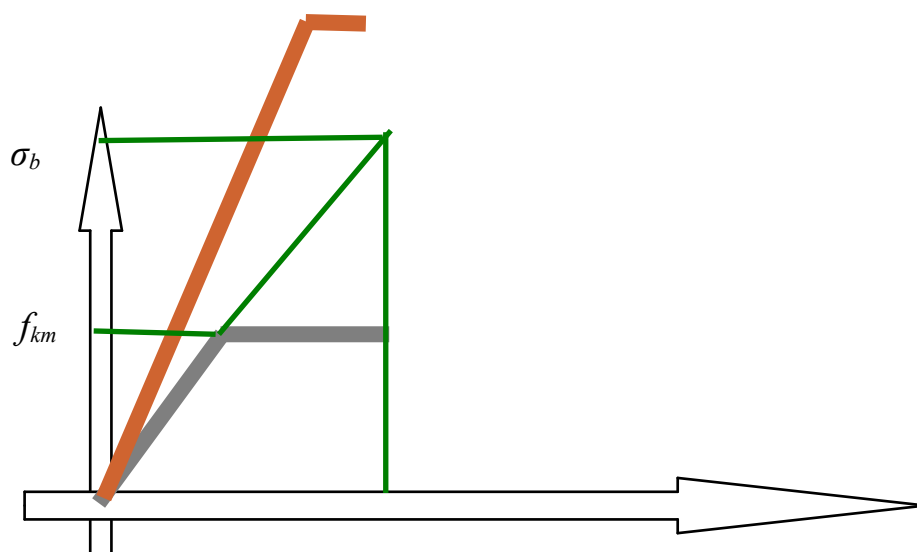
$$H * \epsilon = (n-1) * t * \epsilon_m + n * s * \epsilon_b$$

in una trattazione allo stato limite ultimo il pannello si rompe quando si attinge la deformazione ultima nella malta o nel blocco, nei quali vi è la stessa tensione verticale ma diversa deformazione, funzione del modulo elastico



L laterizio ; M malta

s potrebbero considerare dei diagrammi bilineari ideali a compressione per la malta ed il laterizio



si rompe prima la malta del blocco di laterizio

$$f_k = E * [(n-1) * t * f_{km} / E_m + n * s * \sigma_b / E_b] / H$$

$$\text{se } \varepsilon_{mu} * E_m \geq f_{kb} \quad \sigma_b = f_{kb}$$

$$\text{se } \varepsilon_{mu} * E_m < f_{kb} \quad \sigma_b = \varepsilon_{mu} * E_m$$

Per la resistenza a taglio

$$f_{vk0} = G * [(n-1) * t * f_{vkmom} / G_m + n * s * \tau_b / G_b] / H$$

Le formule proposte sembrano accettabili poichè fanno dipendere la resistenza della muratura dallo spessore dei ricorsi di malta , dall'altezza dei blocchi e quindi dai moduli elastici.

6- Caratteristiche meccaniche di una muratura esistente



Per le murature esistenti la formulazione è analoga a quella vista in precedenza anche nel caso di giunti di malta irregolari , va definita un area della parete

$$A = A_b + A_m$$

somma dell'area della malta A_m e dell'area dei blocchi A_b , dove l'altezza equivalente di malta $t = A_m / B$; e l'altezza equivalente dei blocchi $s = A_b / B$

B larghezza della parete; lo spostamento verticale

$$\delta = t * \varepsilon_m + s * \varepsilon_b ; \quad H * \varepsilon = t * \varepsilon_m + s * \varepsilon_b$$

il modulo di elasticità normale equivalente

$$E = H * E_m * E_b / [t * E_b + s * E_s]$$

il modulo di elasticità tangenziale equivalente

$$G = H * G_b * G_m / [s * G_m + t * G_s]$$

L'area dei giunti di malta A_m e degli elementi lapidei A_b possono essere calcolate attraverso una immagine in scala della muratura mediante un software cad.

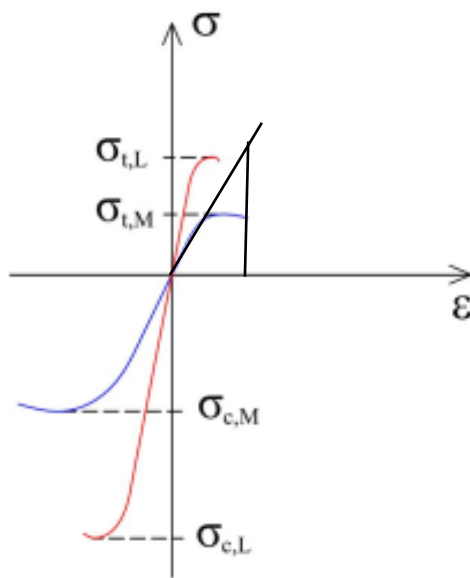
Il valore della resistenza a rottura a compressione della muratura omogenea

$$f_k = E*[t*f_{km}/E_m + s*\sigma_b/E_b]/H$$

$$\text{se } \varepsilon_{mu} * E_m \geq f_{kb} \quad \sigma_b = f_{kb}$$

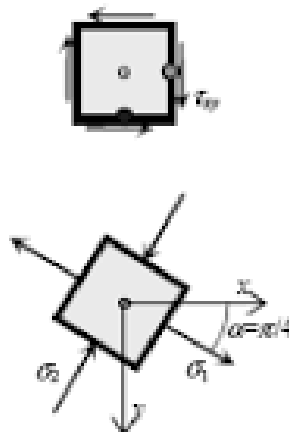
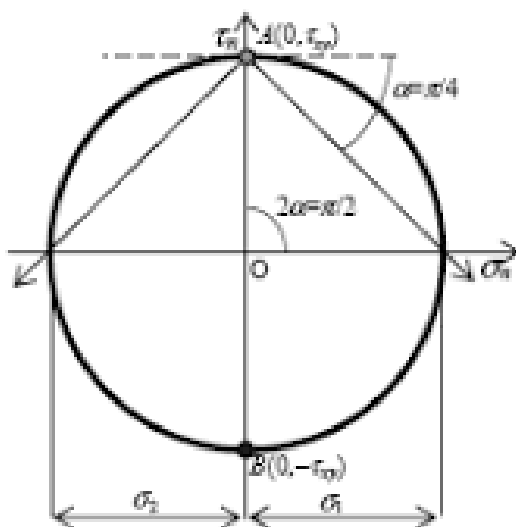
$$\text{se } \varepsilon_{mu} * E_m < f_{kb} \quad \sigma_b = \varepsilon_{mu} * E_m$$

per quanto concerne la resistenza a taglio puro f_{vk0} dal cerchio di Morh si vede che coincide con la tensione principale di trazione



Si possono utilizzare i diagrammi tensione deformazione a trazione , la tensione tangenziale di rottura a taglio puro

$$f_{vk0} = G*[(n-1)*t*f_{vkmo}/G_m + n*s*f_{vkbo}/G_b]/H$$



7- Caratteristiche meccaniche di una muratura consolidata

La muratura consolidata presenta un incremento di rigidezza e resistenza , dei quali la normativa italiana tiene conto attraverso l'utilizzazione di coefficienti di amplificazione delle caratteristiche meccaniche

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (***)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

Se realizziamo sulla parete un intonaco armato , per spessori dell'ordine di 4÷5 cm si ha un notevole incremento della rigidezza , in particolare del modulo di elasticità tangenziale e del modulo di elasticità normale. L'ipotesi a base della trattazione è che vi sia perfetta aderenza tra parete ed intonaco senza scorrimenti relativi , lo spostamento

$$\delta = (n-1) * t * \varepsilon_{mc} + n * s * \varepsilon_{bc} ; \quad H * \varepsilon = (n-1) * t * \varepsilon_{mc} + n * s * \varepsilon_{bc}$$

dove

ε_{bc} rappresenta la deformazione del blocco consolidato

ε_{mc} rappresenta la deformazione della malta consolidata

i moduli elastici della sezione omogenea , di blocco e malta



spessore del muro p , spessore delle pareti di cls m

$$A = A_1 + A_2 \quad E * A = E_1 * A_1 + E_2 * A_2 \quad E = (E_1 * A_1 + E_2 * A_2) / A$$

possiamo quindi definire un modulo elastico del blocco e della malta consolidata da inserire nelle formule precedenti e quindi valutare l'incremento di rigidezza

$$E = 1 / [(n-1) * t^3 / E_{mc} + n^3 s^3 / E_{bc}] = H^3 E_{mc} E_{bc} / [(n-1) * t^3 E_{bc} + n^3 s^3 E_{mc}]$$

$$G = H^3 G_{bc} G_{mc} / [n^3 s^3 G_{mc} + (n-1) * t^3 G_{bc}]$$

la resistenza da utilizzare è quella omogenea della muratura non consolidata ed eseguire una verifica a pressoflessione e taglio di una parete consolidata considerando il contributo dell'intonaco armato;



La rete metallica è una maglia quadrata di lato 10 cm con ferri del diametro 6mm per cui si può considerare un area di ferri linearizzata

$$A_s = A'_s = n/B * \pi * D^2 / 4 ;$$

$$n = B/d \text{ numero di ferri } d = 10 \text{ cm}$$

La verifica a pressoflessione , trascurando il contributo dell'armatura compressa ipotizzando diagrammi delle tensioni rettangolari

$$0,85 * f_{cdm} * p * X + 2 * 0,8 * f_{cd} * m - 2 * A_s * f_{yd} * (B-X) = N$$

nota la X si ricava il momento ultimo della sezione rispetto al baricentro geometrico

$$M_u = 0,85 * f_{cdm} * t * X * (B/2 - X/2) + 2 * 0,8 * f_{cd} * m * (B/2 - X/2) +$$

$$- 2 * A_s * f_{yd} * (B-X) * (B/2 - B + X)$$

per la verifica a taglio si considera il contributo della armatura solo in zona compressa

$$V = B * t * 1,5 * \tau_0 / b * [1 - N / (A * f_{cd})]^{1/2} + 2 * A_s * X * f_{yd} / \sqrt{3}$$

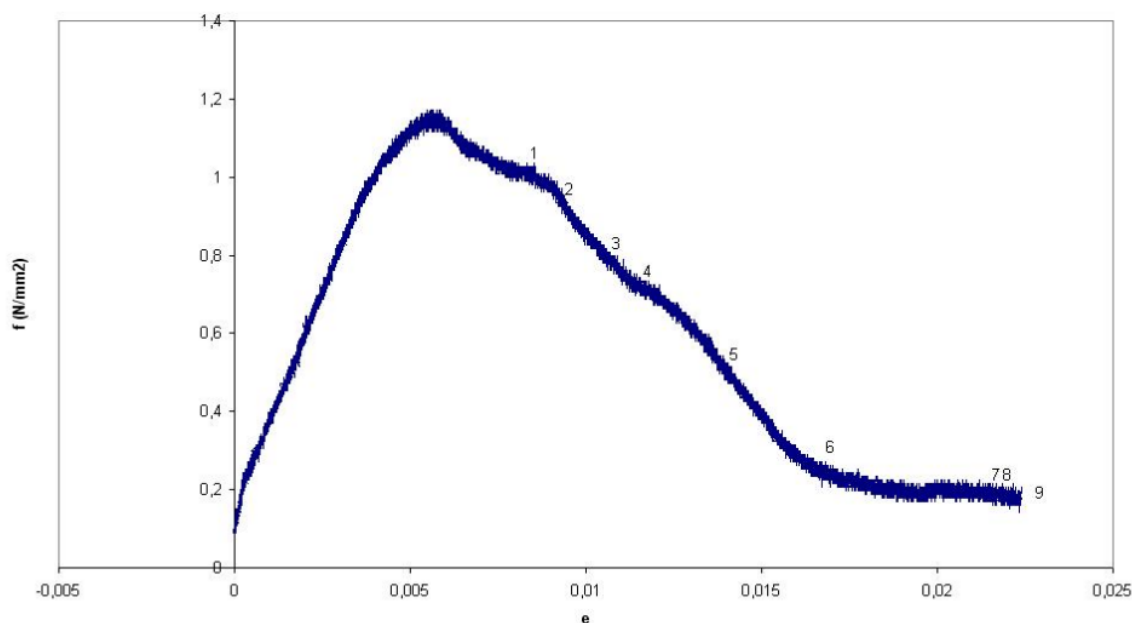
8- Modellazione FEM

Modelliamo una parete di muratura senza aperture con un micromodello dove si definiscono le dimensioni dei laterizi e dei giunti di malta, successivamente un macro-modello con elementi plate shell ed eseguiamo il confronto dei risultati per le due modellazioni caricando la parete con forze verticali e forze orizzontali in testa.

Riportiamo le caratteristiche meccaniche delle malte :

Prove di compressione: Malta premiscelata								
Provino	Altezza (mm)	Lunghezza di base (mm)	Altezza di base (mm)	Tensione Massima σ_R (Mpa)	Deformazione Massima ϵ_R	Modulo Elastico Secante E_s (Mpa)	Rigidezza nel secondo ramo di carico E_2 (Mpa)	Velocità di prova (mm/s)
M1 10/6	40,5	39	41	1,9027	0,00918	104,82	-	0,005
M2 10/6	40,8	39,5	41	2,1444	0,006973	529,74	-	0,005
M3 10/6	40,8	39,4	41	1,93668	0,009575	286,32	-	0,005
M4 10/6	40,7	40,8	39,9	1,7842	0,007776	527,71	-	0,005
M5 13/6	41	40	41	3,5874	0,007051	667,50	-	0,01
M6 13/6	42	38,2	41	3,2947	0,00732	670,20	-	0,01
M7 13/6	41,2	40	41	2,5795	0,0081412	429,06	-	0,01
M8 18/6	41,2	41,6	41,9	2,861	0,005468	865,07	-	0,01
MC1 18/6	41,2	40,5	40,7	2,273	0,00711	255,29	1493,04	0,01
MC2 18/6	41,1	41,1	40,7	1,55	0,005	389,89	1382,34	0,01
MC3 18/6	41,6	39,7	40,1	1,499	0,00465	514,26	1888,42	0,01
PC1 10/6	80	40	40	2,5256	0,004242	992,31		0,01
PC2 10/6	81	40	38	2,22814	0,00611	468,14		0,01
PC4 10/6	81	40	41	2,275	0,01224	230,74		0,01
Vlaore Medio μ				2,31	0,0072	476,35	1587,94	
Varianza σ^2				0,37	4,65E-06	66801	70783,15	
Coeff. di variazione (%)				26	30	63	16	

Diagramma tensione-deformazione



e dei laterizi :

Materiale	Resistenza a compressione σ_{rc} (MPa)	Resistenza a trazione σ_{rt} (MPa)	Modulo di elasticità E (MPa)	Coefficiente di Poisson ν
Malta	3 – 30	0.2 – 0.8	$(8 - 20) \times 10^3$	0.10 – 0.35
Laterizio	6 - 80	1.5 – 9	$(15-25) \times 10^3$	0.10 – 0.25

DESCRIZIONE	elemento in laterizio per muratura alleggerito in pasta con l'impiego di farina di legno in quantità pari al 3% in peso sulla massa del prodotto cotto.
DENOMINAZIONE PRODOTTO	Alveolater® Bio P25/45
IMPIEGO E MESSA IN OPERA	Murature portanti e da tamponamento
DIMENSIONI (lunghezza, larghezza, altezza)	cm 25x30x19
PERCENTUALE DI FORATURA	45%
MASSA	kg 12
MASSA VOLUMICA A SECCO LORDA	kg/m3 842 Tolleranza Cat. D2
MASSA VOLUMICA NETTA	kg/m3 1871
RESISTENZA A COMPRESSIONE MEDIA fbk	16 N/mm2
RESISTENZA MECCANICA CARATTERISTICA	2,5 N/mm2 (in direzione perpendicolare ai carichi verticali e nel piano della muratura)

$$1 \text{ Mpa} = 1000000 \text{ N/mq} = 1 \text{ N/mm}^2$$

Materiale	Tipologia	Spessore	E	G	f_k	f_{vk0}
Malta	M10	1 cm	10000	4000	20	3
Laterizio	blocco	45x30x19	160000	66000	160	25
Muratura	NTC	45 cm	67000	27000	67	2,5
Muratura	Eurocodice 6	45 cm	46000	18400	46	2,5
Muratura	Omogenea	45 cm	94514	64289	60	

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \quad ; \alpha = 0,7 \ ; \beta = 0,3 \ ; K = 0,55 \quad (\text{eurocodice 6})$$

$$G = E / [2 \cdot (1 + \nu)]$$

Parete di muratura larghezza 200 cm, spessore 45 cm altezza 280 cm

Numero di ricorsi di malta 13 spessore giunto 1 cm

Numero di strati di laterizi 14 altezza laterizi 19 cm

$$E = H \cdot E_m \cdot E_b / [(n-1) \cdot t \cdot E_b + n \cdot s \cdot E_s]$$

$$f_k = E \cdot [(n-1) \cdot t \cdot f_{km} / E_m + n \cdot s \cdot \sigma_b / E_b] / H$$

si considera per la malta una $\epsilon_{um} = 0,009$ $\sigma_b = 90 \text{ daN/cm}^2 < f_{kb}$

Per la resistenza a trazione a taglio puro non è nota la deformazione γ_u

N.B. per la scelta delle caratteristiche meccaniche della malta si è fatto riferimento ai risultati delle prove sperimentali riportate in tabella per MALTA PREMISCELA-TA.

“Il valore calcolato è un valore intermedio della resistenza f_k tra quello fornito dalla normativa italiana ed il valore fornito dall’ eurocodice 6 , mentre i moduli elastici sono leggermente più alti ; la cosa importante è che si tiene conto degli spessori e del numero di giunti di malta e delle file orizzontali dei laterizi.”

Se pensiamo a come vengono realizzati nella pratica i giunti di malta , i valori scelti per la resistenza a compressione e del modulo elastico sono accettabili

$f_k = 20 \text{ daN/cm}^2$; $E = 10000 \text{ daN/cm}^2$



*Con l’evoluzione dei software di calcolo la muratura nuova sarà modellata tramite i suoi componenti ovvero malta e blocchi in laterizi o cls per cui le verifiche riguarderanno sia per quanto concerne le deformazioni che per le tensioni il materiale costituente e non si avrà più la necessità di definire per la muratura omogenea una resistenza o una rigidezza . Ovviamente nella pratica corrente essendo le modellazioni molto raffinate soprattutto per la muratura esistente si preferisce definire una resistenza della muratura omogenea che superi ed integri le attutli normative italiane ed europee. Riportiamo di seguito una modellazione a **micromodello** e a **macromodello omogeneo** della nostra parete senza aperture avente dimensioni 45x200x280 cm i cui parametri meccanici sono quelli visti in precedenza.*

Gli edifici in muratura armata

1-Introduzione

2-La verifica della parete muraria

3- L'architrave , il cordolo

4- Rigidezza della parete verifica nel piano ortogonale

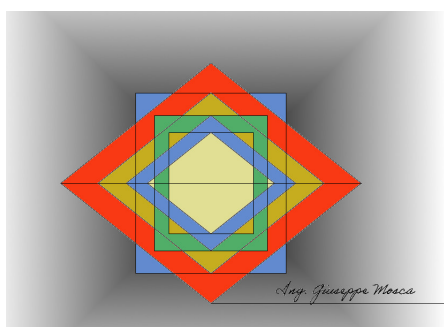
5-Il solaio

6-Dimensionamento semplificato

7-Modellazione FEM di un edificio in muratura armata

8-Le prescrizioni delle NTC2018

9-Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca

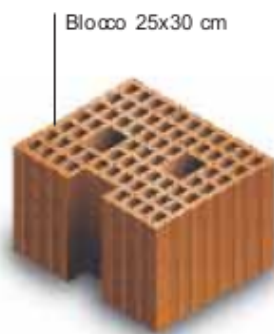


N.B. Mi scuso a priori di eventuali imprecisioni o errori che se segnalati contribuiscono al miglioramento degli appunti

1- Introduzione

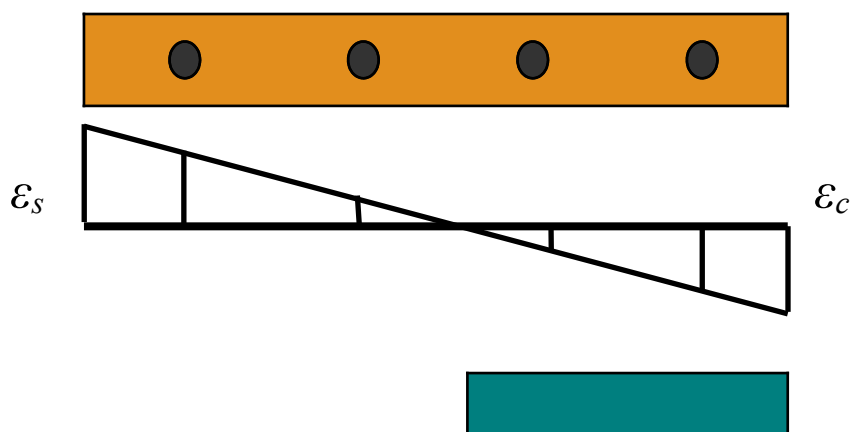
Gli edifici in muratura armata vengono realizzati con blocchi di laterizio o con blocchi di calcestruzzo alleggerito colorato, il vantaggio rispetto ad un edificio tradizionale in muratura è lo spessore delle pareti che in zona sismica può essere pari anche a 25 cm , si può avere un numero di piani pari a 4 per edifici semplici . La progettazione di un edificio in muratura armata prevede la disposizione delle pareti murarie nelle due direzioni ad interasse regolare $< 7m$ rispetto ad un edificio in cemento armato viene meno la libertà di pianta ovvero la disposizione dei tramezzi è obbligata e nel corso della vita della struttura non può subire delle modifiche. La progettazione di un edificio in muratura armata deve avvenire su pianta modulare di $5 \times 5m$ ottenendo delle forme più o meno fantasiose ed irregolari funzione della disposizione dei moduli. La massa di un edificio in muratura armata è analoga a quella di un edificio in cemento armato rispetto al quale è molto più rigido e resistente in virtù delle dimensioni dei setti con periodi di oscillazione ridotti quindi siamo nel tratto orizzontale dello spettro di risposta. La casa in muratura armata se ben isolata termicamente con impianto fotovoltaico è una casa passiva che rispetta le regole della bioedilizia , non danneggia l'ambiente con il quale si integra perfettamente, lo svantaggio è forse l'architettura ovvero la muratura armata nel rispetto della normativa sismica privilegia la regolarità strutturale per cui non si possono ottenere forme fantasiose irregolari con parti a sbalzo. In Italia la muratura armata è poco diffusa si preferisce utilizzare il cemento armato le cui cave le troviamo in ogni comprensorio mentre le fornaci per la produzione del laterizio per le quali è necessaria l'argilla sono poco diffuse sul territorio italiano: è più semplice scavare per trovare inerti in prossimità dei fiumi che rovinare il paesaggio e delle montagne per estrarre dell'argilla. Alterare il paesaggio naturale con cave di argilla crea un grande danno ambientale , i territori perdono la loro valenza naturale è più semplice e giustificato reimpiantare alberi favorendo l'industria del legno con impiego di lavoratori che costruire delle montagne per le quali la gente comune non ne capirebbe neanche il significato. Le cave di inerti vengono trasformate in oasi naturalistiche con laghi artificiali riparando il danno creato alla natura dalle cave stesse , il reimpianto di alberi crea nuovi boschi arricchisce il paesaggio elimina il rischio idrogeologico. In Italia dell'argilla se ne fa un uso controllato ottenere delle concessioni dallo stato per realizzare delle cave è molto complesso si dovrebbero interessare porzioni di territorio degradate che non hanno valore naturalistico o pregio ambientale

2-La verifica della parete muraria



I blocchi vengono assemblati e nei fori vanno inserite delle barre di acciaio verticali integrate con armatura orizzontale disposta nei ricorsi in modo da ottenere una parete armata. Le verifiche da condurre sono a pressoflessione e a taglio del setto murario .

