CONSOLIDAMENTO DEGLI EDIFICI STORICI

SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

SCUOLA DI SPECIALIZZAZIONE IN BENI ARCHITETTONICI E DEL PAESAGGIO PER LO STUDIO E IL RESTAURO DEI MONUMENTI

Facoltà di Architettura

Franco Iacobelli

PROGRAMMA

INTRODUZIONE – La muratura è fondamentale elemento costruttivo di edifici storici antichi

DEFINIZIONE INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO
PARTE I – CONOSCENZA DEI MATERIALI
Tipologia di muratura (A)
Tipologia di muratura (B)
Tipologia di muratura (C)
Malte aeree e malte idrauliche
Classi di malte a composizione e prestazione
NTC2008-Resistenze caratteristiche a compressione delle nuove murature
NTC2008-Resistenze caratteristiche a taglio delle nuove murature
CIRC.617/2009 Tab.C8A.2.1 - Caratteristiche meccaniche di vecchie murature
CIRC.617/2009 Tab.C8A.2.2 – Coefficienti correttivi di vecchie murature
Fattore di confidenza FC e Liv. di conoscenza LC delle murature - Tab.C8A.1.1 - Circ.617/2009
Fattore di confidenza FC e liv. di conoscenza Tab.4.1 Direttiva Beni Tutelati 2011
PARTE II – INDAGINI SULLE MURATURE
PROVE SPERIMENTALI
Martinetti piatti Palazzo Carli –Benedetti (L'Aquila)
Attrezzature
Disposizione martinetti singoli e doppi
Prospetti Palazzo Carli
Localizzazione prove piano terra
Localizzazione prove piano primo
Dislocazione Prove martinetti piatti
Prova D1 singolo
Prova D1 doppio
Prova MP2 singolo
Prova D2 doppio
Riepilogo dei risultati
Indagine termografica Abbazia S.Maria di Cerrate (Lecce)
Attrezzature
Riepilogo dei risultati
Altre indagini termografiche
PARTE III - QUADRI FESSURATIVI E LIVELLI DI DANNO DELLE MURATURE
Lettura dei principali quadri fessurativi
PARTE IV – VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE MURATURE
Verifica alle tensioni e agli stati limite
Prospetto delle verifiche sulle murature
Tabelle di stabilità $\Phi(m,\lambda)$
Cerchi di resistenza - Mohr
Dominio di resistenza delle murature
• Esempio di verifica a pressoflessione alle tensioni
• Esempio di verifica agli stati limite
• Esempio verifica di stabilità
MECCANISMI DI COLLASSO LOCALE DELLE MURATURE

• Esempio di Analisi statica del cinematismo
PARTE V – STATICA DEGLI ARCHI E DELLE VOLTE
"L'arco non è altro che una fortezza causata da due debolezze"
Statica dell'arco generico
• Esempio Verifica Analitica di un arco-volta
Verifica Grafica – Mery (arco simmetrico e simmetricamente caricato)
• Esempio di verifica grafica
PARTE VI – MURI E COLONNE APPOGGIATE A TERRA
Analisi statica e dinamica del cinematismo
La Colonna Traiana
Risultati
PARTE VII – INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO
Tabella interventi sulla resistenza dei maschi
INTERVENTI VOLTI ALL'INCREMENTO DELLA RESISTENZA MECCANICA DEI MASCHI: cuci-scuci; iniezioni
stilatura dei giunti; diatoni; tiranti antiespulsivi

Tabella interventi sui collegamenti dei maschi
INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE CARENZE DEI COLLEGAMENTI DEI MASCHI: tiranti; cerchiature esterne; perfori armati
cordoli sommitali in acciaio e c.a.
connessioni dei solai di piano e coperture alle murature
• Esempio di verifica di un tirante

INTERVENTI SU ARCHI E VOLTE
INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LA DEFORMABILITA' DEI SOLAI
INTERVENTI IN COPERTURA: cordoli con perfori, ecc.
INTERVENTI IN FONDAZIONE
INTERVENTI CHE MODIFICANO LA DISTRIBUZIONE DEGLI ELEM. RESISTENTI E GIUNTI SISMICI
INTERVENTI SU COLONNE, APERTURE, SCALE, COLLEGAMENTI DI ELEM. NON STRUTTURALI

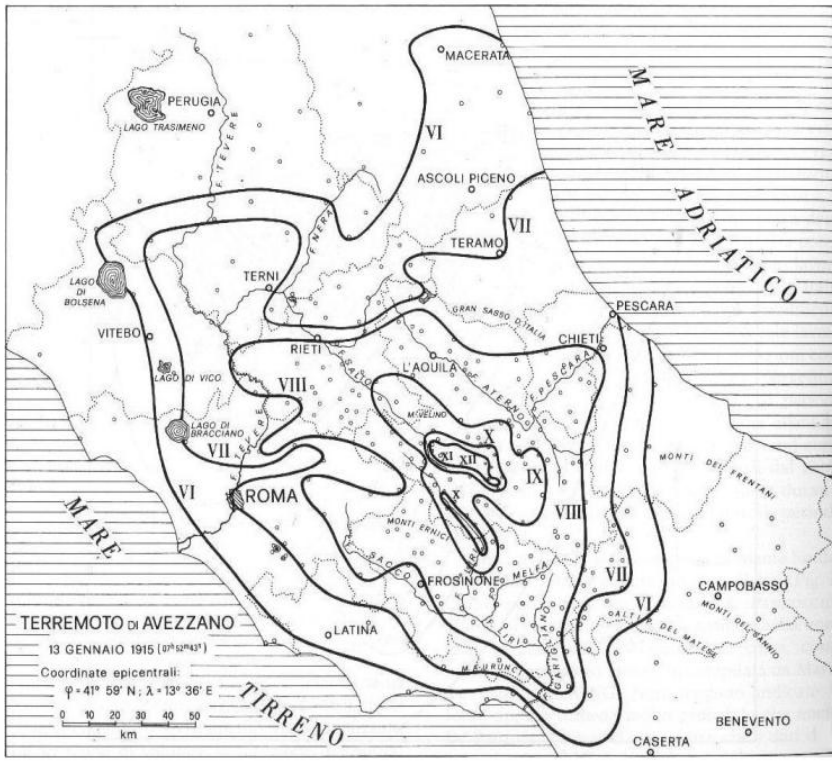
88 PARTE VIII – UN PROGRAMMA DI CALCOLO DEGLI EDIFICI IN MURATURA IN ZONA SISMICA
89 Legenda
90 Generalità, Normative di riferimento
91 Simbologia
92 Modello mensole e bielle di piano
93 Modello maschi e fasce di piano
94 Modello fasce rigide shear-type
95 Calcolo azioni sismiche
96 Baricentro masse e rigidezze, ripartizione delle forze sismiche
97 Verifica murature pressoflessione nel piano
98 Verifica murature a taglio nel piano
99 Verifica stabilità e resistenza fuori piano
100 Curve ø
101
102 Verifica fasce di piano
103 Meccanismi di collasso fuori piano
104
105 Pressioni in fondazione
106 Meccanismi semplificati Beni tutelati
107 PGA e indicatori di rischio sismico
108 Consolidamenti
109 PARTE IX – ELABORATI GRAFICI DI LAVORI DI CONSOLIDAMENTO

INTRODUZIONE – La muratura è fondamentale elemento costruttivo di edifici storici antichi

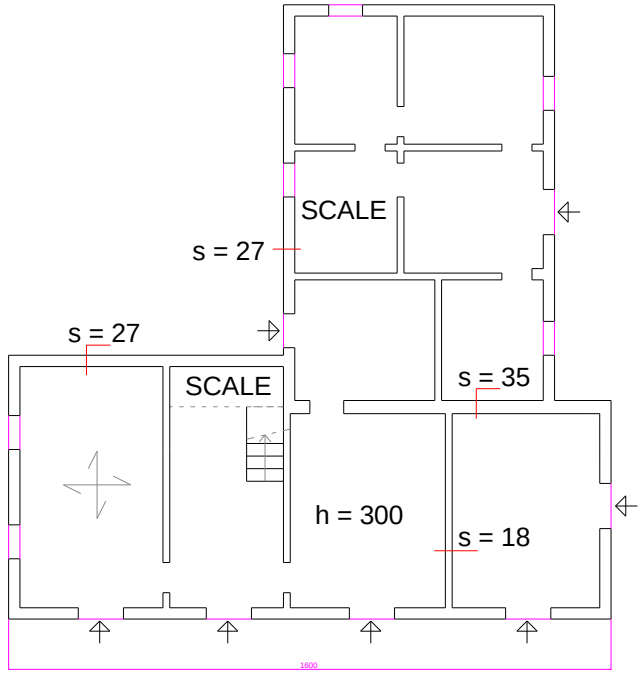
➡ Il consolidamento è di solito azione propedeutica al restauro

➡ La muratura può essere un buon materiale

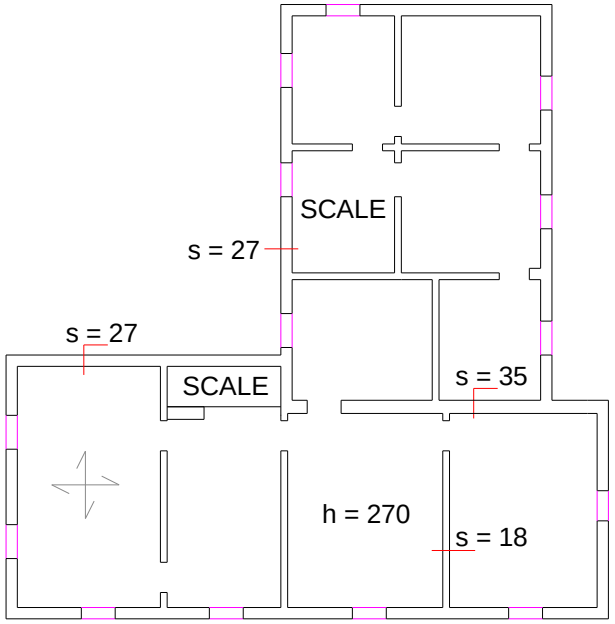
Avezzano
Sisma del 13 gennaio 1915, XI-XII gr. Mercalli



Unico edificio che ha resistito al sisma



Piano terra 100 100 100



Piano primo 100 100 100

Materiali:

- **Muratura:** blocchi di cemento pressati
- **Malta:** bastarda
- **Solai:** soletta c.a. piena, con nervature

DEFINIZIONE INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

Riparazioni o ripristini

Sono rivolti ad elementi strutturali isolati e sono finalizzati a riportare la sicurezza al livello antecedente il danno o il degrado statico.
Il progetto dovrà evidenziare che non vi saranno aggravamenti della situazione ante-opera delle altre strutture esistenti.
Il professionista dovrà dare un giudizio finale sulla idoneità statica del'intera costruzione.

Miglioramenti

Sono rivolti a porzioni anche notevoli di struttura e sono finalizzati a fornire un grado di sicurezza complessivo maggiore , pur senza raggiungere i valori richiesti per le nuove costruzioni.
Tali interventi devono essere sottoposti a collaudo statico.

Adeguamenti

Sono necessari quando bisogna rendere la struttura atta a sopportare le azioni di progetto previste per i nuovi edifici. Il progetto dovrà riguardare l'intera costruzione e dovrà contenere i calcoli di verifica per la situazione di post intervento.

L'adeguamento è prescritto quando:

- Si intenda sopraelevare la costruzione
- Ampliare la costruzione in pianta o in altezza con strutture connesse all'esistente
- Variare in modo significativo la destinazione d'uso o la classe dell'edificio con incrementi di carichi globali in fondazione di oltre il 10% .

In ogni caso occorre eseguire verifiche locali di resistenza, anche se l'intervento sia limitato.

- Trasformare le strutture con opere tali da portare ad un organismo edilizio diverso da quello precedente

- N.B. La variazione di altezza dell'edificio per la realizzazione di cordoli sommitali, non costituisce né sopraelevazione, né ampliamento e quindi non richiede adeguamento.
- Secondo C8.4.1 - Circ.617/2009 Non è, in generale, necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (es. armature minime, passo staffe, dimensioni minime di travi e pilastri ecc.) purchè il progettista dimostri che sono garantite le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità per gli SL.

Indagini ed elaborati tecnici di progetto

Per qualsiasi operazione di consolidamento occorre prevedere:

-Rilievi plano-altimetrici strutturali (comprese le fondazioni);
stato fessurativo e deformativo della struttura (se necessario)
-**Analis**i storico-costruttiva dell'opera
-**Studio** geologico e geotecnico dell'area interessata (se necessario)
-**Studio** sulla fondazione (se necessario)
- **Indagini** sui materiali e stato di conservazione
- **Indagini** su eventuali dissesti (se presenti)
- **Valutazione** della sicurezza ante opera
- **Relazione** motivata del consolidamento
- **Valutazion**e della sicurezza post opera
- **Giudizio** sui benefici dell'intervento

Per edifici o strutture di interesse culturale , ai sensi del D.Lgs.n.42 del 22/01/2004 – Art.29 e delle "Direttive per beni tutelati " febb./2011, è consentito limitarsi ad interventi di riparazione, ripristini, miglioramenti, per i quali occorre confrontare la sicurezza in termini di accelerazione sismica o periodo di ritorno sismico prima e dopo l'intervento (che possono essere quelli delle NTC per nuovi edifici).

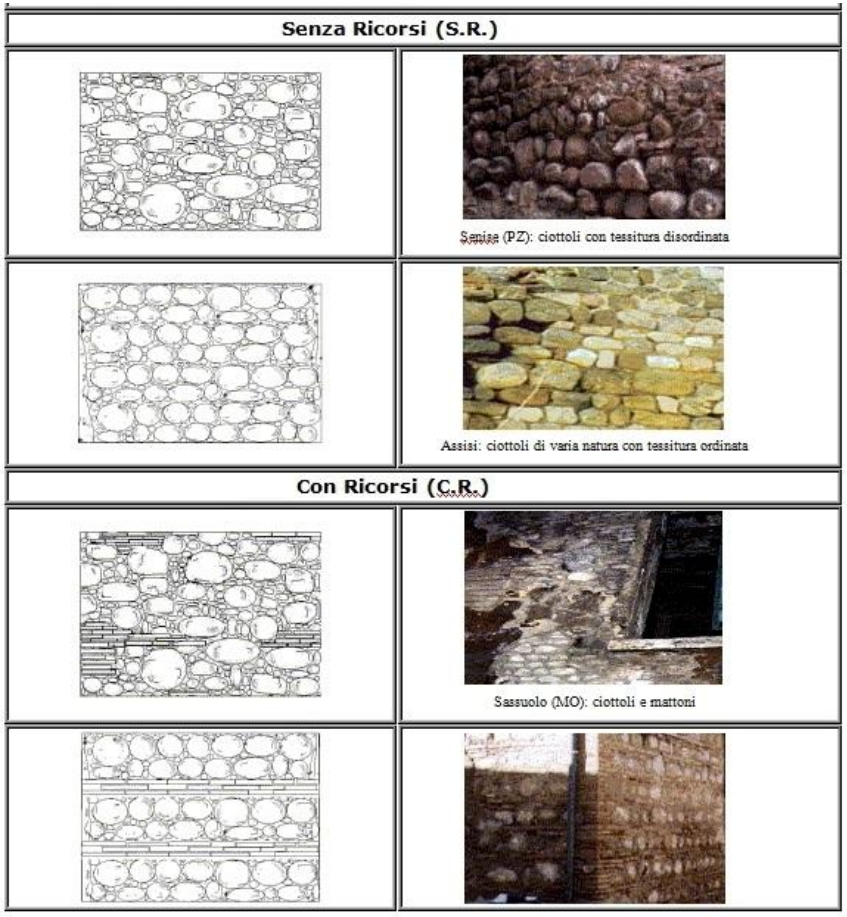
PARTE I – CONOSCENZA DEI MATERIALI

Tipologia di muratura (A)

Ministero LL.PP. – Servizio Sismico Nazionale

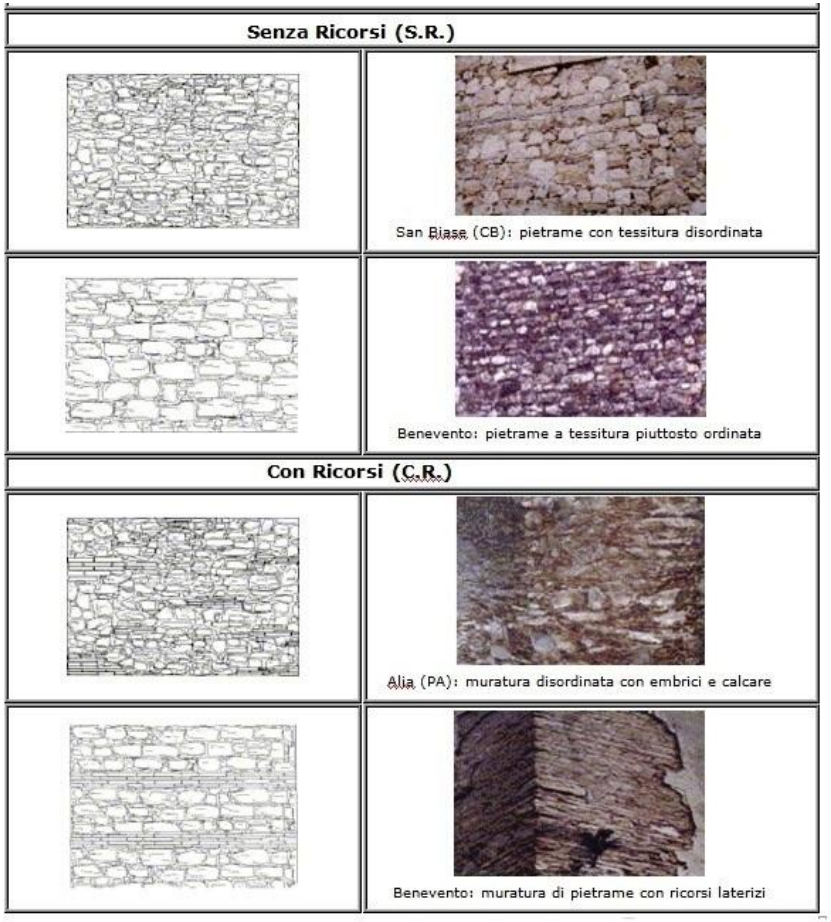
A1. Pietra arrotondata

Costituita prevalentemente da elementi con superficie liscia e forma arrotondata, o da ciottoli di fiume di piccoli e medie dimensioni; si presenta tanto con tessitura disordinata quanto ordinata.



A2. Pietra grezza

Costituita prevalentemente da pietra grezza generalmente non lavorata o di difficile lavorazione; elementi di forma irregolare e di varie dimensioni come scapoli di cava e spezzoni di pietre.

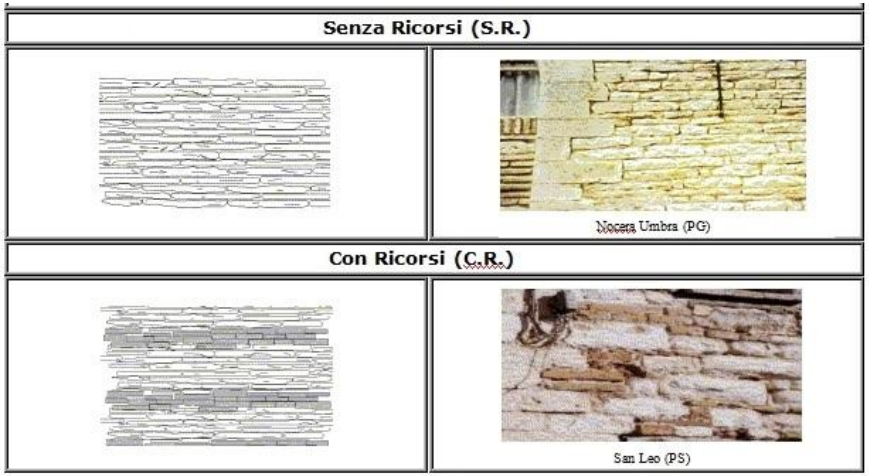


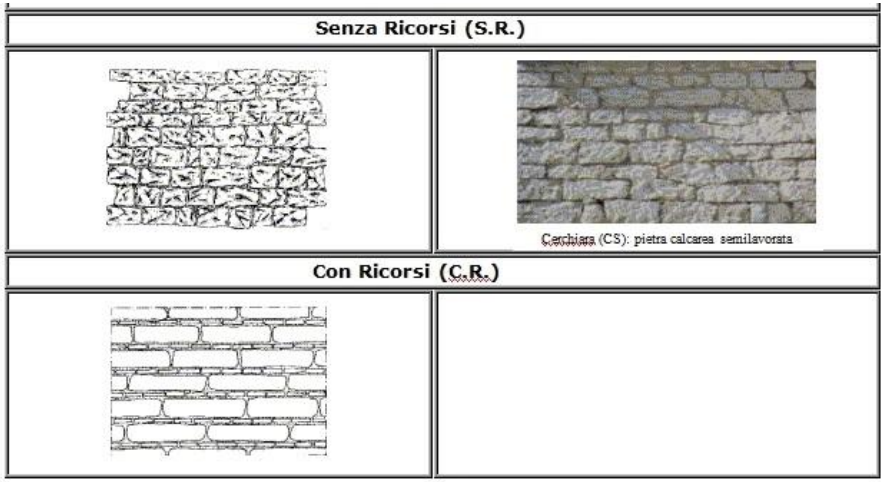
Tipologia di muratura (B)

Ministero LL.PP. – Servizio Sismico Nazionale

B1. Pietra lastriforme
Costituita prevalentemente da elementi da rocce di scarsa potenza che tendono a sfaldarsi lungo il loro piano orizzontale. La tessitura è quasi sempre ordinata.

B2. Pietra regolare
Costituita prevalentemente da pietra semilavorata quasi regolare, di dimensioni maggiori della precedente. La tessitura è sempre ordinata.





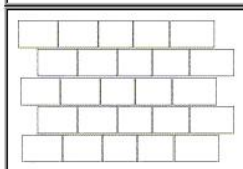
Tipologia di muratura (C)

Ministero LL.PP. – Servizio Sismico Nazionale

C1. Pietra squadrata

Costituita da pietre squadrate di forma prestabilita. La tessitura è sempre ordinata.

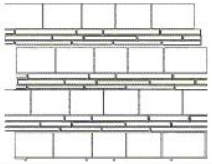
Senza Ricorsi (S.R.)



Favignana (TP)

Benevento: tufo vulcanico

Con Ricorsi (C.R.)

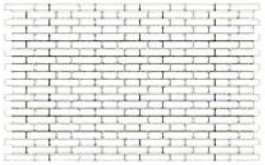


Napoli: tufo vulcanico e mattoni

C2. Mattoni

Costituita da elementi laterizi che per la loro regolarità escludono la tessitura disordinata.

Senza Ricorsi (S.R.)



Nocera Umbra (PG)

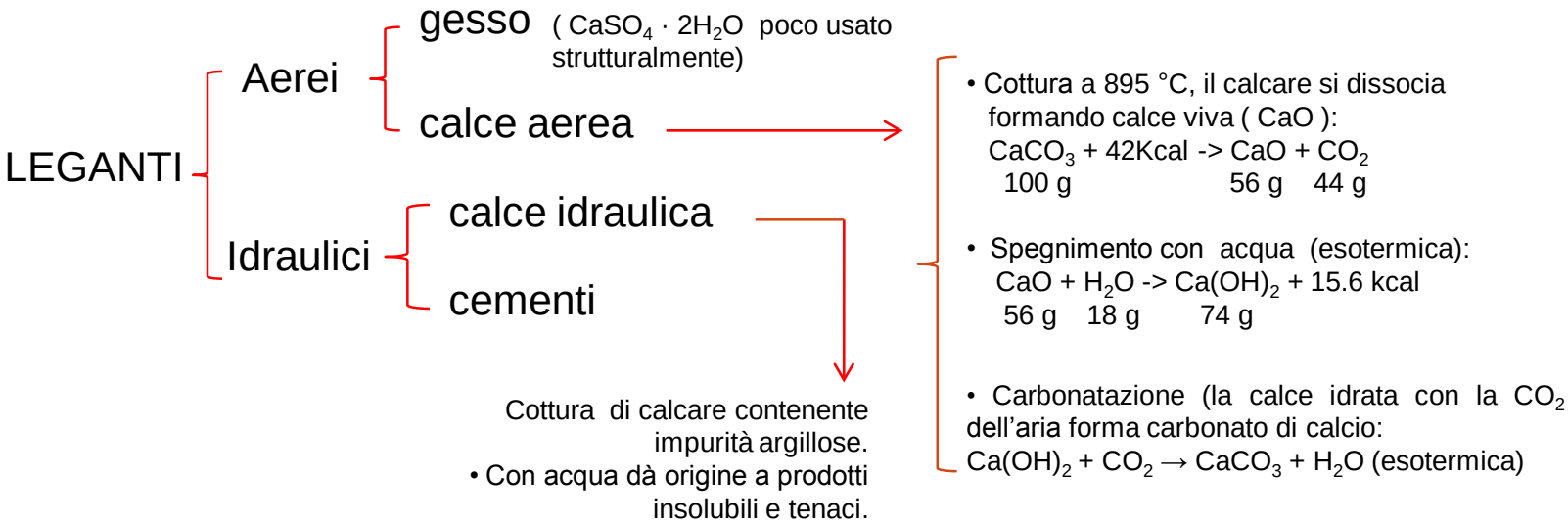
Malte aeree e malte idrauliche

Malte aeree: hanno la proprietà di fare presa e di indurire solo in aria

Malte idrauliche: fanno presa e di induriscono anche in acqua o ambienti umidi; si ottengono con leganti idraulici (o aerei mescolati con inerti pozzolanici, argillosi, cocciopesto)

-> Le malte servono a legare gli elementi lapidei di una muratura ed uniformare i loro contatti; sono ottenute mediante impasto di:

- **ACQUA: in quantità necessaria per una consistenza plastica**
- **INERTI: in genere sabbia o pozzolana (servono per ridurre il ritiro dei leganti e permettere la loro areazione-indurimento)**
- **LEGANTI: gesso, calce aerea, calce idraulica, cementi**



Classi di malte a composizione e prestazione

NTC2008/ Tab. 11.10.IV Classi di malte a composizione prescritta

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5	Idraulica	--	--	1	3	--
M 2,5	Pozzolanica	--	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	--	--	9	--

NTC2008/ Tab. 11.10.III Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione fm (N/mm^2)	2,5	5	10	15	20	d > 25 dichiarata dal produttore

NTC2008-Resistenze caratteristiche a compressione delle nuove murature

NTC2008/ Tab.11.10.V Valore della resistenza caratteristica a compressione f_k in N/mm², per murature con elementi artificiali pieni o semipieni e giunti di 5-15 mm

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento fbk (N/mm²)	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	3,3
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	-
(*) Valori non ammessi in zona sismica				

NTC2008/ Tab.11.11.VI Valore della resistenza caratteristica a compressione f_k in N/mm², per murature con elementi naturali di pietra squadrata e giunti di 5-15 mm

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento fbk = 0,75 fbm	MALTA			
	M15	M10	M5	M2,5(*)
2,0 (*)	1,0	1,0	1,0	1,0
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	-
(*) Valori non ammessi in zona sismica				

PRESSIONE = F / S: Unità di misura delle pressioni nel S.I.
Pa = 1 N/m² *(Pascal)*
KPa = 10^3 Pa
Bar = 10^5 Pa
daN/cm² = 10^5 Pa (corrisponde a circa 1Kg forza/cm² del vecchio Sistema Tecnico
N/mm² = 10^6 Pa
MPa = 10^6 Pa = 10^3KPa = 10bar = 10daN/cm² = 1N/mm²

NTC2008-Resistenze caratteristiche a taglio delle nuove murature

NTC2008/ Tab.11.10.VII Valore della resistenza caratteristica a taglio f_{vko} In assenza di carico verticale, per murature con elementi artificiali di laterizi pieni o semipieni

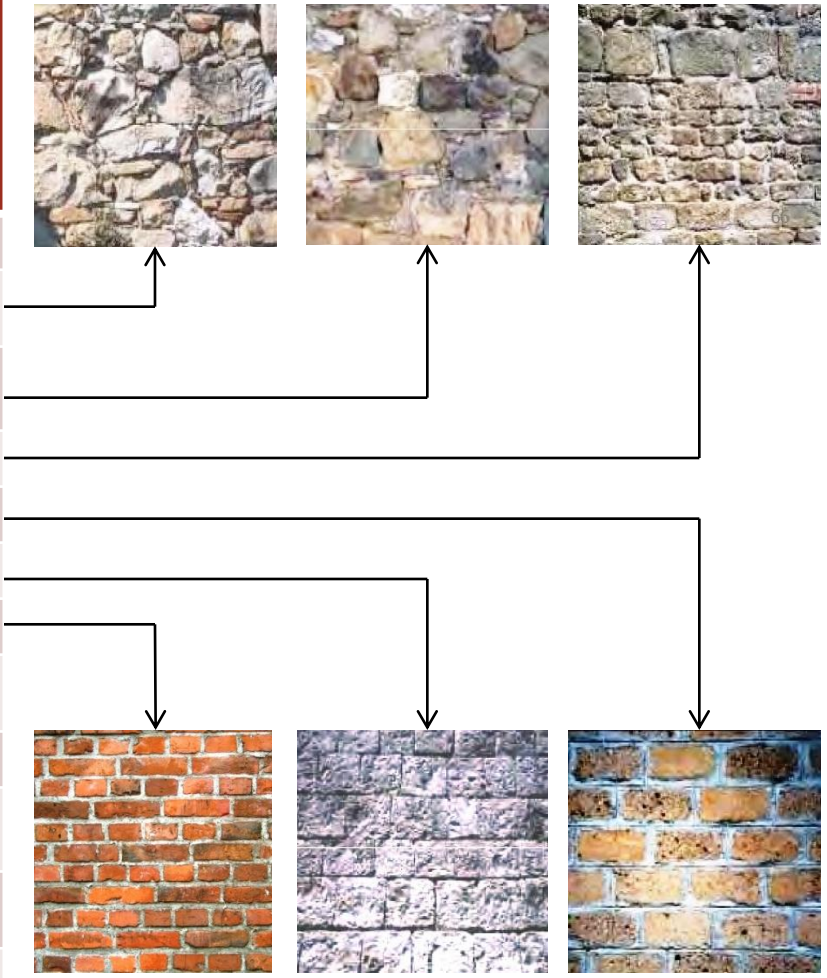
Resistenza caratteristica a compressione dell' elemento f_{bk} (N/mm²)	Malta tipo	Resistenza a taglio in assenza di sforzo normale f_{vko} (N/mm²)
$f_{bk} > 15$	M10 ≤ M ≤ M20	0,30
$7,5 < f_{bk} \leq 15$	M5 ≤ M < M10	0,20
$f_{bk} \leq 7,5$	M2,5 ≤ M < M5	0,10

NTC2008/ Tab.11.10.VII Valore della resistenza caratteristica a taglio f_{vko} In assenza di carico verticale, per murature con elementi artificiali di calcestruzzo, silicato, o in pietra naturale squadrata

Resistenza caratteristica a compressione dell' elemento f_{bk} (N/mm²)	Malta tipo	Resistenza a taglio in assenza di sforzo normale f_{vko} (N/mm²)
$f_{bk} > 15$	M10 ≤ M ≤ M20	0,30
$7,5 < f_{bk} \leq 15$	M5 ≤ M < M10	0,20
$f_{bk} \leq 7,5$	M2,5 ≤ M < M5	0,10

CIRC.617/2009 Tab.C8A.2.1 - Caratteristiche meccaniche delle murature

TIPOLOGIA MURATURA (Malta scadente, Assenza di ricorsi -listature, Paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata)	f_m (f_k) (N/cm²) Resistenza media a compressione	τ_o (f_{vko}) (N/cm²) Resistenza media a taglio in assenza di sforzo normale	E (N/cm²) Modulo elastico medio normale	G (N/cm²) Modulo elastico medio tagliante	W (N/m³) Peso specifico medio
	Min max	Min max	Min max	Min Max	Min Max
(*) Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	69000 105000	23000 35000	19000
(*) Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	102000 144000	34000 48000	20000
(*) Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	150000 198000	50000 66000	21000
* Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc)	140 240	2,8 4,2	90000 126000	30000 42000	16000
(*) Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	240000 320000	78000 94000	22000
(*) Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	120000 180000	40000 60000	18000
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.:doppio UNI)	500 800	24,0 32,0	350000 560000	87500 140000	15000
Muratura in blocchi laterizi forati (perc.foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	360000 540000	108000 162000	12000
Muratura in blocchi laterizi forati, con giunti verticali a secco (perc. foratura <45%)	300 400	10,0 13,0	270000 360000	81000 108000	11000
Muratura in blocchi di calcestruzzo (perc.foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	120000 160000	30000 40000	12000
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (perc. foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	240000 352000	60000 88000	14000



(*) Murature storiche

CIRC.617/2009 Tab.C8A.2.2 – Coefficienti correttivi

TIPOLOGIA MURATURA	Malta buona	Giunti sottili Minori di 10 mm	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente o ampio	Iniezioni miscele leganti	Intonaco armato
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2,0	2,5
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	1,4	1,2 [1,10 τ0]	1,2	1,5	0,8	1,7	2,0
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 [1,25 τ0]	-	1,5	0,9	1,7	2,0
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2 [1,10 τ0]	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5 [1,25 τ0]	-	1,3	0,7	1,5	1,5
Coeff. Correttivi si applicano a: ->	fm,τ0,E,G	fm, τ0[1/2],E,G	fm, τ0	fm, τ0	fm, τ0,E,G	fm, τ0,E,G	fm,τ0,E,G

NOTE:
Consolidamento con intonaco armato: non si applica il coeff. connessione trasversale
Consolidamento con diatoni artificiali: si applica solo il coeff. connessione trasversalie

Fattore di confidenza FC e Liv. di conoscenza LC delle murature - Tab.C8A.1.1 - Circ.617/2009

LIVELLO DI CONOSCENZA	GEOMETRIA	DETTAGLI COSTRUTTIVI Studio di: a) Qualità collegamenti tra pareti; b) Collegamenti tra orizzontamenti e pareti, eventuale presenza di cordoli ecc.; c) Presenza di architravi efficaci; d) Presenza di elementi per eliminazione di spinte; e) Presenza di elementi ad elevata vulnerabilità: f) Tipologia muratura e sue caratteristiche costruttive (mattoni, pietra regolare, irregolare, ecc.)	PROPRIETA' MECCANICHE DEI MATERIALI Studio di: Malte (qualità, consistenza-prove sperimentali) ; Tessitura e dimensioni elementi lapidei; Sfalsamento dei giunti; Presenza di collegamenti trasversali	FC
LC1 Conoscenza limitata	Rilievo di tutte le murature, cavità, nicchie,canne fumarie; volte (spessore e profilo); solai e coperture (tipologie d orditura); scale (tipologia strutturale); tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo (tipo: distacco, rotazione, spostamento fuori piano, ecc.). Rilievo deformativo (fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, ecc.)	**Limitate Verifiche in sito:** Rilievi visivi con eventuale rimozione intonaci; Saggi della muratura per riconoscimento caratteristiche in superfiicie e nello spessore; ammorsamenti tra muri ortogonali e solai nelle pareti. In assenza di rilievo diretto o dati attendibili si verifica con modelli e dati cautelativi.	**Indagini in sito limitate**: Esame visivo dopo rimozione di intonaco (almeno 1 x 1 m) di preferenza a presso angoli (per controllo della tipologia muratura e degli ammorsamenti) . Non si richiedono prove particolari, se non prove penetrometriche sulle malte per 5-6 cm di profondità per giustificarne la bontà). Si può assumere: Resistenza = Valore minimo dell'intervallo Tab.C8A2.1 (per la tipologia muraria) Modulo elastico = Valore medio dell'intervallo Tab.C8A2.1	1,35
LC2 Conoscenza adeguata		**Estese ed esaustive verifiche in sito:** Vale il riconoscimento visivo di cui sopra. L'esame dei punti da a) ad f) è esteso in modo sistematico a tutto l'edificio.	**Indagini in sito estese:** Sono quelle di cui sopra, ma estese e sistematiche per ogni tipo di muratura presente. E' prevista almeno una prova con martinetti piatti doppi per ogni tipologia muraria (prove non distruttive (soniche, penetrometriche, sclerometriche, non possono sostituire i martinetti). Si può assumere : Resistenza = Valore medio dell'intervallo Tab.C8A2.1 (per la tipologia muraria) Modulo elastico = Valore medio dell'intervallo di Tab.C8A2.1	1,20
LC3 Conoscenza accurata		**Estese ed esaustive verifiche in sito:** Vale il riconoscimento visivo di cui sopra. L'esame dei punti da a) ad f) è esteso in modo sistematico a tutto l'edificio.	**Indagini in sito esaustive:** Servono per avere dati quantitativi sulla resistenza delle murature. In aggiunta a alle verifiche visive ai saggi e alle prove di cui sopra, si effettuano altre prove sperimentali in sito o in laboratorio, adeguate per numero e qualità. Si può assumere: **Se disponibili almeno 3 prove sperimentali** di resistenza per ogni tipologia: Resistenza = Media delle prove Modulo elastico = Media delle prove o valore medio dell'intervallo di Tab.C8A2.1 **Se disponibili 2 valori sperimentali** di resistenza per ogni tipologia: - Se valore medio sperimentale compreso nell'intervallo di Tab.C8A2.1: Resistenza = Valore medio dell'intervallo di Tab.C8A2.1 - Se valore medio sperimentale maggiore dell' estremo superiore dell'intervallo di Tab.C8A2.1: Resistenza = Valore estremo superiore dell'intervallo di Tab.C8A2.1 - Se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo di Tab.C8A2.1: Resistenza = Valore medio sperimentale. Modulo elastico = Media delle prove o valore medio dell'intervallo di Tab.C8A2.1 **Se disponibile 1 solo valore sperimentale** di resistenza per ogni tipologia: - Se valore sperimentale compreso nell'intervallo di Tab.C8A2.1 oppure superiore: Resistenza = Valore medio dell'intervallo della Tab.C8A2.1 - Se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo di Tab.C8A2.1 Resistenza = Valore sperimentale. Modulo elastico = Media delle prove o valore medio dell'intervallo di Tab.C8A2.1	1,00

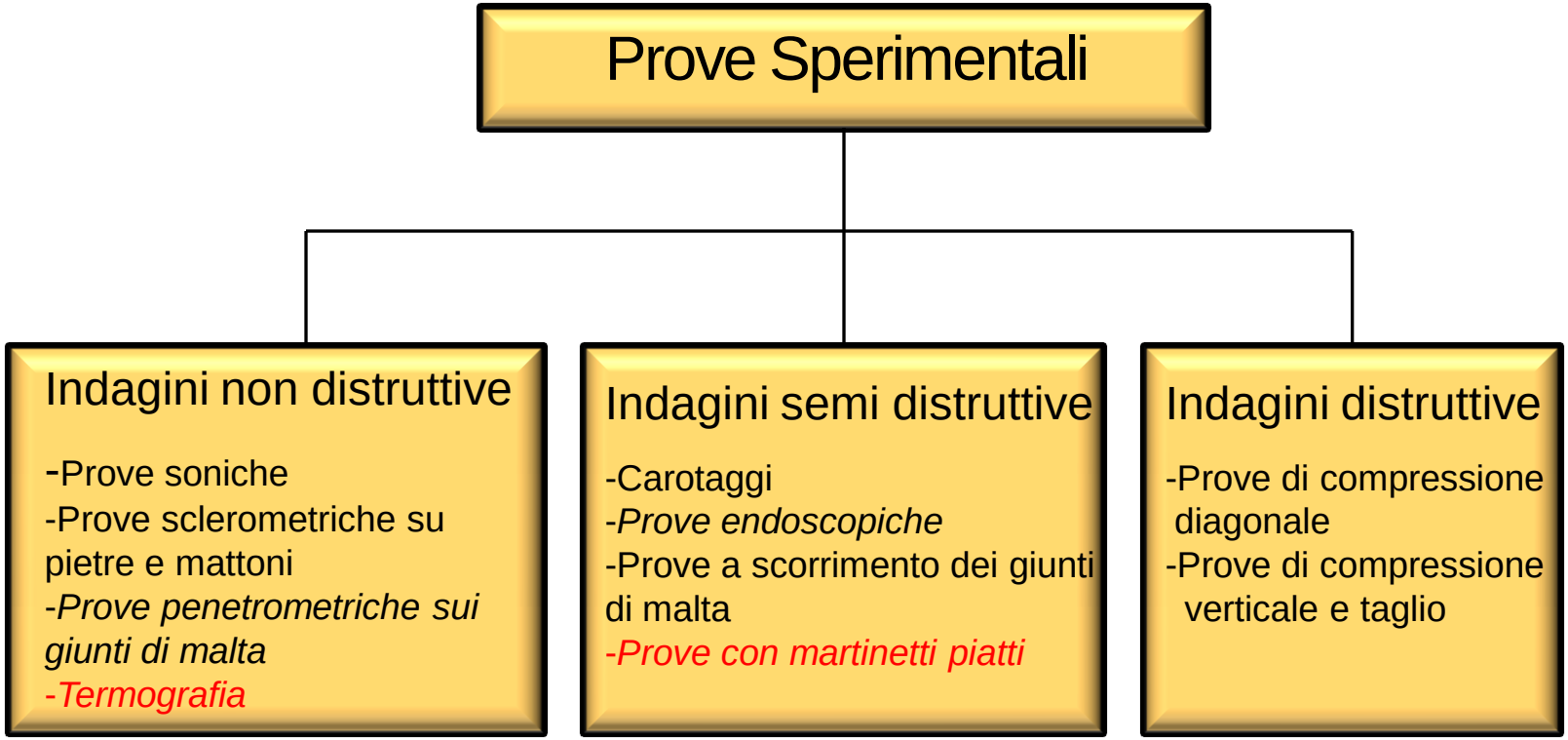
Fattore di confidenza FC e liv. di conoscenza Tab.4.1 Direttiva Beni Tutelati 2011

$$Fc = 1 + \sum_{K=1}^{K=4} Fck$$

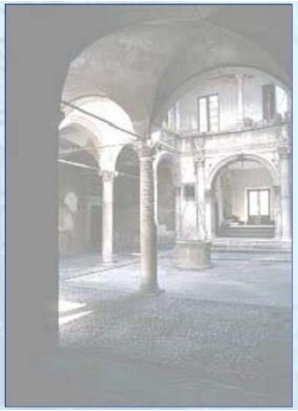
Le Direttive per i Beni Tutelati consentono di determinare il fattore di confidenza in base ai diversi livelli di approfondimento delle indagini sugli aspetti della conoscenza, con i quattro coefficienti numerici della Tabella

INDAGINI	APPROFONDIMENTO	FATTORE PARZIALE Fck
1) Rlilevo geometrico	Rilievo geometrico completo	Fc1 = 0,05
	Rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi	Fc1 = 0,00
2) Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	Fc2 = 0,12
	Restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione a alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	Fc2 = 0,06
	Restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate basata su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	Fc2 = 0,00
3) Proprietà meccaniche dei materiali	Parametri meccanici desunti da dati già disponibili	Fc3 = 0,12
	Limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	Fc3 = 0,06
	Estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	Fc3 = 0,00
4) Terreno e fondazioni	Limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	Fc4 = 0,06
	Disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture di fondazione; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	Fc4 = 0,03
	Estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	Fc4 = 0,00

PARTE II – INDAGINI SULLE MURATURE


Prove Sperimentali
Indagini non distruttive
-Prove soniche
-Prove sclerometriche su pietre e mattoni
-Prove penetrometriche sui giunti di malta
-Termografia
Indagini semi distruttive
-Carotaggi
-Prove endoscopiche
-Prove a scorrimento dei giunti di malta
-Prove con martinetti piatti
Indagini distruttive
-Prove di compressione diagonale
-Prove di compressione verticale e taglio

Martinetti piatti Palazzo Carli –Benedetti (L'Aquila)



Le prove con martinetti singoli servono per:

➡ **Stimare la tensione di esercizio della muratura (σ)**

Le prove con martinetti doppi servono per:

➡ **Stimare la resistenza a compressione della muratura e le sue caratteristiche elastiche (f_{mk}; E;G;ν)**

N.B. Le prove con martinetti doppi non si possono eseguire ai piani alti per mancanza di contrasto.

ATTREZZATURE

Martinetto circolare

Dfeormometro

Sega circolare

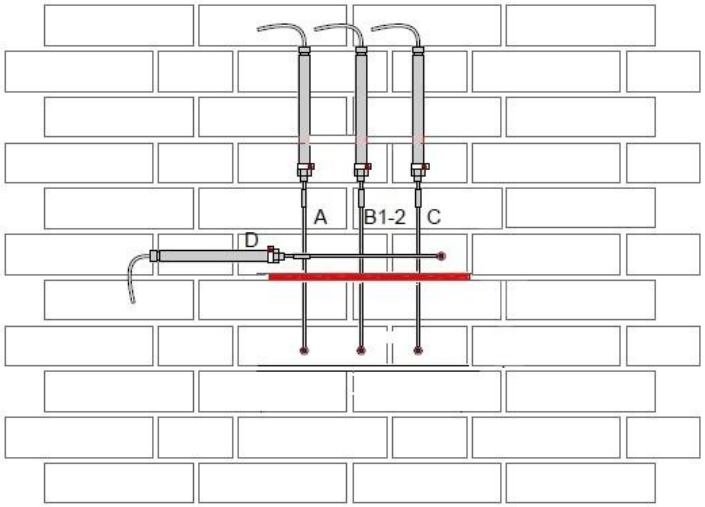
Pompa ad azionamento manuale

Manometro Bourdon

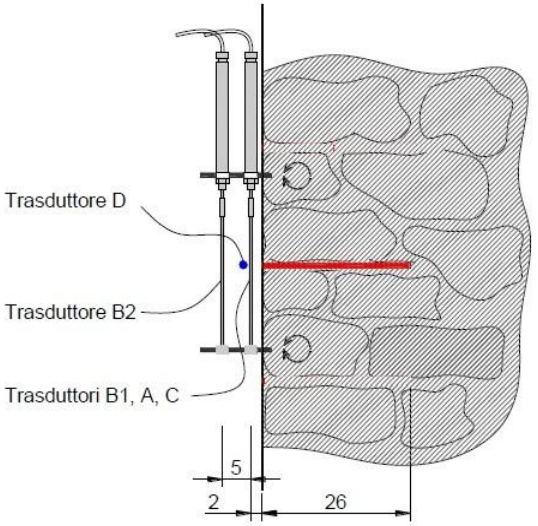
Basi con teste in invar

Attiva Windows

Disposizione martinetti singoli e doppi



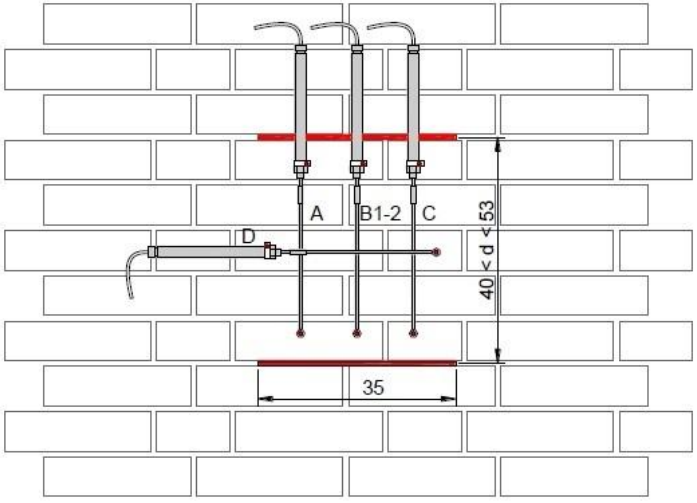
martinetto singolo



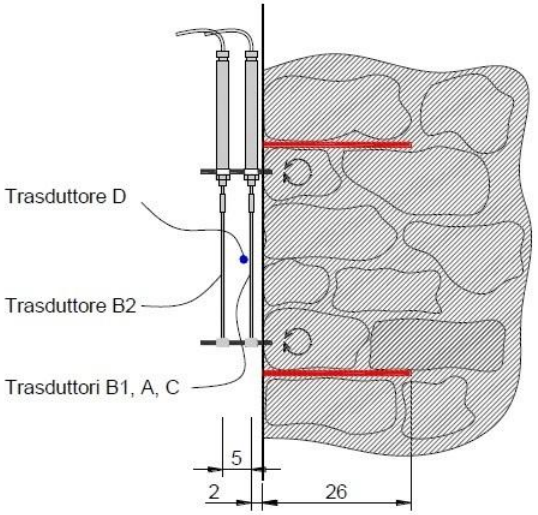
sezione martinetto singolo

Operazioni:
Fissaggio 3+3 basi a cavallo dei martinetti e 2 basi orizzontali;
-Misura delle distanze;
-Taglio muratura e collocazione martinetto:
-Misura nuova distanza delle basi (che si sono avvicinate) ad azzeramento delle tensioni;
-Incremento pressioni idrauliche dei martinetti fino a tornare nella situazione di partenza (distanze delle basi)

Nota:
nella prova con martinetti doppi le basi sono poste tra i martinetti



vista frontale martinetti doppi

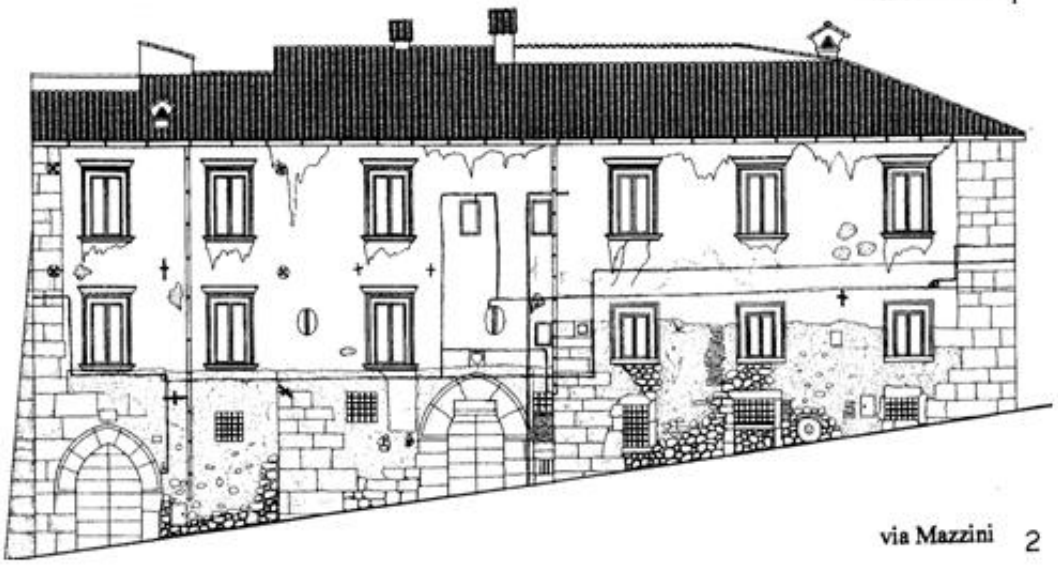


sezione martinetti doppi

Operazioni:
Fissaggio 3+3 basi tra i due martinetti e 2 basi orizzontali;
-Misura delle distanze:
-Taglio muratura e collocazione martinetti:
-Misura nuova distanza delle basi (che si sono avvicinate) ad azzeramento delle tensioni;
-Incremento pressioni idrauliche dei 2 martinetti fino alla rottura della muratura

Prospetti Palazzo Carli

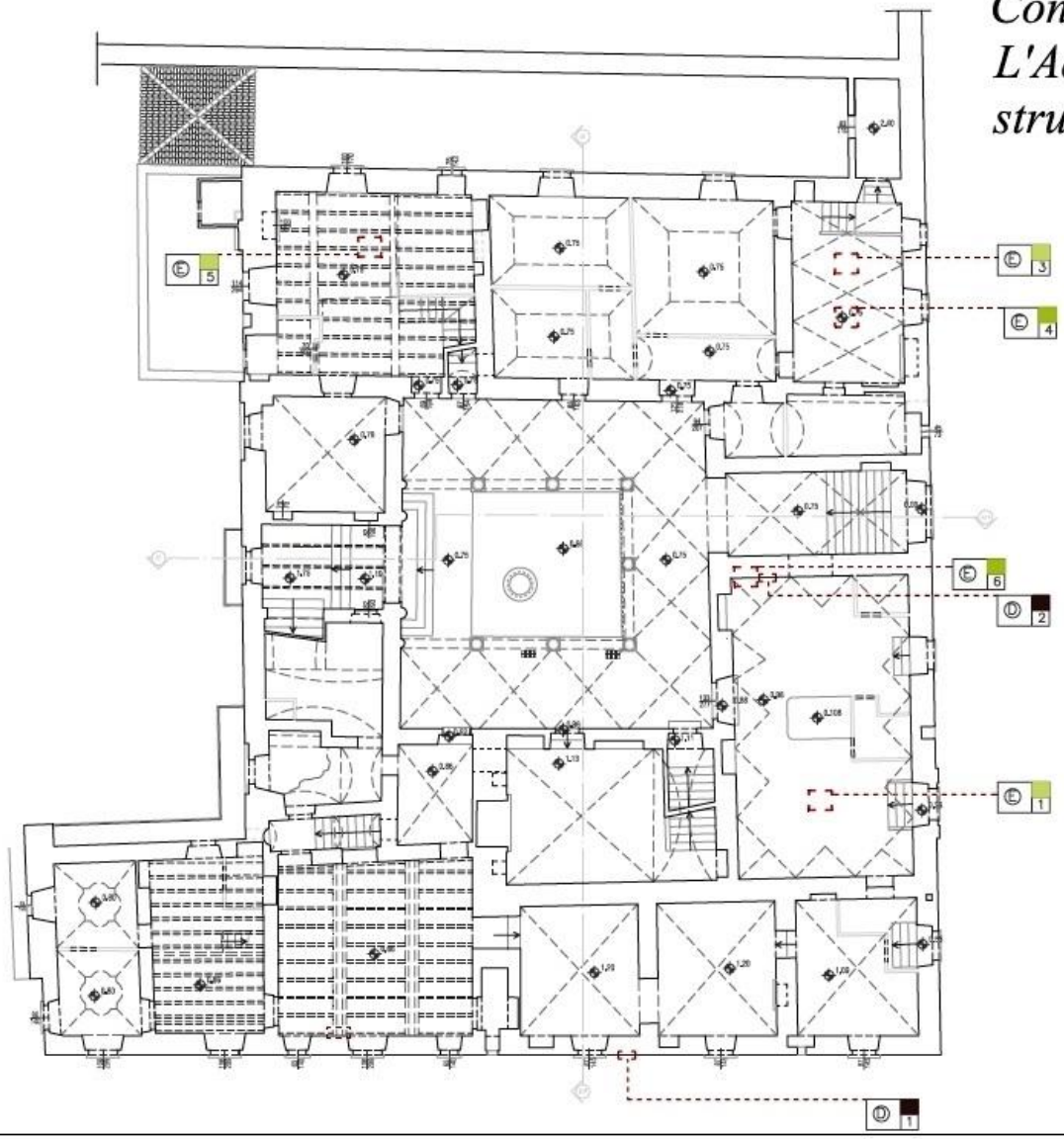
via Accursio 1



via Mazzini 2

Condominio Palazzo Carli-Benedetti L'Aquila - localizzazione indagini strutturali

Piano terra

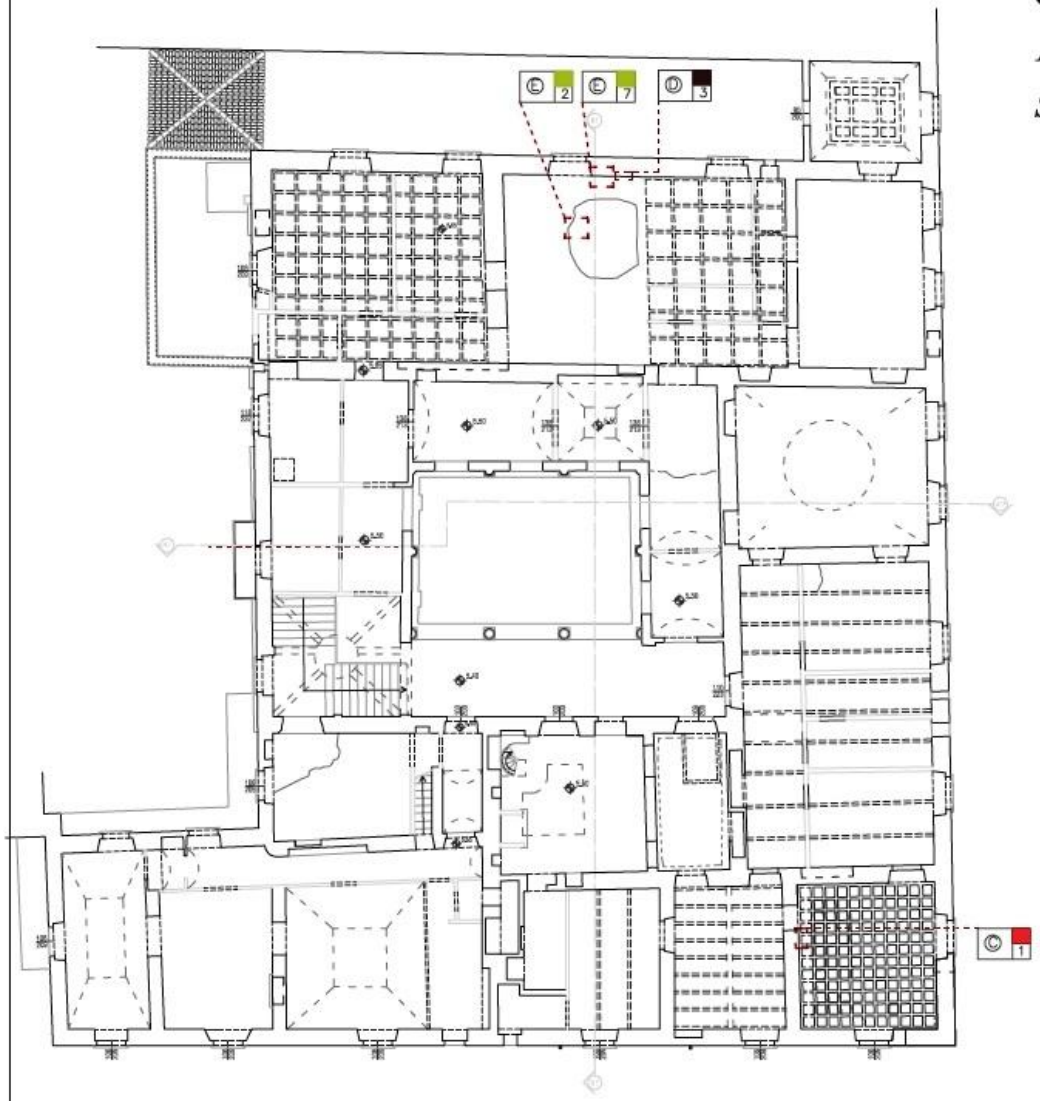


LEGENDA

- Ⓔ — Indagine endoscopica
- Ⓒ — Indagine videoendoscopica
- Ⓓ — Indagine con martinetti piatti .