Verifica a pressoflessione



Il pannello ha dimensioni

$B=200\text{ cm}$; $t=30\text{ cm}$; $H=300\text{ cm}$

Armatura $2\Phi 14/25\text{ cm}$

Il calcolo viene eseguito allo stato limite ultimo ipotizzando per il calcestruzzo una deformazione max pari al 0,0035 ed un diagramma delle tensioni di compressione costante pari a $0,85 \cdot f_{cd}$.

Ipotizziamo che la rottura avvenga nella muratura compressa con deformazione

$\epsilon_c = 0,0035$; dal principio di conservazione delle sezioni piane

$\epsilon_c / x = \epsilon_{si} / (B - n \cdot 25 - x)$ $n = 1, 2, 3, \dots$

n numero di aree di ferro in zona tesa

$\epsilon_c / x = \epsilon_{si} / (x - n \cdot 25)$ $n = 1, 2, 3, \dots$

n numero di aree di ferro in zona compressa

L'equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale:

$$0,85f_{cd} \cdot x \cdot t + (\sum A_{s_i} \cdot \sigma_{s_i})_c - (\sum A_{s_i} \cdot \sigma_{s_i})_t = P$$

la tensione nella muratura $f_{cd} = f_{bk} / \gamma_M$, con f_{bk}

Tab. 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

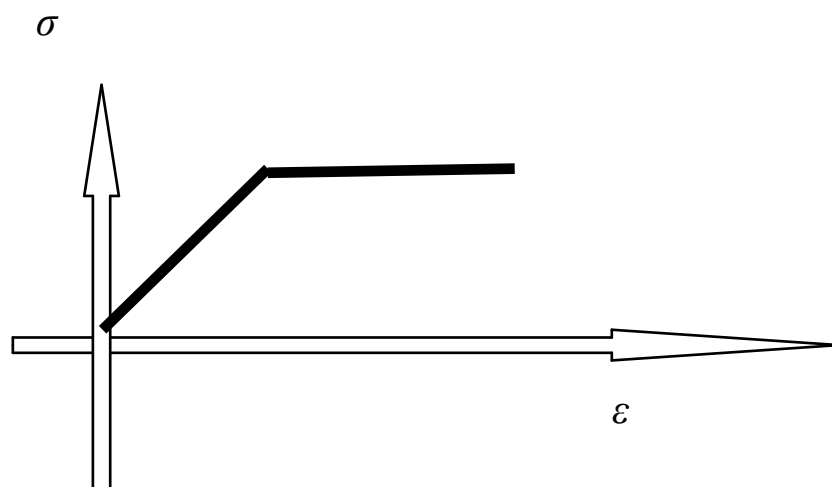
Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	–

il coefficiente parziale γ_M

Tab. 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

per l'acciaio si utilizza un diagramma bilatero



$$\epsilon_e = f_{yd} / E_s \quad ; \quad \epsilon_u = 0,01 \quad ; \quad f_{yd} = 450 / 1,15 = 390 \text{ N/mm}^2$$

Dall'equazione tramite un software di matematica:

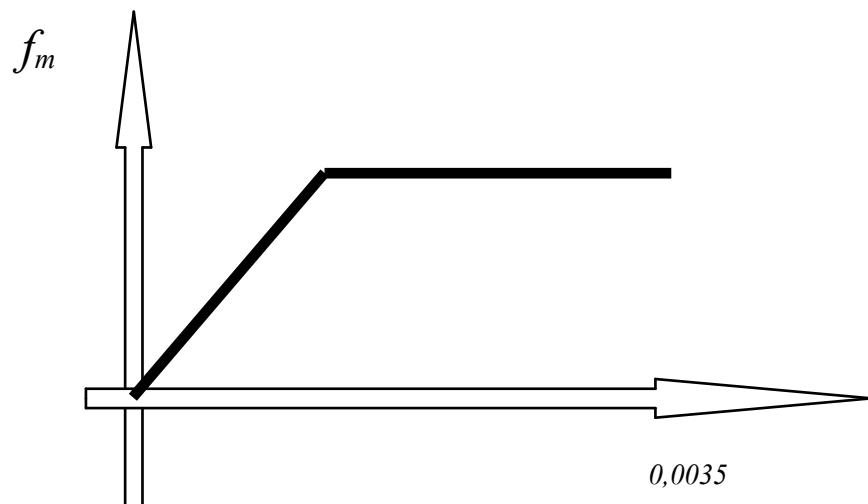
$$0,85f_{cd} * x * t + (\sum A_{s_i} * \sigma_{s_i})_c - (\sum A_{s_i} * \sigma_{s_i})_t = P$$

note le tensioni $\sigma_{s_i} = E_s * \varepsilon_{s_i}$; $\sigma_{s_i} = f_{yd}$ possiamo calcolare la X e quindi calcolare il momento resistente della sezione rispetto al baricentro geometrico

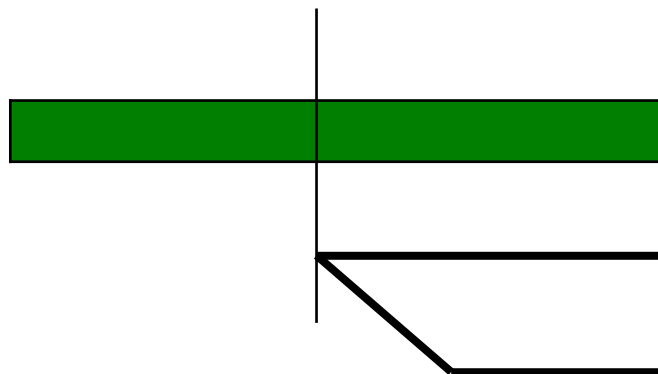
$$M_{rd} = 0,85 * f_{cd} * t * x * (b/2 - x/2) + \sum \sigma_i * A_{s_i} * d_i$$

d_i distanza dell'area metallica dal baricentro geometrico.

Ipotizziamo che si rompa prima l'acciaio teso della muratura ovvero nell'area di ferro alla estremità di sinistra della sezione si attinge la deformazione 0,01. La muratura potrebbe essere ancora in fase elastica lineare anche per essa consideriamo un diagramma bilatero



il modulo elastico della muratura $E = 1000 * f_k$ con $G = 0,4 * E$ per cui il diagramma delle tensioni è trapezoidale



la distanza D corrispondente alla deformazione elastica della muratura $\varepsilon_e = f_{cd} / E$

$$0,01 / (B - x) = \varepsilon_e / D ; D = \varepsilon_e / 0,01 * (B - x)$$

la risultante degli sforzi di compressione

$$C = t * (x - D) * f_{cd} + D * f_{cd} * t / 2$$

l'equazione di equilibrio alla traslazione diventa:

$$t*(x-D)*f_{cd} + D*f_{cd}*t/2 + (\sum A_{s_i}*\sigma_{s_i})_c - (\sum A_{s_i}*\sigma_{s_i})_t = P$$

con deformazione al lembo compresso $\varepsilon_c/X = 0,01/(B-X-25)$

deformazione nell'acciaio teso $0,01/(B-X-25) = \varepsilon_s/(B-X-n*25)$

deformazione acciaio compresso $0,01/(B-X-25) = \varepsilon_{s_i}/(x-n*25)$

Calcolata la X possiamo determinare il momento resistente della sezione

$$M_{rd} = t*(x-D)*f_{cd}*(B/2-x/2+D/2) + D*f_{cd}*t/2*2/3*D + \sum \sigma_i*A_{s_i}*d_i$$

La verifica a taglio del pannello considera il contributo della sezione compressa e della armatura tesa

$$V_{rd} = f_{vd}*x*t + n*A_s*f_{yd}/\sqrt{3} \quad V_{rd} < 0,3*f_{cd}*x*t$$

f_{cd} resistenza a compressione muratura

la resistenza a taglio della muratura $f_{vd} = f_{vd0} + 0,4*P/A$

n numero di aree di ferro (non è un coefficiente di omogeneizzazione)

I valori della resistenza a taglio della muratura (laterizio o blocchi di cls)

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali $f_{v,d0}$ (valori in N/mm²)

Elementi per muratura	$f_{v,d0}$ (N/mm ²)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,15
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,15
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso	M10 - M20	0,20	0,15
Calcestruzzo areato autoclavato	M2,5 - M9	0,15	
Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M1 - M2	0,10	

la verifica della sezione la eseguiamo con un software di calcolo Free VEMA che riportiamo di seguito per un pannello con le seguenti caratteristiche

$$t = 30 \text{ cm}$$

$$B = 200 \text{ cm}$$

$$H = 300 \text{ cm}$$

$$M = 18000 \text{ daN}$$

$$V = 6000 \text{ daN}$$

$$P = 30000 \text{ daN}$$

$$M_X = 6000 \text{ daN*m}$$

Verifica della sezione in muratura armata

La parete è stata calcolata seguendo le prescrizioni delle vigenti normative (D.M. 17/01/2018 Circolare 617/2009)

1. Dati geometrici

Lunghezza della parete (b): 200 cm
Spessore della parete (t): 30 cm
Altezza della parete (h): 300 cm

2. Parametri meccanici della muratura

Resistenza caratteristica a compressione ortogonale ai letti di malta (f_{t0}): 53.00 daN/cm²
Resistenza caratteristica a compressione parallela ai letti di malta (f_{td}): 34.00 daN/cm²
Resistenza caratteristica tangenziale in assenza di carichi verticali (f_{td0}): 1.00 daN/cm²
Coefficiente di sicurezza della muratura (γ_m): 2.0
Resistenza di calcolo a compressione ortogonale ai letti di malta (f_{td}): 26.50 daN/cm²
Resistenza di calcolo a compressione parallela ai letti di malta (f_{td}): 17.00 daN/cm²
Resistenza di calcolo tangenziale (f_{td}): 1.50 daN/cm²
Modulo elastico (E_m): 53000 daN/cm²

3. Parametri meccanici dell'acciaio

Resistenza di calcolo (f_{td}): 3913.00 daN/cm²
Modulo elastico (E_s): 2100000 daN/cm²

4. Caratteristiche della sollecitazione

Sforzo normale (N_{sd}): 30000.00 daN
Taglio (V_{sd}): 6000.00 daN
Momento flettente nel piano (M_{sd1}): 1800000.00 daNcm
Momento flettente fuori piano (M_{sd2}): 6000.00 daNcm

5. Armature

5.1 Armature verticali

5.1.1 Armature verticali agli estremi della parete

Estremo iniziale (1): 2 ϕ 14
Estremo finale (2): 2 ϕ 14

5.1.2 Armature intermedie

Numero posizioni intermedie: 1
Armature in ogni posizione: 2 ϕ 14

5.2 Armature orizzontali

Armatura per ogni letto di malta in cui è prevista: 2 ϕ 6

Passo (distanza tra due letti di malta consecutivi armati): 60 cm

6. Risultati

6.1 Pressoflessione nel piano

6.1.1 Legame costitutivo della muratura

Deformazione elastica della muratura (ϵ_{md}): 0.00050
Deformazione ultima della muratura (ϵ_{mu}): 0.00350
Tensione massima (f_{td}): 26.50 daN/cm²

6.1.2 Legame costitutivo dell'acciaio

Deformazione elastica dell'acciaio (ϵ_{yd}): 0.00186
Deformazione ultima dell'acciaio (ϵ_{yu}): 0.01000
Tensione massima (f_{td}): 3913.00 daN/cm²

6.1.3 Area di armatura

A1: 3.08 cm²
A2: 3.08 cm²

6.1.4 Risultati del calcolo

Campo di rottura: 2
Asse neutro (y_n): 41.48 cm
Deformazione dell'acciaio (1): 0.00184
Deformazione dell'acciaio (2): -0.01000
Reazione dell'acciaio (1): 11926.68 daN
Reazione dell'acciaio (2): -12047.19 daN
Reazione della muratura: 30120.51 daN
Momento resistente (M_{Rd}): 4477514 daNcm
Coefficiente di sicurezza della verifica: 2.48
Esito della verifica: positivo

6.2 Pressoflessione fuori piano

6.2.1 Legame costitutivo della muratura

Deformazione elastica della muratura (ϵ_{md}): 0.00050
Deformazione ultima della muratura (ϵ_{mu}): 0.00350
Tensione massima (f_{td}): 26.50 daN/cm²

6.2.2 Legame costitutivo dell'acciaio

Deformazione elastica dell'acciaio (ϵ_{yd}): 0.00186
Deformazione ultima dell'acciaio (ϵ_{yu}): 0.01000
Tensione massima (f_{td}): 3913.00 daN/cm²

6.2.3 Area di armatura

A1: 0.00 cm²
A2: 9.24 cm²

6.2.4 Risultati del calcolo

Campo di rottura: 4
Asse neutro (y_n): 11.04 cm
Deformazione dell'acciaio (2): 0.00
Reazione dell'acciaio (2): -24343.03 daN
Reazione della muratura: 54343.03 daN
Momento resistente (M_{Rd}): 535965 daNcm
Coefficiente di sicurezza della verifica: 88.92
Esito della verifica: positivo

6.3 Taglio

Resistenza a taglio della muratura ($V_{t,M}$): 8325.00 daN
Resistenza a taglio delle armature ($V_{t,S}$): 4093.59 daN
Resistenza a taglio ($V_t = V_{t,M} + V_{t,S}$): 12418.59 daN
Resistenza delle bielle compresse ($V_{t,C}$): 28305.00 daN
Resistenza a taglio della parete ($V_{Rd} = \min(V_{t,C}, V_t)$): 12418.59 daN
CoeffSic: 2.07
Esito della verifica: positivo

3- L'architrave , il cordolo



L'apertura conviene riquadrarla ovvero inserire un telaio rettangolare in cemento armato, oppure realizzare un architrave con un cordolo in c.a. avente una larghezza pari allo spessore della muratura o ancora accoppiando due profili a doppio T



La dimensione della apertura è pari a 2,50 m con luce di calcolo $L_c = 2,70$ m base di appoggio 10 cm;



Analisi dei carichi :

Peso proprio $0,30 \times 0,20 \times 1,00 \times 2500 = 150 \text{ daN/ml}$

Scarico solaio 1500 daN/ml

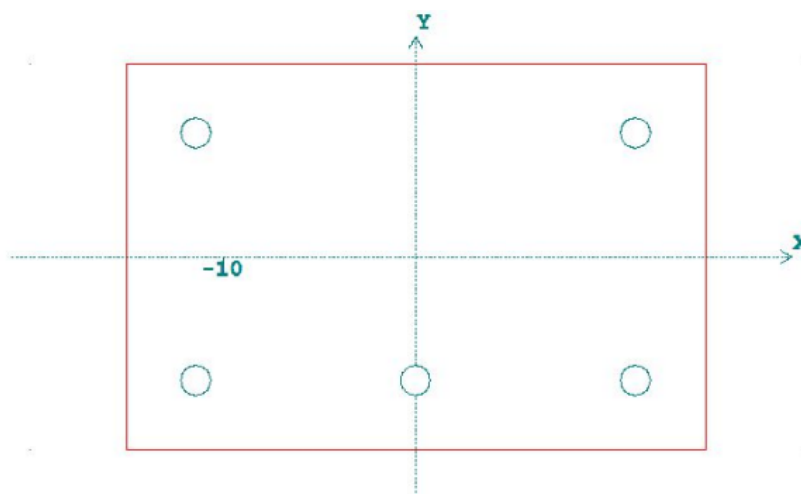
Peso proprio muratura $0,30 \times 1,00 \times 1,00 \times 1000 = 300 \text{ daN/ml}$

Carico $Q = 1,5 \times (150 + 1500 + 300) = 2925 \text{ daN/ml}$

$M = 2665 \text{ daN} \cdot \text{m}$

$V = 2948 \text{ daN}$

Verifica della sezione rettangolare in cemento armato



OPZIONI:

Metodo di calcolo: Stati Limite; Normativa Tecnica: Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;
Sismicità: edif. non in zona sismica;
Elemento costr.: trave in elevazione; Posiz. sezione: fuori dalla zona critica; Carico conc.: No
Armatura inferiore a taglio: Si; Considera eccentricità aggiuntiva: No; Verifica eccentricità M/N: Si;
Considera eccentricità aggiuntiva e verifica solo nei pilastri: Si;
Trasl. momento flett.: No; Non inserire staffe: No; Considera solo staffe: No;
Cond. Ambientali: ordinarie; Sensibilità armature: poco sensibili.
Lunghezza libera di inflessione dir. X (per NTC 2018) HLx (cm):: 0.00
Lunghezza libera di inflessione dir. Y (per NTC 2018) HLy (cm):: 0.00

MATERIALI:

Calcestruzzo: C25/30; Rck=30.00; Ec= 31447.16; N/mm²; γ_c : 1.50
fck=24.90; fcd=14.11; fctk=1.79; fctd=1.19; fctm=2.56; fctfm=3.07; (in N/mm²)
Grafico tensioni/deformazioni cls: f2=14.11 N/mm²; ϵ_{cu2} =0.0035; ϵ_{c2} =0.0020
Acciaio barre: B450C; γ_s : 1.15
fyk=450.00; fyd=391.30; fbd=2.69; Es=206010.00; (in N/mm²);
Grafico tensioni/deformazioni acciaio: σ_u =0.0675; k=1.15
Nelle verifiche delle tensioni SLE trascura sempre la resistenza a trazione del cls: Si
Acciaio staffe: fyks=450.00, fyds=391.30 (in N/mm²)
Percent. torsione limite (TorSoll/TorRes)•100=20.00 %

FORMA DELLA SEZIONE: Rettangolare

Base (cm): B = 30.00 cm; Base (cm): H = 20.00 cm
Rotazione: rot = 0.00 gradi
Area totale acciaio : Ast = 10.05 cm²
Copriferro di progetto : c = 2.80 cm
Diametro staffe : ds = 8 mm

GEOMETRIA DELLE MASSE SEZIONE IN CALCESTRUZZO:

Area: Acls = 600.00 cm²; Baricentro: XgCls = 0.00 cm; YgCls = -0.00 cm
Momenti d'inerzia: Jx = 20000.00 cm⁴; Jy = 45000.00 cm⁴; Jxy = 0.00 cm⁴;

Momenti principali d'inerzia: $J_{csi} = 45000.00 \text{ cm}^4$; $J_{eta} = 20000.00 \text{ cm}^4$;
 Angolo tra l'asse principale d'inerzia cs_i e l'asse x : $\theta = -1.57 \text{ rad}$;

COMBINAZIONI DI CARICO:

Azione normale (positiva se di compressione).

Azioni rispetto x e y baricent. paralleli agli assi x e y (N, Nm).

Combinazioni stati limite ultimi:						
comb	N	Mx	Vx	My	Vy	Mt
1	0	26650	2948	0	0	0

VERIFICA PRESSO-TENSOFLESSIONE (comb. di carico N.ro 1):

Equaz. asse neutro $ax+by+c=0$: $a=0.000000$; $b=2000.000000$; $c=-10322.769381$

Angolo asse neutro-asse x : $\alpha = 0.00000$ gradi sessadec. in senso antiorario

Deformazioni a rottura (valore positivo se di accorciamento)

Sezione parzializzata

Deformazione massima cls: $\varepsilon_c = 3.50000 / 1000$

Deformazione massima acciaio: $\varepsilon_f = -8.36290 / 1000$

Deformazione minima acciaio: $\varepsilon_f' = 0.89595 / 1000$

Azioni sollecitanti rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

$NS=0.00$; $M_{xiS}=0.00$; $M_{yiS}=-26650.00$; $T_{xiS}=0.00$; $T_{yiS}=2948.00$

Ecc. aggiuntiva minima considerata: nessuna

Azioni resistenti a rottura rispetto agli assi principali d'inerzia (N, N•m):

$NR = -8.17$; $M_{xiR} = -0.00$; $M_{yiR} = -33343.96$

$M_{xi0}=-0.00$, $M_{yi0}=0.00$ - Punto base nel grafico M_{xi} - M_{yi} sul piano $NS=\text{cost.}$

$MR = ((M_{xiR}-M_{xi0})^2 + (M_{yiR}-M_{yi0})^2)^{1/2} = 33343.96$; $MS = ((M_{xiS}-M_{xi0})^2 + (M_{yiS}-M_{yi0})^2)^{1/2} = 26650.00$

Fattore di sicurezza ad N costante: $MR/MS = 1.2512 > 1$

VERIFICA POSITIVA

VALORI DI δ ($x/d = 0.2950$)

$\delta = 0.44 + 1.25 \cdot (0.6 + 0.0014/\varepsilon_{cu}) \cdot x/d = 0.8088$

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONGITUDINALE ($A_{ftot}=10.05 \text{ cm}^2$; $Area_{cls}=600.00 \text{ cm}^2$)

Armatura tesa (comb. 1): $A_{ft}=6.03 \text{ cm}^2 > 0.26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d / f_{yk} = 0.73 \text{ cm}^2$

$A_{ft}=6.03 \text{ cm}^2 > 0.0013 \cdot b \cdot d = 0.64 \text{ cm}^2$

con: $b=30.00 \text{ cm}$; $d=16.40 \text{ cm}$

$A_{ftesa \text{ max}}$ (comb. 1) $= 6.03 \text{ cm}^2$ e $A_{fcompr \text{ max}}$ (comb. 1) $= 4.02 \text{ cm}^2 < 0.04 \cdot Area_{cls} = 24.00 \text{ cm}^2$

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA QUANTITA' ARMATURA LONG. NEI BORDI SUPERIORE ED INFERIORE

$Area_{cls}=600.00 \text{ cm}^2$, $f_{yk}=450.00 \text{ MPa}$

Armatura compressa: $A_f=4.02 \text{ cm}^2$; $\rho_{comp}=0.006702$

Armatura tesa: $A_f=6.03 \text{ cm}^2$; $\rho=0.010053$

Verifiche positive: $1.4/f_{yk} < \rho < \rho_{comp} + 3.5/f_{yk}$; $\rho_{comp} > 0.25 \cdot \rho$;

Sono presenti almeno due barre $\varnothing \geq 14 \text{ mm}$ nei bordi superiore ed inferiore.

VERIFICHE POSITIVE

VERIFICA TRINCIAMENTO BARRE

Comb. N.: 1; $V_{su}=2948.00 \text{ N}$; $\tau_{maxTr}=V_{su}/A_f=2.9324 < f_{yd}=391.3000 \text{ N/mm}^2$

VERIFICA POSITIVA

PROGETTO PASSO STAFFE. a 90° (N.ro bracci: $N_b=2$, Area sing.: $A_{1s}=0.5027 \text{ cm}^2$)

N.B. I bracci considerati sono quelli delle staffe e le legature dell'anima aventi l'angolo, con l'asse ort. all'asse neutro, inferiore a 45° gradi

Area minima per le travi: $A_{st}=0.15 \cdot b_w = 0.15 \cdot 20.00 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

$s = N_b \cdot A_{1s} / A_{st} = 33.51 \text{ cm}$

$s = 0.8 \cdot h_{utile} = 0.8 \cdot 16.40 = 13.12 \text{ cm}$

$s = 33 \text{ cm}$

VERTICI SEZIONE:			
Nv	X (cm)	Y (cm)	$\varepsilon_c \times 1000$
1	-15.00	-10.00	-10.97
2	-15.00	10.00	3.50
3	15.00	10.00	3.50
4	15.00	-10.00	-10.97

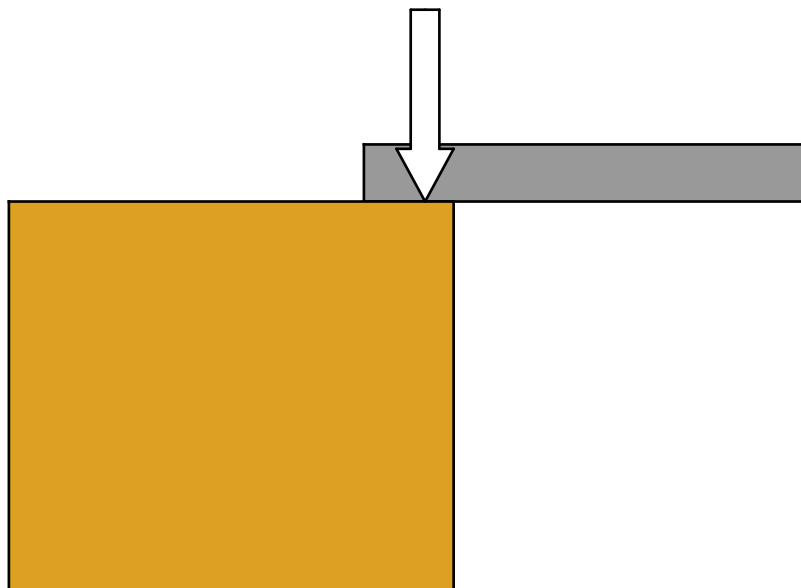
BARRE LONGITUDINALI:				
Nf	X (cm)	Y (cm)	diametro(mm)	$\varepsilon_f \times 1000$
1	-11.40	-6.40	16.00	-8.36
2	-11.40	6.40	16.00	0.90
3	11.40	6.40	16.00	0.90
4	11.40	-6.40	16.00	-8.36
5	0.00	-6.40	16.00	-8.36

INTERSEZIONI TRA ASSE NEUTRO E PROFILO DELLA SEZIONE:		
Ni	X (cm)	Y (cm)
1	-15.00	5.16
2	15.00	5.16

Fattore di sicurezza SLU per sforzo normale e flessione per tutte le combinazioni										
NSi, MSxi, MSyi: azioni sollecitanti rispetto agli assi principali di inerzia										
NRi, MRxi, MRyi: azioni resistenti										
sic.: fattore Resistenza/Sicurezza a pressoflessione (o per la compressione assiale) SLU										
Aft, Afc: armatura in zona tesa e compressa a pressoflessione										
TV: tipo verifica N = pressofles. ad N costante; M = pressofles. ad M/N costante; C = NS > Nrd o il fattore NRd/NS risulta piu' sfavorevole (NRd= 1070658 N); T = NS < Nrt o il fattore Nrt/NS risulta piu' sfavorevole (Nrt= -446484 N); E = l'eccentricità della sollecitazione è inferiore al minimo imposto dalla normativa; ? = Sezione non verificabile; 0 = Azioni nulle										
V: verifiche - con un asterisco viene indicata la sezione non verificata, con un N se la combinazione non converge										
cb	NSi	MSxi	MSyi	NRi	MRxi	MRyi	Aft	Afc	sic.	TV
n.ro	(N)	(Nm)	(Nm)	(N)	(Nm)	(Nm)	(cm²)	(cm²)		
1	0	0	-26650	-8	-0	-33344	6.03	4.02	1.2512	N

Tutte le combinazioni sono verificate a sforzo normale e flessione SLU

Verifica delle pressioni di contatto



Il carico $P = 2950 \text{ daN}$, ipotizzando un diagramma delle tensioni triangolare con valore max della tensione $\sigma = 2/3 \cdot N / (t \cdot u)$ con $u = d/3 = 3,33 \text{ cm}$

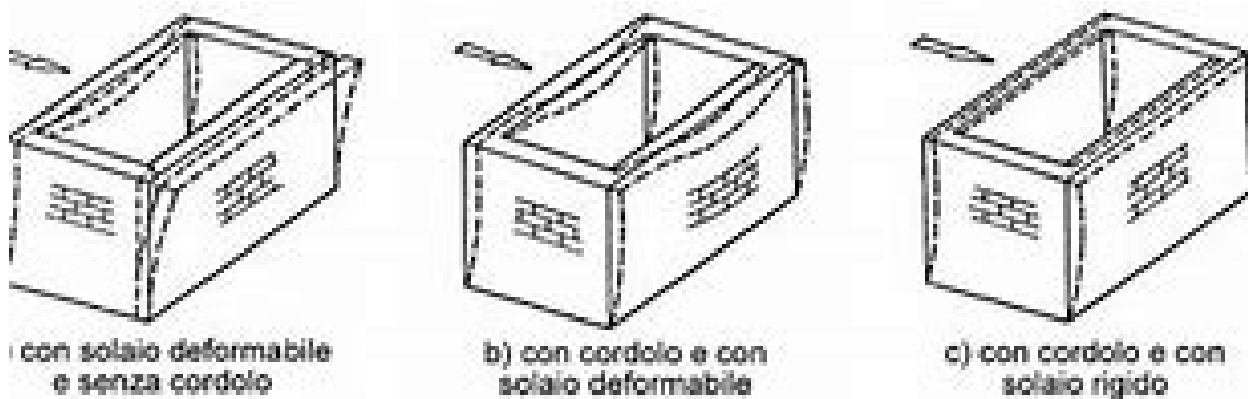
$$\sigma = 19,68 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 26,90 \text{ daN/cm}^2$$

in alternativa si poteva considerare un diagramma rettangolare con $\sigma = N / (t \cdot u)$

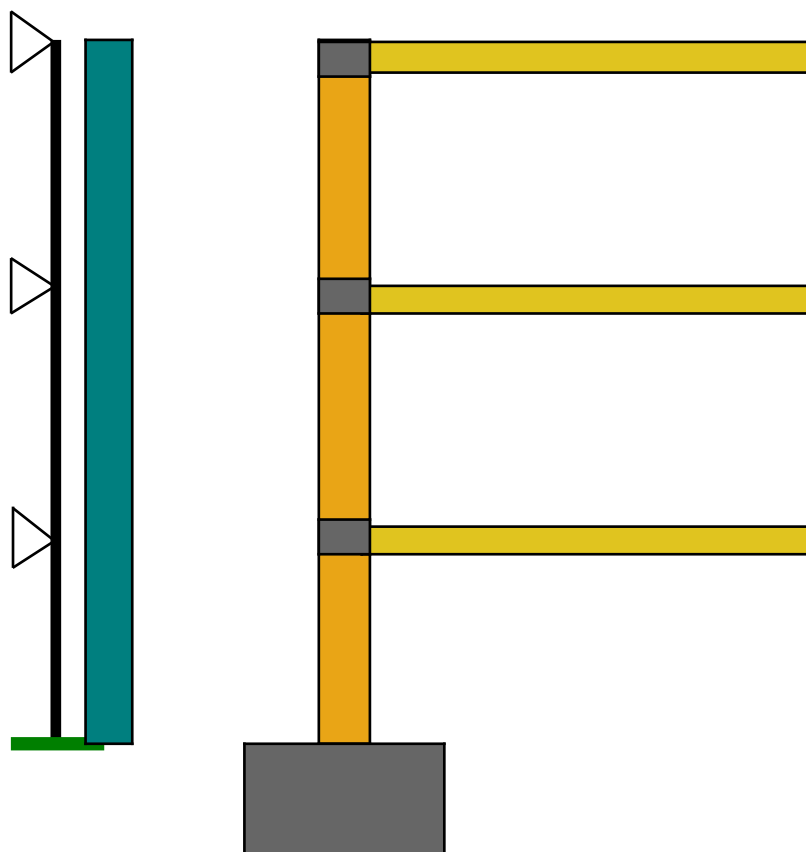
$$\sigma = 14,76 \text{ daN/cm}^2 < f_{cd} = 26,90 \text{ daN/cm}^2$$

Cordolo

Il cordolo come le architravi vanno inseriti nella modellazione della struttura, per cui le armature sono già determinate, è comunque importante eseguire delle verifiche separate per averne la conferma. La normativa (NTC 2018) per i cordoli degli edifici in muratura prescrive un armatura longitudinale di almeno 8cm^2 corrispondente a $4\Phi 16$ ($6\Phi 14$) e staffe $\Phi 8$ ogni 25 cm. I ferri verticali presenti nella parete vanno ancorati nel cordolo la cui funzione è quella di collegare il solaio alla parete e quindi evitare l'apertura della scatola muraria consentendo la ripartizione delle azioni orizzontali.

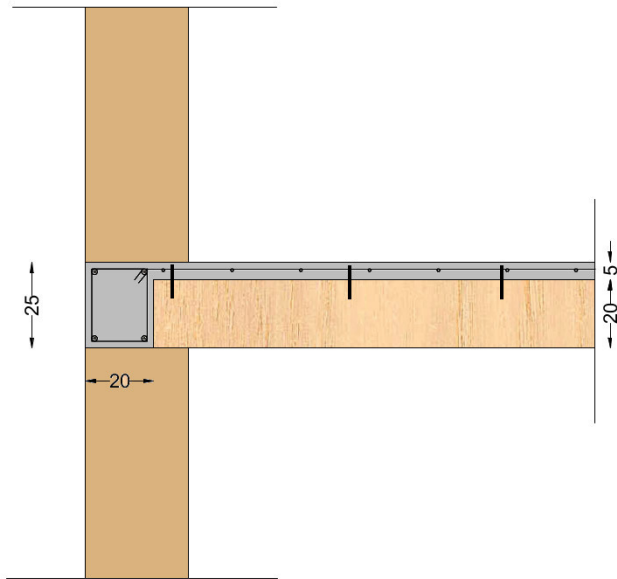


Il dimensionamento del cordolo può essere eseguito a trazione ipotizzando il ribaltamento in opposizione di fase delle pareti ortogonali considerate come delle travi continue appoggiate sui cordoli



Si calcolano le reazioni vincolari dallo schema di trave continua sollecitata da azioni sismiche orizzontali e si dimensionano le armature dei cordoli da normativa

$$V_{rd} = 8 \cdot 3900 = 31200 \text{ daN} < V_{sd}$$



4- Rigidezza della parete ,verifica nel piano ortogonale

Per il calcolo della rigidezza si considera sia il contributo della rigidezza tagliante che flessionale per i due comportamenti limite di mensola e telaio shear-type.

$$\text{Lo spostamento } \delta = F \cdot H^3 / (\beta \cdot EI) + \chi \cdot F \cdot H / (G \cdot A)$$

$$K = 1/\delta = 1 / [H^3 / (\beta \cdot EI) + \chi \cdot H / (G \cdot A)]$$

$$\beta = 3 \quad \text{mensola}$$

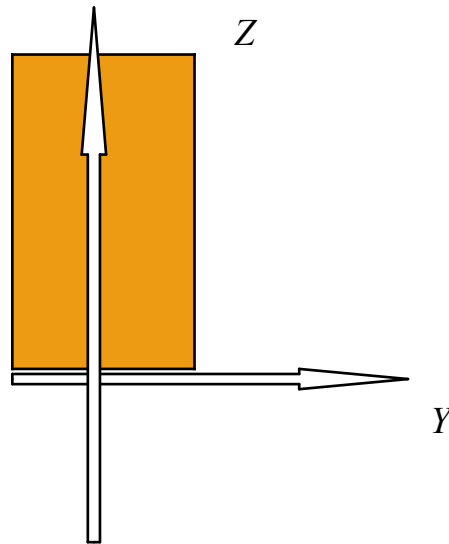
$$\beta = 12 \quad \text{shear-type}$$

per comportamenti intermedi come quello a telaio $3 < \beta < 12$

per tener conto della fessurazione la rigidezza della parete in muratura armata va dimezzata; la normativa prescrive che il drift ovvero lo spostamento alla sommità del pannello $\delta < 0,8\% \cdot H = 2,4 \text{ cm}$.

Possiamo calcolare la rigidezza tenendo conto della fessurazione e quindi della variabilità del momento di inerzia della sezione reagente in funzione del momento flettente

La rotazione $\varphi(z) = \int M/(EI) dz$; Lo spostamento $v(z) = \int \varphi(z) dz$
 il momento flettente $M = V \cdot (H/2 - z)$



Discretizziamo la parete in 10 conci da 30 cm e per ogni sezione determiniamo la posizione dell'asse neutro x quindi calcoliamo il momento di inerzia corrispondente; tramite un foglio elettronico calcoliamo lo spostamento in sommità e quindi la rigidezza del pannello.

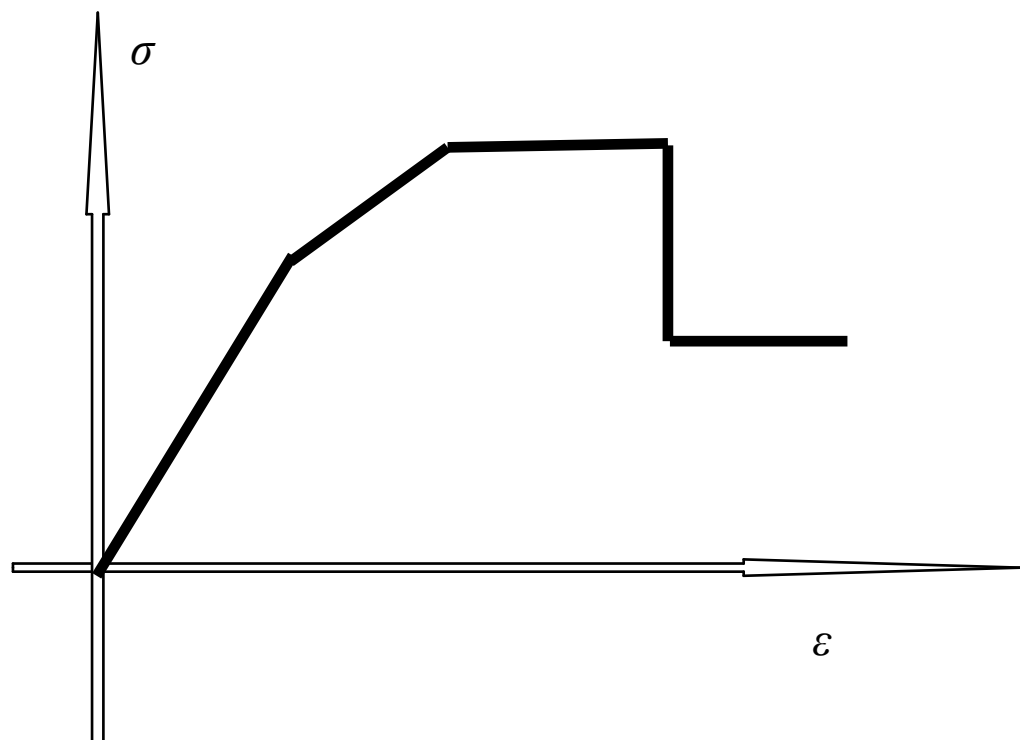


Tabella 3.2. Intervalli indicativi dei valori del drift e della resistenza residua per i diversi stati di danno.

danno	Drift (%)			Resistenza residua	
	3	4	5	3→4	4→5
pressoflessione	0.4 ÷ 0.8	0.8 ÷ 1.2	1.2 ÷ 1.8	1.0	0.8 ÷ 0.9
taglio	0.25 ÷ 0.4	0.4 ÷ 0.6	0.6 ÷ 0.9	0.6 ÷ 0.8	0.25 ÷ 0.6

Per la muratura armata gli spostamenti corrispondenti ai differenti stati limite coincidono con i valori massimi.

-Verifica nel piano ortogonale

Per la verifica nel piano ortogonale ipotizziamo che il pannello di muratura sia appoggiato agli estremi e caricato dalle azioni sismiche ortogonali calcolate come per gli elementi non strutturali e dallo sforzo normale verticale.

$$q_a = F_a = (S_a \cdot W_a) / Q_a$$

il periodo fondamentale di vibrazione per una trave app. app.

$$T = 2/\pi \cdot L^2 \cdot \sqrt{(\mu/EI)}$$

W_a peso sismico della parete

$$S \begin{cases} \alpha \cdot S^* (1 + Z/H) \cdot a_p / [(1 + (a_p - 1) \cdot (1 - T_a / (a \cdot T_1))^2)] \geq \alpha \cdot S \text{ per } T_a > a \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S^* (1 + Z/H) \cdot a_p & a \cdot T_1 < T_a < b \cdot T_1 \\ \alpha \cdot S^* (1 + Z/H) \cdot a_p / [(1 + (a_p - 1) \cdot (1 - T_a / (a \cdot T_1))^2)] \geq \alpha \cdot S \text{ per } T_a > b \cdot T_1 \end{cases}$$

La verifica di instabilità viene eseguita per pressoflessione deviata, maggiorando lo sforzo normale P di un coefficiente k come per le normali verifiche di instabilità;

ovvero ridurre la tensione f_{cd}/k

Per muratura non armata

$$M_{XRD} = P \cdot b / 2 \cdot [1 - k \cdot P / (2 \cdot b \cdot u_z \cdot \alpha \cdot f_{cd})]$$

$$M_{YRD} = P \cdot t / 2 \cdot [1 - k \cdot P / (2 \cdot t \cdot u_x \cdot \alpha \cdot f_{cd})]$$

con

$$u_x = [A \cdot (b/t - \delta) + A - b^2/\delta] / [2b \cdot (1 - \delta)] ; u_z = [A - \delta \cdot t^2 - A \cdot (t \cdot \delta / b - 1)] / [2t \cdot (\delta - 1)]$$

La normativa italiana prescrive che gli effetti del II ordine possono essere controllati mediante una snellezza convenzionale della parete

$\lambda = L_0/t$, L_0 lunghezza libera di inflessione pari a 300 cm altezza di interpiano

La snellezza non deve essere superiore a 20, corrispondente ad uno spessore di 15 cm

Il coefficiente k deriva da una analisi del secondo ordine

$$M = M_0 + \Delta M, \text{ con } \Delta M \text{ momento del secondo ordine } k = (1 + \Delta M / P)$$

*Il momento del secondo ordine in mezzeria del pannello $M = q \cdot L^2/8 + P \cdot V(L/2)$
 $V(L/2)$ spostamento in mezzeria calcolato con l'equazione della linea elastica della trave app.-app.*



$$EI V^{IV} + N \cdot V = q(z)$$

$$V^{IV} + (P/EI) \cdot V = q/EI$$

Per tener conto della fessurazione della muratura si potrebbe far riferimento al momento di inerzia della sezione reagente, ma in modo molto più semplice è preferibile dimezzare la rigidezza.

$$V^{IV} + (2 \cdot P/EI) \cdot V = 2 \cdot q/EI$$

I è il momento di inerzia $B \cdot t^3/12$

Per la muratura armata la verifica di instabilità può essere eseguita con il software VEMA maggiorando il momento flettente $M = M_0 + P \cdot (V \cdot L/2)$, determinando tramite un software di analisi matematica la funzione $V(z)$ e quindi la freccia $V(l/2)$

5-Il solaio

In sintonia con le tecniche costruttive della bioedilizia per il solaio utilizziamo una struttura mista con travi tavolato in legno e soletta di cls collegati con connettori verticali.