Condominio Palazzo Carli-Benedetti L'Aquila - localizzazione indagini strutturali

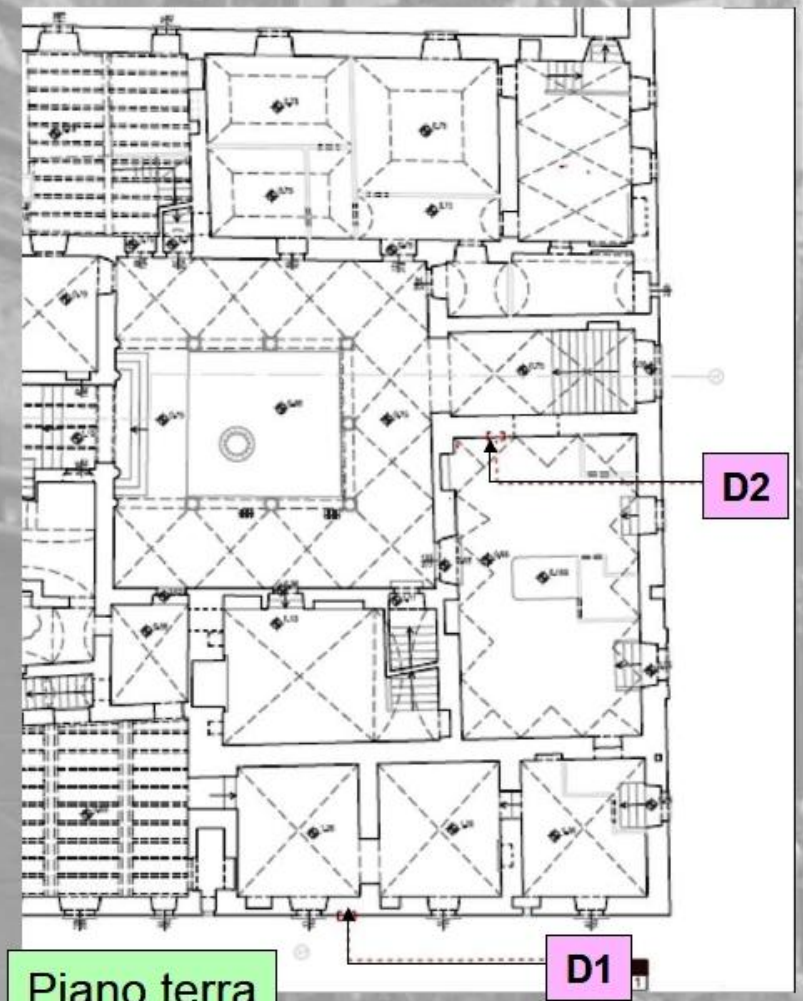
Piano primo

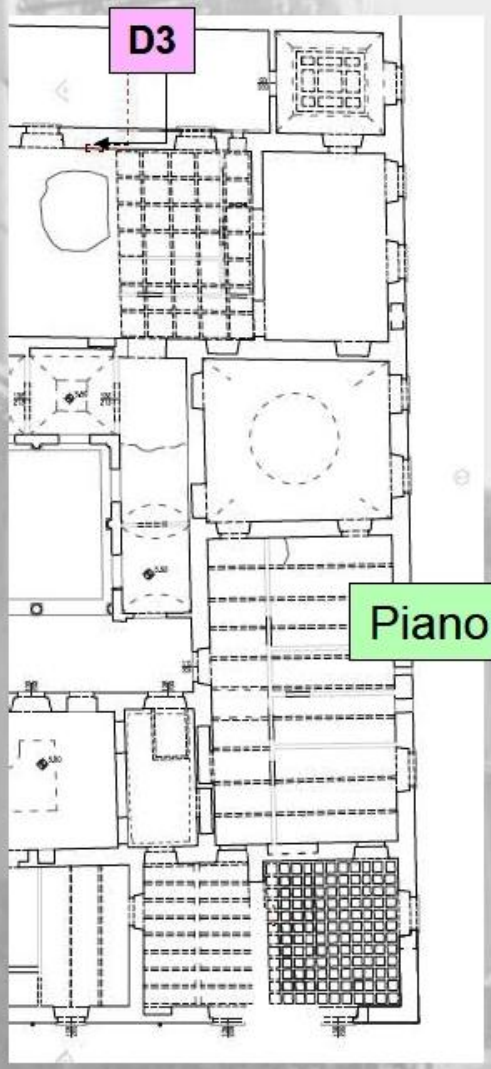


LEGENDA

- E — Indagine endoscopica
- C — Indagine videoendoscopica
- D — Indagine con martinetti piatti .

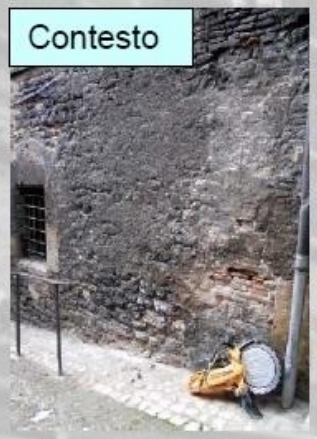
DISLOCAZIONE PROVE

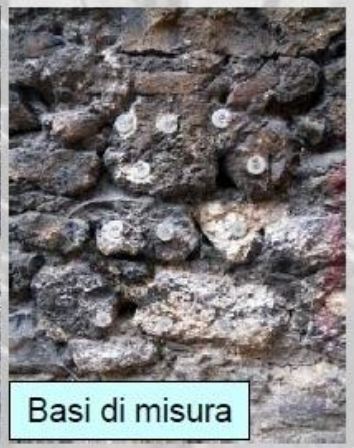




Attiva Windows

D1 – MARTINETTO SINGOLO



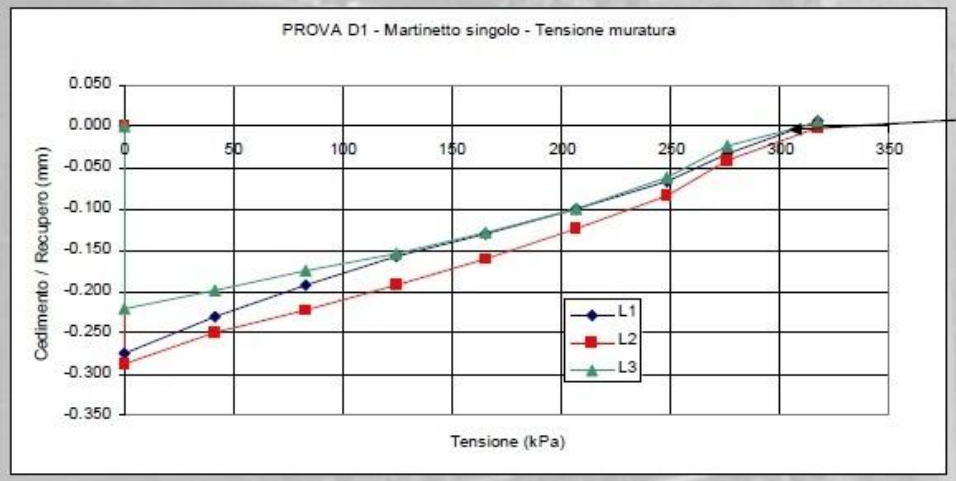


CONDIZIONI OPERATIVE DELLA MURATURA			
PROVA D1 - Martinetto singolo - 24/11/2011			
Carico	Valore del Cedimento/Recupero		
kPa	mm		
	L1	L2	L3
0	0.000	0.000	0.000
0	-0.275	-0.288	-0.221
41	-0.230	-0.250	-0.198
83	-0.192	-0.222	-0.174
124	-0.157	-0.192	-0.154
166	-0.130	-0.160	-0.128
207	-0.099	-0.123	-0.099
248	-0.066	-0.083	-0.061
276	-0.034	-0.042	-0.024
317	0.006	-0.002	0.005

prima del taglio

dopo del taglio

ritorno a prima del taglio

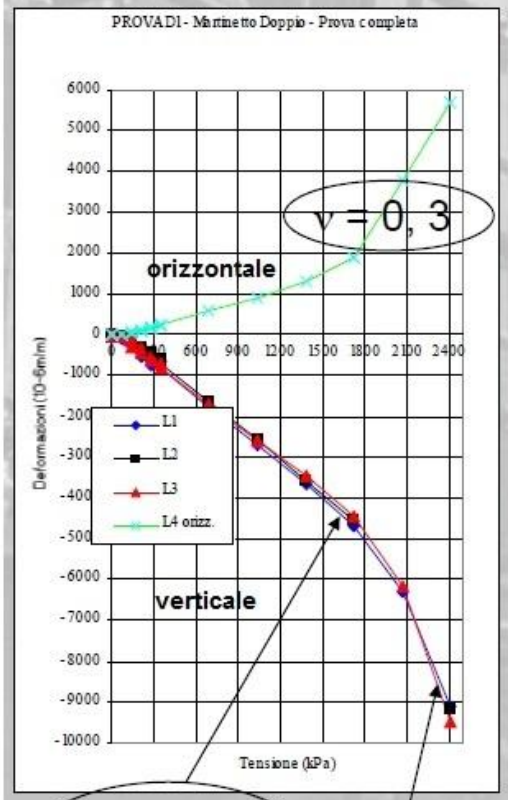


Tensione di esercizio
σ_e= 320 kPa

Note: Aumentando la pressione, le basi che dopo il taglio si sono avvicinate, si allontanano fino a tornare nelle condizione ante taglio

Attiva Windows
Passa a Impostazioni PC per attivare

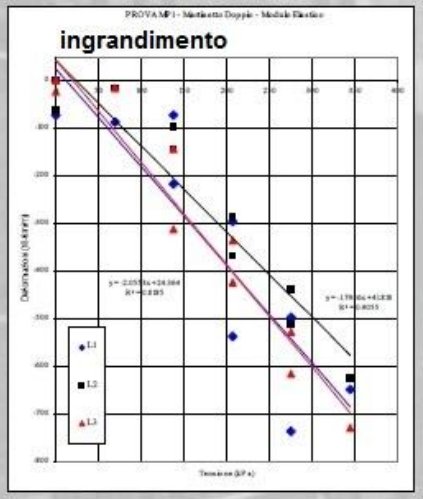
D1 – MARTINETTO DOPPIO



Limite elastico
σ_p = 1700 kPa

Tensione di rottura
σ_R = 2.400 kPa

Martinetto doppio



VALORI LIMITE MURATURA				
PROVA D1 - Martinetto doppio - 24/11/2011				
Carico	Deformazione			
kPa	10^{-6} m/m			
	L1	L2	L3	L4 orizz.
0	0	0	0	0
69	-88	-16	-16	16
138	-216	-144	-144	32
207	-536	-288	-336	80
276	-736	-440	-528	136
345	-648	-624	-728	200
276	-496	-512	-616	160
207	-296	-368	-424	120
138	-72	-96	-312	64
0	-72	-64	-24	16
345	-832	-720	-824	248
690	-1776	-1656	-1712	584
1035	-2696	-2560	-2584	896
1380	-3672	-3584	-3472	1320
1725	-4704	-4560	-4456	1904
2070	-6288		-6176	3760
2415	-9112	-9184	-9488	5704

azzeramento a martinetti scarichi

ritorno non elastico

rottura della muratura

E= 503 MPa

G= 194 MPa

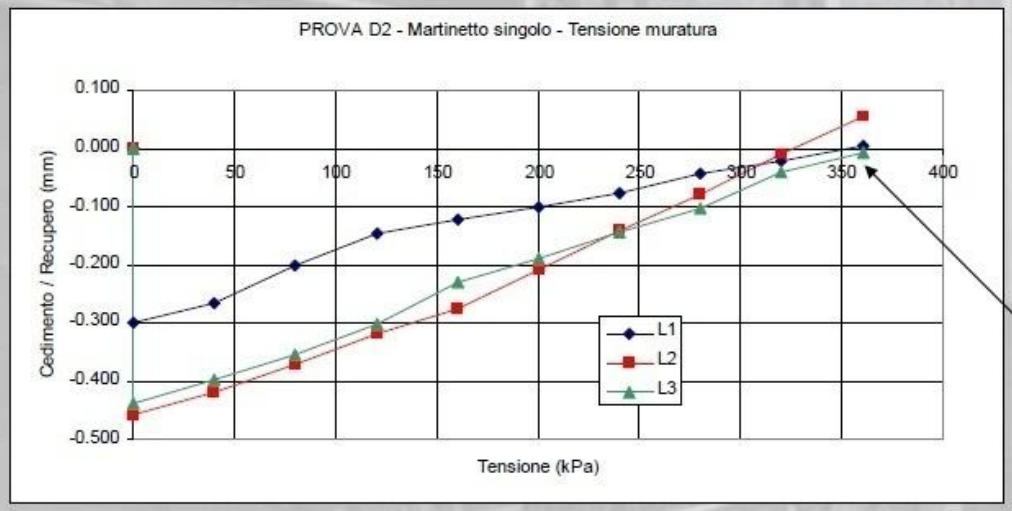
Dettaglio

NOTE: All'aumentare della pressione, le basi tra i martinetti si avvicinano (L1,L2,L3 sempre più negative)

MP2 – MARTINETTO SINGOLO

Martinetto singolo

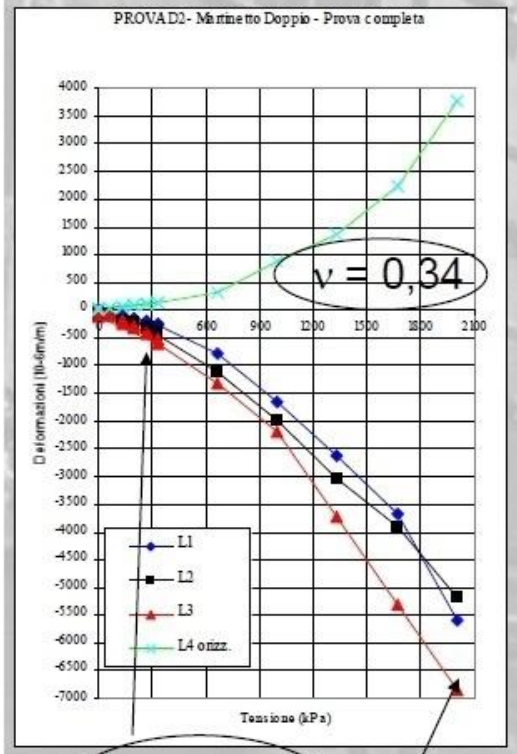
PROVA DP2- Martinetto singolo - 24/11/2011			
Carico	Valore del Cedimento/Recupero		
kPa	mm		
	L1	L2	L3
0	0.000	0.000	0.000
0	-0.299	-0.458	-0.438
40	-0.266	-0.419	-0.397
80	-0.202	-0.371	-0.354
120	-0.147	-0.318	-0.302
160	-0.123	-0.275	-0.230
200	-0.101	-0.208	-0.190
240	-0.077	-0.142	-0.144
280	-0.043	-0.080	-0.102
320	-0.021	-0.010	-0.042
360	0.003	0.054	-0.006



Tensione di esercizio
σ_e= 360 kPa

Attiva Windows

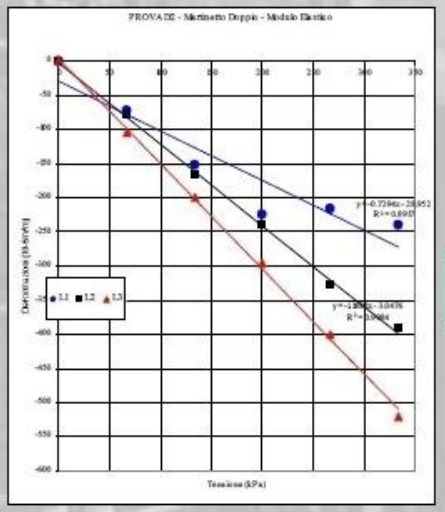
D2 – MARTINETTO DOPPIO



Limite elastico
σ_p= 350 kPa

Tensione di rottura
σ_R= 2.000 kPa

Martinetto doppio



VALORI LIMITE MURATURA				
PROVA D2 - Martinetto doppio - 24/11/2011				
Carico kPa	Deformazione 10^{-6} m/m			
	L1	L2	L3	L4 orizz.
0	0	0	0	0
67	-72	-80	-104	24
134	-152	-168	-200	56
200	-224	-240	-296	88
267	-216	-328	-400	104
334	-240	-392	-520	128
267	-200	-304	-416	112
200	-144	-232	-328	96
134	-104	-176	-240	64
0	-24	-104	-128	24
334	-280	-456	-600	144
668	-784	-1112	-1320	320
1001	-1664	-1992	-2200	880
1335	-2624	-3032	-3720	1360
1669	-3664	-3912	-5320	2240
2003	-5584	-5192	-6840	3760

E= 959 MPa

G= 356 MPa

Attiva Windows

RIEPILOGO RISULTATI

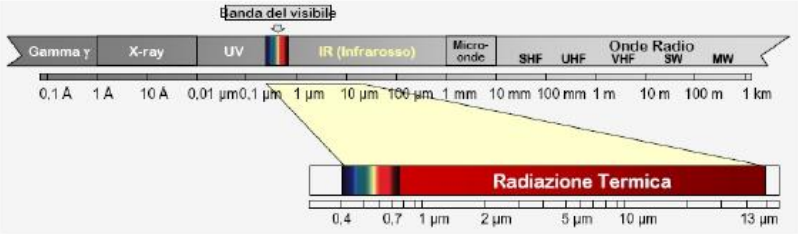
	Tensione di esercizio [kPa]	Tensione di rottura [kPa]	E [MPa]	ν	G [MPa]
MP1	310 - 320	2400	500	0,30	190
MP2	320 - 360	2000	960	0,34	350
MP3	95	N.D.	720	0,19	305
	Valori medi	2200	726	0,28	281

Per i primi due martinetti si sono avute rotture comprese tra 2.0 e 2.4 MPa, con coefficienti di sicurezza alla rottura alti, superiori a 6. Per il terzo martinetto non è stato possibile determinare il valore a rottura per interruzione della prova causata da incipiente crollo della porzione compresa tra i due martinetti.

I parametri elastici (E e G) risultano inferiori (muratura più cedevole) di quelli attesi in base alle indicazioni di letteratura.

Attiva Windows

Indagine termografica Abbazia S.Maria di Cerrate (Lecce)



Ogni corpo che sia alla temperatura T > 0K° (-273 C°), emette un flusso di energia secondo la legge di Stefan Boltzmann, una parte della quale nel campo infrarosso:

$E = \varepsilon \sigma T^4$ (W/m^2)

ε = emissività del corpo (0-1 dipende dalla natura del corpo : corpo nero=1)
σ= costante di S.Boltzmann =$5{,}67 \times 10^{-8}$ $W/m^2 K^4$

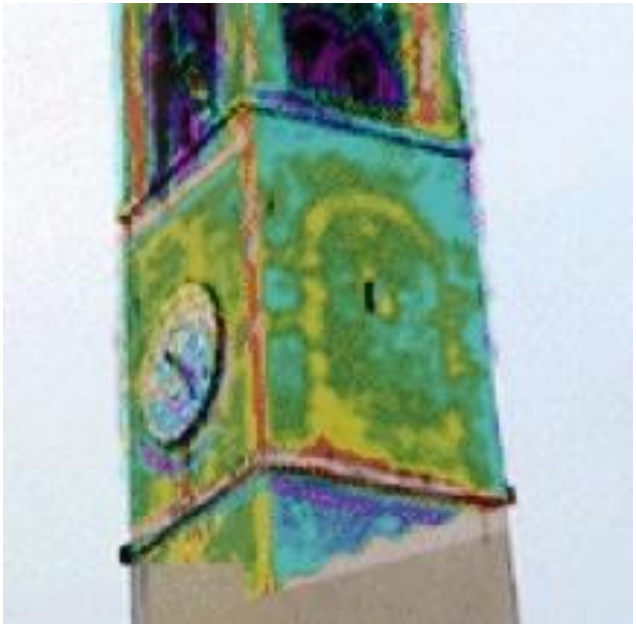
<u>Le termocamere registrano temperature o differenze di temperatura delle superfici, sulla base delle energie emesse nel campo infrarosso</u>

Le indagini termografiche richiedono che l'oggetto non sia in equilibrio termico con l'ambiente.

Le indagini termografiche servono per:

- Ricerca tipologica delle murature
- Ricerca di strutture non visibili
- Ricerca vuoti occulti
- Presenza umidità e risalite capillari

Attrezzature



Chiara visione della chiusura di vano torre campanaria

Figura 62 Rilievi termografici Casa Monastica (muro esterno esposto a nord)

Riepilogo dei risultati

CETMA

Centro di progettazione, design & tecnologie dei materiali

A seguito del rilievo effettuato è stato possibile ottenere una serie di informazioni la maggior parte delle quali non visibili a occhio nudo. Più in dettaglio:

a. differente tessitura muraria fra la parte destra e la parte sinistra (Figura 63 e, più in dettaglio, Figura 64);
b. umidità di risalita a livelli differenti, in funzione della differente tessitura muraria (Figura 65);
c. finestra con imposta semicircolare nascosta sotto intonaco (Figura 66 e, più in dettaglio, Figura 67);
d. anomalia assimilabile, per forma, dimensioni e posizionamento, a una apertura sotto intonaco (Figura 66);
e. possibili interventi sulla muratura (Figura 66, Figura 68 e Figura 69);

Riepilogo dei risultati

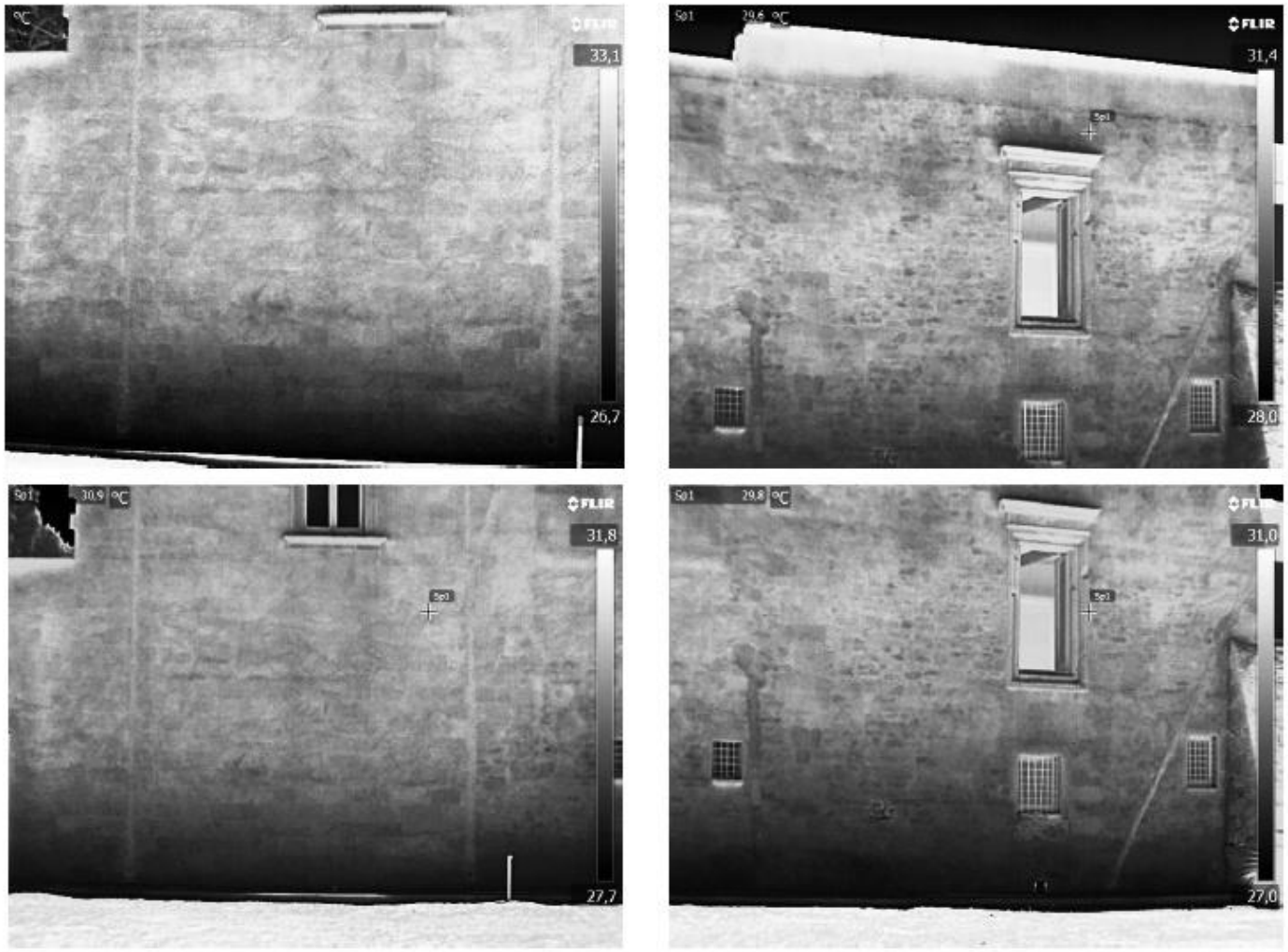


Figura 64 Rilievi termografici Casa Monastica (muro esterno esposto a nord): particolari della differente tessitura muraria parte destra e sinistra (ottica da 38 mm)

Riepilogo dei risultati

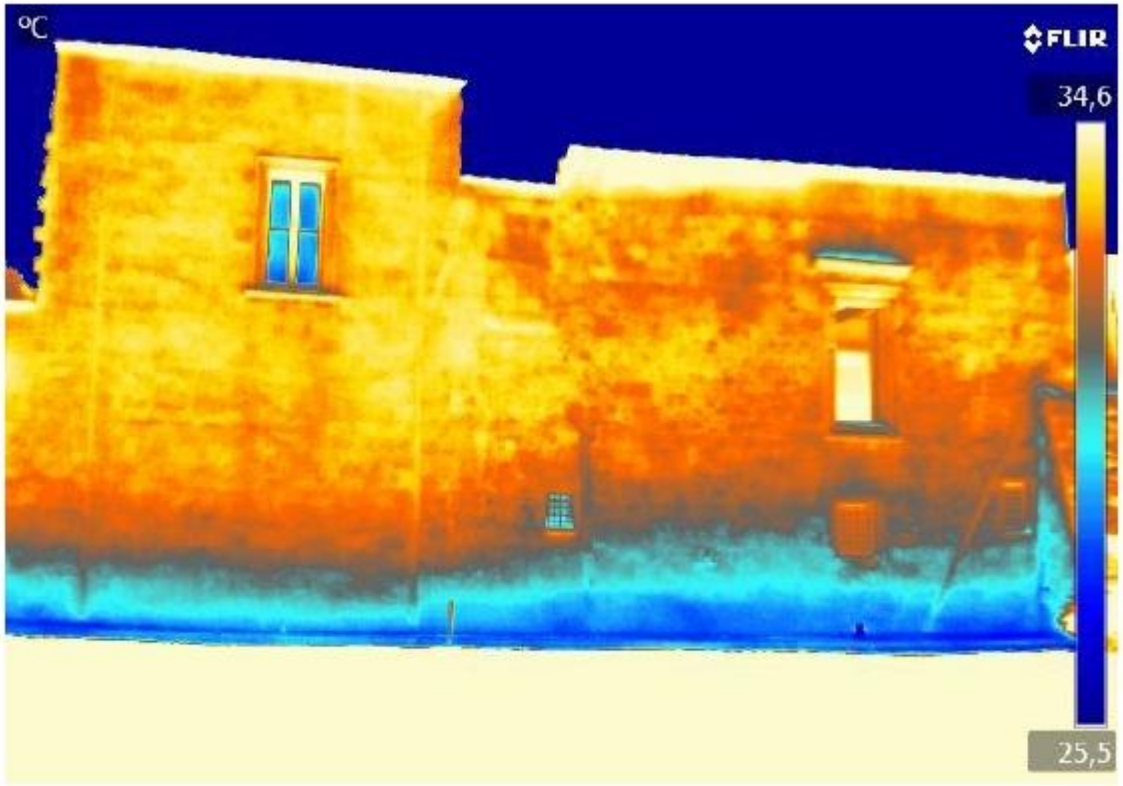


Figura 65 Rilievi termografici Casa Monastica (muro esterno esposto a nord): umidità di risalita a livelli differenti, in funzione della differente tessitura muraria