Trave 10x17 cm

Tavolato 3 cm

Soletta cls 5 cm

Interasse travetti 60 cm

Per questa tipologia di solai è importante la verifica allo stato limite di oscillazione ovvero il calcolo della frequenza fondamentale di vibrazione che per un solaio in

legno deve essere $f > 8\text{Hz}$; la trattazione in analogia alle sezioni in legno viene eseguita nella ipotesi di elasticità lineare individuando la posizione dell'asse neutro che ipotizziamo nel tavolato in legno

$$5 \cdot 120 \cdot (X - 2,5) - n \cdot 2 \cdot 10 \cdot 17 \cdot (H - X - 7,5) + n \cdot 120 \cdot x^2 / 2 - n \cdot 120 \cdot (3 - x)^2 / 2 = 0$$

il coefficiente di omogeneizzazione legno-cls $n = E_L / E_c = 0,4$

x deve essere $5 < x < 8$, se tale condizione non è soddisfatta la sua posizione va nuovamente calcolata.

Noto X possiamo determinare il momento di inerzia I le tensioni al lembo compresso e teso nonché la freccia in mezzeria;

$$\sigma_L = n \cdot M / I \cdot (h - x); \quad \sigma_c = M / I \cdot x;$$

$$f = 5/384 \cdot Q \cdot L^4 / (EI)$$

ed il diametro e passo dei connettori

La tensione tangenziale

$$\tau = V / I \cdot S_x / b; \quad \text{lo scorrimento } S = 2 \cdot \tau \cdot b \cdot \Delta Z$$

i connettori vanno dimensionati a tranciamento

$$V_{rd} = n \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \cdot f_{yd} / \sqrt{3} \quad n = \Delta Z / i; \quad i \text{ interasse tra i connettori}$$

la frequenza fondamentale di vibrazione

$$f = 1/T; \quad T = L^2 \cdot \pi \cdot (m/EI)^{1/2}$$

Riportiamo la verifica di un solaio legno calcestruzzo eseguita con il software **wood express** versione demo per le seguenti condizioni di carico

peso proprio 170 daN/mq

Carichi permanenti 170 daN/mq

Controsoffitto 30 daN/mq

Carichi accidentali 200 daN/mq

Solaio legno-calcestruzzo

Descrizione tecnica

Tipologia costruttiva

Solaio misto legno-cemento

Classe del legno : C24

Classe del calcestruzzo: C25/30

Luce delle travi : L= 3.150m

Spessore soletta : hl= 50mm

Sezione delle travi: BxH=100mmx170mm

Interasse travi : 0.600 m

Resistenza di progetto dei connettori

Calcestruzzo, (UNI EN1994-1-1:2005, §6.3.2.1)

Rottura a taglio, $R_d = 0.8 f_u (\delta d^2 / 4) / \alpha_i = 25.13$ kN (UNI EN1994-1-1:2005, Eq.6.13)

Schiacciamento localizzato, $R_d = 0.23 d^2 (f_{ck} E_{cm} / \alpha_i)^{1/2} = 18.11$ kN (UNI EN1994-1-1:2005, Eq.6.14)

$d = 10.0$ mm, $f_u = 500$ N/mm², $f_{ck} = 25$ N/mm², $E_{cm} = 31000$ N/mm², $\gamma_v = 1.25$

Legno, (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.8.10.d)

$f_{hk} = 0.082 (1 - 0.01d) p_k = 25.83$ N/mm², ($p_k = 350$ kg/m³, $d = 10.0$ mm) (EN1995-1-1 Eq.8.32)

$Myrk = 0.30 f_{uk} \cdot d^2 \cdot 2.6 = 0.30 \times 500 \times 10.0^2 \cdot 2.6 = 59716$ Nmm ($f_{uk} = 500$ N/mm²) (EN1995-1-1 Eq.8.30)

$F_{vrk} = 2.30 [Myrk \cdot f_{hk} \cdot d]^2 = 9.033$ kN (UNI EN1995-1-1:2014 Eq.8.10.d)

Classe di durata del carico: Permanente, $k_{mod} = 0.60$ $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.60 \times 9.033 / 1.50 = 3.613$ kN

Classe di durata del carico: Lunga, $k_{mod} = 0.70$ $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.70 \times 9.033 / 1.50 = 4.215$ kN

Classe di durata del carico: Media, $k_{mod} = 0.80$ $R_d = K_{mod} \cdot F_{vrk} / \gamma_M = 0.80 \times 9.033 / 1.50 = 4.818$ kN

Stato limite ultimo (UNI EN1995-1-1:2014, §6)

Proprietà della sezione composita (UNI EN1995-1-1:2014 Annessi B)

Largh. eff. flange, $b_l = 2L/8 = 2 \times 3150/8 = 788$ mm and $b_l \leq 600$ mm. $b_l = 600$ mm (EN1994-1-1, §2.2.21)

$K_u = (2/3) \cdot K_{ser} = (2/3) (p_k)^{1.5} (d/23) = (2/3) \times (350)^{1.5} (10/23) = 8333$ N/mm (Tab. 7.1)

Interasse effettivo tra i connettori $s_{ef} = 150$ mm

$b_1 = 600$ mm, $h_1 = 36$ mm $b_2 = 100$ mm, $h_2 = 170$ mm

$A_1 = 600 \times 36 = 21600$ mm² $A_2 = 100 \times 170 = 17000$ mm²

$I_1 = 600 \times 36^3 / 12 = 2.33E+006$ mm⁴ $I_2 = 100 \times 170^3 / 12 = 4.09E+007$ mm⁴

$E_1 = 31000$ N/mm² $E_2 = 11000$ N/mm²

$\gamma_1 = 0.08$ $\gamma_2 = 1.00$

$\alpha_1 = 115.2$ mm $\alpha_2 = 31.8$ mm

$E I_{ef} = 1.40E+012$ Nmm²

Proprietà della sezione composita (UNI EN1995-1-1:2014 Annessi B)

Largh. eff. flange, $b_l = 2L/8 = 2 \times 3150/8 = 788$ mm and $b_l \leq 600$ mm. $b_l = 600$ mm (EN1994-1-1, §2.2.21)

$K_u = (2/3) \cdot K_{ser} = (2/3) (p_k)^{1.5} (d/23) = (2/3) \times (350)^{1.5} (10/23) = 8333$ N/mm (Tab. 7.1)

Interasse effettivo tra i connettori $s_{ef} = 150$ mm

$b_1 = 600$ mm, $h_1 = 36$ mm $b_2 = 100$ mm, $h_2 = 170$ mm

$A_1 = 600 \times 36 = 21600$ mm² $A_2 = 100 \times 170 = 17000$ mm²

$I_1 = 600 \times 36^3 / 12 = 2.33E+006$ mm⁴ $I_2 = 100 \times 170^3 / 12 = 4.09E+007$ mm⁴

$E_1 = 31000$ N/mm² $E_2 = 11000$ N/mm²

$\gamma_1 = 0.08$ $\gamma_2 = 1.00$

$\alpha_1 = 115.2$ mm $\alpha_2 = 31.8$ mm

$E I_{ef} = 1.40E+012$ Nmm²

Massimi sforzi interni nella trave a flessione (L=3.150m)

Proprio carichi $G_k = 2.940$ kN/m, $\max V = 4.63$ kN, $\max M = 3.65$ kNm, $\max \Delta = 3.07$ mm

di Esercizio carichi $Q_k = 1.200$ kN/m, $\max V = 1.89$ kN, $\max M = 1.49$ kNm, $\max \Delta = 1.25$ mm

Azioni di progetto (UNI EN1995-1-1:2014, §6)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_o
(G) Proprio $G_k = 2.940$	Permanente	1.30	0.00	1.00
(Qf) di Esercizio $Q_k = 1.200$	Media	0.00	1.50	0.70

L.C.	Combinazione di carichi	V_{ed}	Med	Classe di durata	k_{mod}	V/K_{mod}	M/K_{mod}
1	$\gamma_g \cdot G$	6.020	4.740	Permanente	0.60	10.033	7.901
2	$\gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Q_f$	8.855	6.973	Media	0.80	11.068	8.716
	Valori massimi					11.068	8.716

Combinazione di carichi 2, $\gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Q_f$ (Valori massimi)

Proprietà dei materiali

Valori caratteristici del legname (UNI EN1995-1-1:2014, §3)

Classe del legno : C24

Classe di servizio : Classe 1, umidità $\leq 12\%$ (EN1995-1-1, §2.3.1.3)

$f_{mk} = 24.0$ MPa, $f_{tk} = 14.0$ MPa, $f_{t90k} = 0.4$ MPa

$f_{ck} = 21.0$ MPa, $f_{c90k} = 5.3$ MPa, $f_{vk} = 2.5$ MPa

$E_{0m} = 11000$ MPa, $E_{005} = 7400$ MPa, $E_{90m} = 370$ MPa

$G_m = 690$ MPa, $p_k = 350$ Kg/m³

Valori caratteristici del calcestruzzo (UNI EN1992-1-1:2015, §3.1)

Classe del cls: C25/30, $f_{ck} = 25$ N/mm², $f_{cm} = 2.60$ N/mm², $E_{cm} = 31000$ N/mm²

$f_{cd} = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17$ N/mm², $f_{ctmd} = 0.85 \times 3 / 1.50 = 1.47$ N/mm² (UNI EN1994-1-1:2005, §4.4.1.4)

Classe dell'acciaio: S550B

Valori caratteristici dei connettori

Diametro dei connettori $\phi = 10.0$ mm, Resistenza a trazione $f_u = 500$ N/mm²

Interasse tra i connettori: $s_{min} = 100$ mm (0-L/4, 3L/4-L), $s_{max} = 300$ mm (L/4-3L/4)

$s_{ef} = 0.75 \times 100 + 0.25 \times 300 = 150$ mm (UNI EN1995-1-1:2014, §9.1.3(2))

Carichi distribuiti sul solaio

Assito $G_s = 1.700$ kN/m²

Peso proprio della soletta $G_b = 1.200$ kN/m²

Peso proprio (isolamento-travi) $G_w = 1.700$ kN/m²

Controsoffitto del solaio $G_c = 0.300$ kN/m²

Somma dei carichi permanenti $G_s + G_b + G_w + G_c = G_s = 4.900$ kN/m²

Carico di esercizio del solaio $Q_f = 2.000$ kN/m²

Carico lineare (kN/m) delle travi di solaio

Carico permanente $G_k = 0.600 \times 4.900 = 2.940$ kN/m

Carico di esercizio $Q_k = 0.600 \times 2.000 = 1.200$ kN/m

Tensioni di progetto

Momento massimo M=6.97 kNm, Taglio massimo V=8.85 kN

Calcestruzzo

ocld= $\gamma_1 \cdot E_1 \cdot \alpha_1 \cdot M / (EI)_{ef} = 1.37 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.3a)
omld= $0.5 E_1 \cdot h_1 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 2.79 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.3b)
ocd= $1.37 + 2.79 = 4.16 \text{ N/mm}^2 < 14.17 \text{ N/mm}^2$ (compressione)
otd= $2.79 - 1.37 = 1.41 \text{ N/mm}^2 < 1.47 \text{ N/mm}^2$ (trazione)

Legno

oc2d= $\gamma_2 \cdot E_2 \cdot \alpha_2 \cdot M / (EI)_{ef} = 1.75 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.3a)
om2d= $0.5 E_2 \cdot h_2 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 4.67 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.3b)
 $\tau_{2max} = 1.50 \text{ Vd} / (b \cdot h) = 0.78 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.4)
 $f_{md} = 0.80 \times 24.00 / 1.50 = 12.80 \text{ N/mm}^2$
 $f_{t0d} = 0.80 \times 14.00 / 1.50 = 7.47 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vd} = 0.80 \times 2.50 / 1.50 = 1.33 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{t2d} / f_{t0d} + \sigma_{m2d} / f_{md} = 1.75 / 7.47 + 4.67 / 12.80 = 0.60 < 1.00$
 $\tau_{2max} = 0.78 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \text{ N/mm}^2$

Progettazione del connettore

Interasse tra i connettori: $s_{min} = 100 \text{ mm}$ ($0 < L/4$, $3L/4 < L$), $s_{max} = 300 \text{ mm}$ ($L/4 < 3L/4$)
 $s_{ef} = 0.75 \times 100 + 0.25 \times 300 = 150 \text{ mm}$ (UNI EN1995-1-1:2014, §9.1.3(2))
 $F_{ld} = \gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot \alpha_1 \cdot s_1 \cdot V_d / (EI)_{ef}$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.4)
 $F_{ld} = 0.08 \times 31000 \times 21600 \times 115.23 \times 100.0 \times 8.85 / 1.40 \times 0.12 = 3.77 \text{ kN} < 4.82 \text{ kN}$
Stato limite di servizio (UNI EN1995-1-1:2014, §2.2.3, §7)

Proprietà della sezione composita (UNI EN1995-1-1:2014 Annessi B)

$I_{argh. eff. flange}$, $b_1 = 2L/8 = 2 \times 3150/8 = 788 \text{ mm}$ and $b_1 \leq 600 \text{ mm}$. $b_1 = 600 \text{ mm}$ (EN1994-1-1, §2.2.21)
 $K_{ser} = (p_k)^{1.5} (d/23) = (350)^{1.5} (10/23) = 12500 \text{ N/mm}$ (UNI EN1995-1-1:2014, Tab. 7.1)
Interasse effettivo tra i connettori $s_{ef} = 150 \text{ mm}$
 $b_1 = 600 \text{ mm}$, $h_1 = 36 \text{ mm}$ $b_2 = 100 \text{ mm}$, $h_2 = 170 \text{ mm}$
 $A_1 = 600 \times 36 = 21600 \text{ mm}^2$ $A_2 = 100 \times 170 = 17000 \text{ mm}^2$
 $I_1 = 600 \times 36^3 / 12 = 2.33 \times 10^6 \text{ mm}^4$ $I_2 = 100 \times 170^3 / 12 = 4.09 \times 10^6 \text{ mm}^4$
 $E_1 = 31000 \text{ N/mm}^2$ $E_2 = 11000 \text{ N/mm}^2$
 $\gamma_1 = 0.11$ $\gamma_2 = 1.00$
 $\alpha_1 = 105.1 \text{ mm}$ $\alpha_2 = 41.9 \text{ mm}$
 $EI_{ef} = 1.67 \times 10^{12} \text{ Nmm}^2$

Massimi sforzi interni nella trave a flessione (L=3.150m)

Proprio carichi $G_k = 2.940 \text{ kN/m}$, $\max V = 4.63 \text{ kN}$, $\max M = 3.65 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 2.63 \text{ mm}$
di Esercizio carichi $Q_k = 1.200 \text{ kN/m}$, $\max V = 1.89 \text{ kN}$, $\max M = 1.49 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 1.07 \text{ mm}$

Deformazione a flessione a metà trave (EC5 §7.2)

Carico [kN/m]	u [mm]	Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Kdef
(G) Proprio $G_k = 2.940$	2.625	Permanente	1.00	1.00	1.00	0.60
(Qf) di Esercizio $Q_k = 1.200$	1.072	Media	0.70	0.50	0.30	0.60

Combinazione di cari	w.inst	w.fin [mm]
1 G	2.625	4.200
2 Q1	1.072	1.264
3 G + Q1	3.697	5.465

$w_{fin,g} = w_{inst,g}(1+k_{def})$, $w_{fin,q} = w_{inst,q}(1+\psi_2 \cdot k_{def})$ (EC5 §2.2.3, Eq.2.3, Eq.2.4)

Massimi valori della freccia

$w_{inst} = 3.697 \text{ mm}$, $w_{fin} = 5.465 \text{ mm}$

Verifica secondo UNI EN1995-1-1:2014 §7.2, Tab.7.2

Deformazioni finali

$w_{inst} = 3.697 \text{ mm} < L/300 = 3150/300 = 10.500 \text{ mm}$
 $w_{net,fin} = 5.465 \text{ mm} < L/250 = 3150/250 = 12.600 \text{ mm}$
 $w_{fin} = 5.465 \text{ mm} < L/150 = 3150/150 = 21.000 \text{ mm}$

La verifica è soddisfatta

Stato finale

Modulo elastico finale del calcestruzzo (UNI EN1994-1-1:2005, §3.1.4.2(4))

$E_{l,fin} = E_{cm}/2 = 31000/2 = 15500 \text{ N/mm}^2$

Modulo elastico finale del legno (UNI EN1995-1-1:2014, §2.3.2.2)

$E_{2,fin} = E_o \cdot m_{eam} / (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) = 11000 / (1 + 0.50 \times 0.60) = 8462 \text{ N/mm}^2$

$K_{ser,fin} = K_{ser} / (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) = 12500.000 / (1 + 0.50 \times 0.60) = 9615.385 \text{ N/mm}$

Massimi sforzi interni nella trave a flessione (L=3.150m)

Proprio carichi $G_k = 2.940 \text{ kN/m}$, $\max V = 4.63 \text{ kN}$, $\max M = 3.65 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 4.02 \text{ mm}$
di Esercizio carichi $Q_k = 1.200 \text{ kN/m}$, $\max V = 1.89 \text{ kN}$, $\max M = 1.49 \text{ kNm}$, $\max \Delta = 1.64 \text{ mm}$

Azioni di progetto (UNI EN1995-1-1:2014, §6)

Carico [kN/m]	Azione	γ_g	γ_q	ψ_0
(G) Proprio $G_k = 2.940$	Permanente	1.30	0.00	1.00
(Qf) di Esercizio $Q_k = 1.200$	Media	0.00	1.50	0.70

L.C.	Combinazione di cari	Ved	Med	Classe di durata	kmod	V/Kmod	M/Kmod
1	$\gamma_g \cdot G$	6.020	4.740	Permanente	0.60	10.033	7.901
2	$\gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Qf$	8.855	6.973	Media	0.80	11.068	8.716
	Valori massimi					11.068	8.716

Combinazione di carichi 2, $\gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Qf$ (Valori massimi)

Tensioni di progetto

Momento massimo M=6.97 kNm, Taglio massimo V=8.85 kN

Calcestruzzo

ocld= $\gamma_1 \cdot E_1 \cdot \alpha_1 \cdot M / (EI)_{ef} = 1.38 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.3a)
omld= $0.5 E_1 \cdot h_1 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 1.88 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.3b)
ocd= $1.38 + 1.88 = 3.27 \text{ N/mm}^2 < 14.17 \text{ N/mm}^2$ (compressione)
otd= $1.88 - 1.38 = 0.50 \text{ N/mm}^2 < 1.47 \text{ N/mm}^2$ (trazione)

Legno

oc2d= $\gamma_2 \cdot E_2 \cdot \alpha_2 \cdot M / (EI)_{ef} = 1.76 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.3a)
om2d= $0.5 E_2 \cdot h_2 \cdot M_d / (EI)_{ef} = 4.85 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.3b)
 $\tau_{2max} = 1.50 \text{ Vd} / (b \cdot h) = 0.78 \text{ N/mm}^2$ (UNI EN1995-1-1:2014, Eq.B.4)
 $f_{md} = 0.80 \times 24.00 / 1.50 = 12.80 \text{ N/mm}^2$
 $f_{t0d} = 0.80 \times 14.00 / 1.50 = 7.47 \text{ N/mm}^2$
 $f_{vd} = 0.80 \times 2.50 / 1.50 = 1.33 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{t2d} / f_{t0d} + \sigma_{m2d} / f_{md} = 1.76 / 7.47 + 4.85 / 12.80 = 0.61 < 1.00$
 $\tau_{2max} = 0.78 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \text{ N/mm}^2$

6- Dimensionamento semplificato

La normativa al punto 7.8.1.9 definisce gli edifici semplici per i quali è possibile omettere il calcolo strutturale a condizione che siano rispettate le seguenti indicazioni :

- la costruzione è regolare sia in altezza che in pianta;
- in ciascuna delle due direzioni sono previste almeno due sistemi di parete nelle due direzioni di lunghezza complessiva al netto delle aperture non inferiore al 50% della lunghezza dell'edificio;
- l'interasse tra le pareti resistenti non deve essere superiore a 9 m;
- per ciascun piano il rapporto tra l'area della sezione resistente delle pareti e l'area del piano non sia inferiore ai seguenti valori;

Tabella 7.8.II – Area pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per costruzioni semplici.

Accelerazione di picco del terreno $a_g S^{(1)}$		$\leq 0,07g$	$\leq 0,10g$	$\leq 0,15g$	$\leq 0,20g$	$\leq 0,25g$	$\leq 0,30g$	$\leq 0,35g$	$\leq 0,40g$	$\leq 0,45g$	$\leq 0,50g$
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5%	3,5%	4,0%	4,5%	5,5%	6,0%	6,0%	6,0%	6,0%	6,5%
	2	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	6,5%	6,5%	6,5%	7,0%
	3	4,5%	4,5%	5,0%	6,0%	6,5%	7,0%	7,0%			
Muratura armata	1	2,5%	3,0%	3,0%	3,0%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	4,5%
	2	3,0%	3,5%	3,5%	3,5%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,0%	5,0%
	3	3,5%	4,0%	4,0%	4,0%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	6,0%	6,0%
	4	4,0%	4,5%	4,5%	5,0%	5,5%	5,5%	5,5%	6,0%	6,5%	6,5%

⁽¹⁾ S_T si applica solo nel caso di strutture di Classe d'uso III e IV (v. § 2.4.2)

Per tutti i setti murari deve essere verificata la seguente condizione

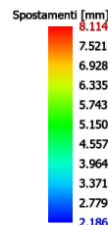
$$\sigma = P/A < 0,25 \cdot f_{cd} / \gamma_M$$

P carico verticale dovuto ai carichi permanenti e variabili con coefficienti parziali unitari.