Riepilogo dei risultati

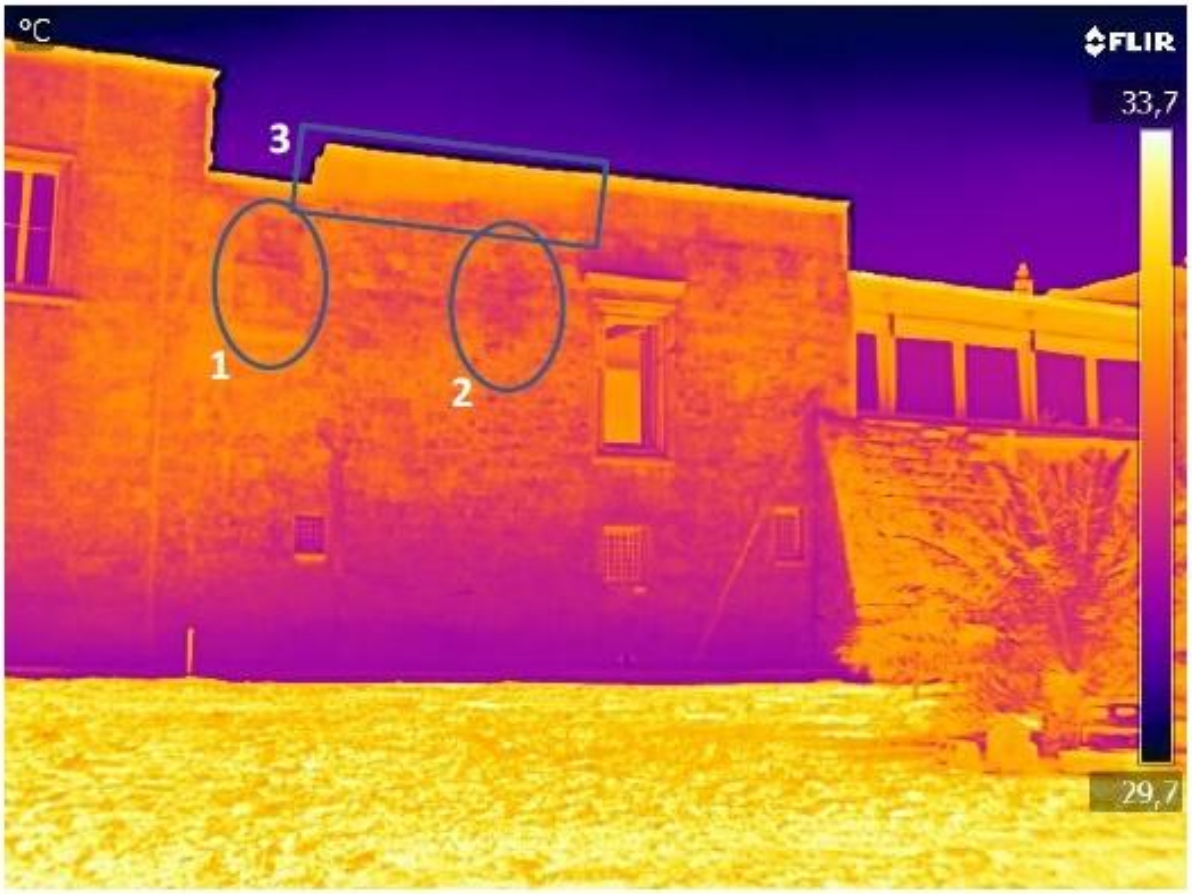


Figura 66 Rilievi termografici Casa Monastica (muro esterno esposto a nord): (1) finestra nascosta sotto intonaco con imposta semicircolare; (2) anomalia assimilabile a una apertura per forma, dimensioni e posizionamento; (3) intervento sulla muratura

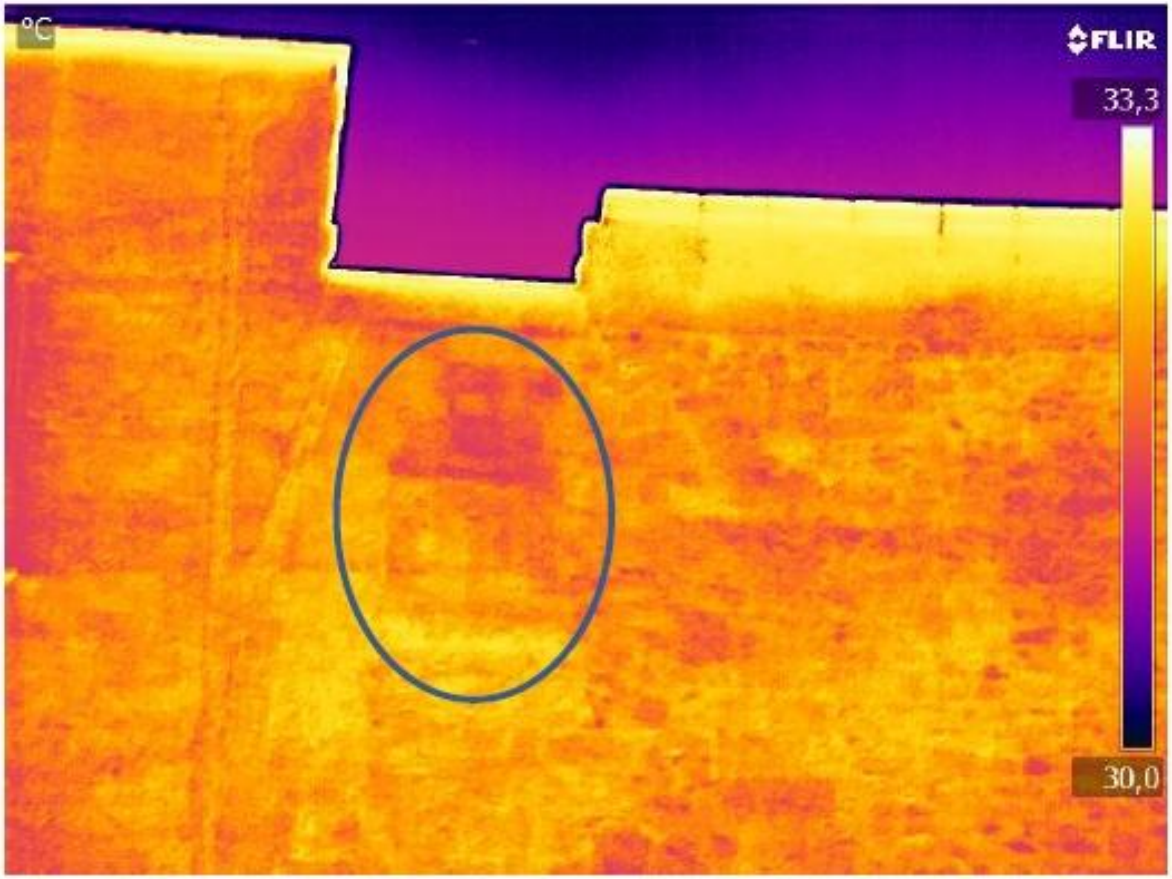


Figura 67 Rilievi termografici Casa Monastica (muro esterno esposto a nord): particolare della finestra sotto intonaco (ottica da 38 mm)

Riepilogo dei risultati

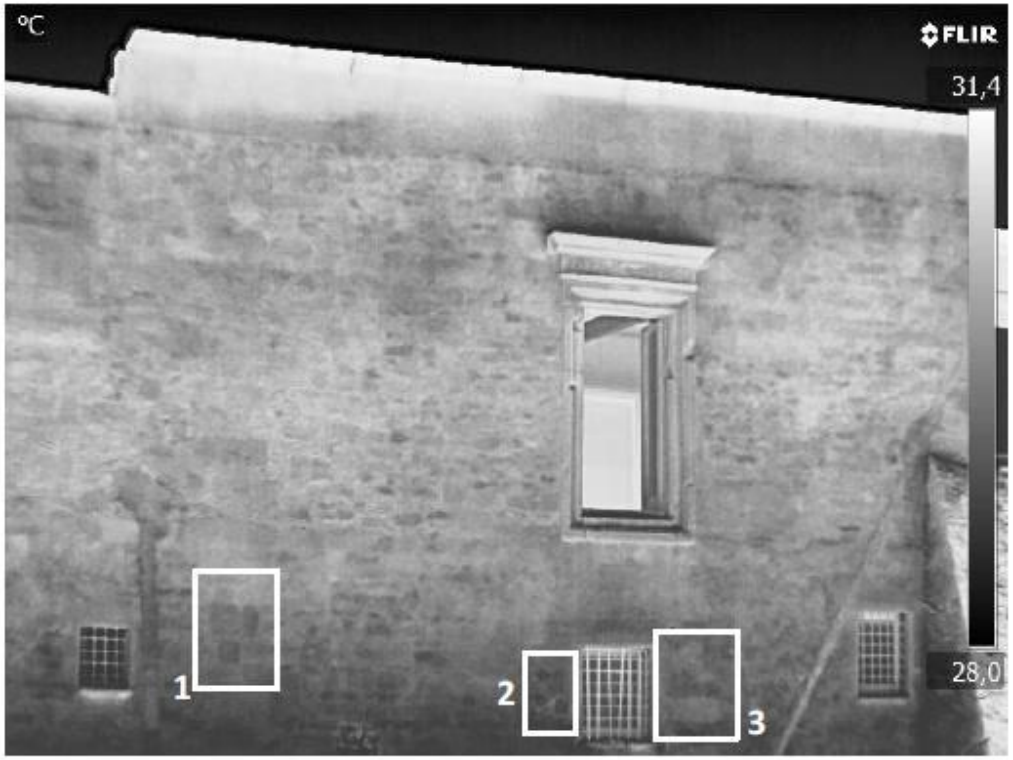


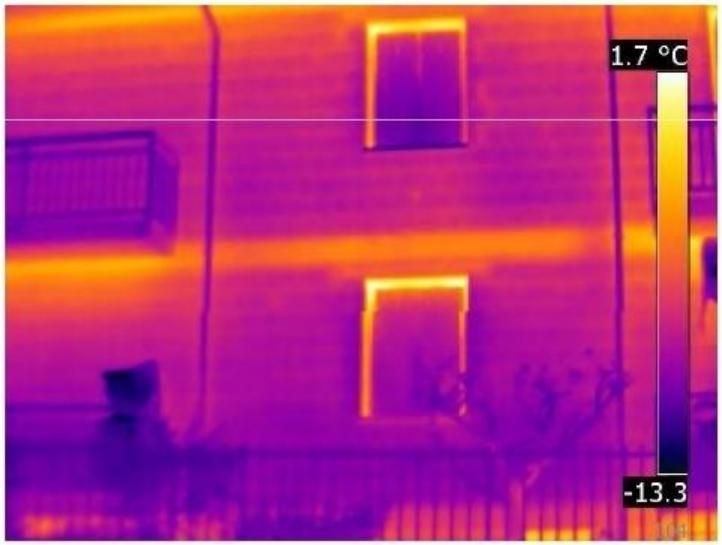
Figura 68 Rilievi termografici Casa Monastica (muro esterno esposto a nord): possibili interventi sulla muratura (ottica da 38 mm)

Figura 69 Rilievi termografici Casa Monastica (muro esterno esposto a nord): particolare variazione di tessitura muraria a destra della grata (ottica da 38 mm, distanza 8 m)

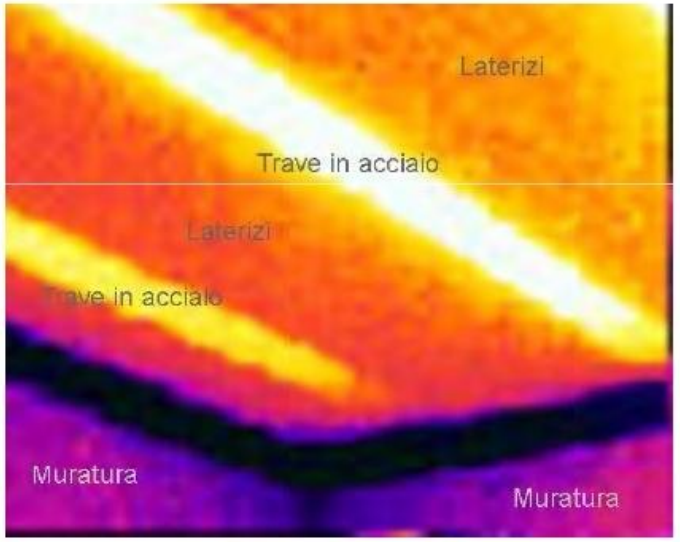
Riepilogo dei risultati

Figura 70 Rilievi termografici Casa Monastica (muro interno esposto a sud): arco della volta a stella (ottica da 19 mm, distanza 17 m)

Altre indagini termografiche



Presenza di cordoli nella muratura

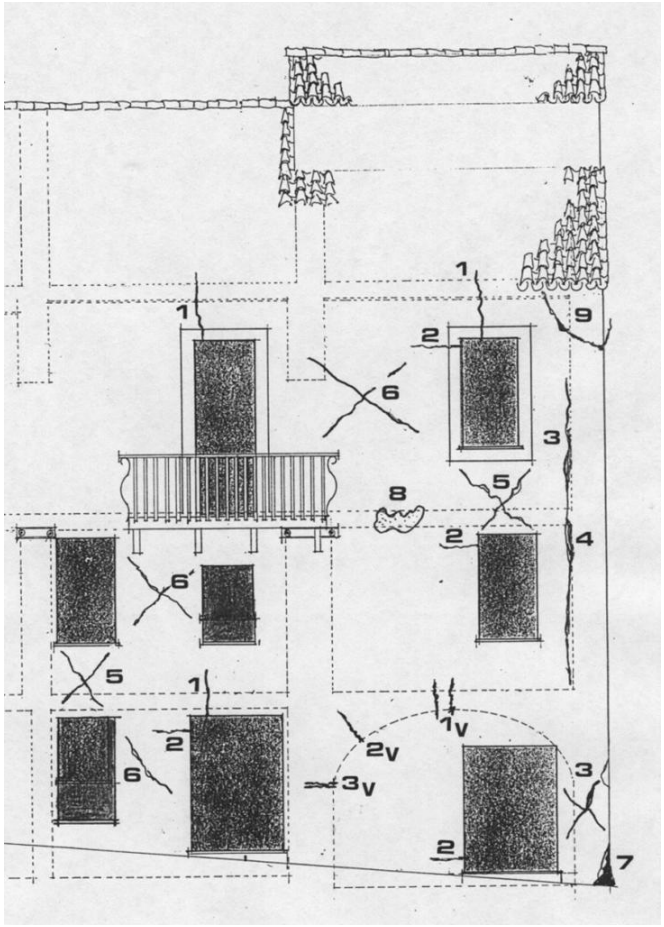


Presenza di putrelle nel solaio

Presenza di architravi

PARTE III - QUADRI FESSURATIVI E LIVELLI DI DANNO DELLE MURATURE

Lettura dei principali quadri fessurativi



LIVELLO DI DANNO	MURATURE	VOLTE (muratura)	SOLAI (di qualsiasi tipo)	COPERURE (legno-acciaio, con tegole)
A LIEVE	Lesioni di tipo qualunque, fino a circa 1 mm di di larghezza.	Lesioni fino a circa 2 mm per volte senza catene; fino a 1 mm circa per volte con catene.	Lesioni parallele alle nervature, (osservabili sugli intonaci), di larghezza fino a circa 1 mm.	Cadute di poche tegole di bordo.
B MEDIO	Lesioni tipo 1-2-3 fino a 4 mm circa. Lesioni tipo 4-5-6 fino a 2 mm circa.	Lesioni tipo 1v-2v fino a circa 3 mm per volte senza catene; fino a 2 mm circa per volte con catene. Segni di lesioni tipo 1v-3v per schiacciamento in volte senza catene.	Lesioni come A. fino a circa 4 mm. Dissesti e distacchi di pavimenti o di orditura secondaria di pavimenti lignei fino a circa .	Sconnessioni leggere dell'orditura secondaria. Spostamenti fino a circa 5 mm delle travi principali.
C GRAVE	Lesioni tipo 1-2-3 fino a 10 mm circa. Lesioni tipo 4-5-6 fino a 5 mm circa. Presenza di danni di tipo 7-8-9	Lesioni tipo 1v-2v fino a circa 7 mm in volte senza catene; fino a 4 mm circa in volte con catene. Notevoli schiacciamenti con espulsione di materiale in volte senza catene. Segni di schiacciamenti per volte con catene.	Notevoli distacchi tra solai e murature. Danni come in B. ma di maggiore entità. Qualche crollo di elementi della orditura secondaria o terziaria.	Sconnessioni orditura secondaria. Spostamento delle travi principali dalla loro sede TRA 3mm e 50 mm
D GRAVISSIMO	Danni superiori di quelli del punto C.	Danni superiori ai valori indicati al punto C.	Crolli parziali della orditura principale. Crolli diffusi della orditura secondaria. Distacchi ampi ed estesi tra solai e murature portanti.	Crolli parziali. Scavalcamento travi principali.

1 – Lesioni sub-verticali per flessione, su architravi di vani porta e finestra
2 – Lesioni orizzontali per flessione in testa o piede di maschi murari
3 – Lesioni e distacchi verticali non passanti in corrispondenza di innesti di murature
4 – Lesioni e distacchi verticali passanti di innesti di murature
5 - Lesioni per taglio diagonali sui parapetti e sugli architravi di porte e finestre
6 – Lesioni per taglio diagonali tra due vani
7 – Lesioni orizzontali da schiacciamento della muratura, con materiale sgretolato e/o espulsione di materiale e/o rigonfiamento
8– Punzonamento / martellamento con espulsione di materiale in corrispondenza di travi di solai
9 – Distacchi tra due pareti ad angolo
1v - Lesioni in chiave di volte
2v - Lesioni alle reni di volte
3v - Lesioni al piede o all'imposta di volte

PARTE IV – VERIFICHE DI RESISTENZA DELLE MURATURE

Verifica alle tensioni e agli stati limite

Verifica alle tensioni: $\sigma_{calcolo} \leq \sigma_{ammissibile}$

$\sigma_{calcolo}$ ⇨ **valutate con carichi al valore caratteristico (q_k)**

σ_{amm} ⇨ **valutate con coeff. di sicurezza ai materiali:** $\sigma_{amm} = f_k / (\gamma_m \cdot FC)$ ($\gamma_{muratura}$=4,2 vedi tab.)

Verifica agli SL: soll.di calcolo -> $M_d, N_d, V_d \leq M_u, N_u, V_u$ <- (resistenze ultime della sezione)

M_d, N_d, V_d ⇨ **valutate con coeff. di sicurezza ai carichi caratt.:** (es. car. Strutt.=γ_{G1}=1,3; car. Perm. e Var. $\gamma_{G2} = \gamma_Q$=1,5)

M_u, N_u, V_u ⇨ **valutate con coeff. di sicurezza ai materiali: $f_d = f_k / (\gamma_m \cdot FC)$** ($\gamma_{muratura}$ = 2 - 3 vedi tab)

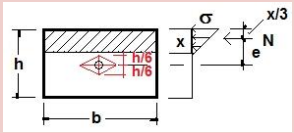
Tipo di verifica	Resistenze di calcolo agli SL	Tensioni ammissibili
Pressione, N **Pressoflessione M,N**	$f_d = f_k / (\gamma_m \cdot FC)$ fk = resistenza caratteristica a compressione γ_m = coefficiente parziale di sicurezza: = 2 in comb. sismica ~ 3 in comb. non sismica FC = 1,35; 1,2; 1 fattore di confidenza (vecchie murature)	$\sigma_{amm} = f_k / (\gamma_m \cdot FC)$ fk = resistenza caratteristica a compressione γ_m = 4,2 coefficiente parziale di sicurezza FC = 1,35; 1,2; 1 fattore di confidenza (vecchie murature)
Taglio, V	$f_{vd} = f_{vk} / (\gamma_m \cdot FC)$ fvk = fvko +0,4 so resistenza a taglio con sforzo normale γ_m = coefficiente parziale di sicurezza: = 2 in comb. sismica ~ 3 in comb. non sismica FC = 1,35; 1,2; 1 fattore di confidenza (vecchie murature)	$\tau_{amm} = f_{vk} / (\gamma_m \cdot FC)$ fvk = fvko +0,4 so resistenza a taglio con sforzo normale γ_m = 4,2 coefficiente parziale di sicurezza FC = 1,35; 1,2; 1 fattore di confidenza (vecchie murature)

Prospetto delle verifiche sulle murature

Pressoflessione nel piano o fuori piano

Verifica alle tensioni (confronto di tensioni)

Con M, N Valori caratteristici



Eccentricità: e = M / N

Caso: e ≤ h / 6 (entro il nocciolo centrale d'inerzia)

$\sigma_{1-2} = N / A \pm M / W$

Con modulo di resistenza:

$W = b \cdot h^2 / 6$

Caso: h/6 ≤ e ≤ h /2 (fuori nocciolo ma entro sezione)

Calcolo:

X = 3 (h/2 – e) zona reagente compressa

σ = 2 N / (X·b) valore massimo della distribuzione triangolare

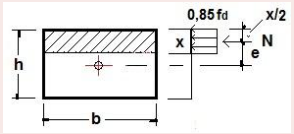
Condizione di verifica: σ ≤ σ amm

Nota:

per e > h/2 (sforzo N fuori sezione) -> Equilibrio impossibile per qualunque valore di σamm

Verifica agli stati limiti ultimi (SLU) (confronto di sollecitazioni)

Con Md, Nd Valori di calcolo (Valori Caratteristici x coeff. parz. di sicurezza)



1) **Domini di rottura (seguenti)**

2) **Espressione derivante dai domini:**

Si pone:

Nu = Nd sforzo ultimo=sforzo di calcolo

$\sigma_o = Nd / (b \cdot h)$ tensione normale media sulla sezione

si calcola con fd resistenza di calcolo agli SLU:

$Mu = ½ \sigma_o \cdot b \cdot h^2 [1 - \sigma_o / (0{,}85 \cdot fd)]$ momento ultimo resistente della sezione

Condizione di verifica: Md ≤ Mu

Nota:

essendo $e = Mu / Nd = ½ h [1 - \sigma_o / (0{,}85 \cdot fd)]$, il massimo valore di eccentricità si ha quando $1 - \sigma_o / (0{,}85 \cdot fd) = 1$; in tal caso e = ½ h

Stabilità (e resistenza) fuori piano

Verifica alle tensioni

Con M, N Valori caratteristici

Eccentricità: e = M / N

Coeff. di eccentricità: m = 6 e / t (t = spessore parete)

Fattore laterale di vincolo (H = altezza parete; a = distanza muri trasversali di vincolo):

ρ = 1 per muro isolato o rapporto h/a ≤ 0,5

ρ = 1,5 - H/a per 0,5 ≤ H/a ≤ 1

$\rho = 1 / [1 + (H/a)^2]$ per H/a > 1

Lunghezza libera di inflessione: ho = ρ · H

Snellezza: λ = ho / t

Riduzione resistenza del muro (dalle Tabelle delle Norme)

Φ (m, λ) (da tabelle Norme: Φ < 1)

Calcolo:

σ= N / (Φ·A)

Condizione di verifica: σ ≤ σ amm

Note: dalle tabelle delle Norme risulta:

Φ = 0 per m=2 (ovvero e > t / 3)

Φ = 0 per λ > 20 (ovvero ho > 20 t)

Verifica agli SLU

Con Md, Nd Valori di calcolo

Eccentricità: e = Md / Nd

Coeff. di eccentricità: m = 6 e / t (t = spessore parete)

Fattore laterale di vincolo (H = altezza parete; a = distanza muri trasversali di vincolo):

ρ = 1 per muro isolato o rapporto h/a ≤ 0,5

ρ = 1,5 - H/a per 0,5 ≤ H/a ≤ 1

$\rho = 1 / [1 + (H/a)^2]$ per H/a > 1

Lunghezza libera di inflessione: ho = ρ · H

Snellezza: λ = ho / t

Riduzione resistenza del muro (dalle Tabelle delle Norme)

Φ (m, λ) (da tabelle Norme: Φ < 1)

Calcolo:

Nu = Φ·A·fd

Condizione di verifica: Nd ≤ Nd

Note: dalle tabelle delle Norme risulta:

Φ = 0 per m=2 (ovvero e > t / 3)

Φ = 0 per λ > 20 (ovvero ho > 20 t)

Taglio

Verifica alle tensioni

Con M, N, V Valori caratteristici

Calcolo:

$\tau = V / (\beta \cdot A)$

β = coeff. di parzializzazione della sezione:

per e ≤ b / 6 (N entro nocciolo)

β = 1

per h / 6 < e ≤ 1,3 h / 6

β = 3 / 2 – 3 e / h

Condizione di verifica: τ ≤ τ amm

Verifica agli SLU

Con Md, Nd, Vd Valori di calcolo

Calcolo per nuove murature:

Vu = b · X · fvd Taglio ultimo resistente

$fvd = (fvko + 0{,}4\,\sigma_N) / (\gamma_m \cdot FC)$

X = zona di parete compressa

$\sigma_N = Nd / (b \cdot X)$ = pressione media sulla sezione compressa

Calcolo per vecchie murature a sezione tutta reagente:

$Vu = b \cdot h \cdot fvko \cdot (1 + \sigma_0 / 1{,}5 \cdot fvko)^{1/2}$

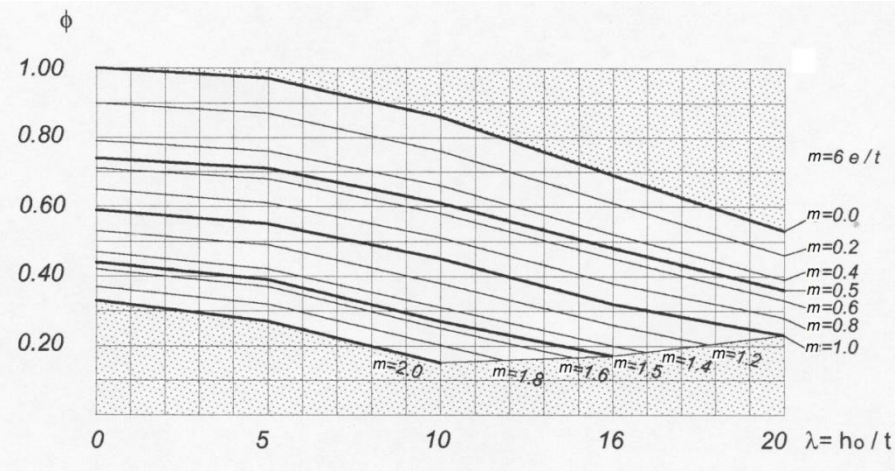
$\sigma_0 = Nd / (b \cdot h)$ pressione media sulla sezione tutta compressa

Condizione di verifica: Vd ≤ Vu

Tabelle di stabilità Φ (m,λ)

m / λ	0,00	0,20	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,50	1,60	1,80	2,00
0	1,00	0,90	0,79	0,74	0,71	0,65	0,59	0,53	0,47	0,44	0,42	0,37	0,33
2	0,99	0,88	0,78	0,73	0,70	0,64	0,57	0,51	0,45	0,42	0,40	0,35	0,31
4	0,98	0,87	0,77	0,72	0,68	0,62	0,56	0,49	0,43	0,40	0,38	0,33	0,28
5	0,97	0,87	0,76	0,71	0,68	0,61	0,55	0,49	0,42	0,39	0,37	0,32	0,27
6	0,95	0,84	0,74	0,69	0,66	0,59	0,53	0,46	0,40	0,37	0,34	0,29	0,25
8	0,90	0,80	0,70	0,65	0,62	0,55	0,49	0,42	0,35	0,32	0,29	0,25	0,20
10	0,86	0,76	0,66	0,61	0,58	0,51	0,45	0,38	0,31	0,27	0,25	0,20	0,15
12	0,79	0,70	0,60	0,56	0,53	0,46	0,40	0,33	0,26	0,23	0,20	-	-
14	0,72	0,64	0,55	0,51	0,47	0,41	0,35	0,28	0,22	0,19	-	-	-
15	0,69	0,61	0,52	0,48	0,45	0,38	0,32	0,26	0,20	0,17	-	-	-
16	0,66	0,58	0,50	0,46	0,43	0,36	0,30	0,23	-	-	-	-	-
18	0,59	0,52	0,45	0,41	0,38	0,32	0,26	-	-	-	-	-	-
20	0,53	0,46	0,39	0,36	0,33	0,28	0,23	-	-	-	-	-	-

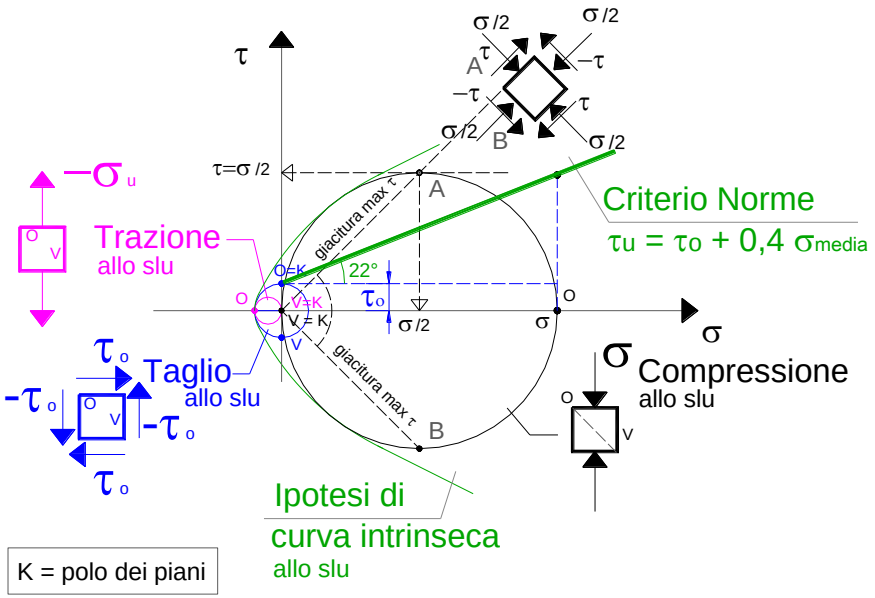
$\lambda = h_o / t$ - $m = 6e / t$



Cerchi di resistenza - Mohr

Criterio di resistenza della curva intrinseca:

Con prove sperimentali si costruisce la curva intrinseca allo slu o ammissibile: si ha crisi quando il generico cerchio di Mohr del materiale risulta tangente alla curva intrinseca.



Dominio di resistenza delle murature

-> I punti sulla frontiera corrispondono a stati ultimi

-> Il coeff. di sicurezza gli SL è rappresentato dal rapporto:
mu / md (arrivo alla frontiera con nd costante – punto U_{A1})
nu / nd (arrivo alla frontiera con md costante – punto U_{A2})
OU_{A3} / OA (arrivo alla frontiera per rapporto n/m costante)

-> ad un valore di n, corrisponde un solo valore mu; ma ad un valore m, corrispondono 2 valori di nu

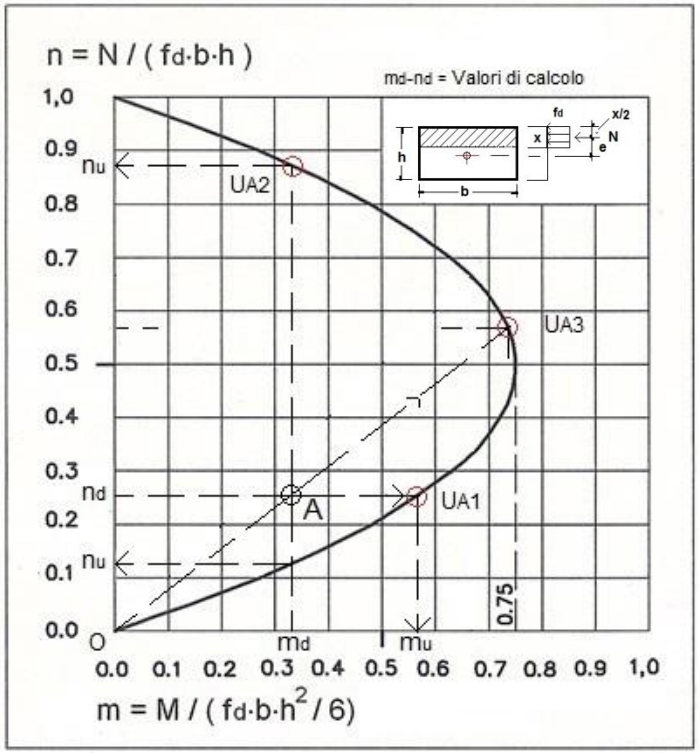


Fig.1.9 – Dominio di resistenza delle murature

Indicando:
$f_d = 0{,}85\, f_k / (\gamma_{mFC})$ resistenza di calcolo ridotta del materiale
h altezza della sezione
b larghezza della sezione

Se N ed M sono le sollecitazioni corrispondenti ad uno stato ultimo plastico con distribuzione uniforme delle tensioni al valore limite (*fd*), e riempimento fino all'asse neutro (posizione x), facendo riferimento alla figura 1.9, le equazioni di equilibrio si scrivono:

$$N = x \cdot b \cdot f_d$$
$$M = N \cdot e = N\,(h/2 - x/2)$$

ponendo : $\xi = x / h$; $x = \xi \cdot h$
si ha:
$$N = \xi \cdot b \cdot h \cdot f_d$$
$$M = \xi \cdot b \cdot h \cdot f_d\ (h/2 - x/2)$$

indicando con $N^* = A \cdot f_d$ il valore massimo di resistenza della sezione pensata tutta compressa, e con $M^* = W \cdot f_d$ il valore del momento massimo resistente della sezione pensata completamente reagente, si può scrivere in modo adimensionale:

1) $n = N / N^*$
$= N / b \cdot h \cdot f_d = \xi \cdot b \cdot h \cdot f_d\ / b \cdot h \cdot f_d$
$= \xi$
2) $m = M / M^*$
$= \xi \cdot b \cdot h \cdot f_d\ (h/2 - x/2) / (f_d \cdot b \cdot h^2 / 6)$ e semplificando:
$= 3\,\xi\,(1 - \xi) = 3\,n\,(1 - n)$

facendo variare il parametro n, (ovvero ζ) tra il valore 0 ed il valore 1, si hanno i valori con i quali è stato disegnato il grafico del dominio plastico (frontiera del dominio) della Fig.1.9.

Il massimo momento resistente della sezione si trova derivando la 2) rispetto a ξ e imponendo l'uguaglianza a zero, ottenendo:
$\xi = ½$

e quindi in tal caso :

$m = 3 \cdot ½ \cdot (1 - ½) = ¾ = 0{,}75$

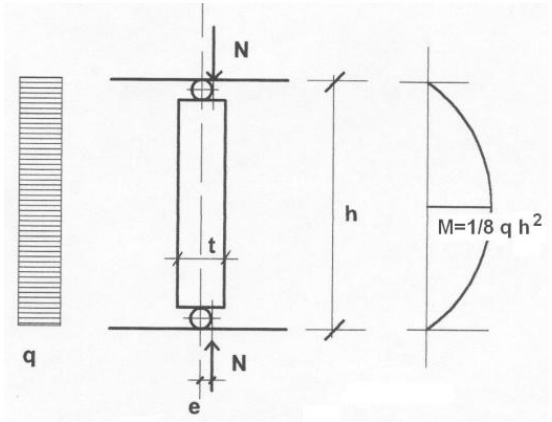
$n = ½$
in termini dimensionali :
$x = \xi \cdot h = ½\ h$
$N = n \cdot N^* = ½\ N^* = ½\ (b \cdot h \cdot f_d)$
$M = m \cdot M^* = ¾\ M^* = ¾\ (f_d \cdot b \cdot h^2 / 6)$

- Esempio di verifica a pressoflessione agli stati limite

ESEMPIO DI CALCOLO

Verificare fuori piano alle tensioni ammissibili e poi allo stato limite ultimo (SLU) la parete di cui all'esempio 1, per la quale è stata dedotta una resistenza caratteristica ***fk=72 daN/cm²*** e quindi di progetto ***fd=36 daN/cm²*** allo SLU (coeff. sicurezza 2) e ***fd=17,1 daN/cm²*** ammissibile alle tensioni (coeff. sicurezza 4,2)
Lo spessore (altezza della sezione) della muratura sia: h = 30 cm; larghezza b = 400 cm.
Tenuto conto dei coeff. di sicurezza parziali delle azioni riportati, il pannello sia sollecitato sempre da un carico orizzontale ripartito agente ortogonale al piano di 250 daN/m² ed uno sforzo verticale di 48000 daN.

Successivamente si pensa (molto ottimisticamente) di raddoppiare il valore della resistenza di progetto con consolidamento e si valuta il beneficio dell'intervento.



Si calcola il momento flettente max agente, considerano q (SLU) = 250 daN/m²

Md = 4,00 x q x h² / 8 = 4,00 x 250 x 3,00² / 8 = 1124 daNm

• Esempio di verifica agli stati limite

2. *VERIFICA AGLI STATI LIMITE*

Con l'espressione semplificata della Normativa

$f_d = 0{,}85 \cdot 36 = 30{,}6$ *resistenza di calcolo ridotta*

$$\sigma_0 = \frac{N_d}{A} = \frac{48000}{30 \cdot 400} = 4{,}00 \quad daN/cm^2$$

$$M_u = \frac{1}{2} 4{,}00 \cdot 400 \cdot 30^2 (1 - \frac{4{,}00}{30{,}6}) = 625800 \quad daNcm = 6258 \quad daNm$$

➔ Verifica soddisfatta Mu > Md (1124 daNm)

Verifca analitica con il dominio in termini dimensionali

Si trova quale dev'essere la zona compressa (x) al valore limite fd per fare equilibrio allo sforzo esterno N:

$$x = \frac{N}{b \cdot f_d} = \frac{48000}{400 \cdot 30{,}6} = 3{,}92 \quad cm$$

In tal caso il momento resistente ultimo sopportabile dalla sezione con N=48000 daN. (punto sul dominio) vale:

$$M_u = N \cdot e = N \cdot (\frac{h}{2} - \frac{x}{2}) = 48000 \cdot (\frac{30}{2} - \frac{3{,}92}{2}) = 625800 \quad daNcm = 6258 \quad daNm$$

Si ritrova il valore di cui sopra

Verifica grafica con dominio in termini adimensionali

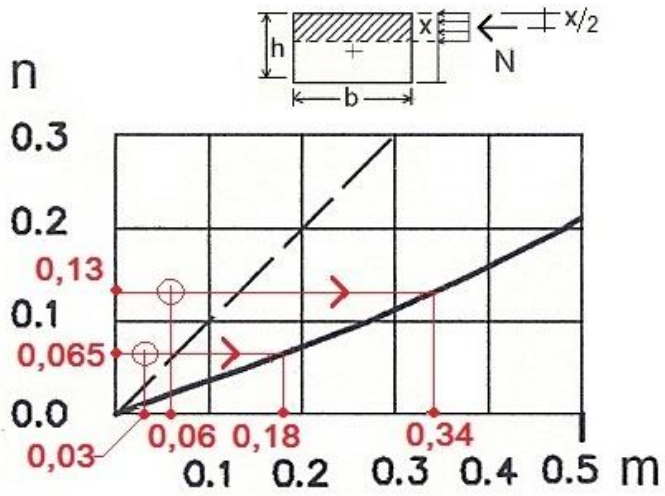


Fig. – Dominio di resistenza della muratura in esame

Il punto rappresentativo delle sollecitazioni agenti risulta individuato dalla coppia di valori:

n = N / (f_d · h · b) = 48000 / (30,6 · 30 · 400) = 0,13

m = M / (f_d · b · h^2 / 6)= 112400 / (30,6 · 400 · 30^2 / 6) = 0,06

ed il punto rappresentativo cade dentro il dominio di resistenza della parete come si vede dalla figura 1.10; anzi il momento adimensionale massimo, ricavato graficamente sempre per n = 0,13, **vale approssimativamente**:

m = 0,34

al quale corrisponde un momento ultimo:

Mu = m · **M*** = 0,34 · 30,6 · 400 · 30^2 / 6 = 624200 daNcm = 6242 daNm

Verifica analitica con dominio in termini adimensionali

Il punto rappresentativo delle sollecitazioni agenti risulta individuato dalla coppia di valori:

n = N / (f_d · h · b) = 48000 / (30,6 · 30 · 400) = 0,13 = ξ

m = M / (f_d · b · h^2 / 6) = 112400 / (30,6 · 400 · 30^2 / 6) = 0,06

mentre il punto di momento ultimo sul dominio (per Nu=N) si calcola:

m = 3 n (1 – n) = 3 ξ (1– ξ) = 0,34

e quindi si ritrova il momento ultimo di resistenza della sezione (con N = Nu = 48000 daN):

Mu = m · f_d · b · h^2 / 6 = 0,34 · 30,6 · 400 · 30^2 / 6 = 624200 daN·cm = 6242 daN·m

Si può calcolare il cosiddetto fattore di sfruttamento della sezione:

TSF = Md / Mu = 1124 / 6242 = 0,18 (<1)

In questo caso la sezione è poco sfruttata a flessione (con lo sforzo normale agente N=48000 daN. si può arrivare ad un momento flettente ultimo Mu=6242 daNm)

Caso fd=72 daN/cm²

Verifica analitica con dominio in termini dimensionali

$f_d = 0{,}85 \cdot 72 = 61{,}2$ *resistenza di calcolo ridotta*

Si trova quale dev'essere la zona compressa (x) al valore limite fd per fare equilibrio allo sforzo esterno N:

$$x = \frac{N}{b \cdot f_d} = \frac{48000}{400 \cdot 61{,}2} = 1{,}96 \quad cm$$

In tal caso il momento resistente ultimo (punto sul dominio) vale:

$$M_u = N \cdot e = N \cdot (\frac{h}{2} - \frac{x}{2}) = 48000 \cdot (\frac{30}{2} - \frac{1{,}96}{2}) = 672900 \quad daNcm = 6729 \quad daNm$$

➔ Verifica soddisfatta Mu > Md

➔ Si osserva che tale momento è di poco maggiore del caso fd = 36 daN/cm2

➔ La capacità portante della sezione è aumentata solo del 6%

Ciò è comprensibile se si pensa che qualunque sia la resistenza unitaria del materiale, essa non può equilibrare un momento che dia eccentricità fuori sezione.

- Esempio verifica di stabilità

VERIFICA DI STABILITA' ALLO STATO LIMITE

Eccentricità: e = M / N = 112400 / 48000 = 2,34 cm
Coeff. di eccentricità: m = 6 e / t = 6·2,34 / 30 = 0,47
Fattore laterale di vincolo (h = altezza parete; a = distanza muri trasversali di vincolo):
r = 1 per muro isolato o rapporto h/a ≤ 0,5
Lunghezza libera di inflessione: ho = r · h = 300 cm
Snellezza: λ = ho / t = 300/30 = 10

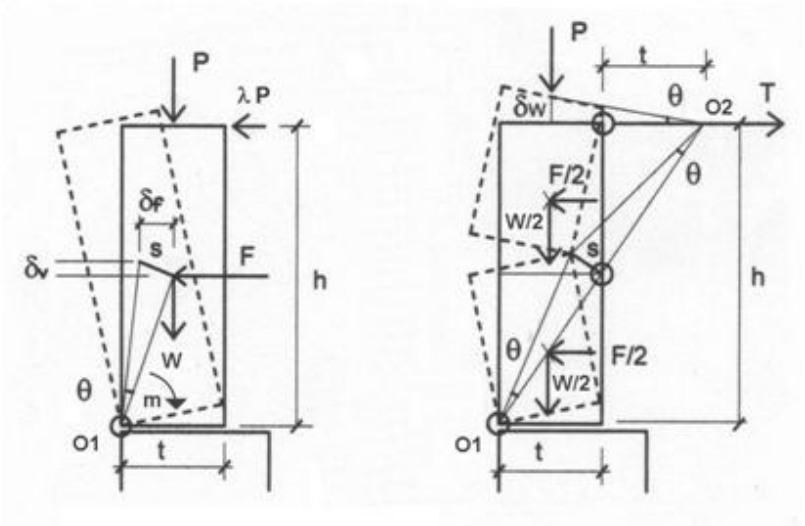
Riduzione resistenza del muro (dalle Tabelle delle Norme)
Φ(m, λ) (da tabelle Norme: Φ =0,64 interpolazione)
Calcolo:
$\sigma = N / (\Phi A) = 48000 / (0{,}64 \cdot 30 \cdot 400) = 6{,}25$ daN/cm²

➔ Verifica soddisfatta: $\sigma < f_d$ (30,6 daN/cm²)

λ \ m	0,00	0,20	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,50	1,60	1,80	2,00
0	1,00	0,90	0,79	0,74	0,71	0,65	0,59	0,53	0,47	0,44	0,42	0,37	0,33
2	0,99	0,88	0,78	0,73	0,70	0,64	0,57	0,51	0,45	0,42	0,40	0,35	0,31
4	0,98	0,87	0,77	0,72	0,68	0,62	0,56	0,49	0,43	0,40	0,38	0,33	0,28
5	0,97	0,87	0,76	0,71	0,68	0,61	0,55	0,49	0,42	0,39	0,37	0,32	0,27
6	0,95	0,84	0,74	0,69	0,66	0,59	0,53	0,46	0,40	0,37	0,34	0,29	0,25
8	0,90	0,80	0,70	0,65	0,62	0,55	0,49	0,42	0,35	0,32	0,29	0,25	0,20
10	0,86	0,76	0,66	0,61	0,58	0,51	0,45	0,38	0,31	0,27	0,25	0,20	0,15
12	0,79	0,70	0,60	0,56	0,53	0,46	0,40	0,33	0,26	0,23	0,20	-	-
14	0,72	0,64	0,55	0,51	0,47	0,41	0,35	0,28	0,22	0,19	-	-	-
15	0,69	0,61	0,52	0,48	0,45	0,38	0,32	0,26	0,20	0,17	-	-	-
16	0,66	0,58	0,50	0,46	0,43	0,36	0,30	0,23	-	-	-	-	-
18	0,59	0,52	0,45	0,41	0,38	0,32	0,26	-	-	-	-	-	-
20	0,53	0,46	0,39	0,36	0,33	0,28	0,23	-	-	-	-	-	-

λ = ho / t - m = 6e / t

MECCANISMI DI COLLASSO LOCALE DELLE MURATURE



Esempi di spostamenti virtuali (θ)

Principio dei lavori virtuali:

Un corpo si trova in condizioni di equilibrio quando il lavoro (con segno) di tutte le forze agenti, per qualunque spostamento virtuale (compatibile con i vincoli) è nullo:

$$\Sigma P_i \, \delta_i + \Sigma \, F_h \delta_h + \Sigma \, L_j = 0$$

dove:

δi; δh = spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze
Pi = pesi del corpo
Fh = forze esterne applicate (spinte di volte, forze sismiche, ecc.)
Lj = lavoro di eventuali forze interne (nullo per corpo rigido)

Per la verifica allo SLV con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare), è necessario :

- ipotizzare assenza di resistenza a trazione della muratura;
- individuare il possibile meccanismo di rottura locale;
- calcolare il lavoro virtuale in funzione di un coeff. λ, moltiplicatore dei pesi W che determina la crisi del sistema murario ;
- verificare che il valore di accelerazione spettrale $a^*_0=\lambda \cdot g$ che attiva il meccanismo soddisfi la disequazione:

$$1)\ a_0^* \geq \frac{a_g S}{q}\left(1+1{,}5\frac{z}{H}\right)$$

La Circolare n.617/2009 consente di calcolare:

$$2)\ a_0^* \geq \frac{a_g(T_R)\cdot S}{q}$$ Per elementi isolati o porzioni della costruzione appoggiate a terra

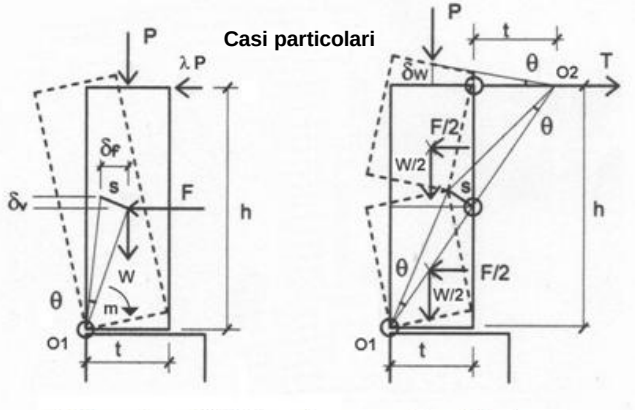
$$3)\ a_0^* \geq \frac{Se\ (T_1;T_R)}{q}\psi(z)\cdot\gamma$$ Per elementi posti a quota z dalla fondazione: Non differisce di molto dalla espressione 1).

Dove:

z - altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle masse che *g*enerano forze orizzontali sul cinematismo
H - altezza della struttura rispetto alla fondazione
S - ST·SS Fattore topografico x Fattore Stratigrafico
ag – accelerazione sismica su suolo tipo A (roccia)
q = 2 Fattore di struttura
$Se\ (T_1;T_R)$ - spettro elastico di progetto allo SLV con fattore di smorzamento η
$\psi(z)$ - primo modo di vibrazione, normalizzato ad 1 in sommità (es.z / H)
γ - coeff. di partecipazione modale (es. 3N / (2N+1) , con N numero dei piani)

T1 - primo periodo di vibrazione dell'edificio
VN - vita nominale della struttura (numero di anni nei quali la struttura deve poter essere usata per la sua destinazione)
VR - *p*eriodo di riferimento sismico *(C-uso ·VN)*
TR - periodo di ritorno sismico: lasso di tempo nel quale si verificherà un sisma di entità pari almeno al valore prefissato per lo SL (SLD-SLV) : *TR = - VR / ln(1-P_{VR})*
- *Probabilità P_{VR}* - per lo SLV = 10%
- *Probabilità P_{VR}* - per lo SLD = 63%

Casi particolari



1) Meccanismo di ribaltamento con cerniera al piede
Il principio dei lavori virtuali diventa:

$$F\cdot\frac{h}{2}\theta+\lambda\cdot P\cdot h\cdot\theta=W\cdot\frac{t}{2}\theta+P\cdot\frac{t}{2}\theta+m\cdot\theta$$

essendo le forze sismiche: $\lambda\cdot P$; $\lambda\cdot W=F$;

$$\lambda\cdot W\cdot\frac{h}{2}\theta+\lambda\cdot P\cdot h\cdot\theta=W\cdot\frac{t}{2}\theta+P\cdot\frac{t}{2}\theta+m\cdot\theta$$

si ottiene:

$$1)\quad \lambda=\frac{t}{h}\left(\frac{W+P+2m/t}{W+2P}\right)$$

2) Meccanismo con cerniera di parete
Essendo nullo per effetto del tirante il termine λ·P si ha:

$$\frac{F}{2}\cdot\frac{h}{4}\theta+\frac{F}{2}\cdot\frac{h}{4}\theta=\frac{W}{2}\cdot\frac{t}{2}\theta+\frac{W}{2}\cdot\frac{3}{2}t\cdot\theta+P\cdot\frac{3}{2}t\cdot\theta+m\cdot\theta$$

$$\frac{1}{4}F\cdot h\cdot\theta=W\cdot t\cdot\theta+\frac{3}{2}P\cdot t\cdot\theta+m\cdot\theta$$

$$\lambda\cdot W\cdot h=4\cdot W\cdot t+6\cdot P\cdot t+4\cdot m$$

si ottiene:

$$2)\quad \lambda=\frac{t}{h}\cdot\left(\frac{4W+6P+4m/t}{W}\right)$$

Per l'equilibrio si può anche calcolare lo sforzo del tirante:

$$T=\lambda\cdot W/2+\lambda\cdot P$$

• Esempio di Analisi statica di un cinematismo

Si verifica il meccanismo di collasso locale di una parete isolata, di altezza 3 m, spessore 30 cm, posta al III piano di un edifico di altezza H = 9 m, in zona sismica di I categoria, con terreno tipo B , nelle diverse situazioni di vincolo.

Si considerano i parametri dello spettro elastico (Se), e di quello (Sd) di progetto, allo SLV, con VN=50 anni; Cu=1; VR = 50 ; periodo di ritorno sismico TR (SLV) =475 anni

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,250 g
F_o	2,348
T_C^*	0,337 s
S_S	1,166
C_C	1,368
S_T	1,000
q	2,700

Parametri dipendenti

S	1,166
η	0,370
T_B	0,153 s
T_C	0,460 s
T_D	2,598 s

Punti dello spettro di risposta **Sd**

T [s]	Sd [g]
0,000	0,291
T_B 0,153	0,253
T_C 0,460	0,253
0,562	0,207
0,664	0,175
0,766	0,152
0,867	0,134
0,969	0,120
1,071	0,109
1,173	0,099
1,275	0,091
1,377	0,085
1,478	0,079
1,580	0,074
1,682	0,069
1,784	0,065

Si valuta il periodo fondamentale dell'edificio con la seguente espressione approssimata (Norme):

$$T_1 = 0{,}05 \cdot H^{3/4} = 0{,}05 \cdot 9{,}00^{0{,}75} = 0{,}26 \ s$$

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,250 g
F_o	2,348
T_C^*	0,337 s
S_S	1,166
C_C	1,368
S_T	1,000
q	1,000

T_1 = 0,26 s

Se=0,683 g

Parametri dipendenti

S	1,166
η	1,000
T_B	0,153 s
T_C	0,460 s
T_D	2,598 s

Punti dello spettro di risposta **Se**

T [s]	Se [g]
0,000	0,291
T_B 0,153	0,683
T_C 0,460	0,683
0,562	0,559
0,664	0,473
0,766	0,411
0,867	0,362
0,969	0,324
1,071	0,293
1,173	0,268
1,275	0,247
1,377	0,228
1,478	0,213
1,580	0,199
1,682	0,187
1,784	0,176

Secondo la Circ.617/2009, si valuta la domanda di accelerazione (progetto) per l'attivazione del cinematismo (sollevamento e ribaltamento):

$$\psi(z) = \frac{z}{H} = \frac{7{,}50}{9{,}00} = 0{,}833$$

$$\gamma = \frac{3N}{2N+1} = \frac{9}{7} = 1{,}286$$

$$\frac{Se\ (T_1;T_R)}{q}\psi(z)\cdot\gamma = \frac{0{,}683}{2}\cdot 0{,}833\cdot 1{,}286 = 0{,}365\ \ g$$

Si valuta il valore di attivazione del meccanismo:

$$\lambda = \frac{t}{h}\left(\frac{W}{W}\right) = \frac{t}{h} = \frac{0{,}30}{3{,}00} = 0{,}10$$

$$a_0^* = \lambda \cdot g = 0{,}10g$$

Risulta possibile il meccanismo di sollevamento e ribaltamento del muro:

$$a_0^* < 0{,}365g$$

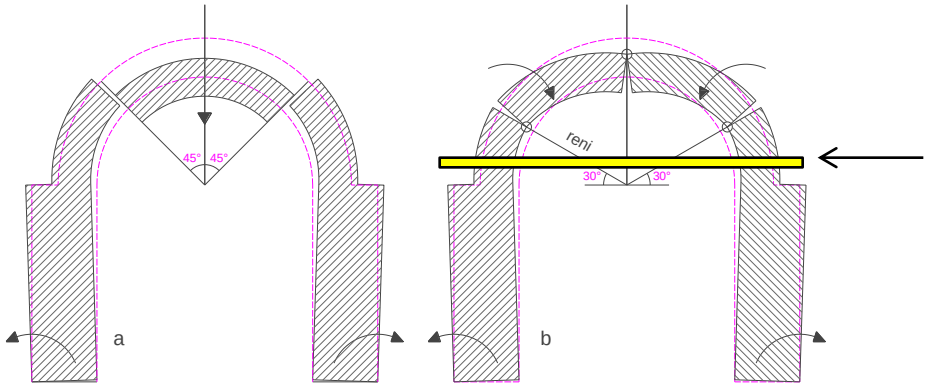
Per muro con catena o vincolo sommitale la verifica sarebbe positiva:

$$\lambda = \frac{t}{h}\left(\frac{4W}{W}\right) = \frac{4t}{h} = \frac{1{,}20}{3{,}00} = 0{,}40$$

PARTE V – STATICA DEGLI ARCHI E DELLE VOLTE

“L’arco non è altro che una fortezza causata da due debolezze”

, imperocché l’arco negli edifici è composto di due quarti di circulo, i quali ciascuno debolissimo per sé, desidera cadere e opponendosi alla ruina l’un dell’altro, le due debolezze si convertono in una unica fortezza. (Leonardo da Vinci)



Una catena in tiro sull’imposta può migliorare la situazione in chiave (perché il suo momento tende a chiudere la fessurazione), ma può peggiorare la situazione alle reni (perché tende ad aprire la lesione): la catena serve ad impedire il ribaltamento delle imposte.

MECCANISMI DI ROTTURA:

Meccanismo di rottura per scivolamento, può avvenire solo in presenza di rotazione dei piedritti, e comporta lo scivolamento della parte centrale dell’arco definita da due angoli di circa 45 gradi, come indicato in figura 2.6. La verifica principale è quella di verifica a scorrimento 4).

Meccanismo di rottura flessionale, indicato nella figura può comportare rotazione dei piedritti e presenta apertura delle fessure poste all’intradosso in chiave e all’estradosso delle reni per parzializzazione e plasticizzazione della sezione resistente. La sezione più sollecitata delle reni è convenzionalmente individuata da un angolo di 30 gradi dal piano orizzontale, ma dipende dalla distribuzione dei carichi.