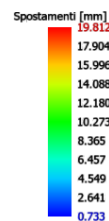
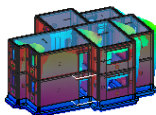
7-Modellazione FEM di un edificio in muratura armata

E' stato modellato un edificio in muratura armata a 2 piani con spessore delle pareti 35 cm tramite il software **Iperspace Personal Edition**, del quale riportiamo la deformata dell'edificio; per far in modo che siano soddisfatte le verifiche nel piano ortogonale sono stati utilizzati dei solai a doppia orditura (grigliati legno-clt o solai in c.a, bidirezionali ortosap) in modo che il carico verticale sia uniformemente ripartito su tutti i solai garantendo nell'esiguo spessore una adeguata sezione reagente compressa.

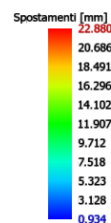
Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 1-I
Posizione masse N° 1



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



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_(STR/GEO) - C 3-I
Posizione masse N° 1



8- Le prescrizioni delle NTC2018

Per quanto concerne gli edifici in muratura armata riportiamo di seguito le prescrizioni delle NCT 2018

7.8.6.1 COSTRUZIONI DI MURATURA ORDINARIA

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli devono avere altezza minima pari all'altezza del solaio e larghezza almeno pari a quella del muro; è consentito un arretramento massimo non superiore a 60 mm e a $0,25 \cdot t$ dal filo esterno per murature di spessore t fino a 300 mm. Per murature di spessore t superiore, l'arretramento può essere maggiore di 60 mm, ma non superiore a $0,2 \cdot t$. L'armatura corrente non deve essere inferiore a 8 cm^2 , le staffe devono avere diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 250 mm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai devono essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 120 mm ed adeguatamente ancorate ad esso.

A meno di idonei provvedimenti atti a garantire un efficace collegamento fra le pareti ed il comportamento scatolare della struttura, in corrispondenza di incroci d'angolo tra due pareti perimetrali sono prescritte, su entrambe le pareti, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore ad un terzo dell'altezza, e comunque non inferiore ad a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alla muratura.

7.8.6.2 COSTRUZIONI DI MURATURA ARMATA

Quanto indicato al § 7.8.6.1 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni e le pertinenti prescrizioni di cui al § 4.5.7.

Gli architravi soprastanti le aperture possono essere realizzati in muratura armata.

Le barre di armatura devono essere esclusivamente del tipo ad aderenza migliorata e devono essere ancorate in modo adeguato alle estremità mediante piegature attorno alle barre verticali. In alternativa possono essere utilizzate, per le armature orizzontali, armature a traliccio o conformate in modo da garantire adeguata aderenza ed ancoraggio.

La percentuale di armatura orizzontale, calcolata rispetto all'area lorda della sezione verticale della parete, non può essere inferiore allo 0,04%, né superiore allo 0,5%.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse devono essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

Agli incroci delle pareti perimetrali è possibile derogare al requisito di avere su entrambe le pareti zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m.

9-Conclusioni

Nella redazione di questi appunti si è manifestato un decadimento intellettuale dell'autore con perdita della complessità lontano da schematizzazioni quali analisi dinamica e statica non lineare per cui gli appunti sono improntati sulla semplicità più assoluta utili per chi deve progettare strutture in muratura armata e adatta a studenti degli istituti tecnici per geometri. Costruire in muratura armata in zona sismica è conveniente fino a quando lo spessore dei muri è ridotto; le verifiche delle pareti sono soddisfatte se la muratura è adeguatamente compressa quindi non conviene ridurre le masse strutturali ma realizzare edifici con più piani ed utilizzare solai a doppia orditura.

Bibliografia

Quaderni Alveolater

NTC 2018

Software Ipspace personal edition, Vema, Wood express

Gli edifici in muratura baraccata

1-Introduzione

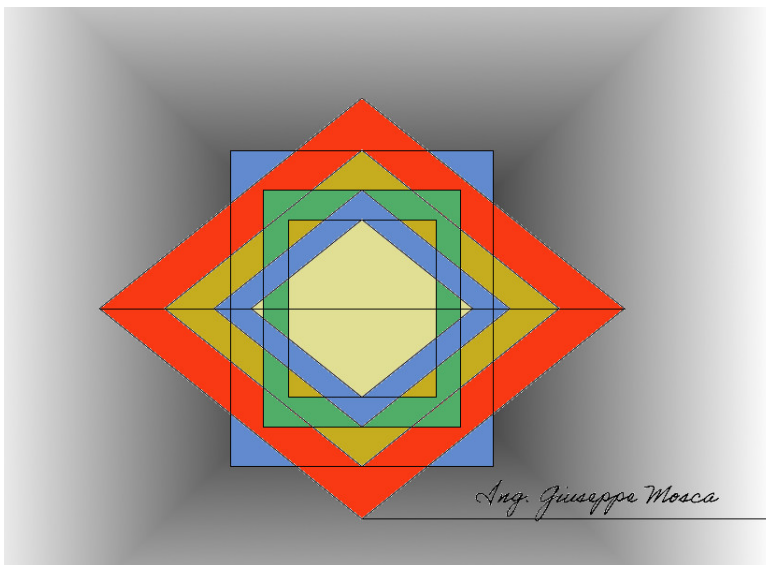
2- La parete in legno e muratura

3- La parete in legno e acciaio

4- La parete in legno e alluminio

5- Gli edifici in muratura imbrigliata

6- Le tamponature



1- Introduzione

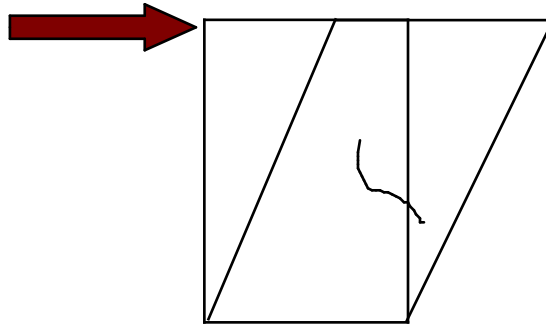
*Prima dell'avvento del cemento armato e dell'acciaio tutti gli edifici in ogni luogo della terra erano realizzati in muratura o legno, tipiche sono le costruzioni degli antichi romani o dei greci che utilizzavano l'arco o il trilito, o ancora le palafitte costruzioni utilizzate prima della muratura. Il legno è un materiale con bassa densità le sollecitazioni derivanti da un terremoto sono di modesta entità poiché sono delle forze inerziali, la stabilità di una costruzione in occasione di eventi sismici era demandata ai collegamenti tra gli elementi in legno per i quali ancora non si utilizzava l'acciaio. La muratura conferiva alla costruzione la caratteristica della non precarietà ovvero della stabilità nel tempo la maggior parte delle antiche città erano tutte in muratura che venivano sempre distrutte in occasioni di eventi sismici. Per migliorare la resistenza delle murature alle azioni sismiche all'interno di esse venivano inseriti dei telai in legno la cosiddetta **"MURATURA BARACCATA"** sistema costruttivo utilizzato in antichi edifici nell'area mediterranea ;in India, Pakistan, Nepal viene utilizzato un sistema costruttivo quale muratura e legno che potrebbe rappresentare una evoluzione del sistema costruttivo **balloon-frame** invece se osserviamo più attentamente una parete in muratura e legno si vede che la struttura in legno individua un meccanismo resistente tipico delle pareti in c.a. sollecitate da azioni taglianti quindi con elevata resistenza alle azioni sismiche. Questo sistema costruttivo può essere modificato utilizzando anziché il legno l'acciaio ovvero realizzando una struttura intelaiata in acciaio, modulare nelle cui maglie vengono inseriti i blocchi di cls aventi forma triangolare .Il telaio in acciaio può essere sostituito da un telaio in alluminio e realizzare una struttura con maggiore sostenibilità poiché l'alluminio è un materiale riciclabile . Questa tecnica costruttiva può essere applicata alle tamponature inserite nelle maglie di telaio in cemento armato in modo da evitarne la rottura in occasione di eventi sismici.*



Sistema costruttivo antisismico Borbonico : La casa Baraccata

2- La parete in legno e muratura

Consideriamo un pannello murario sollecitato da una forza orizzontale, osserviamo la conseguente deformazione e quindi la lesione dovuta alle tensioni di trazione che la muratura nei suoi giunti di malta e negli stessi mattoni non è in grado di sopportare.



La rigidezza della parete dimezzata per tener conto della fessurazione

$$F = K \cdot \delta \quad \text{per forza unitaria} \quad K = 1/\delta$$

lo spostamento in sommità della parete se considerata come una mensola

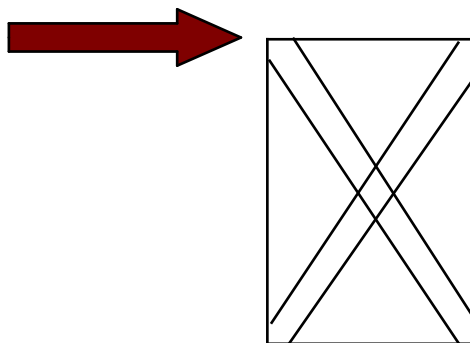
$$\delta = F \cdot L^3 / (3EI) + F \cdot \chi \cdot L / (G \cdot A)$$

$$K = 1 / [L^3 / (3EI) + \chi \cdot L / (G \cdot A)]$$

se consideriamo una modellazione SHEAR-TYPE

$$K = 1 / [L^3 / (12EI) + \chi \cdot L / (G \cdot A)]$$

Inseriamo all'interno del pannello di muratura due diagonali in legno una compressa e l'altra tesa



Gli sforzi normali nelle due diagonali

$$N_c = \delta \cdot \cos \alpha \cdot EA/L$$

$$N_t = \delta \cdot \cos \beta \cdot EA/L$$

$\delta \cdot \cos \alpha$ componente dello spostamento orizzontale secondo la diagonale compressa

$\delta \cdot \cos \beta$ componente dello spostamento orizzontale secondo la diagonale tesa

per l'equilibrio alla traslazione orizzontale

$$F = F_p + F_c + F_t$$

la forza orizzontale è somma di tre aliquote la prima relativa al pannello di muratura le altre due relative alle diagonali in legno . Ciò che ci riproponiamo di fare è il calcolo della rigidezza del pannello di muratura imbrigliato.

$$F = K \cdot \delta \quad K = F/\delta = (F_p + F_c + F_t)/\delta$$

$$F_p = \delta / [L^3 / (12EI) + \chi \cdot L / (G \cdot A)]$$

$$F_c = \delta \cdot EA/L \cdot \cos^2 \alpha ; F_t = \delta \cdot EA/L \cdot \cos^2 \beta ;$$

la rigidezza K del pannello è pari a

$$K = 1 / [L^3 / (12EI) + \chi \cdot L / (G \cdot A)] + EA/L \cdot \cos^2 \alpha + EA/L \cdot \cos^2 \beta$$

Consideriamo un pannello legno muratura

Area diagonali 100 cmq 10x10 cm

Modulo elastico legno 110000 daN/cm²

Dimensioni pannello 150x250cm

Muratura

Spessore 24 cm

Modulo di elasticità normale $E = 1000 \cdot f_k = 45000$ daN/cm²

Modulo di elasticità tangenziale $G = 0,4 \cdot E = 18000$ daN/cm²

$f_k = 45$ daN/cm²

$$\tan \alpha = \tan \beta = 150/250 ; \alpha = \beta = 30,96^\circ$$

I moduli elastici li consideriamo dimezzati

lo spostamento in sommità per una forza di 20000 daN :

Rigidità diagonale

$$Kd = 110000 \cdot 100 / 292 \cdot \cos(30,96)^2 = 27701 \text{ daN/cm}$$

Rigidità pannello

$$I = 24 \cdot 150^3 / 12 = 6750000 \text{ cm}^4$$

$$Kp = 56076 \text{ daN/cm}$$

la rigidità complessiva $K = 111478 \text{ daN/cm}$

$$\text{lo spostamento } \delta = 20000 / 111478 = 0,179 \text{ cm}$$

la forza nella diagonale e nel pannello

$$Fc = Ft = 4969 \text{ daN} \quad Nc = \delta \cdot \cos \alpha \cdot EA / L = 6743 \text{ daN}$$

$$Fp = 10037 \text{ daN} \quad Nt = \delta \cdot \cos \alpha \cdot EA / L = 6743 \text{ daN}$$

La stabilità delle diagonali compresse è garantita dalla muratura poichè il travetto di legno è ammorsato nella muratura. Le verifiche da eseguire sono le usuali

$$Nc / A < f_{cyd} \cdot K_{mod} / \gamma_M \quad \text{resistenza di calcolo del legno a compressione}$$

$$Nt / A < f_{tyd} \cdot K_{mod} / \gamma_M \quad \text{resistenza di calcolo del legno a trazione}$$

per la muratura noto lo sforzo normale P ed il momento flettente $M_{sd} = F_p \cdot L / 2$

$$M_{rd} = P \cdot b / 2 \cdot [1 - P / (a_{fcd} \cdot A)] > M_{sd}$$

Nella verifica a taglio va considerato soltanto lo sforzo tagliante che compete al pannello di muratura che è pari $F_p = 10037 \text{ daN}$

$$V_{rd} = f_v \cdot A > F_p$$

con A area reagente del pannello f_v resistenza a taglio della muratura

Consideriamo una parete imbrigliata con moduli differenti di 50, 60, 70 cm quindi lunghezza pari a

70; 140; 210; 280; 350; 420; 490

60; 120; 180; 240; 300; 360; 420; 480

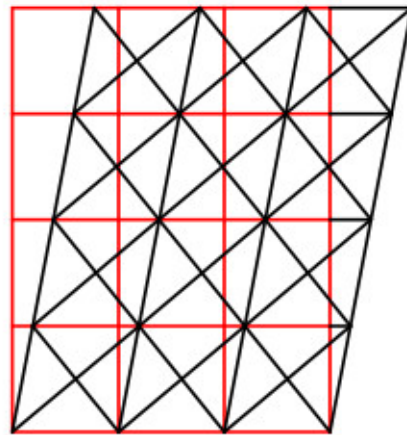
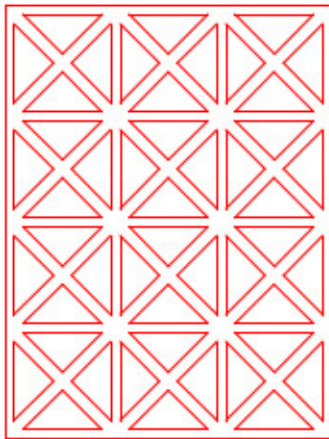
50; 100; 150; 200; 250; 300; 350; 400; 450; 500

e altezza pari a 280 cm

altezza 300 cm

altezza 250-300 cm

così come indicata in figura



La rigidezza della parete considerando il sistema intelaiato isostatico con cerniere nei nodi

$$F = K \cdot \delta \quad \delta \text{ spostamento in sommità}$$

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4$$

$$\delta_1 = \sum (N_c \cdot L / AE \cdot \cos \alpha + N_t L / AE \cdot \cos \alpha)$$

la sommatoria è estesa a tutte le diagonali del piano 1 in modo analogo

$$\delta_2 = \sum (N_c \cdot L / AE \cdot \cos \alpha + N_t L / AE \cdot \cos \alpha)$$

$$\delta_3 = \sum (N_c \cdot L / AE \cdot \cos \alpha + N_t L / AE \cdot \cos \alpha)$$

$$\delta_4 = \sum (N_c \cdot L / AE \cdot \cos \alpha + N_t L / AE \cdot \cos \alpha)$$

lo spostamento δ

$$\delta = \sum_1 (N_c * L / AE * \cos \alpha + N_t L / AE * \cos \alpha) + \sum_2 (N_c * L / AE * \cos \alpha + N_t L / AE * \cos \alpha) + \sum_3 (N_c * L / AE * \cos \alpha + N_t L / AE * \cos \alpha) + \sum_4 (N_c * L / AE * \cos \alpha + N_t L / AE * \cos \alpha)$$

gli sforzi normali nelle diagonali tese e compresse se sono tutte uguali

$N_c = N_t = \delta * \cos \alpha * EA / L$, la forza orizzontale di piano

$$F = 3 * N_c * \cos \alpha + 3 * N_t * \cos \alpha$$

$$F = 3 * \delta_i * (\cos \alpha)^2 * (EA / L + EA / L)$$

tale forza è costante per ogni piano ; la rigidezza di piano

$$3 (\cos \alpha)^2 * (EA / L + EA / L)$$

la rigidezza complessiva

$$2 * h * k * (\cos \alpha)^2 * EA / L \text{ nella ipotesi di diagonali con sezioni costanti}$$

h numero di maglie verticali

k numero di maglie orizzontali

E modulo di elasticità normale

A area della diagonale

L lunghezza

Se nel telaio introduciamo la muratura , la rigidezza complessiva

$$K = 1 / [L^3 / (12EI) + \chi * L / (G * A)]_m + 2 * h * k * (\cos \alpha)^2 * EA / L$$

il pedice m indica la muratura globale con

L altezza della parete

I momento di inerzia complessivo

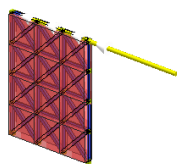
E modulo elastico

G modulo di elasticità tangenziale

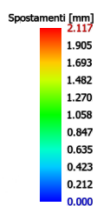
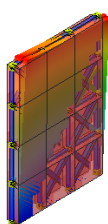
A area della sezione .

il calcolo degli sforzi è immediato una volta noto lo spostamento $\delta = F / K$ e gli spostamenti di interpiano $\delta_1 = \delta / 4$

Riportiamo di seguito una modellazione di una parete mista legno - muratura con moduli di 70 cm dimensioni delle diagonali e dei montanti verticali ed orizzontali 7x7 cm e spessore della muratura di 24 cm , con le relative sollecitazioni Con una forza applicata in sommità di 20000 daN

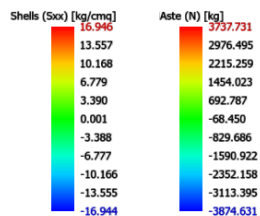
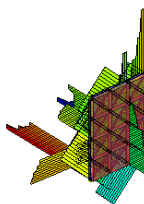


Tipo diagramma: Deformata
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1



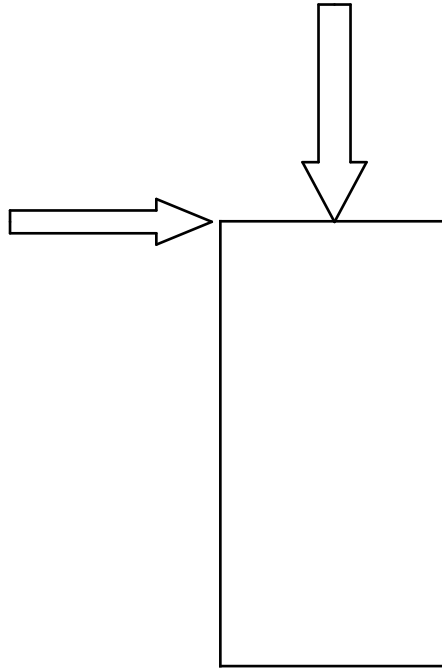
Spostamento max 2,11 mm in testa alla parete ; la struttura lignea è stata considerata con nodi cerniera

Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Sforzo Normale - pilastri/pali: Momento f.l.Y
 Sollecitazione Muri: Sxx



Sforzo normale max di trazione e compressione circa 3800 daN come indicato in figura .

La verifica degli elementi in muratura considerando la parete nella sua globalità la cui sezione ha dimensioni 24x210 cm va eseguita la base



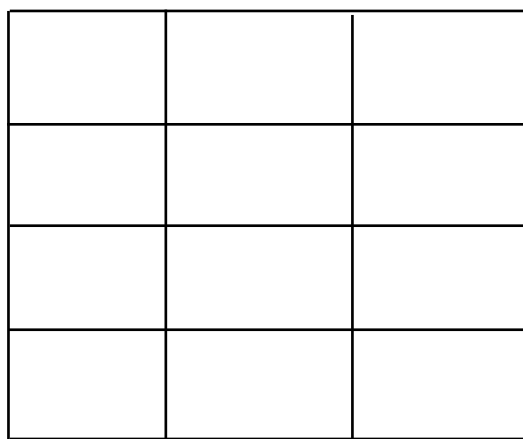
Con le note formule

$$M_{rd} = P \cdot b / 2 \cdot [1 - P / (a f_{cd} \cdot A)] > M_{sd} = F \cdot L$$

$$V_{rd} = f_v \cdot t \cdot X > V_{sd} = F \cdot X \quad \text{profondità della zona compressa}$$

dove F rappresenta l'aliquota di forza orizzontale sopportata dalla parete.