CONDIZIONI DI EQUILIBRIO:

- **Le sollecitazioni massime in ogni sezione siano minori di quelle di riferimento del materiale;**
- **Non vi siano possibilmente trazioni; cioè la forza risultate sulla sezione sia interna al nocciolo centrale d’inerzia (curva delle pressioni interna al nocciolo);**
- **La curva delle pressioni sia interna allo spessore dell’arco;**
- **La risultante della sollecitazione formi un angolo, con la normale alla sezione, inferiore a quello di attrito della muratura (assenza di scorrimenti)**

A livello operativo:

- si stabilisce la posizione delle cerniere
- si procede nel calcolo analitico o grafico delle reazioni vincolari (dei poligoni funicolari – Mery per archi simmetrici e simmetricamente caricati)
- si traccia la curva delle pressioni
- si verifica che siano soddisfatte le quattro condizioni di stabilità e resistenza di cui detto in ogni sezione

Osservazioni:

- In un arco simmetrico e simmetricamente caricato, la spinta sulla cerniera di chiave è orizzontale.

- Le leggi dell’equilibrio e le costruzioni grafiche, di cui sopra, non sono sufficienti a descrivere la realtà fisica dell’arco esaminato e quindi non è possibile individuare la vera curva di pressione tra le infinite curve che possono essere tracciate all’interno della curva estradossale e di intradosso dell’arco.

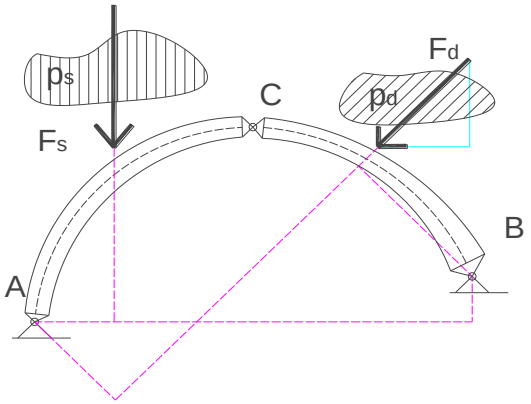
-> Un primo criterio di ricerca della curva vera, è quello del ***minimo della spinta orizzontale in chiave***: *la curva di pressione vera è quella che rende minima la spinta orizzontale in chiave*; in tal modo si dovrebbe scegliere la curva che passa per l’estradosso in chiave e per l’intradosso alle reni .

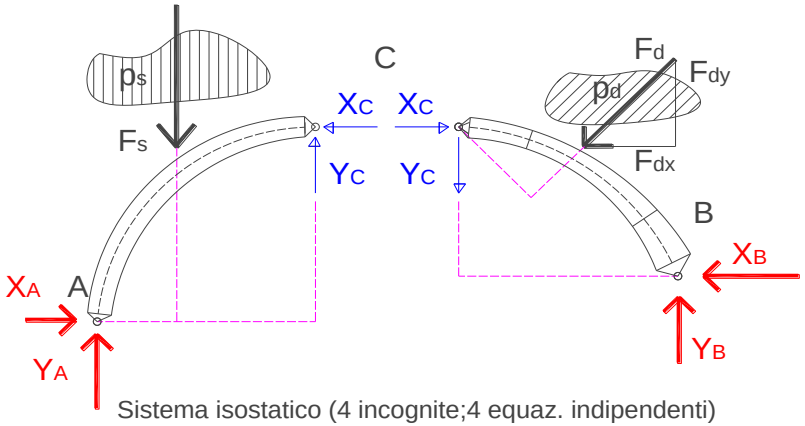
-> Il secondo criterio (Winkler-Menabrea principio di minimo dell’energia potenziale elastica) è quello del ***minimo scostamento dalla linea d’asse:*** *la curva di pressione vera è quella che mediamente si discosta il meno possibile dalla curva d’asse*.

Statica dell'arco-volta generico

Realisticamente si può semplificare il modello elastico iperstatico di un arco, con un modello isostatico a rottura, con cerniere nei punti di plasticizzazione della muratura (chiave e reni).

Nella figura si indicano le equazioni generali della statica scritte per un generico arco isostatico a tre cerniere.





Sistema isostatico (4 incognite;4 equaz. indipendenti)

Equazioni di equilibrio intera struttura (3 indipendenti)

$*\Sigma M_A$ (Fs,Fd,X_B,Y_B) = 0

$*\Sigma M_B$ (Fs,Fd,X_A,Y_A) = 0

$*\Sigma X = X_A - X_B - Fdx$) = 0

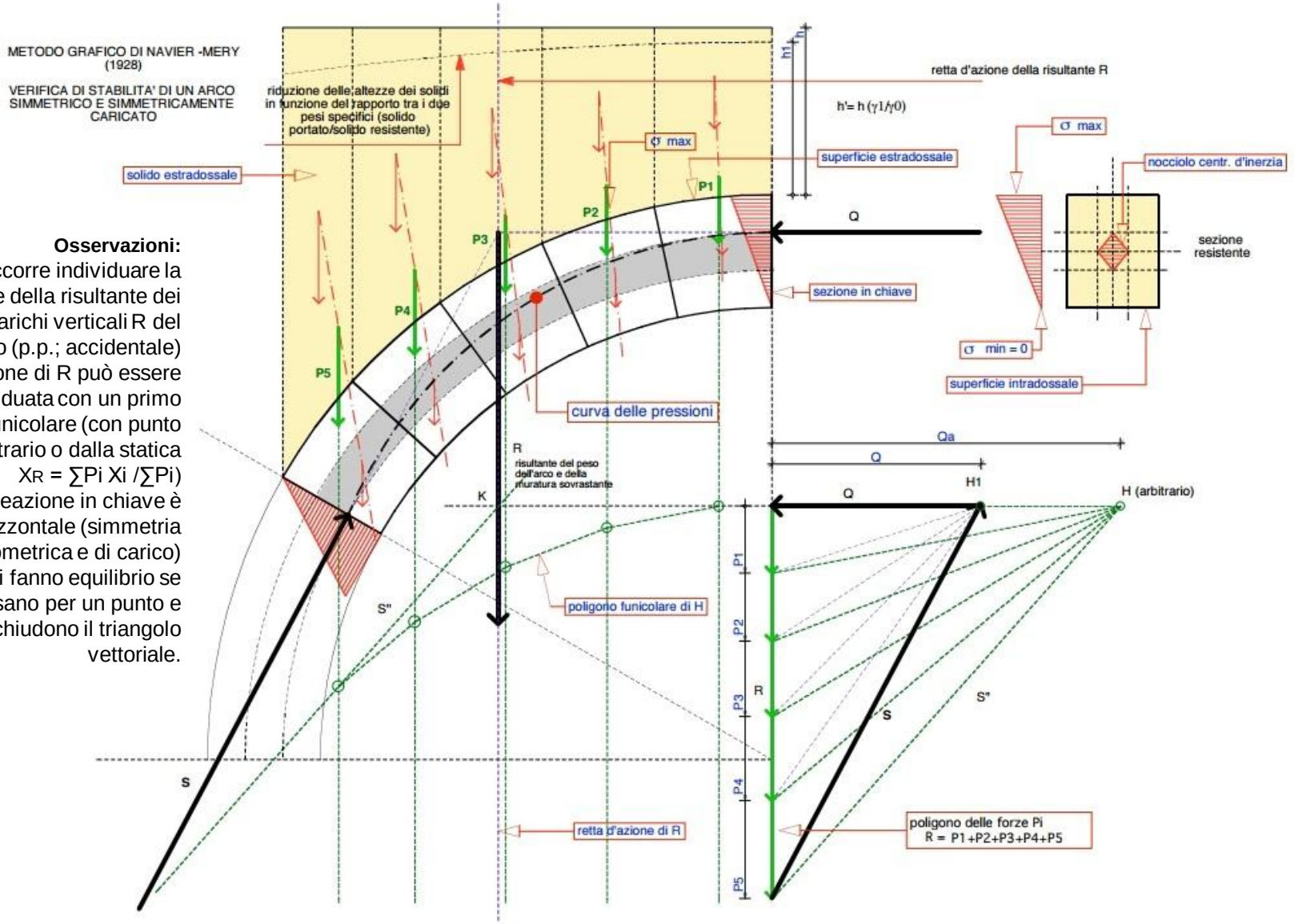
$\Sigma Y = Y_A + Y_B - Fs - Fdy$) = 0

Equazioni di equilibrio parte AC o BC (1 indipendente)

$*\Sigma M_C$ (X_A,Y_A,Fs) = 0 (parte AC)

ΣM_C (X_B,Y_B,Fd) = 0 (parte BC)

Verifica Grafica – Mery (arco simmetrico e simmetricamente caricato)



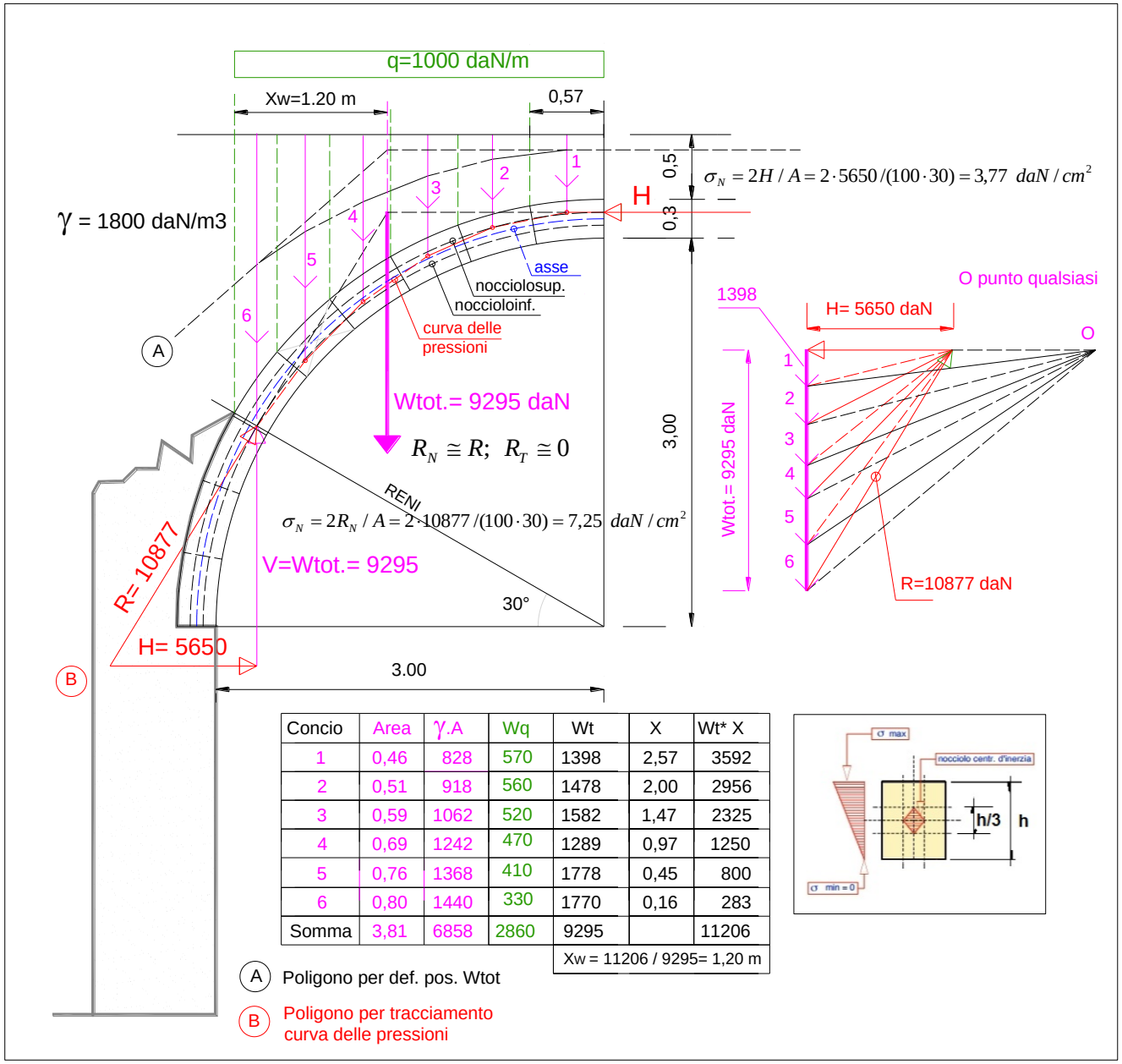
Osservazioni:

- Occorre individuare la posizione della risultante dei carichi verticali R del semiarco (p.p.; accidentale) La posizione di R può essere individuata con un primo poligono funicolare (con punto H arbitrario o dalla statica $X_R = \sum Pi\ Xi / \sum Pi$)
- La reazione in chiave è orizzontale (simmetria geometrica e di carico)
- 3 forze si fanno equilibrio se passano per un punto e chiudono il triangolo vettoriale.

Es. Verifica grafica di arco a tutto sesto (Mery)

La verifica grafica viene eseguita con poligoni funicolari, imponendo il passaggio nel punto di nocciolo di estradosso in chiave e nel punto di nocciolo di intradosso alle reni.
Si osserva che i lati del poligono (in rosso) rappresentano le risultanti in direzione e intensità degli sforzi sulle sezioni dell'arco.

-> la curva di pressione vera è quella che mediamente si discosta il meno possibile dalla curva d'asse (Menabrea)



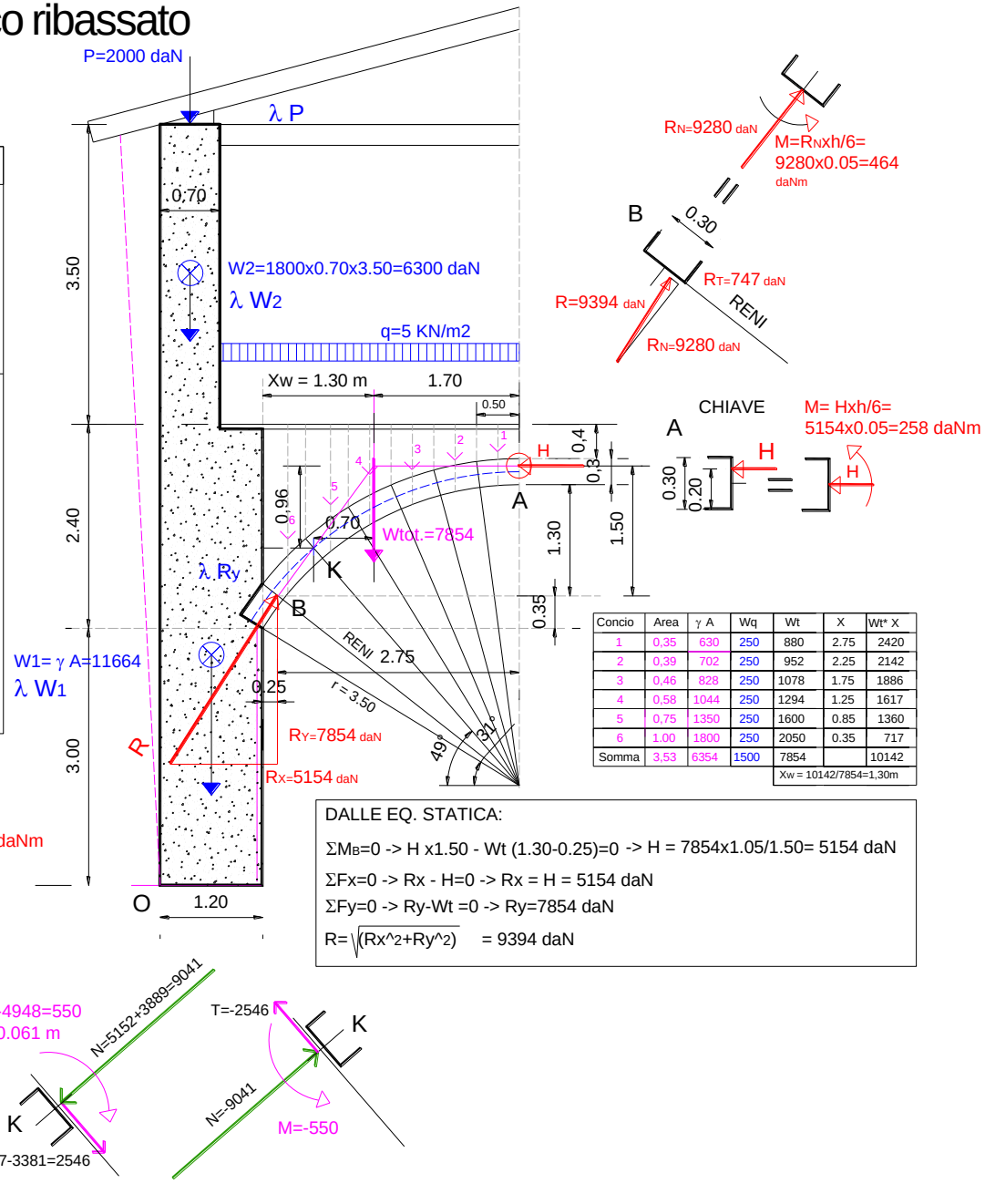
Concio	Area	γ.A	Wq	Wt	X	Wt* X
1	0,46	828	570	1398	2,57	3592
2	0,51	918	560	1478	2,00	2956
3	0,59	1062	520	1582	1,47	2325
4	0,69	1242	470	1289	0,97	1250
5	0,76	1368	410	1778	0,45	800
6	0,80	1440	330	1770	0,16	283
Somma	3,81	6858	2860	9295		11206
					Xw = 11206 / 9295= 1,20 m	

A Poligono per def. pos. Wtot

B Poligono per tracciamento curva delle pressioni

- Es. Verifica analitica di arco ribassato

VERIFICHE SEZ. K
Alle tensioni: Ver. a pressoflessione z. compressa: u=3(h/2-e)=3(15-6,1)=26,7 cm σ=2N/(100xu)= 3,38 daN/cm^2
Alle tensioni: Ver. a scorrimento con coeff. di attrito μ=0,5 si una forza resistente: Tr =0,5xN=0,5x9041 = 4520 daN Forza di scorrim.T= 2546 daN
Allo SLV: Ver. a pressoflessione con f_m=25 daN/cm^2 σ_o= N/(100x30)=3,01 daN/cm^2 $M_u = \frac{1}{2}\sigma_o L t^2 (1-\sigma_o/0{,}85 f_m)$= $\frac{1}{2}$3,01x100x30^2(1-3,01/0,85x25) = 116260 daNcm = 1162 daNm Momento di progetto: M_d = 1,5M= 1,5x550=825 daNm
Allo SLV: Ver. a scorrimento con coeff. di attrito μ=0,5 si ha prudenzialm. una forza resistente a scorrimento: Tu=0,5xN=0,5x9041 = 4520 daN Forza di scorrim. di progetto: T_d = 1,5T= 1,5x2546=3819 daN



Concio	Area	γ A	Wq	Wt	X	Wt* X
1	0,35	630	250	880	2.75	2420
2	0,39	702	250	952	2.25	2142
3	0,46	828	250	1078	1.75	1886
4	0,58	1044	250	1294	1.25	1617
5	0,75	1350	250	1600	0.85	1360
6	1.00	1800	250	2050	0.35	717
Somma	3,53	6354	1500	7854		10142
					Xw = 10142/7854=1,30m	

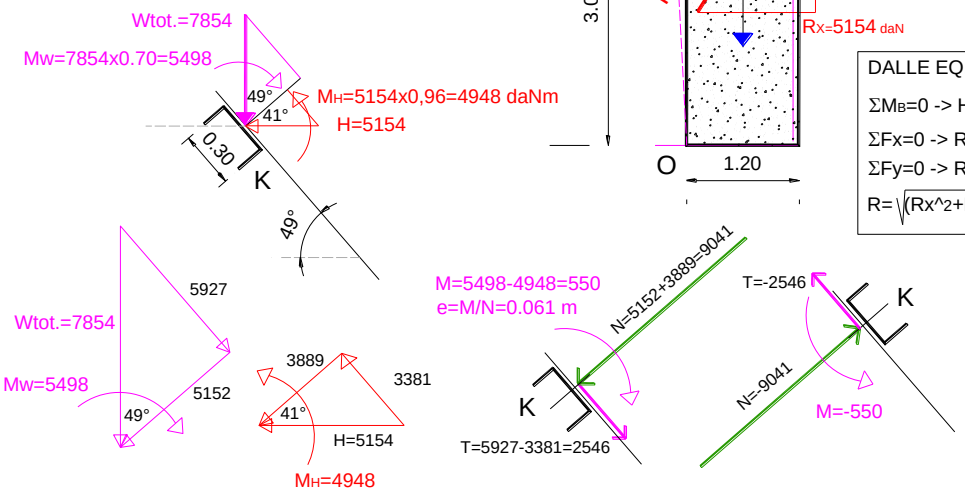
DALLE EQ. STATICA:

ΣMB=0 -> H x1.50 - Wt (1.30-0.25)=0 -> H = 7854x1.05/1.50= 5154 daN

ΣFx=0 -> Rx - H=0 -> Rx = H = 5154 daN

ΣFy=0 -> Ry-Wt =0 -> Ry=7854 daN

R= $\sqrt{(Rx^2+Ry^2)}$ = 9394 daN



PARTE VI – CINEMATISMI MURI E COLONNE APPOGGIATE A TERRA

Analisi statica e dinamica del cinematismo

1) ANALISI STATICA – CIRC.617/2009: si valuta la domanda di accelerazione per l'attivazione del cinematismo (sollevamento e ribaltamento) per elementi a terra:

$$a^*_{0-PROG} = \frac{a_g(T_R)\cdot S}{q}$$

Indicando con W il peso dell'elemento, si calcola il valore del coeff. di attivazione, λ che provoca il sollevamento e ribaltamento della massa. Applicando il principio del Lavori Virtuali (o della Statica):

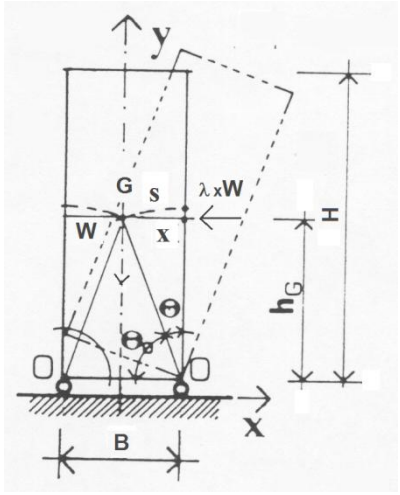
$$\lambda \cdot W \cdot H_G - W \cdot B/2 = 0$$

$$\lambda g = \frac{B/2}{H_G} g$$

-> Si ha sollevamento e ribaltamento quando:

$$a^*_{0-PROG} > \lambda g$$

2) ANALISI DINAMICA AL PASSO (TIME HISTORY): Nella realtà il possibile sollevamento della torre durante il moto, comporta un nuovo meccanismo di pendolo inverso, con un grande periodo di vibrazione, che può evitare il rovesciamento:



$$T = 2\pi \Big/ \sqrt{WgH/2J_m}$$

dove :

W = peso dell'elemento
H = altezza dell'elemento
J_m = mom. d'inerzia della massa distribuita rispetto all'asse di rotazione (spigolo):
$J_m = W\,[(B/2)^2 + H^2/3]$

Equazione del moto del corpo rigido (pendolo inverso): $J_m\Theta'' + \sum M = 0$

$$\frac{J_m}{OG} s'' + W \cdot g \cdot OG \cdot \cos(\theta_0 + s/OG) = \frac{J_m}{OG} u'' \sin(\theta_0 + s/OG)$$

-> Si ha sollevamento durante il moto oscillatorio, quando l'accelerazione del baricentro (aG) è maggiore di λg :

$$a_G > \lambda g$$

-> Si ha ribaltamento durante il moto oscillatorio, quando lo spostamento del baricentro esce dalla base di appoggio:

$$x_G > B/2$$

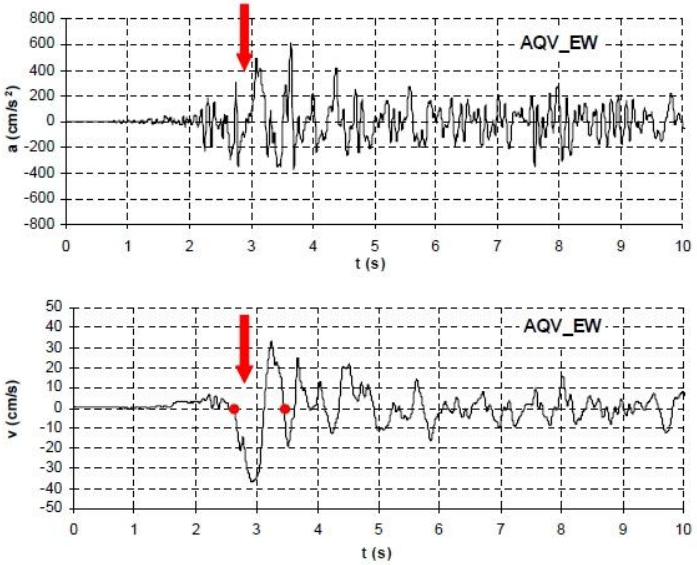
3) CRITERIO APPROSSIMATO-SPERIMENTALE DI ISHIYAMA:

-> Si ha sollevamento quando l'accelerazione di picco del terremoto di progetto, è maggiore dell'accelerazione di attivazione del meccanismo λg :

$$a_{0-\max Picco} > \lambda g$$

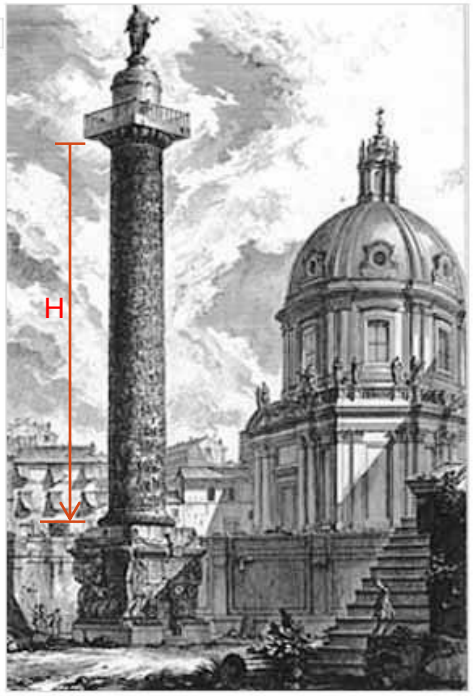
-> Si ha ribaltamento quando la velocità di picco del terremoto di progetto è maggiore di quella calcolata con la seguente espressione (in centimetri):

$$v_{0-\max Picco} > 10B/\sqrt{H}$$

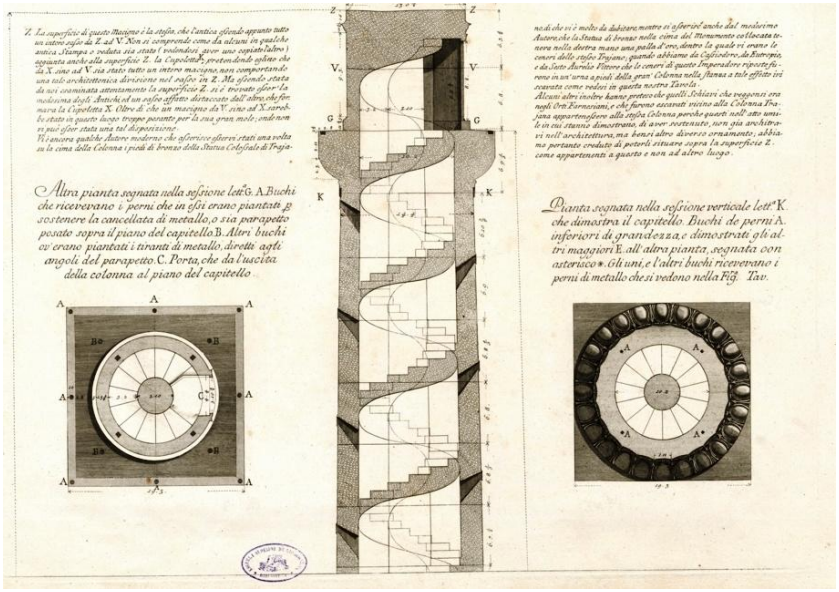


Reluis- Dip. Ing. Strutt. e Geotecnica – Università "Sapienza,,
Registrazioni L'Aquila 6/4/2009 ore 1:32 v.Aterno-Centro valle
aPicco = 600 cm/s² – Vpicco=37cm/s

La Colonna Traiana (non ribalta neanche per un sisma di Cat. I)



Dati:
Numero rocchi: 17
Altezza rocchi: 1,50 m
Altezza totale: H = 25 m
Raggio esterno: 1.80 m
Raggio interno: 1,20 m
Raggio nucleo: 0,50 m
Massa distribuita: 16000 Kg/m
Modulo el. marmo: med. 2000000 N/cm^2