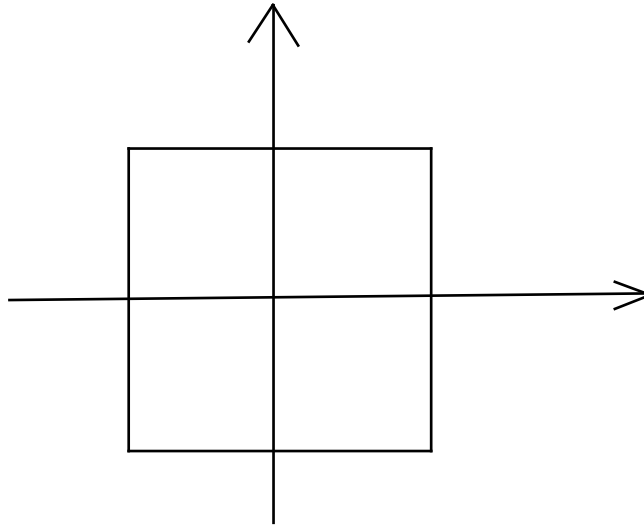
Se consideriamo la parete discretizzata sono note le sollecitazioni in ogni pannello , il sistema di riferimento è nel centro del pannello



Se consideriamo i tre pannelli alla base per ciascuno di essi il software fornisce le seguenti sollecitazioni

S_{xx} ; S_{yy} ; S_{xy} ; M_{xx} ; M_{yy} ; M_{xy}

le prime in daN/cm^q le seconde in daN*m/m . Il sistema di riferimento è nel centro del pannello



la dimensione del pannello è 70 cm , il pannello è quadrato sono note i tre sforzi membranali quindi lo sforzo normale ed il taglio alla base del pannello

$$P = (S_{yy} \cdot 0,7 \cdot t)_1 + (S_{yy} \cdot 0,7 \cdot t)_2 + (S_{yy} \cdot 0,7 \cdot t)_3$$

$$V = (S_{xy} \cdot 0,7 \cdot t)_1 + (S_{xy} \cdot 0,7 \cdot t)_2 + (S_{xy} \cdot 0,7 \cdot t)_3$$

Le sollecitazioni S_{yy} ed S_{xy} sono le tensioni normali e tangenziali alla base del pannello che vanno confrontate con la tensione ammissibile della muratura ;

$$S_{yy} < \sigma_{fcd} ; S_{xy} < \tau_{am}$$

Le formule valide sono esclusivamente per tensioni di compressione la muratura è un materiale non reagente a trazione di conseguenza va valutata l'eccentricità dello sforzo normale determinando $M_{sd} = P \cdot e$

la verifica è quella usuale

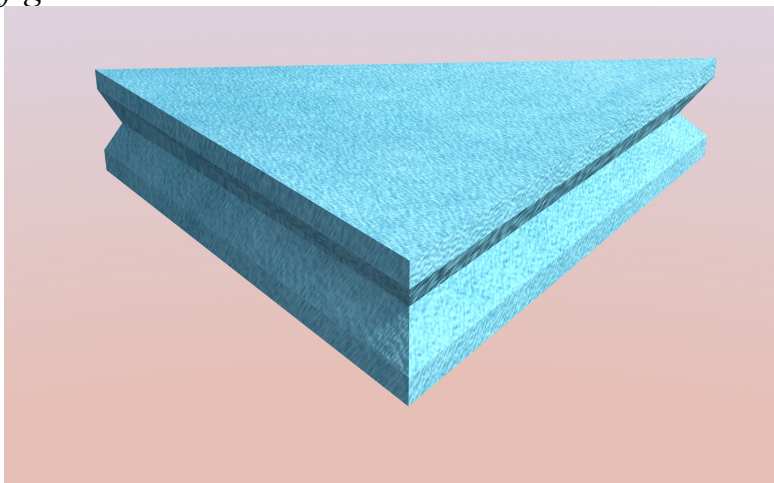
$$M_{rd} = P \cdot b/2 \cdot [1 - P/(\sigma_{fcd} \cdot A)] > M_{sd}$$

$$V_{rd} = f_v \cdot t \cdot X > V_{sd} = F \quad X \quad \text{profondità della zona compressa}$$

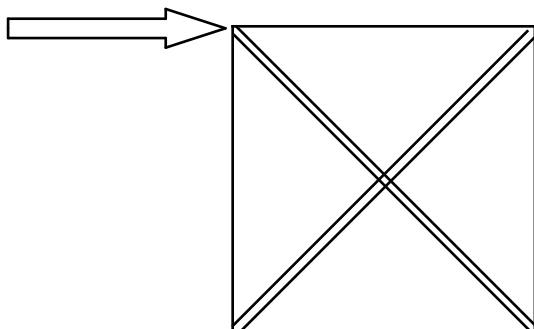
Il pannello nel suo piano è sollecitato da sollecitazioni flettenti di piastra ridotti M_{xx} ; M_{yy} ; M_{xy} ; che non sono vettori diretti secondo z .

3- La parete in muratura ed acciaio

La struttura in legno può essere sostituita con un telaio in acciaio incassato nella muratura utilizzando dei blocchi di cls alleggerito colorato così come indicato in figura .



Se consideriamo il riquadro di muratura avente lato pari al modulo



La rottura si presenta in corrispondenza dei giunti di malta , con lo scorrimento dei conci triangolari; sulle diagonali va effettuata una verifica a taglio che tenga conto dell'attrito . La resistenza a taglio della malta e dal blocco di calcestruzzo in assenza di tensioni normali possiamo assumere un valore pari a 2 daN/cm^2 , la lunghezza della semidiagonale è circa 50 cm per cui con uno spessore della muratura di circa 24 cm

$$V_{rd} = 2 \cdot 50 \cdot 24 = 2400 \text{ daN} < F_p / \sqrt{2} = [F / \sqrt{2} - N_c]$$

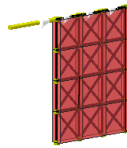
N_c sforzo di compressione nella diagonale in acciaio

F forza orizzontale spettante al singolo riquadro

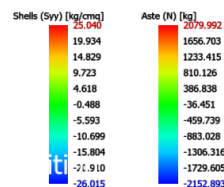
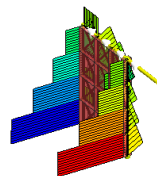
F_p forza orizzontale nel pannellino modulare

Per la intelaiatura in acciaio si possono utilizzare dei profili tubolari quadri o rettangolari saldati in corrispondenza dei nodi le cui dimensioni vanno adeguate alle esigenze del calcolo statico e dinamico della parete. Nel calcolo riportato nella pagina

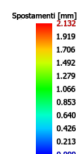
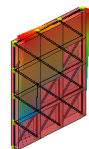
seguente si utilizza un tubo quadro di lato 3 cm con spessore di 2 mm.



Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 14
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Sforzo Normale - pilastri/pali: Momento fl.Y
Sollecitazione Muri: Syy



Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 14
Posizione masse N° 1



Con una forza applicata in sommità di 20000 daN lo spostamento in testa alla parete è circa 2,1 mm concidente all'incirca con la parete legno muratura dove sono stati utilizzati travicelli quadrati aventi lato circa 7 cm di peso 3 kg/ml, mentre il profilo di acciaio ha un peso a ml pari a 1,7 kg.

I blocchi di cls possono essere realizzati molto facilmente in stabilimento con appositi casseri utilizzando del calcestruzzo leggero; La normativa stabilisce che i calcestruzzi leggeri strutturali devono avere un peso specifico di circa 1800 kg/mc ed una resistenza R_{ck} non inferiore a 200 daN/cm² valore non richiesto per la muratura realizzata con elementi pieni che deve avere un valore di circa 30-45 daN/cm², possono essere utilizzati calcestruzzi speciali alleggeriti con polistirolo aventi un peso specifico di circa 800 kg/mc per cui il blocco pieno avrebbe un peso funzione del modulo, 50 cm, 60 cm, 70 cm pari a :

$$0,70 \cdot 0,35 / 2 \cdot 0,24 \cdot 500 = 13,5 \text{ kg}$$

$$0,60 \cdot 0,30 / 2 \cdot 0,24 \cdot 500 = 17,3 \text{ kg}$$

$$0,50 \cdot 0,25 / 2 \cdot 0,24 \cdot 500 = 12 \text{ kg}$$

La conducibilità termica è pari a $0,13 \text{ W/m}^\circ\text{C}$ una parete di spessore 24 cm avrebbe una trasmittanza di $0,54 \text{ W/mq}^\circ\text{C}$, le normative italiane impongono per gli elementi opachi un valore della trasmittanza termica in funzione della zona climatica il cui valore più basso è di circa $0,3 \text{ W/mq}^\circ\text{C}$ che può essere ottenuto tramite un isolamento termico di modesto spessore a cappotto esterno da applicare alla parete che ha anche la funzione di rivestimento esterno della parete in muratura.

In alternativa impiegando calcestruzzo strutturale si può realizzare un blocco di cls forato con geometria, dimensioni e % di foratura da definire nel rispetto delle norme tecniche vigenti, calcestruzzo alleggerito con argilla espansa avente una R_{ck} di 380 daN/cm² ed un peso specifico di 1700 kg/m³

Tabella 4.5.Ib - Classificazione elementi in calcestruzzo

Elementi	Percentuale di foratura □	Area f della sezione normale del foro	
		A " 900 cm ²	A > 900 cm ²
Pieni	□ " 15%	f " 0,10 A	f " 0,15 A
Semipieni	15% < □ " 45%	f " 0,10 A	f " 0,15 A
Forati	45% < □ " 55%	f " 0,10 A	f " 0,15 A

con una percentuale di foratura pari al 50% i differenti blocchi hanno un peso

modulo 70 cm 25 kg
 modulo 60 cm 18,36 kg
 modulo 50 cm 12,75 kg

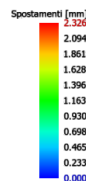
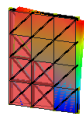
al di sotto del valore di 30 kg definito dalle norme di sicurezza per la movimentazione manuale dei carichi. La resistenza a compressione del blocco e della muratura sono da valutare attraverso prove sperimentali.

4- La parete in alluminio e muratura

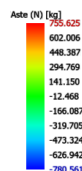
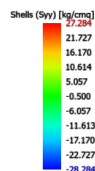
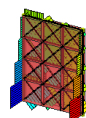
Anzichè utilizzare il calcestruzzo alleggerito con polistirolo o con sughero che danno dei valori della resistenza a compressione compresi tra 20 e 30 daN/cm², ed un peso specifico compreso tra 400 e 800 kg/m³ si possono utilizzare i materiali tipici della bioedilizia che arrecano un minor danno ambientale introducendo all'interno della parete un telaio in alluminio che rispetto all'acciaio è più deformabile più leggero riciclabile (anche l'acciaio viene riciclato). La parete vista nel paragrafo precedente è stata calcolata utilizzando lo stesso telaio con medesimi profili ma in alluminio materiale caratterizzato dai seguenti parametri

- Modulo Elastico: $E=70000 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo di elasticità tangenziale: $G=27000 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di Poisson: $\nu=0.3$;
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha=23 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- Peso specifico: $\rho=2700 \text{ kg/m}^3$.

Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
Posizione masse N° 1



Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Sforzo Normale - pilastri/pali: Momento f.l.Y
Sollecitazione Mur: Syx



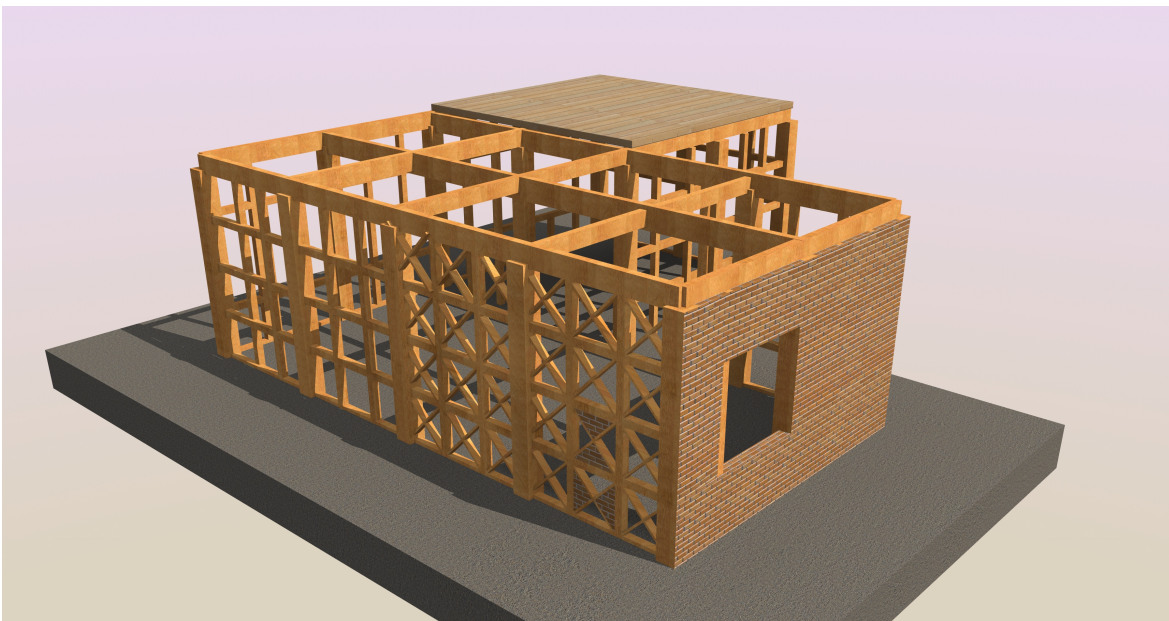
Confrontando il telaio di alluminio con il telaio di acciaio la differenza dei moduli elastici non altera la rigidezza della parete lo spostamento in sommità è par a 2,3 mm contro i 2,1 mm del telaio in acciaio ,non variano neanche gli sforzi normali i cui valori massimi restano pressochè uguali circa 700 daN. Nel telaio in legno gli sforzi normali erano pari a 3000 daN conseguenza della maggiore rigidezza assiale delle aste

EA/L ovvero a parità di lunghezza funzione di EA, e della muratura.

Legno	$110000 * 49$	$= 5390000 \text{ daN}$
Acciaio	$2100000 * 0,448$	$= 940800 \text{ daN}$
Alluminio	$700000 * 0,448$	$= 313600 \text{ daN}$

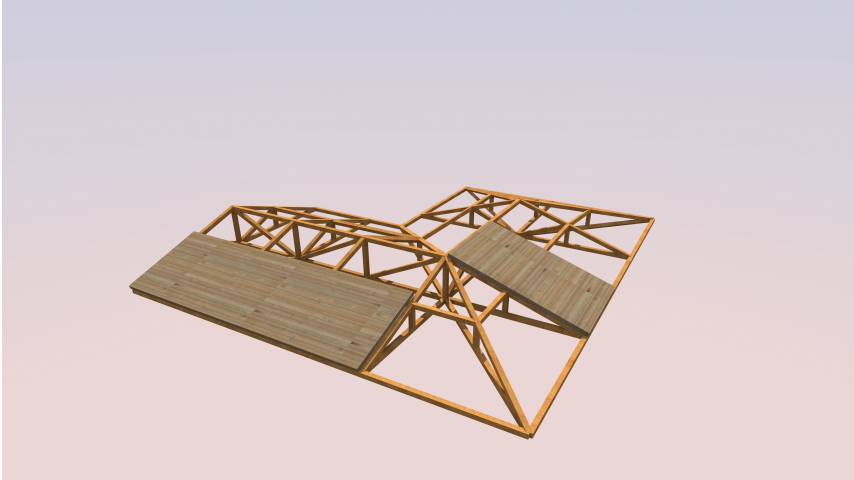
La scelta del tipo di materiale da utilizzare e le sezioni degli elementi costituenti il telaio dipendono dalla quantità di sollecitazione che si vuol fare assorbire alla muratura e quindi lo spessore che si vuol assegnare alla parete. Le azioni sismiche essendo forze di inerzia dipendono dalle masse in gioco che sono tanto più grandi quanto maggiore è il peso dell'edificio, quindi conviene avere degli spessori ridotti anche per garantire una maggiore libertà nella progettazione della pianta dell'edificio. Le dimensioni dei profili (quadri, rettangolari, tondi) non devono essere eccessive poichè essi devono essere ammorsati nel giunto di malta disposto nell'incavo dei blocchi di calcestruzzo leggero non devono essere maggiori di 5 cm, (dell'ordine di $1,5 \div 3,5 \text{ cm}$).

5- Gli edifici in muratura imbrigliata



Nella figura è riportato il modello di un edificio legno muratura durante la sua fase di costruzione; la struttura è progettata utilizzando un modulo di 70 cm ottenendo telai regolari di lunghezza 2,10 m ai cui estremi sono posizionati pilastri di maggiori dimensioni collegati al grigliato di travi per il solaio realizzato con pannelli X-LAM. Se l'edificio viene realizzato con un telaio in acciaio o alluminio sulla muratura può essere realizzato un cordolo di cemento armato al quale collegare il solaio di interpiano; sul solaio è disposta una rete metallica costituita dai profili che incatenano tutta la struttura conferendo ad essa un comportamento scatolare come richiesto agli edifici in muratura. Il solaio può essere prefabbricato realizzato con delle predalles in cui possono essere inseriti dei blocchi di polistirolo aventi una funzione di alleggerimento e la maglia quadrata di profilati aventi una dimensione ridotta. La copertura

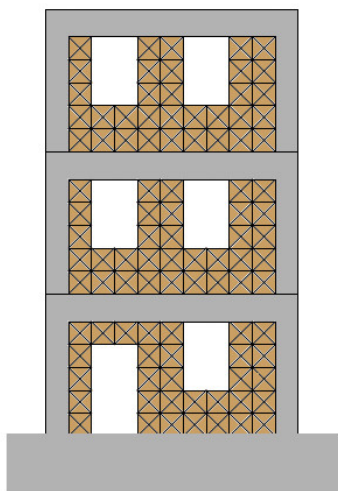
può essere realizzata con capriata lignea , in alluminio o in acciaio sollevata e poggiata sull'edificio direttamente con una gru o tramite un autocarro munito di braccio elevatore.



Il collegamento con la fondazione può essere realizzato tramite ferri verticali posti ad interasse modulare del diametro di 16 mm inseriti nei tubi verticali di acciaio o di alluminio in modo che il collegamento non sia affidato soltanto all'attrito ma ad armature che lavorano a taglio e tranciamento .

- 6 Le tamponature

Durante eventi sismici i danni maggiori si verificano alle tamponature in laterizio a doppia foderà che interagendo con la struttura vengono espulse dalle maglie di telaio per problemi di instabilità o per rottura a taglio e compressione della tamponatura. La normativa italiana prescrive che la tamponatura debba essere armata in direzione orizzontale e verticale per evitarne la rottura in occasione di terremoti e che le aperture vengano riquadrate con apposito telaio in c.a.; la tamponatura a doppia foderà viene quindi realizzata in muratura armata. La tamponatura imbrigliata realizzata con un telaio con diagonali in acciaio



utilizzando un modulo di 50 cm che con una trave di bordo avente altezza 60 cm con un interpiano di circa 310 cm in modo da avere altezze di solaio pari a 24 cm e quindi travi a spessore adeguatamente resistenti. Le diagonali in acciaio non devono avere delle dimensioni eccessive si possono utilizzare profili quadrati cavi di lato pari ad 2 cm collegati alla struttura in cemento armato tramite ferri di armatura che fuoriescono dalla maglia di telaio posti ad interasse regolare di 50 cm in direzione verticale ed orizzontale in modo da evitare l'espulsione laterale della tamponatura. Se studiamo il meccanismo della diagonale con lo sforzo normale dovuto alla azione sismica trasmessa dall'interazione con la maglia di telaio e la azione sismica orizzontale sulla parete, meccanismo che provoca l'espulsione per instabilità della tamponatura la verifica da condurre è a pressoflessione nel centro del pannello tramite il momento del secondo ordine associato alla instabilità che può essere calcolato tramite lo studio di una catena cinematica con un concio ad elasticità concentrata nella mezzeria. Il telaio in acciaio se efficacemente ammorsato alla maglia di telaio tramite tasselli e viti contrasta efficacemente l'espulsione della tamponatura basti pensare ad una rete metallica sollecitata in direzione perpendicolare comunque contiene la tamponatura tramite la deformazione assiale dei singoli profili.

Interventi di adeguamento strutturale

1- Introduzione

2- Irrigidimento mediante tamponature

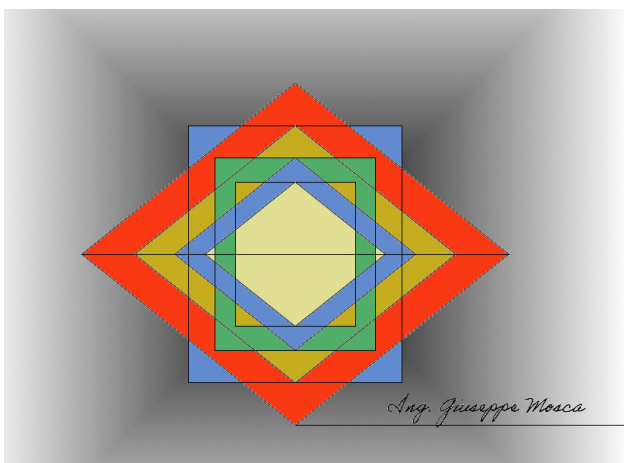
3- Gli esoscheletri

4 - Interventi su edifici in muratura

5 -L'isolamento termico e la progettazione architettonica delle facciate

6- Il Superbonus 110%

7- Conclusioni



Ing. Giuseppe Mosca



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

1- Introduzione

Gli interventi di adeguamento sismico degli edifici esistenti di solito non vengono eseguiti poiché obbligano gli occupanti a sgombrare l'edificio con i relativi disagi non potendo svolgere all'interno delle abitazioni le normali attività che si svolgono in edifici residenziali. Lo scopo di questi appunti è quello di fornire delle indicazioni per l'adeguamento eseguito dall'esterno di edifici con struttura in cemento armato e muratura isolando anche termicamente l'edificio migliorando l'aspetto estetico delle facciate in modo che per questi lavori si possa usufruire degli incentivi fiscali quali superbonus 110%, sisma bonus, ecobonus e bonus facciate. La normativa italiana quali le NTC 2018 al paragrafo 8.4 definiscono sulle costruzioni esistenti tre tipologie di interventi :

- Intervento locale*
- Intervento di miglioramento sismico*
- Intervento di adeguamento*

-Intervento locale

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;*
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;*
- impedire meccanismi di collasso locale;*
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.*

-Intervento di miglioramento sismico

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

-Intervento di adeguamento

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;*
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;*
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%,*
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal prece-*

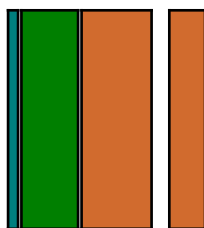
dente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.

e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Ci occuperemo esclusivamente di interventi di adeguamento sismico degli edifici che ci consentono di eseguire una corretta coibentazione termica dell'edificio e quindi avere miglioramenti sia della classe energetica che della classe sismica dell'edificio nonché del suo aspetto estetico : condizione necessaria per l'esecuzione di detti lavori è che l'edificio non faccia parte di un aggregato ovvero che abbia i 4 lati liberi.