1) ANALISI STATICA CIRC.617/2009 HP.ZONA I CATEGORIA

$$a^*_{0-PROG} = \frac{a_g(T_R)\cdot S}{q} = \frac{0{,}25\cdot 1{,}166}{2} = 0{,}146g$$

$$\lambda = B/2/H_G = 1{,}80/13{,}24 = 0{,}136 \;\; valore\ di\ attivaz.$$

$$\lambda g = 0{,}136g = 1{,}333 \;\; m/s^2$$

$$a^*_{0-PROG} > \lambda g \;\; -> dovrebbe\ ribaltare$$

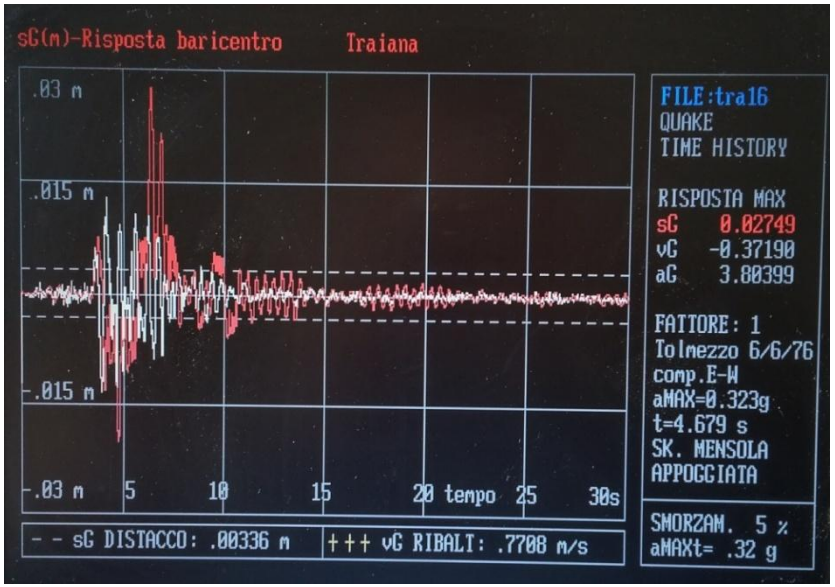
2) ANALISI DINAMICA MODALE CON TERREMOTO DI PROGETTO: TOLMEZZO 06/05/76 (ZONA I CATEGORIA)

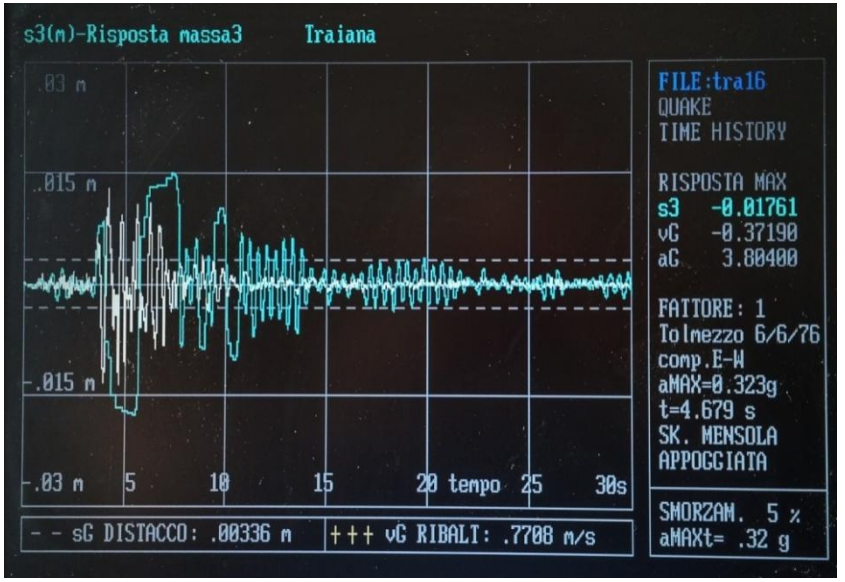
```
Lavoro: Traiana
Frequenze di oscillazione proprie della struttura
Modo      Freq.Circolare      Frequenza     Periodo
N.           ϖ(Rad/s)        f(Cicli/s)       T(s)
  1          14.73274           2.34478     0.42648
  2          96.29650          15.32603     0.06525
  3         272.89557          43.43258     0.02302
* T = periodo schema pendolo                 8.3936 (s)
```

```
QUAKE:ANALISI DINAMICA TIME HISTORY

TERREMOTO DI PROGETTO:TOLMEZZO 06-MAG-1976/COMP.E-W
TERREMOTO DI PROGETTO:Amax=0.323g - t=4.679s

MODELLO MENSOLA CON APPOGGIO A TERRA
Dati              Livello(1)       Livello(2)       Livello(3)
H(m)                    4.15             8.33             9.33  HT= 21.81
A(m2)                   6.44             6.44             6.44
J(m4)                   6.66             6.66             6.66
E(N/cm2)             2000000          2000000          2000000
G(N/cm2)             1000000          1000000          1000000
Masse(Kg)             133000           133000           153000  WT= 419000

K   - Moltiplicatore dell'accelerogramma              1.000000
n%  - Smorzamento Viscoso, percentuale del critico   5.000000
S/S'- Smorzamento Rapporto ampiezze successive       0.730000
hG  - Posizione del Baricentro delle Masse          13.242768  (m)
D   - Dimensione della base di appoggio             3.600000  (m)
Fd  - Forza Baricentrale orizz.per il distacco
      Fd = (9.8*WT*D/2)/hG                           558697  (N)
Md  - Momento per il distacco (F*hG)                7398694  (Nm)
sGD - Spostamento elastico Baricentro al distacco    0.003362  (m)
vGR - Velocita' del Baricentro per ribaltamento      0.770800  (m/s)
aGD - Accelerazione del Baricentro per distacco      1.333000  (m/s2)
```

Risultati (non si ha ribaltamento)

```
QUAKE:ANALISI DINAMICA TIME HISTORY

Integrazione numerica al passo
a    accelerazione del terreno
s1   risposta spostamento livello 1
s2   risposta spostamento livello 2
s3   risposta spostamento livello 3
sG   risposta spostamento baricentro delle masse
vG   risposta velocita' baricentro delle masse
aG   risposta accelerazione baricentro delle masse
(*)  sollevamento-distacco

T        a(m/s2)       s1        s2        s3       sG(m)    vG(m/s)   aG(m/s2)
 0.000    -0.044   0.00000   0.00000   0.00000    0.00000   0.00000  -0.02803
 0.017     0.027  -0.00000  -0.00000  -0.00000   -0.00000  -0.00011   0.02184
 0.049    -0.029  -0.00000  -0.00000  -0.00001   -0.00000  -0.00006  -0.01818
 0.081     0.014  -0.00000  -0.00001  -0.00002   -0.00001  -0.00022   0.01266
 0.104    -0.044  -0.00000  -0.00001  -0.00003   -0.00001  -0.00037  -0.01698
 - - - - - -
 3.804    -0.517   0.00048   0.00330   0.00775    0.00728  -0.02625  -1.52417 *
 3.810    -0.718   0.00048   0.00330   0.00775    0.00709  -0.03599  -1.72283 *
 3.819    -0.992   0.00048   0.00330   0.00775    0.00669  -0.05271  -1.99303 *
 - - - - -
 4.679    -3.173  -0.00078  -0.00631  -0.01672   -0.01300  -0.08681  -2.12695 *
 4.691    -2.454  -0.00078  -0.00631  -0.01672   -0.01417  -0.10806  -1.41440 *
 4.694    -1.865  -0.00078  -0.00631  -0.01672   -0.01449  -0.11143  -0.83004 *
 - - - - -
29.980     0.022  -0.00006  -0.00045  -0.00113   -0.00057  -0.00821  -0.00405
30.000     0.023  -0.00008  -0.00056  -0.00137   -0.00071  -0.00514   0.07114

Max Val  a(m/s2)       s1        s2        s3       sG(m)    vG(m/s)   aG(m/s2)
         -3.173  -0.00108  -0.00760  -0.01761    0.02748  -0.37190   3.80400

Al tempo  4.679s                                  3.661s    6.538s    4.180s
```





SI HA SOLLEVAMENTO: aG > aGD
MA NON RIBALTAMENTO: vG < vGR (0,3719 < 0,7708 m/s) ovvero sG < B/2

3) CRITERIO ISHYAMA:

$$v = 10B/\sqrt{H} \quad = 10 \cdot 360/\sqrt{2300} = 75{,}10 \ cm/s = 0{,}7510 \ m/s$$

PARTE VII – INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO

- Sulla resistenza dei maschi
- Sui collegamenti dei maschi
- Sugli archi e volte
- Sulla deformabilità dei solai
- Sulle coperture
- Sulle fondazioni
- Su nuove pareti ed aperture
- Sui giunti sismici
- Sui pilastri e colonne

Tabella interventi sulla resistenza dei maschi

Intervento	patologie	effetti	attenzioni	procedimento	materiali
Iniezioni miscele leganti	Elementi lapidei sconnessi, non legati da malta; malta molto degradata.	Miglioramento delle caratteristiche meccaniche della muratura.	Poco efficaci se effettuate su murature scarsamente iniettabili (es. mattoni). Scelta scelta di una miscela fisicamente e chimicamente compatibile con la muratura. Controllo della sovrapposizione delle iniezioni.	Perforazioni della muratura ,maglia circa 50x50 cm; disposizione di boccagli e sigillatura con malta a presa rapida; lavaggio con acqua; esecuzione iniezioni dal basso verso l'alto a pressione da controllare.	Malta idraulica, con eventuale aggiunta di pozzolana finemente macinata; malta cementizia. Si può prevedere uso di antiritiro
Cuci-Scuci	Muratura di buona qualità, ma molto deteriorata o fessurata in aree limitate. Esistenza di nicchie o vuoti pericolose per posizione da dover chiudere.	Ripristino della continuità muraria .	Usare materiali simili a quelli originari, per forma,dimensioni, rigidezza, resistenza.	Rimozione della muratura ammalorata per piccole aree; lavaggio; sostituzione della demolizione effettuata con il nuovo materiale ben ammorsato.	Simili a quello originari; Malta compatibile, eventualmente additivata con antiritiro o con debole espansivo.
Stilatura dei giunti e protezioni sommitali	Muratura di buona qualità, ma molto deteriorata o fessurata in aree limitate. Esistenza di nicchie o vuoti pericolose per posizione da dover chiudere.	Ripristino della continuità muraria .	Usare materiali simili a quelli originari, per forma,dimensioni, rigidezza, resistenza.	Rimozione della muratura ammalorata per piccole aree; lavaggio; sostituzione della demolizione effettuata con il nuovo materiale ben ammorsato.	Simili a quello originari; Malta compatibile, eventualmente additivata con antiritiro o con debole espansivo.
Diatoni artificiali	Paramenti murari con scarsi collegamenti; murature con pericoli di instabilità per carichi verticali	Conferimento di comportamento monolitico per azioni ortogonali al piano della parete (vincolamento).	Iniettare preventivamente la muratura se il materiale è particolarmente degradato.	Carotaggio a rotazione della muratura; Lavaggio; Posizionamento dei diatoni; Sigillatura del foro con malta.	Diatoni artificiali (c.a., metallo, altro materiale resistente a trazione). Malta compatibile, eventualmente additivata con antiritiro o con debole espansivo.
Tiranti antiespulsivi	Paramenti murari di area limitata e scarsamente collegati ; Pilastri fortemente compressi.	Collegamento dei paramenti al corpo murario: Incremento di resistenza per effetto cerchiatura	Iniettare preventivamente la muratura se il materiale è degradato.	Carotaggio di piccolo diametro a rotazione della muratura; Lavaggio; Iniezione del foro con malte ; Posizionamento delle barre – bulloni Eventuale presollecitazione post indurimento	Barre metalliche di piccolo diametro di acciaio inox, FRP, materiale non deteriorabile Malta compatibile, eventualmente additivata con antiritiro o con debole espansivo.
Placcaggio con intonaci armati	Pareti gravemente danneggiate e incoerenti ; Porzioni di muratura sottoposte a carichi elevati	La muratura diventa armata, con forte incremento di resistenza e duttilità.	Limitare quanto più possibile tale intervento, per non avere variazioni di rigidezza della struttura.	Esecuzione perfori maglia circa 50x50 cm; sistemazione barre di collegamento iniettate; apposizione di doppia armatura ; Intonacatura.	Reti di acciaio elettrosaldate (possibilmente zincate es. ø5/10x10 cm) ; per evitare ossidazioni si possono usare reti o tessuti FRP .

C8A.5.6 INTERVENTI VOLTI AD INCREMENTARE LA RESISTENZA NEI MASCHI MURARI

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 rigidezza, 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.

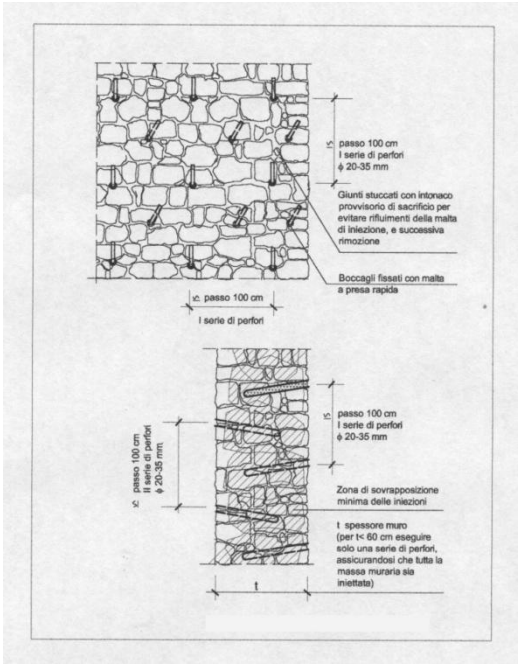
A seconda dei casi si procederà:

- 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 cuci 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, rigidezza 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'assieme 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 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.

Cuci e scuci



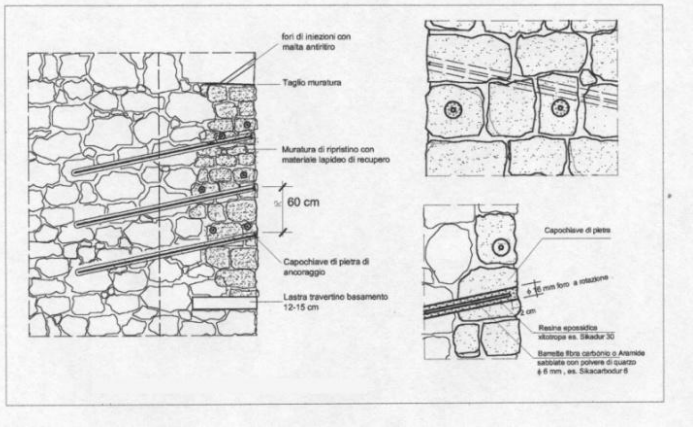
Iniezioni

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'innesco 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).

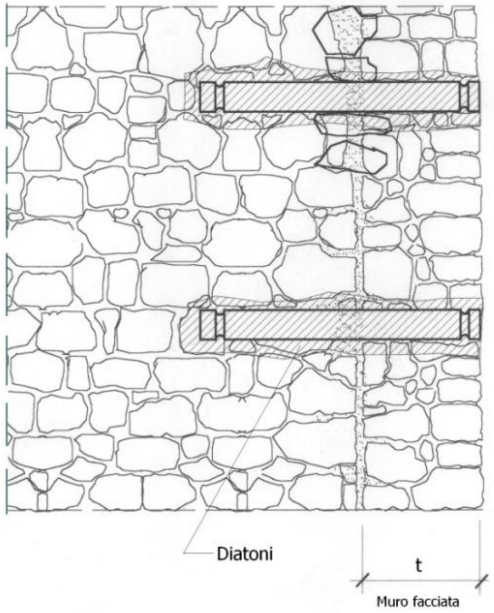
Nel caso in cui la porzione muraria che necessita di intervento sia limitata, una valida alternativa è rappresentata dai tirantini antiespulsivi, costituiti da sottili barre trasversali imbullonate con rondelle sui paramenti; la leggera presollecitazione che può essere attribuita rende quest'intervento 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.



Tirantini anti espulsivi

Stilatura dei giunti e risanamento delle creste



Diatoni

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 acciaio 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.

Confronto proprietà meccaniche di tessuti

PROPRIETA'		ARAMIDE	VETRO	CARBONIO	Acciaio B450C
Modulo Elastico	N/mm^2	105000	65000	230000	210000
Resistenza rottura a trazione $f_{t,nom}$	N/mm^2	1500	1300	2500	540
Deformazione a rottura	ε	0,017	0,025	0,013	0,200

Intonaco armato

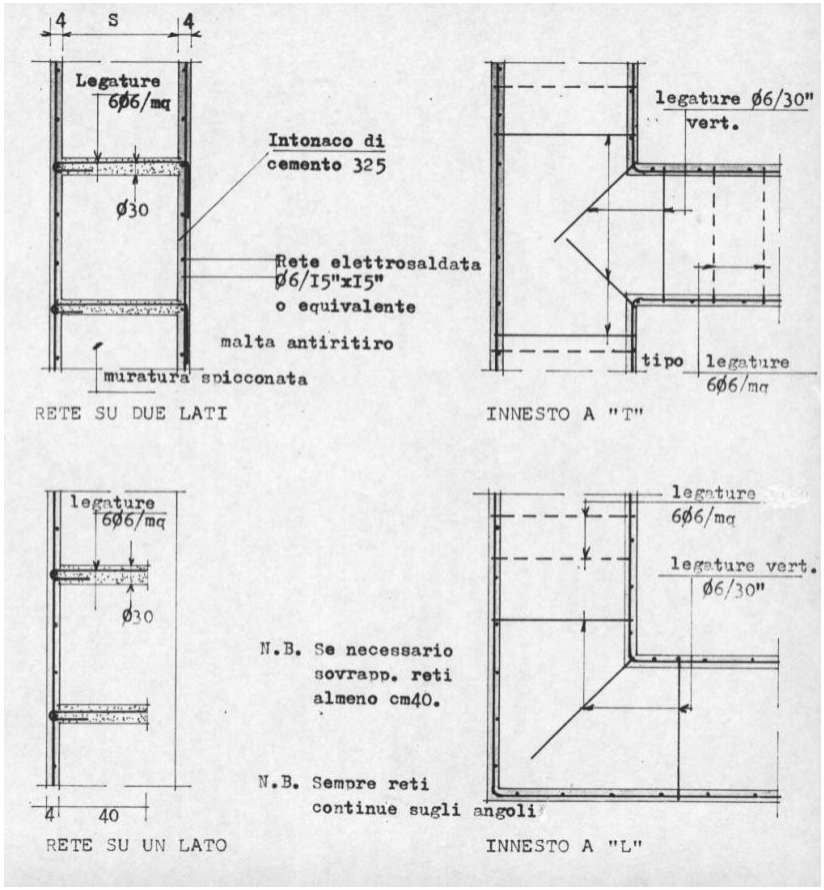


Tabella interventi sui collegamenti dei maschi

Intervento	patologie	effetti	attenzioni	procedimento	materiali
Tiranti metallici	Pareti ortogonali non connesse; Pareti forate; Pareti con pericolo di ribaltamento fuori piano	Favorisce il comportamento d'assieme del fabbricato; Vincola efficacemente i pannelli al ribaltamento fuori piano. Le cerchiature esterne non hanno effetto nel caso di edifici di grandi dimensioni	Curare la sistemazione del capochiave ; verificare le pressioni di contatto con la muratura e la resistenza allo strappo (taglio).	Apposizione dei tiranti a livello solai e in corrispondenza di pareti portanti. Se necessario consolidare la zona di capochiave; Posa del capochiave a piastra o meglio a paletto semplice per interessare maggiore area muraria. Si sconsiglia di incassare il capochiave.	Barre di acciaio; Capochiavi; Malta di spianamento
Perfori armati	Pareti scollegate o con gravi lesioni d'angolo; interi paramenti murari distaccati	Conferimento di comportamento monolitico per azioni ortogonali al piano della parete (vincoli. Se di lunghezza estesa, possono costituire delle vere e proprie catene.	Iniettare preventivamente la muratura se il materiale è particolarmente degradato; Usare piccolo capochiave per malte di iniezione poco resistenti	Carotaggio a rotazione della muratura; Lavaggio; Posizionamento delle barre ; Iniezione del foro con malta.	Barre di acciaio , FRP, inox, altro materiale resistente a trazione. Malta compatibile additivata con antiritiro o con debole espansivo; resine epossidiche se possibile.
Cordoli sommitali di c.a. o acciaio	Pareti scollegate; muratura sommitale poco coesa per scarsa compresione; Scarichi delle coperture impegnativi.	Collegamento delle pareti; Miglioramento interazione con la copertura e ripartizione dei carichi	Limitare quanto più possibile l'altezza dei cordoli in c.a. ; Evitare cordoli ai piani intermedi eseguiti per spessori importanti; Se possibile usare perfori armati verticali di ancoraggio cordolo-muratura	Bonifica della muratura interessata; Esecuzione perfori armati verticali se necessari; Getto del cordolo armato (4ø16+staffe) ovvero posa piatti ed angolari sui due paramenti e collegamento con barre passanti	Barre di acciaio , Profili di acciaio (piatti, angolari,ecc.)

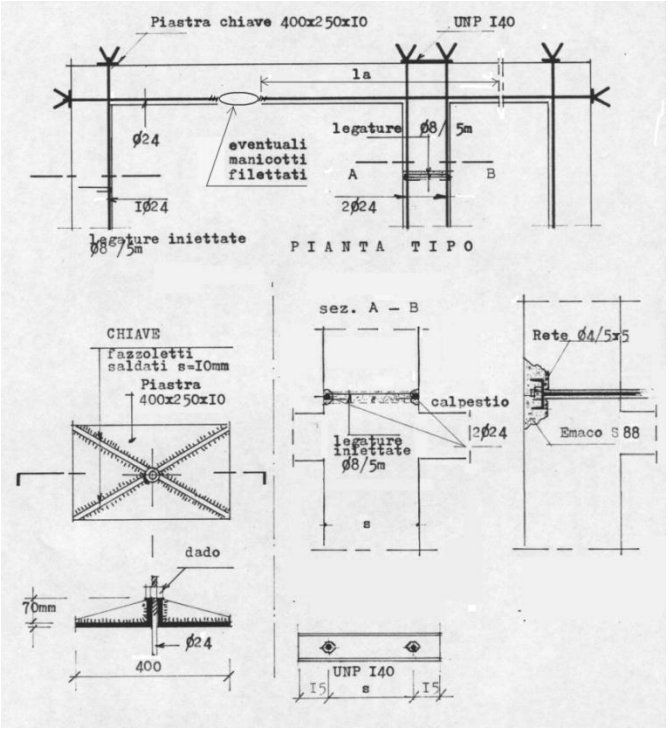
C8A.5.1 INTERVENTI VOLTI A RIDURRE LE CARENZE DEI COLLEGAMENTI

Tali interventi sono mirati ad assicurare alla costruzione un buon comportamento d'assieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti; inoltre, deve essere verificato che le eventuali spinte prodotte da strutture voltate siano efficacemente contrastate e deve essere corretto il malfunzionamento di tetti spingenti. La realizzazione di questi interventi è un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che si basano sul comportamento delle pareti murarie nel proprio piano, presupponendone la stabilità nei riguardi di azioni sismiche fuori dal piano.

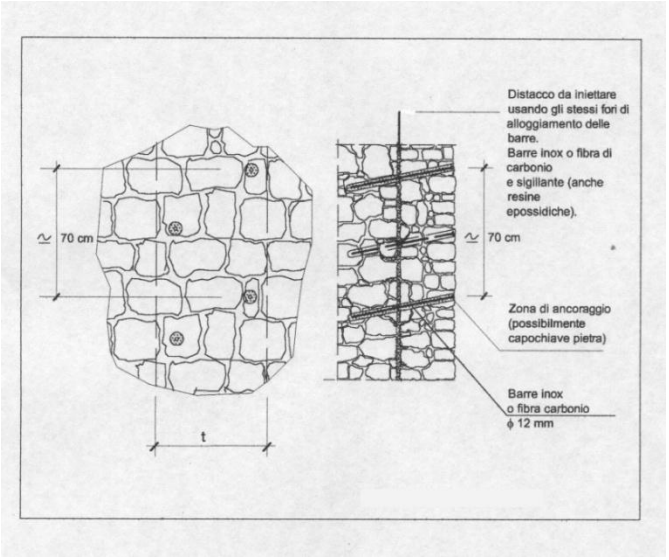
L'inserimento di tiranti, metallici o di altri materiali, disposti nelle due direzioni principali del fabbricato, a livello dei solai ed in corrispondenza delle pareti portanti, ancorati alle murature mediante capochiave (a paletto o a piastra), può favorire il comportamento d'assieme del fabbricato, in quanto conferisce un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali e fornisce un efficace vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari. Inoltre, l'inserimento di tiranti migliora il comportamento nel piano di pareti forate, in quanto consente la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestra. Per i capochiave sono consigliati paletti semplici, in quanto vanno ad interessare una porzione di muratura maggiore rispetto alle piastre; queste sono preferibili nel caso di murature particolarmente scadenti, realizzate con elementi di piccole dimensioni (è in genere necessario un consolidamento locale della muratura, nella zona di ancoraggio). È sconsigliabile incassare il capochiave nello spessore della parete, specie nel caso di muratura a più paramenti scollegati.

Cerchiature esterne, in alcuni casi, si possono realizzare con elementi metallici o materiali compositi, allo scopo di "chiudere" la scatola muraria e di offrire un efficace collegamento tra murature ortogonali. Tale intervento può risultare efficace nel caso di edifici di dimensioni ridotte, dove i tratti rettilinei della cerchiatura non sono troppo estesi, o quando vengono realizzati ancoraggi in corrispondenza dei martelli murari. È necessario evitare l'insorgere di concentrazioni di tensioni in corrispondenza degli spigoli delle murature, ad esempio con opportune piastre di ripartizione o in alternativa, nel caso si usino fasce in materiale composito, procedendo allo smusso degli spigoli.

L'uso di perforazioni armate deve essere limitato ai casi in cui non siano percorribili le altre soluzioni proposte, per la notevole invasività di tali elementi e la dubbia efficacia, specie in presenza di muratura a più paramenti scollegati; in ogni caso dovrà essere garantita la durabilità degli elementi inseriti (acciaio inox, materiali compositi o altro) e la compatibilità delle malte



Tiranti metallici



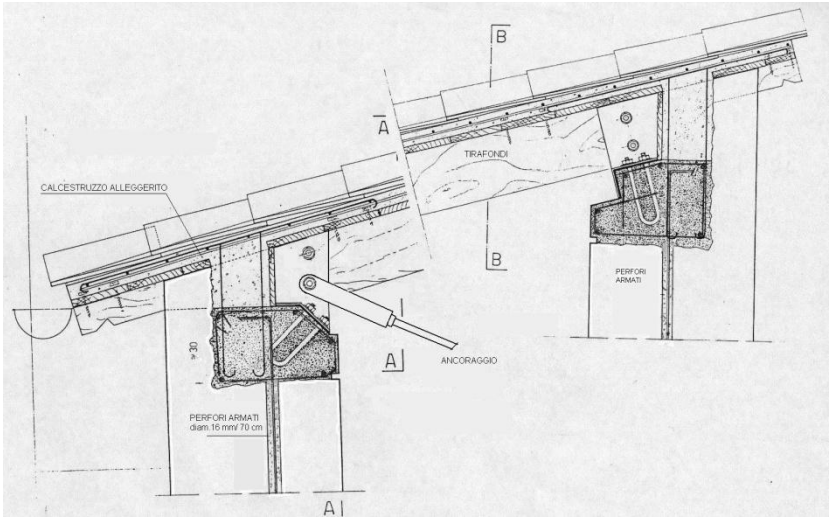
Perforazioni Armate

Un'idonea ammorsatura, tra parti adiacenti o tra murature che si intersecano, si può realizzare, qualora i collegamenti tra elementi murari siano deteriorati (per la presenza di lesioni per danni sismici o di altra natura) o particolarmente scadenti; si precisa infatti che questi interventi di collegamento locale sono efficaci per il comportamento d'assieme della costruzione in presenza di murature di buone caratteristiche, mentre per le murature scadenti è preferibile l'inserimento di tiranti, che garantiscono un miglior collegamento complessivo. L'intervento si realizza o attraverso elementi puntuali di cucitura (tecnica "scuci e cuci" con elementi lapidei o in laterizio) o collegamenti locali con elementi metallici o in altro materiale.