2- Irrigidimento mediante tamponature

Le tamponature esterne di solito sono costituite da una doppia foderà di laterizio avente spessore rispettivamente 8cm la foderà interna , 12 cm la foderà esterna , camera d'aria 10 cm dove è situato l'isolante termico. L'intervento prevede la sostituzione della sola foderà esterna in modo da non condizionare la vita familiare all'interno delle singole abitazioni, il riquadramento con telai in cemento armato delle aperture , sostituzione degli infissi e la realizzazione del cappotto termico esterno.



Gli spessori

- Intonaco interno 1,5 cm
- Foderà interna 8 cm
- Intercapedine con isolante 2 cm
- Foderà esterna 20 cm
- Isolante termico 10 cm
- Rivestimento finitura 1,5 cm

Spessore totale parete con cappotto termico esterno 43 cm

La nuova fodera esterna può essere realizzata tramite :

- *blocchi forati di calcestruzzo leggero*
- *blocchi forati di laterizio portante*
- *blocchi forati di calcestruzzo ad alta resistenza*
- *paretine di calcestruzzo armato*

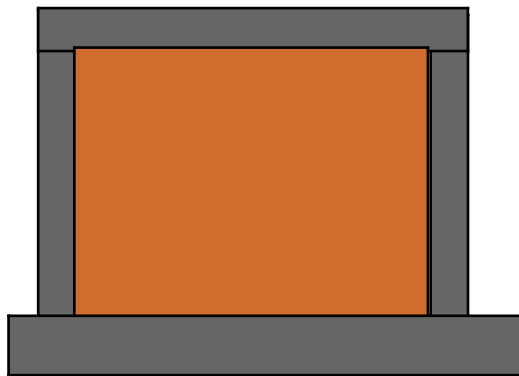
<i>Materiale</i>	<i>Dimensioni</i>	<i>Peso kg</i>	<i>fck daN/cm²</i>	<i>λ W/mq*°K</i>
<i>Laterizio</i>	<i>20x30x19</i>	<i>9,7</i>	<i>129</i>	<i>0,20</i>
<i>Cls leggero</i>	<i>20x25x50</i>	<i>18</i>	<i>30</i>	<i>0,61</i>
<i>Cls</i>	<i>20x20x40</i>	<i>15</i>	<i>115</i>	<i>2,64</i>
<i>C.a.</i>	<i>20 cm</i>	<i>500 kg/mc</i>	<i>350</i>	<i>2,30</i>

La trasmittanza della parete con fodera esterna in laterizio:

$$U = 0,214 \text{ W/mq}^{\circ}\text{K} < 0,26 \quad \text{la struttura non forma condensa}$$

Conforme a quanto prescritto dalla normativa sui componenti opachi per strutture verticali zona E nel comune di Castel di Sangro .

Se analizziamo un portale in cemento armato con pilastri 30x40 cm , l'incremento di rigidezza nella modellazione shear- type



$$I = 30 \times 40^3 / 12 = 160000 \text{ cm}^4$$

$$K = 12 * E * I / H^3 = 2133300 \text{ daN/m} \text{ dimezzata per tener conto della fessurazione}$$

$$E = 300.000 \text{ daN/cm}^2$$

La rigidezza della parete considerando la rigidezza a taglio

$$K = 1/[H^3/(12 \cdot E \cdot I) + 6/5 \cdot H/(G \cdot A)] = 55.610.800 \text{ daN/m}$$

$$K/2 = 27800900 \text{ daN/m}$$

La resistenza a compressione della parete utilizzando una malta M10 è pari a

$$f_k = 120 \text{ daN/cm}^2; \quad E = 120.000 \text{ daN/cm}^2; \quad G = 48000 \text{ daN/cm}^2$$

$$L'inerzia \quad I = 20 \cdot 400^3 / 12 = 106.666.666 \text{ cm}^4 \quad A = 80000 \text{ cm}^2$$

La nuova tamponatura è perfettamente aderente alla struttura interagisce con essa ed assorbe le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato e sostiene la trave superiore
La ripartizione degli sforzi di taglio

$$V_m = V \cdot K_m / K_t; \quad K_t = K_m + K_p = \text{daN/m} \quad K_m = 29934200 \text{ daN/m}$$

$$V_p = V \cdot K_p / K_t \quad K_p = 2133300 \text{ daN/m}$$

per una forza orizzontale pari a 10000 daN, la forza che compete al portale è pari a

$$V_p = 712 \text{ daN};$$

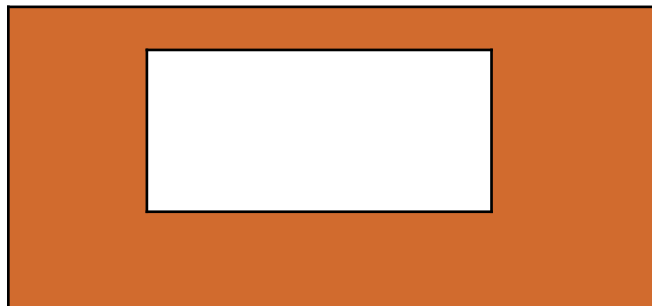
la forza che spetta alla tamponatura $V_m = 9287 \text{ daN}$

si intuisce che l'intervento di adeguamento sismico è estremamente efficace poiché minimizza le sollecitazioni flettenti e taglianti sui pilastri e sulle travi.

La buona riuscita di questo intervento di adeguamento dipende dal numero e dalla quantità di aperture presenti sulle pareti di tamponamento che molto spesso si estendono su tutta la parete, alcune volte per la presenza di vetrine e negozi al piano terra la superficie finestrata è molto ampia ed occupa l'intero telaio con problemi di piano soffice per cui è impossibile sostituire e portare in conto il contributo della intera tamponatura.

La riquadratura di una apertura prevede il dimensionamento di un telaio in cemento armato che non alteri la rigidezza complessiva della parete

$$K = 1/[H^3/(12 \cdot E \cdot I) + 6/5 \cdot H/(G \cdot A)]$$



La rigidezza della parete forata senza la riquadratura la possiamo considerare pari alla somma delle rigidezze delle parti verticali piene

$$K = 1/[H^3/(12 \cdot E \cdot I_1) + 6/5 \cdot H/(G \cdot A_1)] + 1/[H^3/(12 \cdot E \cdot I_2) + 6/5 \cdot H/(G \cdot A_2)]$$

per una parete lunga 4 m ed apertura simmetrica di 2 m

$$I_1 = I_2 = 1.666.666 \text{ cm}^4; \quad A_1 = A_2 = 2000 \text{ cm}^2;$$

$$K = 10378300 \text{ daN/m}$$

La rigidezza globale della parete era $K_m = 27800900 \text{ daN/m}$;

La parete con la riquadratura deve avere un comportamento monolitico ovvero la rigidezza della apertura deve eguagliare la rigidezza del riquadro

$$1/[H^3/(12 \cdot E \cdot I) + 6/5 \cdot H/(G \cdot A)] = 2 \cdot 12EI / H^3$$

$$A = 20 \cdot 200 = 4000 \text{ cm}^2; \quad I = 13.333.333 \text{ cm}^4$$

$$608316 \cdot 120^3 / (24 \cdot 350000) = I \quad B = 42 \text{ cm}$$

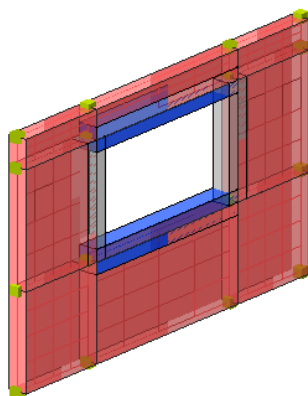
occorre realizzare due pilastri eventi una base b di 42 cm e spessore 20 cm .Modelliamo la nostra parete con un software FEM per differenti valori della base b dei montanti

<i>Sez. Telaio in c.a.</i>	<i>Spostamento</i>	<i>Rigidezza daN/m</i>
<i>20x20 cm</i>	<i>0,455 mm</i>	<i>21978021</i>
<i>25x20 cm</i>	<i>0,431mm</i>	<i>23201856</i>
<i>30x20 cm</i>	<i>0,392 mm</i>	<i>25510204</i>
<i>35x20 cm</i>	<i>0,363 mm</i>	<i>27548209</i>
<i>40x20 cm</i>	<i>0,337 mm</i>	<i>29673590</i>
<i>45x20 cm</i>	<i>0,313mm</i>	<i>31948881</i>
<i>50x20 cm</i>	<i>0,293</i>	<i>34129692</i>
<i>55x20 cm</i>	<i>0,275</i>	<i>36363636</i>
<i>parete senza apertura 250x400 cm</i>		
	<i>0,195</i>	<i>51282051</i>

sollecitata da una forza orizzontale di 10000 daN in sommità

Si può confrontare la rigidezza della parete monolitica con telaio per $b = 20 \text{ cm}$ $K = 21978021$ e la rigidezza della parete con apertura senza telaio $K = 10378300 \text{ daN/m}$ praticamente raddoppiata .

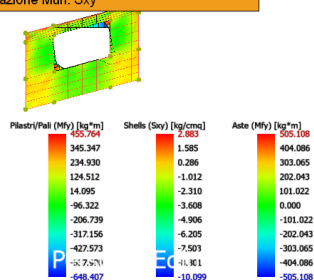
Modellazione FEM



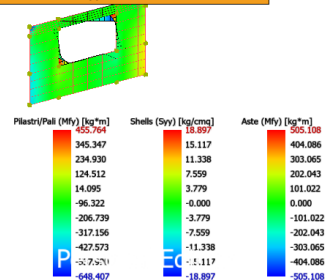
Si intuisce viste le rigidezze dei pilastri del telaio nel quale è inserita la parete e la relativa ripartizione delle forze orizzontali che è preferibile utilizzare una larghezza $b = 20 \div 25 \text{ cm}$ Nella modellazione di un edificio in cemento armato per l'analisi pushover conviene inserire le tamponature modellandole agli elementi finiti plate-shell con la relativa riquadratura in cemento armato ed eseguire un analisi statica non lineare che tenga conto della progressiva eliminazione dei pannelli di tamponatura fino alla formazione delle cerniere plastiche nelle travi e nei pilastri analizzando di volta in volta degli schemi variati costruendo la curva forza -spostamento.

La tamponatura va realizzata in muratura armata con ferri verticali ed orizzontali collegati alla maglia di telaio in modo da far fronte alle sollecitazioni di trazione che si hanno nel pannello ; riportiamo di seguito lo stato tensionale nella tamponatura alla quale va applicato anche il carico orizzontale sismico per la verifica fuori del piano.

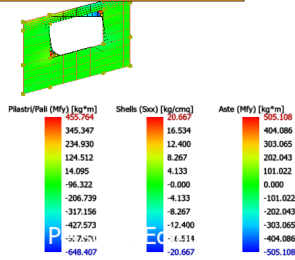
Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
Sollecitazione Muri: Sxy



Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente : Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
Posizione masse N° 1
Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
Sollecitazione Muri: Syy



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLD_A2_STR/GEO - C 1-I
 Posizione masse N° 1
 Sollecitazione aste: Momento fl.Y - pilastri/pali: Momento fl.Y
 Sollecitazione Muri: Sxx



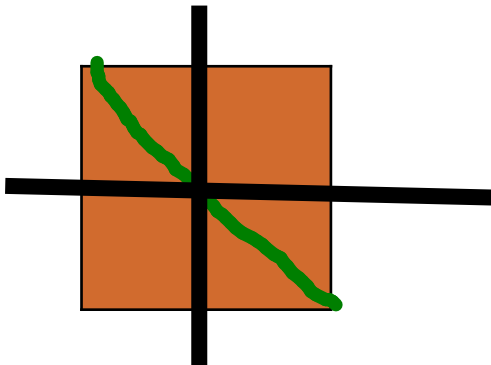
Le verifiche da condurre sulla tamponatura che in virtù della riquadratura della apertura non può essere modellata come una diagonale equivalente sono puntuali con uno stato tensionale piano σ_X ; σ_Y ; τ_{XY} ; si individuano le tensioni principali e quindi le direzioni principali di trazione e compressione

$$\sigma_{\xi} = (\sigma_X + \sigma_Y)/2 + [(\sigma_X - \sigma_Y)^2/4 + \tau_{XY}^2]^{1/2}$$

$$\sigma_{\eta} = (\sigma_X + \sigma_Y)/2 - [(\sigma_X - \sigma_Y)^2/4 + \tau_{XY}^2]^{1/2}$$

si effettua una verifica a compressione dell'elemento piano

$$\sigma_{\xi} * s * d = C_{rd} < C_{sd} = f_{cd} * s * d \quad \sigma_{\eta} * s * d = T$$



$$A_s = T / f_{yd} * \cos \theta ; \theta \text{ inclinazione della lesione} \quad \text{armatura verticale}$$

$$A_s = T / f_{yd} * \sin \theta ; \theta \text{ inclinazione della lesione} \quad \text{armatura orizzontale}$$

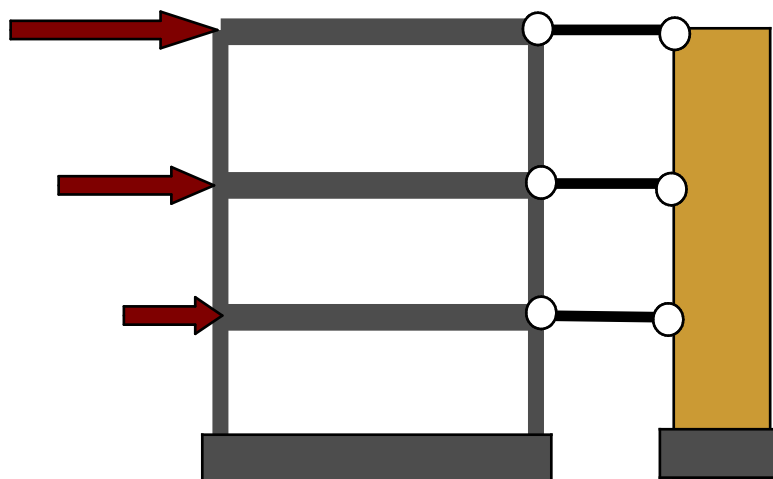
Le tamponature vengono consolidate mediante l'apposizione di un intonaco armato rete metallica o FRCM, se non è possibile collegare le armature metalliche alla maglia strutturale trave e pilastro poiché con la foratura rischiamo di indebolire la struttura intelaiata, una volta realizzata la nuova fodera esterna su questa disponiamo un intonaco armato per far fronte agli sforzi di trazione in essa presenti. La sostituzione delle tamponature deve essere sempre accompagnata da un intervento di consolidamento di nodi non confinati in corrispondenza degli angoli e dei lati utilizzando le tecniche di intervento usuali quali incamiciatura in acciaio, materiali compositi o tramite il sistema gordiano.

Il vantaggio di questo adeguamento sismico consiste nella possibilità di usufruire dei vantaggi dell'ecobonus attraverso il cappotto termico esterno (si possono realizzare

delle facciate ventilate) e del bonus facciata poiché miglioriamo l'aspetto estetico dell'edificio e quindi in generale del superbonus 110% . L'edificio incrementa la sua rigidezza si fa fronte allo stato limite di danno poiché si pone attenzione sulle tamponature che sono gli elementi strutturali che più si danneggiano durante un evento sismico ed è possibile non solo fare un salto di classe ma adeguare la struttura in cemento armato costruita negli anni 70-80 alla normativa tecnica attuale NTC2018 per quanto concerne le azioni sismiche. L'intervento di adeguamento può rivelarsi ancora più efficace se sostituiamo porzioni di foderi esterni con pareti da taglio in cls che si estendono per tutta l'altezza dell'edificio ed in corrispondenza del vano scala alle quali viene affidato l'assorbimento della intera azione sismica orizzontale che sollecita la nostra struttura.

3- Gli Esoscheletri

Rappresentano delle soluzioni alternative per l'adeguamento di edifici in cemento armato esistenti che consistono in interventi esterni in modo che l'attività che si svolge all'interno del nostro fabbricato sia essa residenziale o pubblica non venga interrotta; si realizza un involucro esterno al nostro edificio che può essere in acciaio calcestruzzo o anche legno lamellare in grado di assorbire le azioni derivanti dal terremoto, come indicato in figura:

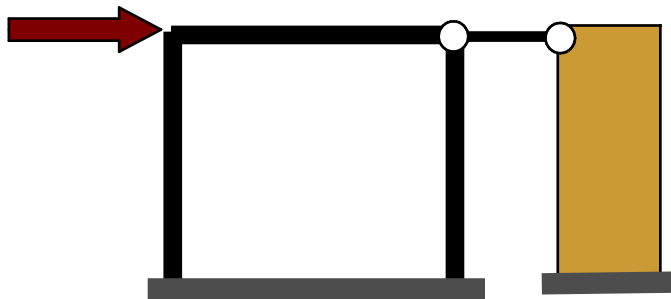


L'equazione del moto dinamico del sistema

$$\begin{aligned} m_1 * Y''_1 + (K_{11} + K_{11E}) * Y_1 + (K_{12} + K_{12E}) * Y_2 + (K_{13} + K_{13E}) * Y_3 &= m_1 * Sd(T_1) \\ m_2 * Y''_2 + (K_{21} + K_{21E}) * Y_1 + (K_{22} + K_{22E}) * Y_2 + (K_{23} + K_{23E}) * Y_3 &= m_2 * Sd(T_2) \\ m_3 * Y''_3 + (K_{31} + K_{31E}) * Y_1 + (K_{32} + K_{32E}) * Y_2 + (K_{33} + K_{33E}) * Y_3 &= m_3 * Sd(T_3) \end{aligned}$$

sono delle molle in parallelo con collegamento rigido in sommità, l'esoscheletro può essere un setto in cemento armato, un pannello X-lam, una struttura reticolare in acciaio o ancora una struttura reticolare in legno lamellare. Il vantaggio nell'utilizzo

del legno consiste nell'ottenere una struttura ecosostenibile che si integra perfettamente nell'ambiente urbano; in alternativa si può realizzare anche un nuovo telaio in cemento armato aderente al telaio esistente. L'esoscheletro è quindi un involucro esterno la cui funzione precipua oltre a garantire la sicurezza sismica dell'edificio è quella di migliorare la prestazione energetica tramite un opportuno isolamento termico e attraverso la creazione di serre solari, nonché di migliorare la qualità architettonica di edifici in cemento armato obsoleti che rappresentano il più delle volte degli ecomostri. Le fondazioni sono indipendenti non si hanno problematiche di cedimenti differenziali visto il vincolo che è quello di un pendolo inestensibile dimensionato in funzione della forza orizzontale trasmesso ad ogni impalcato al setto di trazione o compressione dipendente dal moto di oscillazione del sistema composto. In una ripartizione delle forze orizzontali se ci riferiamo ad un portale shear type



La forza che compete al portale ed al setto

$$F_p = F \cdot K_p / (K_s + K_p); \quad F_s = F \cdot K_s / (K_s + K_p);$$

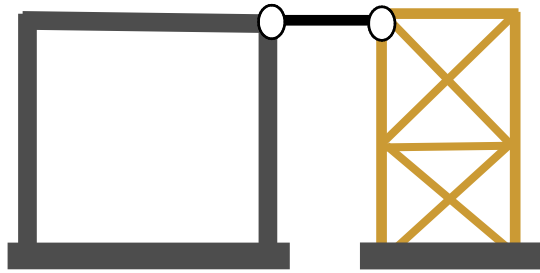
il setto deve essere di adeguata rigidezza

Materiale	Dimensioni	E	G	I	K daN/m
Cls	20x100	350000	145000	1666666	5998800
Legno	20x100	130000	80000	1666666	2290600

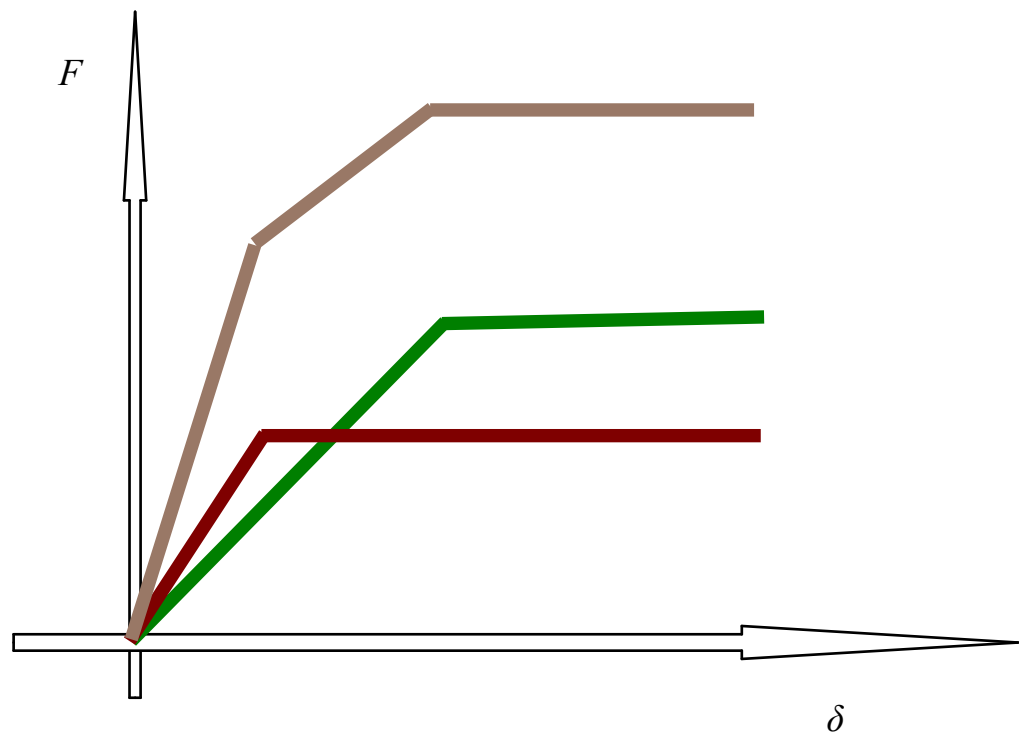
la rigidezza K

$$K = 1 / [H^3 / (3 \cdot E \cdot I) + 6/5 \cdot H / (G \cdot A)]$$

Si può realizzare una struttura reticolare in acciaio o in legno tenendo presente che l'esoscheletro è un involucro che avvolge il nostro edificio che di solito ha una forma rettangolare rispetta criteri di progettazione antisismica e quindi ha telai ortogonali nelle due direzioni, per cui ogni telaio è collegato in corrispondenza degli impalcati sui entrambi i lati all'esoscheletro.

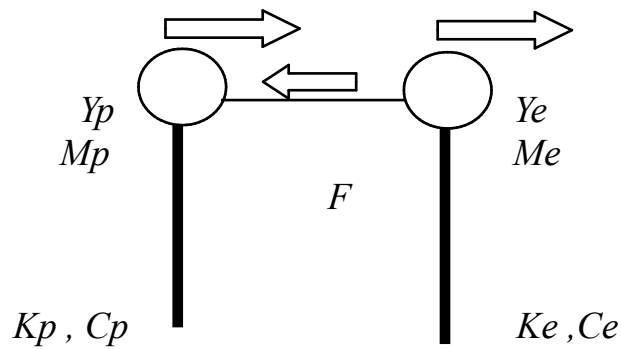


In un'analisi statica non lineare di pushover si riportano i diagrammi forza-spostamento per la struttura intelaiata, l'esoscheletro e la struttura adeguata



- struttura adeguata*
- struttura esistente*
- esoscheletro*

All'esoscheletro si richiede una maggiore rigidezza e duttilità rispetto alla struttura intelaiata esistente. Possiamo eseguire due analisi statiche non lineari separate la prima per la struttura esistente la seconda per l'esoscheletro ricavando le curve forza spostamento come indicato in figura, sommando i due effetti si ottiene il diagramma forza spostamento per l'edificio adeguato



Se il collegamento tra le due strutture è rigido ovvero non si hanno deformazioni assiali del pendolo di collegamento $EA/L = \infty$ $L \approx 0$ le equazioni del moto sono quelle viste in precedenza con la massa totale M ad ogni impalcato $M = Mp + Me$
 Se teniamo conto delle deformazioni assiali dell'elementi di collegamento

$$Mp \cdot Y_p'' + Cp \cdot Y_p' + Kp \cdot Y_p + (Y_p - Y_e) \cdot EA/L = Mp \cdot Sd(t)$$

$$Me \cdot Y_e'' + Ce \cdot Y_e' + Ke \cdot Y_e - (Y_p - Y_e) \cdot EA/L = Me \cdot Sd(t)$$

$$(Y_p - Y_e) = (F \cdot L / EA) \quad F = (Y_p - Y_e) \cdot EA/L \text{ forza di interscambio}$$

è un sistema di equazioni differenziali in due incognite di semplice integrazione

$$Mp \cdot Y_p'' + Cp \cdot Y_p' + (Kp + EA/L) \cdot Y_p - EA/L \cdot Y_e = Mp \cdot Sd(t)$$

$$Me \cdot Y_e'' + Ce \cdot Y_e' - EA/L \cdot Y_p + (Ke + EA/L) \cdot Y_e = Me \cdot Sd(t)$$

Nella modellazione con un software FEM va rimossa l'ipotesi di impalcato rigido con masse e quindi forze sismiche concentrate nei nodi della struttura, assumendo come gradi di libertà gli spostamenti orizzontali dei nodi.

Volendo eseguire la ripartizione di una forza sismica globale corrispondente ad una massa complessiva M

$$F = F_p + F_e \quad F_p = X \cdot F; \quad F_e = (1 - X) \cdot F \quad X = F_p / F$$

$$F_p + (Kp + EA/L) \cdot Y_p - EA/L \cdot Y_e = 0$$

$$F_e - EA/L \cdot Y_p + (Ke + EA/L) \cdot Y_e = 0 \quad \text{si ottengono tre equazioni}$$

$$X \cdot F + (Kp + EA/L) \cdot Y_p - EA/L \cdot Y_e = 0$$

$$(1 - X) \cdot F - EA/L \cdot Y_p + EA/L \cdot Y_e = 0$$

$$X = Kp \cdot Y_p / F \quad F_p = Kp \cdot Y_p; \quad F_e = Ke \cdot Y_e; \quad F_s = EA/L \cdot (Y_p - Y_e)$$

$$Y_e = Y_p \cdot [(2 \cdot K_p + EA/L)] / (EA/L)$$

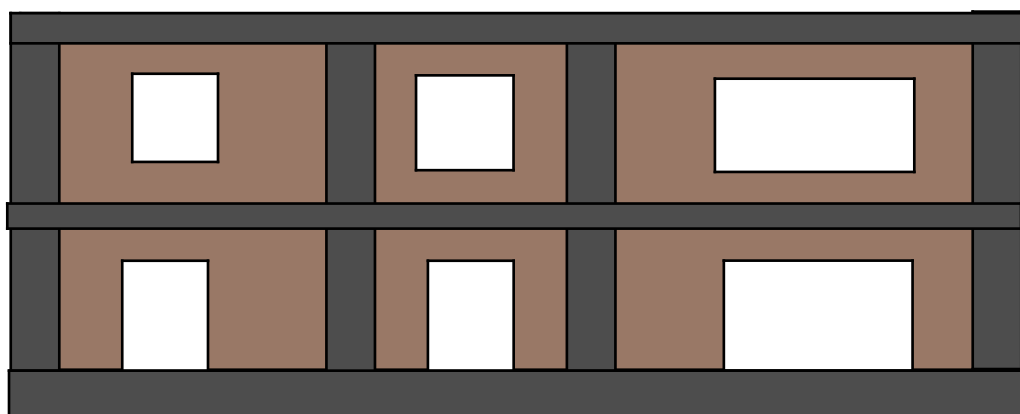
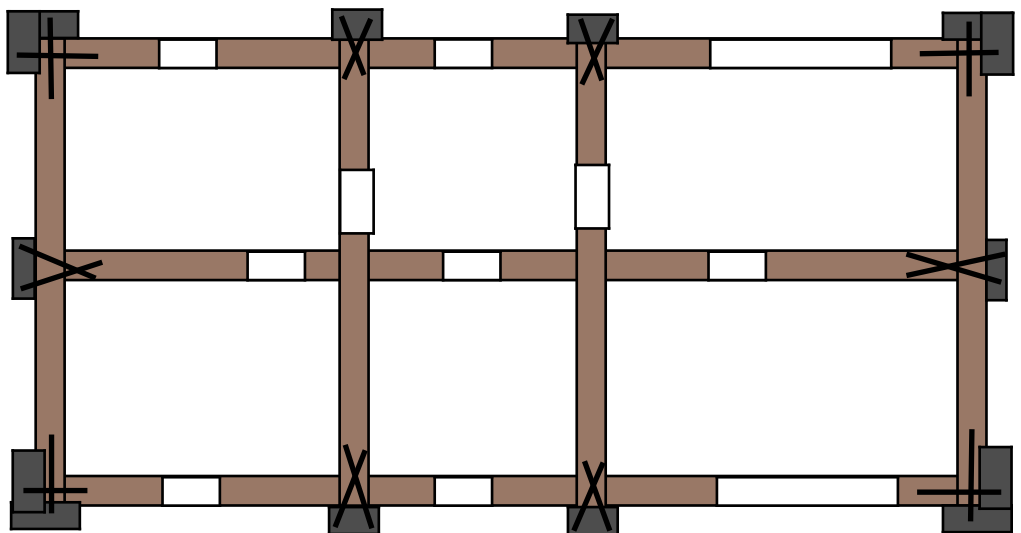
$$Y_p = F / [K_p/F + 2EA/L + 2 \cdot K_p]$$

$$Y_e = F / [K_p/F + 2EA/L + 2 \cdot K_p] \cdot [(2 \cdot K_p + EA/L)] / (EA/L)$$

Spetta poi alla creatività progettuale disegnare dei setti o delle strutture reticolari anche a profilo variabile in grado di conferire all'esoscheletro quella sua connotazione architettonica che ne giustifichi la utilizzazione progettando un involucro esterno ecosostenibile e migliorativo della architettura dell'edificio esistente e dell'ambiente urbano.

4 - Interventi su edifici in muratura

L'adeguamento sismico di un edificio in murature oltre che con le normali tecniche di consolidamento quali intonaco armato rifacimento delle coperture inserimento di cordoli e catene può essere eseguito tramite un esoscheletro in cemento armato ancorato all'edificio in muratura ovvero si realizza una struttura esterna intelaiata in cemento armato che cerchia il nostro edificio fino alla copertura.



La nuova struttura intelaiata deve essere collegata all'edificio in muratura tramite chiodature ed ancoraggi evita l'apertura a carciofo dell'edificio e consente di realizzare un involucro esterno di rivestimento con isolante termico quali facciate ventilate rivestite in pietra , vetro , laterizio ; l'esoscheletro può essere incassato nella muratura ma per evitare che la demolizione di porzioni di pareti turbi la statica della muratura è opportuno predisporlo all'esterno efficacemente ammorsato ad essa. La modellazione strutturale prevede oltre le pareti plate-shell anche questa struttura intelaiata in cemento armato avendo cura di valutare le sollecitazioni trasmesse dalla parete al telaio e viceversa e quindi di dimensionare gli elementi di collegamento. L'intervento va integrato con l'inserimento di catene riquadratura delle aperture ed intonaco armato sulle pareti .Il vantaggio di questa tecnica di adeguamento è nella estetica delle facciate poiché tramite pareti termoventilate moderne o in pietra in laterizio (l'esoscheletro non può essere lasciato in vista) l'inserimento nei centri storici diventa caratteristico : è chiaro che l'edificio non deve far parte di un aggregato ma deve avere una sua struttura indipendente pressoché regolare.

Le pareti vincolate in corrispondenza dei solai dalla trave che fa parte integrante della fascia di piano sono ben tutelate nei confronti di eventuali meccanismi che ne prevedano il ribaltamento, anche per quanto concerne il cantonale la cerchiatura in cemento armato fa in modo che la scatola muraria si comporti in modo monolitico e che non si apra. L'esoscheletro può essere realizzato anche in acciaio mediante dei profilati che definiscono un sistema intelaiato , ma gioca un ruolo importante la rigidità nella ripartizione delle azioni sismiche tra struttura esistente ed esoscheletro per cui è consigliabile realizzarlo in cemento armato. Si può intervenire con veri e propri setti o travi reticolari che fungono da barbacane che si inseriscono in un contesto progettuale architettonico non avendo la esclusiva funzione della messa in sicurezza ma di assorbimento delle azioni sismiche e quindi di adeguamento strutturale dell'edificio esistente. L'esoscheletro può essere ancora realizzato in legno o in acciaio imbrigliando la muratura come nelle tecniche costruttive del sud est asiatico o delle antiche costruzioni napoletane baraccate, tramite una struttura reticolare incassata o aderente alla parete di muratura le cui diagonali sono in grado di far fronte alle sollecitazioni di compressione e di trazione nel setto murario.

5 - L'isolamento termico e la progettazione architettonica delle facciate

La tamponatura va coibentata con un isolante termico realizzando un cappotto termico esterno che ci tutela anche nei confronti di eventuali ponti termici in corrispondenza delle travi e dei pilastri ; si può determinare lo spessore dell'isolante tenendo presente che la trasmittanza

$$U = 1/R = 1/[R_{SI} + S_I/\lambda_1 + \Sigma S_N/\lambda_N + R_N + R_A + R_{SE}]$$

R_{SI} resistenza laminare della superficie interna

S_I spessore isolante termico in m

S_N spessore delle pareti omogenee in m

R_N resistenza termica di strati non omogenei

R_A resistenza termica di intercapedini

R_{SE} resistenza laminare della superficie esterna

La trasmittanza U per il comune di Castel di Sangro in zona E deve essere $<0,26$

$$U*[R_{SI} + S_I/\lambda_1 + \Sigma S_N/\lambda_N + R_N + R_A + R_{SE}] = 1$$

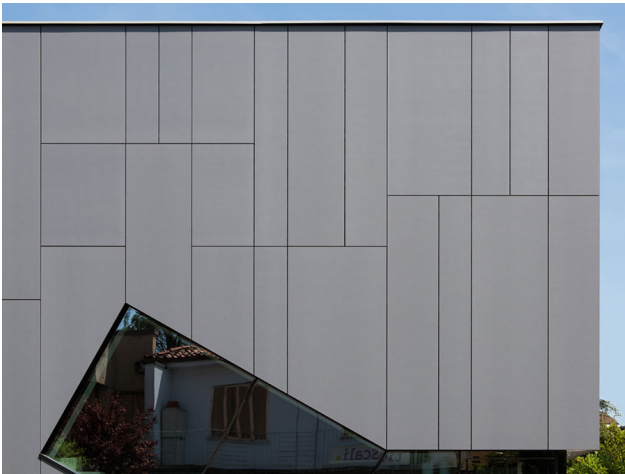
$$U*[R_{SI} + \Sigma S_N/\lambda_N + R_N + R_A + R_{SE}] - 1 = U*S_I/\lambda$$

$$S_I = [U*(R_{SI} + \Sigma S_N/\lambda_N + R_N + R_A + R_{SE}) - 1] * \lambda_1 / U$$

si può quindi valutare lo spessore dell'isolante termico . Va eseguita anche la sostituzione degli infissi poiché le maggiori dispersioni termiche le abbiamo in corrispondenza della aperture e con i ricambi d'aria anzi ricorrendo alla domotica la finestra dovrebbe aprirsi da sola in funzione del benessere termoigrometrico delle stanze ed eseguire il ricambio d'aria senza sostanziali variazioni di temperatura



Sul cappotto termico esterno vanno applicati dei rivestimenti delle finiture che possono essere le più svariate , vetro , laterizio , pietra , legno ect Si possono utilizzare dei pannelli che vanno posti in opera direttamente sulla parete sui quali non è necessario realizzare la finitura poiché già presente o delle pareti termoventilate riuscendo a modificare l'architettura e l'aspetto estetico della facciata :



6- Il Superbonus 110%

Gli interventi di adeguamento sismico , di risparmio energetico e di abbellimento delle facciate usufruiscono rispettivamente del

- sisma bonus*
- ecobonus*
- bonus facciate*

che consistono in detrazioni fiscali cessione del credito di imposta e sconto in fattura ; in particolare

Sisma bonus

Riguardano tutti gli interventi su edifici situati in zona sismica 1-2-3 con detrazioni pari ad una percentuale dell'importo dei lavori

75% per la riduzione di una classe di rischio sismico

85% per la riduzione di due classi di rischio sismico

Ecobonus

-riqualificazione energetica dell'intero immobile, fino ad un massimo detraibile di 100.000 euro;

-interventi sull'involucro degli edifici, fino ad un massimo detraibile di 60000 euro

-installazione di pannelli solari per la produzione di acqua calda, fino ad un massimo detraibile di 60.000 euro;

-acquisto e posa di schermature solari, fino ad un massimo detraibile di 60.000 euro;

– sostituzione d'impianti di climatizzazione invernale, fino ad un massimo detraibile fino a 30.000 euro;

-acquisto, installazione e posa dei dispositivi multimediali a distanza degli impianti di riscaldamento, produzione di acqua calda o climatizzazione di unità abitative, per un massimo detraibile del 65% delle spese sostenute.

Bonus facciate

Sono agevolabili i lavori realizzati per il rinnovamento e il consolidamento della facciata esterna, inclusa la semplice pulitura e tinteggiatura, e gli interventi su balconi, ornamenti e fregi. Beneficiano della detrazione anche i lavori sulle grondaie e i pluviali, su parapetti e cornici. Sono comprese nella nuova agevolazione fiscale anche le spese correlate: dall'installazione dei ponteggi allo smaltimento dei materiali, dall'Iva all'imposta di bollo, dai diritti pagati per la richiesta di titoli abitativi edilizi alla tassa per l'occupazione del suolo pubblico.

Gli edifici che usufruiscono del bonus facciate sono esclusivamente quelli situati nelle zone A e B , non si ha la possibilità di cedere il credito o dello sconto in fattura.

Superbonus 110%

Gli interventi interessati sono :

-recupero del patrimonio edilizio, in base all'articolo 16-bis del TUIR inclusi quelli di riduzione del rischio sismico (cd. sismabonus) attualmente disciplinato dall'articolo 16 del decreto legge n. 63 del 2013;

-riqualificazione energetica degli edifici (cd. ecobonus), in base all'articolo 14 del decreto legge n. 63 del 2013. Per questi interventi, attualmente sono riconosciute detrazioni più elevate quando si interviene sulle parti comuni dell'involucro opaco per più del 25% della superficie disperdente o quando con questi interventi si consegue la classe media dell'involucro nel comportamento invernale ed estivo, ovvero quando gli interventi sono realizzati sulle parti comuni di edifici ubicati nelle zone sismiche 1, 2 o 3 e sono finalizzati congiuntamente alla riqualificazione energetica e alla riduzione del rischio sismico

Altra importante novità, introdotta dal Decreto Rilancio, è la possibilità generalizzata di optare, in luogo della fruizione diretta della detrazione, per un contributo anticipato sotto forma di sconto dai fornitori dei beni o servizi (cd. sconto in fattura) o, in alternativa, per la cessione del credito corrispondente alla detrazione spettante. Tale possibilità, infatti, riguarda non solo gli interventi ai quali si applica il cd. Superbonus ma anche quelli:

- di recupero del patrimonio edilizio;*
- di recupero o restauro della facciata degli edifici esistenti (cd. bonus facciate);*
- per l'installazione di colonnine per la ricarica dei veicoli elettrici .*

In particolare, ai sensi dell'articolo 119 del Decreto Rilancio, le detrazioni più elevate sono riconosciute per le spese documentate e rimaste a carico del contribuente, sostenute dal 1° luglio 2020 al 31 dicembre 2021, per le seguenti tipologie di interventi (cd. "trainanti") di:

- isolamento termico delle superfici opache verticali, orizzontali e inclinate che interessano l'involucro degli edifici, compresi quelli unifamiliari, con un'incidenza superiore al 25% della superficie disperdente lorda dell'edificio medesimo o dell'unità immobiliare sita all'interno di edifici plurifamiliari che sia funzionalmente indipendente e disponga di uno o più accessi autonomi dall'esterno;*
- sostituzione degli impianti di climatizzazione invernale esistenti con impianti centralizzati per il riscaldamento, e/o il raffrescamento e/o la fornitura di acqua calda sanitaria sulle parti comuni degli edifici, o con impianti per il riscaldamento, e/o il raffrescamento e/o la fornitura di acqua calda sanitaria sugli edifici unifamiliari o sulle unità immobiliari site all'interno di edifici plurifamiliari che siano funzionalmente indipendenti e dispongano di uno o più accessi autonomi dall'esterno;*
- interventi antisismici di cui ai commi da 1-bis a 1-septies dell'articolo 16 del decreto-legge n.63 del 2013 (cd. sismabonus).*

Se eseguiamo degli interventi che beneficiano del superbonus 110% ad esempio per un importo lavori pari a 100000 euro abbiamo diritto ad una detrazione di 110000 euro ovvero possiamo cedere ad un istituto bancario il credito di imposta che anticipa il denaro per eseguire i lavori ad esempio 100000 euro guadagnando 10000 euro. Il credito di imposta ceduto viene acquistato da fornitori che possono essere aziende privati industrie anche con uno sconto con l'istituto di credito che fa da intermediario.

7- Conclusioni

Gli interventi di adeguamento ed efficientamento energetico del patrimonio edilizio esistente finanziati con il bonus 110% rappresentano delle occasioni di rilancio di un settore quale quello edilizio che è fondamentale per l'economia italiana, inoltre si ha la possibilità di mettere in sicurezza gli edifici visti gli eventi sismici che hanno interessato la penisola italiana nel primo ventennio di questo secolo. Per l'esecuzione dei lavori i proprietari degli edifici non spendono nulla sono lavori eseguiti gratis dallo stato italiano attraverso dei semplici meccanismi fiscali. Le tecniche di intervento si ripropongono oltre che di migliorare la classe sismica ed energetica degli edifici anche di rigenerare il tessuto urbano migliorando la qualità architettonica del patrimonio edilizio esistente. Purtroppo in questi anni in Italia si vive una profonda crisi economica che con il COVID ha delle conseguenze sociali, rigenerare il tessuto urbano tramite l'architettura non è semplice poiché si vive in condizioni di disagio sociale e degrado urbano non imputabile agli edifici ma funzione dei comportamenti sociali collettivi ed individuali, Siamo in un periodo di transizione con modifica del sistema lavoro riduzione al minimo degli spostamenti decongestionamento delle città informatizzazione totale delle professioni della scuola delle industrie della pubblica amministrazione ect, oggi per svolgere lavori che non siano manuali è necessario il solo computer per cui si può anche restare a casa. Le città i nuclei urbani sono vuoti deserti il valore del patrimonio edilizio dipende dal contesto sociale nel quale è inserito (al degrado sociale corrisponde il degrado urbanistico) ovvero nella stima degli immobili oltre a richiedere la certificazione energetica la classe di rischio sismico sarebbe opportuno valutare l'ambiente sociale per quantificare la domanda di nuove abitazioni e quindi il prezzo per cui molto spesso non si è propensi ad eseguire dei lavori anche se hanno come obiettivo la riduzione delle spese per il riscaldamento o la sicurezza in occasione di eventi calamitosi.

Bibliografia

*-Miglioramento e adeguamento sismico di edifici contemporanei mediante approccio integrato energetico, architettonico e strutturale con soluzioni a doppio involucro a minimo impatto ambientale
- ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE ESOSCHELETRO STRUTTURALE
La soluzione che risponde ad esigenze antisismiche e funzionali*