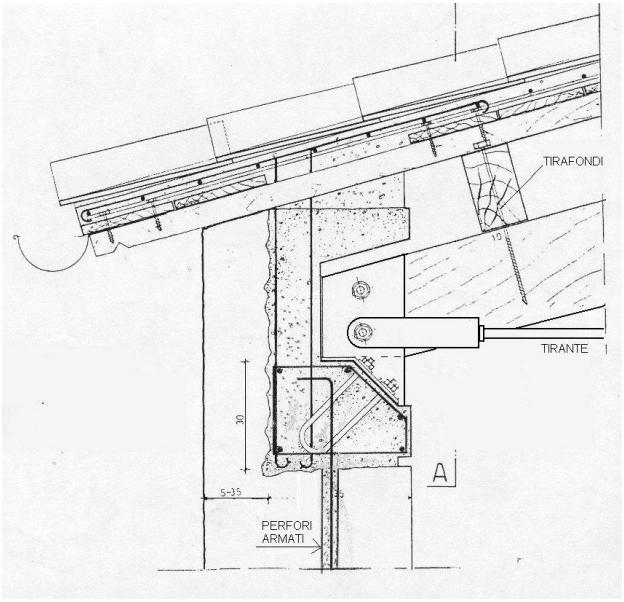
Cordoli in sommità alla muratura possono costituire una soluzione efficace per collegare le pareti, in una zona dove la muratura è meno coesa a causa del limitato livello di compressione, e per migliorare l'interazione con la copertura; va invece evitata l'esecuzione di cordolature ai livelli intermedi, eseguite nello spessore della parete (specie se di muratura in pietrame), dati gli effetti negativi che le aperture in breccia producono nella distribuzione delle sollecitazioni sui paramenti. Questi possono essere realizzati nei seguenti modi:

- in acciaio, rappresentando una valida alternativa per la loro leggerezza e la limitata invasività. Essi possono essere eseguiti attraverso una leggera struttura reticolare, in elementi angolari e piatti metallici, o tramite piatti o profili sui due paramenti, collegati tra loro tramite barre passanti; in entrambi i casi è possibile realizzare un accettabile collegamento alla muratura senza la necessità di ricorrere a perfori armati. In presenza di muratura di scarsa qualità, l'intervento deve essere accompagnato da un'opera di bonifica della fascia di muratura interessata. I cordoli metallici si prestano particolarmente bene al collegamento degli elementi lignei della copertura e contribuiscono all'eliminazione delle eventuali spinte.
- in c.a., solo se di altezza limitata, per evitare eccessivi appesantimenti ed irrigidimenti, che si sono dimostrati dannosi in quanto producono elevate sollecitazioni tangenziali tra cordolo e muratura, con conseguenti scorrimenti e disgregazione di quest'ultima. In particolare, tali effetti si sono manifestati nei casi in cui anche la struttura di copertura era stata irrigidita ed appesantita. Nel caso di cordolo in c.a. è in genere opportuno un consolidamento della muratura in prossimità dello

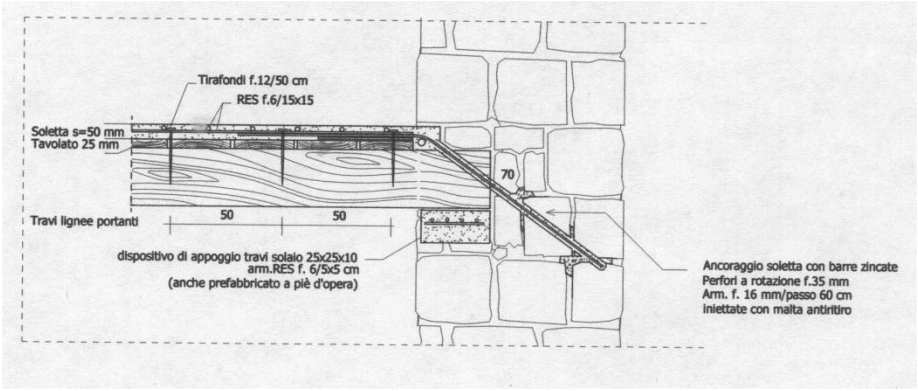
stesso, in quanto comunque è diversa la rigidezza dei due elementi. Il collegamento tra cordolo e muratura può essere migliorato tramite perfori armati, alle condizioni già illustrate in precedenza.



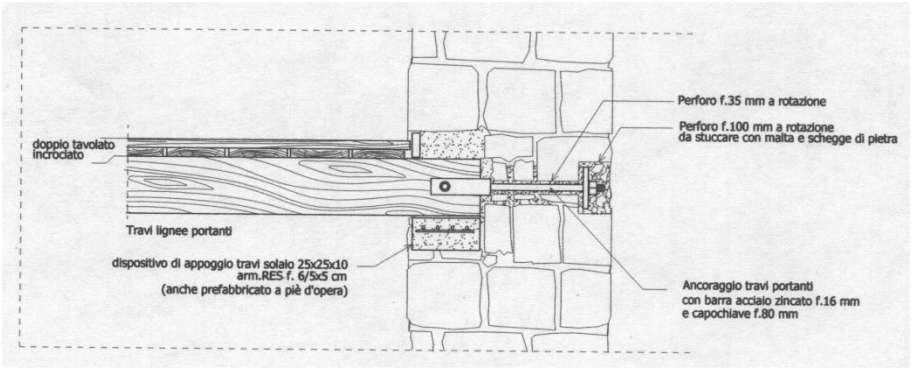
Cordoli sommitali

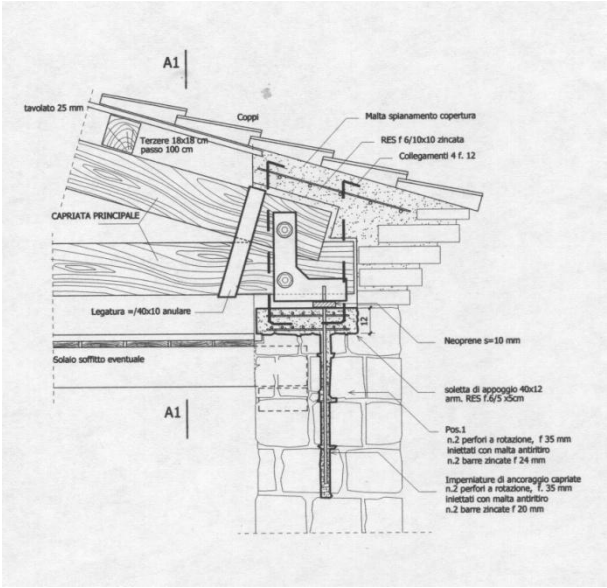


L'efficace connessione dei solai di piano e delle coperture alle murature è necessaria per evitare lo sfilamento delle travi, con conseguente crollo del solaio, e può permettere ai solai di svolgere un'azione di distribuzione delle forze orizzontali e di contenimento delle pareti. I collegamenti possono essere effettuati in posizioni puntuali, eseguiti ad esempio in carotaggi all'interno delle pareti, e allo stesso tempo non devono produrre un disturbo eccessivo ed il danneggiamento della muratura. Nel caso di solai intermedi, le teste di travi lignee possono essere ancorate alla muratura tramite elementi, metallici o in altro materiale resistente a trazione, ancorati sul paramento opposto. Devono essere evitati cordoli inseriti nello spessore della muratura ai livelli intermedi, mentre possono risultare utili cordoli in acciaio, realizzati con piatti o profili sui due paramenti, collegati tra loro tramite barre passanti. Essi forniscono una certa rigidezza flessionale fuori dal piano della parete e ostacolano lo sviluppo di meccanismi di rottura delle fasce sopra porta e sotto finestra (meccanismo tirante-puntone).



Connessioni dei solai di piano





Connessione coperture alle murature

• Esempio di verifica di un tirante

TIRANTE-ESEMPIO DI CALCOLO

Si verifica la catena di acciaio posta alle reni dell'arco di cui all'esempio precedente con capochiave circolare di raggio 20 cm e poi con capochiave a paletto 10x60cm.
La muratura sia di mattoni pieni con buona malta di calce e giunti sottili.
Si fa riferimento alla lunghezza di 1 metro:

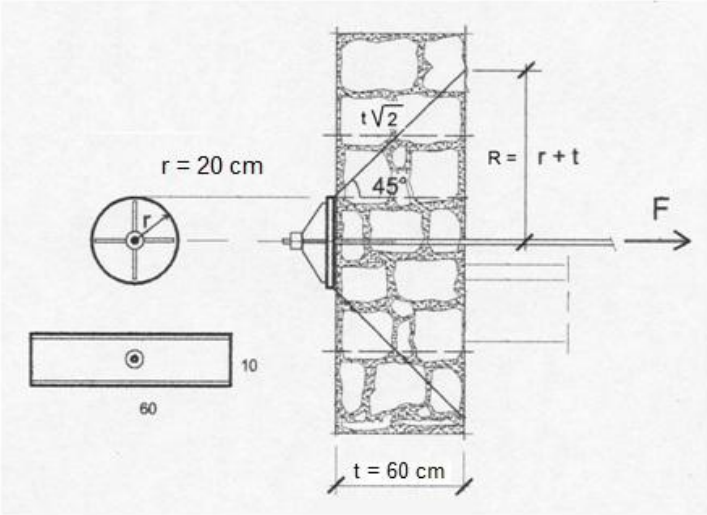


Fig. Schema di catena e capochiave

Dati di calcolo:

Tipologia muratura: mattoni pieni e malta di calce
Fattore di confidenza: FC=1,35 (LC1-conoscenza limitata)
Tensione minima di taglio (Tab.C8A.2.1): 0,60 daN/cm²
Resistenza min. a compressione: f_m(Tab.C8A2.2)= 24 daN/cm²

Coeff. correttivi (Tab.C8A2.2): malta buona 1,5 x giunti sottili 1,5= 2,25
Tensione caratteristica: fvko= 0,60x1,5x1,5 = 1,36 daN/cm²
Spinta caratteristica di progetto: H=5700 daN
Reazione caratteristica verticale: W=9718 daN
Pressione verticale del muro prudenziale a livello tirante:
σ = W / A = 9718 / (60·100)=1,62 daN/cm²

Calcolo alle tensioni ammissibili

A) Caso capochiave circolare

A.1 Resistenza ammissibile a taglio per coesione

$$\tau_{amm} = \frac{f_{vko}}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{1,36}{4,2 \cdot 1,35} = 0,240 \ daN/cm^2$$

Si calcola la superficie laterale tronco conica di rottura:

$$A_{lat} = 2\pi \frac{r+R}{2} \cdot t / \cos(45°) = 2\pi \frac{20+20+60}{2} 60 \cdot \sqrt{2} = 26564 \ daN/cm^2$$

La forza ammissibile per coesione sulla superficie conica:

$$F_{amm} = A_{lat} \cdot \tau_{amm} = 26564 \cdot 0,24 = 6375 \ daN$$

In proiezione orizzontale:

$$Fc = F_{amm} \cdot \cos(45°) = 6375 / \sqrt{2} = 4521 \ daN$$

A.2 Resistenza ammissibile a taglio per attrito

$$\tau_{amm} = \frac{\mu \cdot \sigma_N}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0,4 \cdot \sigma_N}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0,4 \cdot 1,62}{4,2 \cdot 1,35} = 0,114 \ daN/cm^2$$

La superficie di rottura è sempre tronco conica, e la massima forza di attrito è quella che si svilupperebbe **su 2 superfici orizzontali di sezione trapezoidale:**

$$Fa_{amm} = 2A \cdot \tau_{amm} = 2\left(\frac{2r+2R}{2} \cdot t\right) \cdot \tau_{amm} = 2\left(\frac{200}{2} \cdot 60\right) \cdot 0,114 = 1368 \ daN$$

$$Ftot = Fc + Fa = 4521 + 1368 = 5889 \ daN > H(5700 \ daN)$$

B) Caso capochiave a piastra o paletto

B.1 Resistenza ammissibile a taglio per coesione

In tal caso la superficie di rottura è un tronco di piramide, la cui superficie laterale:

$$A_{lat} = t\sqrt{2}\left[(60+t)+(10+t)\right] \cdot 2 = 32148 \ cm^2$$

$$F_{amm} = A_{lat} \cdot \tau_{amm} = 32148 \cdot 0,24 = 7715 \ daN$$

In proiezione orizzontale:

$$Fc = F_{amm} \cdot \cos(45°) = 7715 / \sqrt{2} = 5472 \ daN$$

B.2 Resistenza ammissibile a taglio per attrito

La superficie di rottura sia sempre tronco piramidale, ma si fa affidamento solo all'attrito sviluppato sulle due superfici trapezoidali orizzontali:

$$A_{lat} = t\sqrt{2}\left[(60+t)\right] \cdot 2 = 20304 \ cm^2$$

$$F_{amm} = A_{Lat} \cdot \tau_{amm} = 20304 \cdot 0,114 = 2314 \ daN$$

In proiezione orizzontale:

$$Fc = F_{amm} \cdot \cos(45°) = 2314 / \sqrt{2} = 1641 \ daN$$

In totale la forza ammissibile sul paramento murario vale:

$$Ftot = Fc + Fa = 5472 + 1641 = 7113 \ daN > H(5700 \ daN)$$

➔ Verifica positiva

Calcolo agli stati limite ultimo in combinazione non sismica

Dati di calcolo:

Tipologia muratura: mattoni pieni e malta di calce
Fattore di confidenza: FC=1,35 (LC1-conoscenza limitata)
Tensione minima di taglio (Tab.C8A.2.1): 0,60 daN/cm²
Coef. Correttivi (Tab.C8A2.2): malta buona 1,5 x giunti sottili 1,5 = 2,25
Tensione caratteristica: fvko= 0,60x1,5x1,5 = 1,36 daN/cm²
Spinta di progetto allo SL (coeff. parz. alle azioni med.=(1,3+1,5) / 2=1,4
Hd = 1,4x5700=7980 daN
Reazione caratteristica verticale sfavorevole: Wd=9718 daN

Pressione verticale del muro prudenziale a livello tirante:
σ = W / A = 9718 / (60·100)=1,62 daN/cm²

A) Caso capochiave circolare

A.1 Resistenza ultima a taglio per coesione

$$f_{vd} = \frac{f_{vko}}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{1,36}{3 \cdot 1,35} = 0,34 \ \ daN/cm^2$$

Si calcola la superficie laterale tronco conica di rottura:

$$A_{lat} = 2\pi \frac{r+R}{2} \cdot t / \cos(45°) = 2\pi \frac{20+20+60}{2} 60 \cdot \sqrt{2} = 26564 \ \ daN/cm^2$$

La forza ultima resistente per coesione sulla superficie conica:

$$F_1 = A_{lat} \cdot f_{vd} = 26564 \cdot 0,34 = 9031 \ \ daN$$

In proiezione orizzontale:

$$F_{1U} = F_1 \cdot \cos(45°) = 9031 / \sqrt{2} = 6405 \ \ daN$$

A.2 Resistenza a taglio per attrito

$$f_{vd} = \frac{\mu \cdot \sigma_N}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0,4 \cdot \sigma_N}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0,4 \cdot 1,62}{3 \cdot 1,35} = 0,16 \ \ daN/cm^2$$

La superficie di rottura è sempre tronco conica, e la massima forza di attrito è quella che si svilupperebbe **su 2 superfici orizzontali di sezione trapezoidale:**

$$F_{2U} = 2A \cdot f_{vd} = 2(\frac{2r+2R}{2} \cdot t) \cdot f_{vd} = 2(\frac{200}{2} \cdot 60) \cdot 0,16 = 1920 \ \ daN$$

In totale la forza resistente :

$$F_U = F_{1U} + F_{2U} = 6405 + 1920 = 8325 \ daN \ > H(7980 \ daN)$$

➔ Verifica positiva: Fu / Hd = 8325 / 7980 = 1,04

Calcolo della catena

Si fa uso di barre di acciaio aventi:

fd = fvk / 1,15 = 4500 / 1,15 = 3900
si dimensiona la catena

A_a = Fu /fd = 8325 / 3900 = 2,13 cm² / m

Verifica pressioni di contatto Capochiave-Muratura

Area del capochiave: 3,14 x 20^2= 1256 cm²

σ = 8325 / 1256 = 6,63 daN/cm² (< fd)

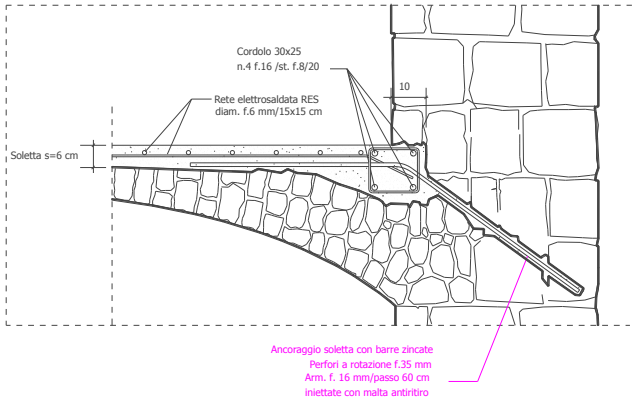
fd = 24 (2,25) /(1,35x3) = 13,33 daN/ cm²

C8A.5.2 INTERVENTI SUGLI ARCHI E SULLE VOLTE

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 purché ne sia dimostrata l'efficacia nel contenimento della spinta. Tali elementi devono essere dotati di adeguata rigidezza (sono da preferirsi barre di grosso diametro e lunghezza, per quanto possibile, limitata); 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). In caso di presenza di lesioni e/o deformazioni, la riparazione deve ricostituire i contatti tra le parti separate, onde garantire che il trasferimento delle sollecitazioni interessi una adeguata superficie e consentire una idonea configurazione resistente.

Per assorbire le spinte di volte ed archi non deve essere esclusa a priori la possibilità di realizzare contrafforti o ringrossi murari. Questi presentano un certo impatto visivo sulla costruzione ma risultano, peraltro, reversibili e coerenti con i criteri di conservazione. 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.

È possibile il ricorso a tecniche di placcaggio all'estradosso con fasce di materiale composito. La realizzazione di contro-volte in calcestruzzo o simili, armate o no, è da evitarsi per quanto possibile e, se ne viene dimostrata la necessità, va eseguita con conglomerato alleggerito e di limitato spessore. Il placcaggio all'intradosso con materiali compositi è efficace se associato alla realizzazione di un sottarco, in grado di evitare le spinte a vuoto, o attraverso ancoraggi puntuali, diffusi lungo l'intradosso.



Intervento estradossale sulle volte con soletta armata

Rinforzo intradossale di volte con tessuti FRP

Rinforzo estradossale di volta con tessuti FRP

C8A.5.3 INTERVENTI VOLTI A RIDURRE L'ECCESSIVA DEFORMABILITÀ DEI SOLAI

Il ruolo dei solai nel comportamento sismico delle costruzioni in muratura è quello di trasferire le azioni orizzontali di loro competenza alle pareti disposte nella direzione parallela al sisma; inoltre essi devono costituire un vincolo per le pareti sollecitate da azioni ortogonali al proprio piano. La necessità di un irrigidimento per ripartire diversamente l'azione sismica tra gli elementi verticali è invece non così frequente. Per le suddette ragioni risulta talvolta necessario un irrigidimento dei solai, anche limitato, di cui vanno valutati gli effetti; a questo si associa inevitabilmente un aumento della resistenza degli elementi, che migliora la robustezza della struttura.

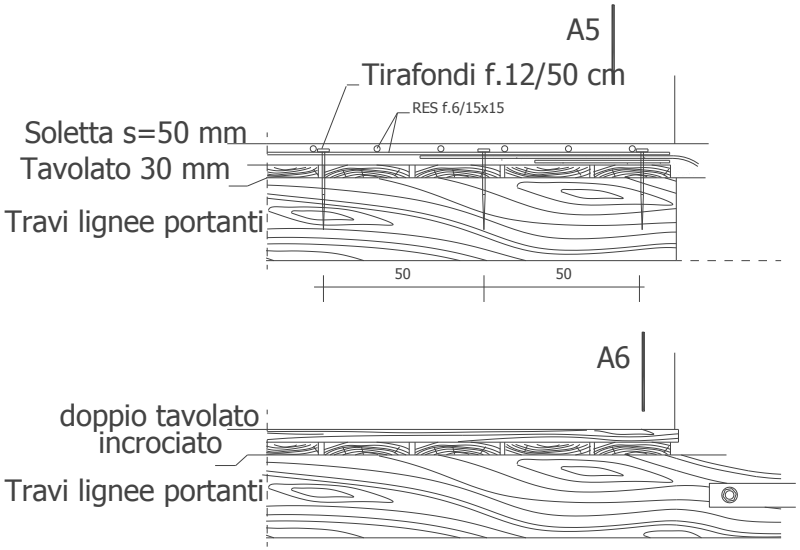
L'irrigidimento dei solai, anche limitato, per ripartire diversamente l'azione sismica tra gli elementi verticali comporta in genere un aumento della resistenza, che migliora la robustezza della struttura. Nel caso dei solai lignei può essere conseguito operando all'estradosso sul tavolato. Una possibilità è fissare un secondo tavolato su quello esistente, disposto con andamento ortogonale o inclinato, ponendo particolare attenzione ai collegamenti con i muri laterali; in alternativa, o in aggiunta, si possono usare rinforzi con bandelle metalliche, o di materiali compositi, fissate al tavolato con andamento incrociato. Un analogo beneficio può essere conseguito attraverso controventature realizzate con tiranti metallici. Il consolidamento delle travi lignee potrà avvenire aumentando la sezione portante in zona compressa, mediante l'aggiunta di elementi opportunamente connessi.

Nei casi in cui risulti necessario un consolidamento statico del solaio per le azioni flessionali, è possibile, con le tecniche legno-legno, conseguire contemporaneamente l'irrigidimento nel piano e fuori dal piano, posando sul tavolato esistente, longitudinalmente rispetto alle travi dell'orditura, dei nuovi tavoloni continui, resi collaboranti alle travi mediante perni anche di legno, irrigiditi nel piano del solaio con l'applicazione di un secondo tavolato di finitura. La tecnica di rinforzo con soletta collaborante, in calcestruzzo eventualmente leggero, realizza anche un forte irrigidimento nel piano del solaio; gli effetti di tale intervento vanno valutati sia in relazione alla ripartizione delle azioni tra gli elementi verticali sia all'aumento delle masse. Nel caso in cui gli elementi lignei non siano adeguatamente collegati alle murature, è necessario collegare la soletta alle pareti, tramite elementi puntuali analoghi a quelli già indicati, o ai cordoli, se presenti e realizzati come successivamente descritto.

Nel caso di solai a travi in legno e pianelle di cotto, che presentano limitata resistenza nel piano, possono essere adottati interventi di irrigidimento all'estradosso con caldane armate in calcestruzzo alleggerito, opportunamente collegate alle murature perimetrali ed alle travi in legno.

Nel caso di solai a putrelle e voltine o tavelloni è opportuno provvedere all'irrigidimento mediante solettina armata resa solidale ai profilati e collegata alle murature perimetrali.

Nel caso di solai a struttura metallica, con interposti elementi in laterizio, è necessario collegare tra loro i profili saldando bandelle metalliche trasversali, poste all'intradosso o all'estradosso. Inoltre, in presenza di luci significative, gli elementi di bordo devono essere collegati in mezzeria alla muratura (lo stesso problema si pone anche per i solai lignei a semplice orditura).



Irrigidimento solai lignei

C8A.5.4 INTERVENTI IN COPERTURA

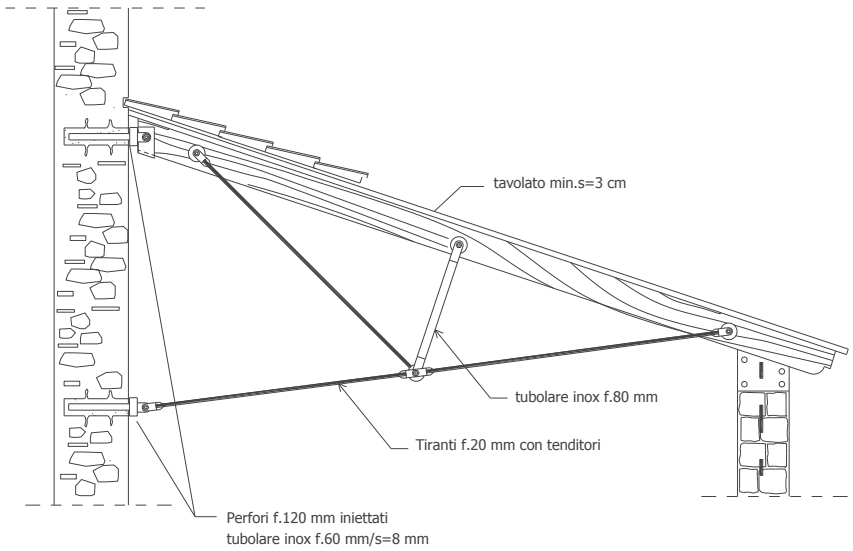
È in linea generale opportuno il mantenimento dei tetti in legno, in quanto limitano l'entità delle masse nella parte più alta dell'edificio e garantiscono un'elasticità simile a quella della compagine muraria sottostante.

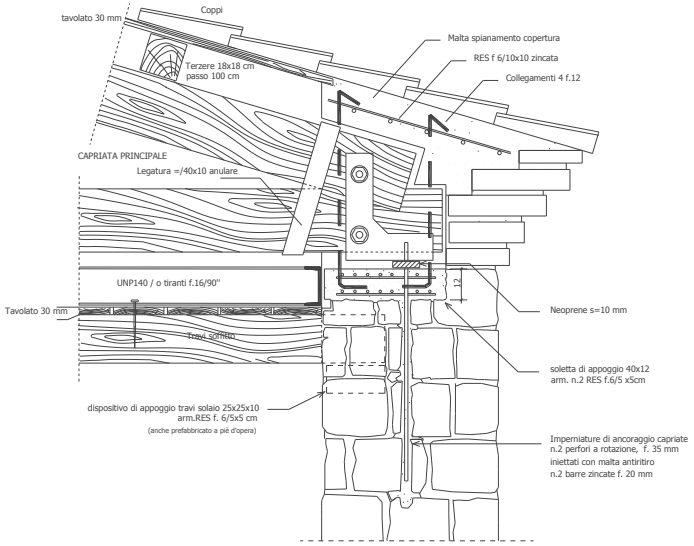
È opportuno, ove possibile, adottare elementi di rafforzamento del punto di contatto tra muratura e tetto. Oltre al collegamento con capichiave metallici che impediscano la traslazione, si possono realizzare cordoli-tirante in legno o in metallo opportunamente connessi sia alle murature che alle orditure in legno del tetto (cuffie metalliche), a formare al tempo stesso un bordo superiore delle murature resistente a trazione, un elemento di ripartizione dei carichi agli appoggi delle orditure del tetto e un vincolo assimilabile ad una cerniera tra murature e orditure.

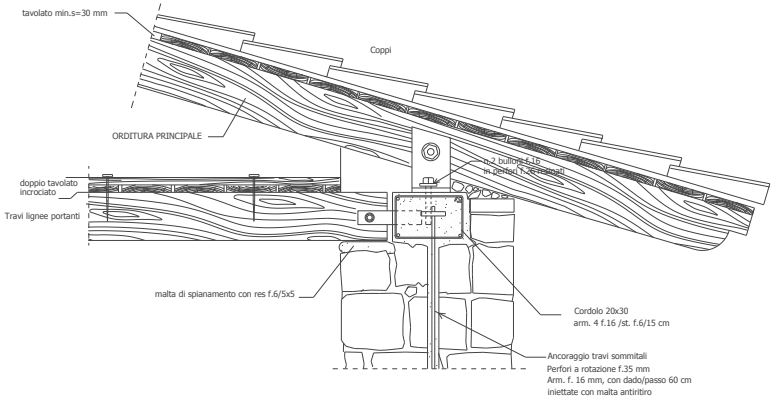
Ove i tetti presentino orditure spingenti, come nel caso di puntoni inclinati privi di semicatene in piano, la spinta deve essere compensata.

Nel caso delle capriate, deve essere presente un buon collegamento nei nodi, necessario ad evitare scorrimenti e distacchi in presenza di azioni orizzontali. Questo può essere migliorato con elementi metallici o in altri materiali idonei resistenti a trazione, ma tale collegamento non deve comunque contrastare il movimento reciproco (rotazionale) delle membrature, condizione essenziale per il corretto funzionamento della capriata.

In generale, vanno il più possibile sviluppati i collegamenti e le connessioni reciproche tra la parte terminale della muratura e le orditure e gli impalcati del tetto, ricercando le configurazioni e le tecniche compatibili con le diverse culture costruttive locali.







C8A.5.11 INTERVENTI IN FONDAZIONE

Le informazioni ricavabili dalla storia della costruzione devono essere tenute nel dovuto conto ai fini della scelta degli interventi sulle fondazioni. È in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

x) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;

y) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;

z) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;

aa) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

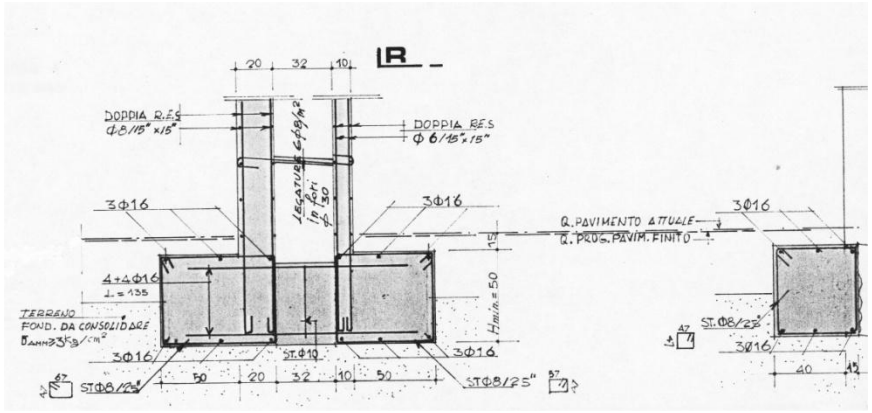
L'inadeguatezza delle fondazioni è raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma. Comunque, nel caso in cui la fondazione poggi su terreni dalle caratteristiche geomeccaniche inadeguate al trasferimento dei carichi, o di cedimenti fondali localizzati in atto si provvederà al consolidamento delle fondazioni, attuando uno dei seguenti tipi di intervento, o una loro combinazione opportuna, o interventi equipollenti, previo rilievo delle fondazioni esistenti.

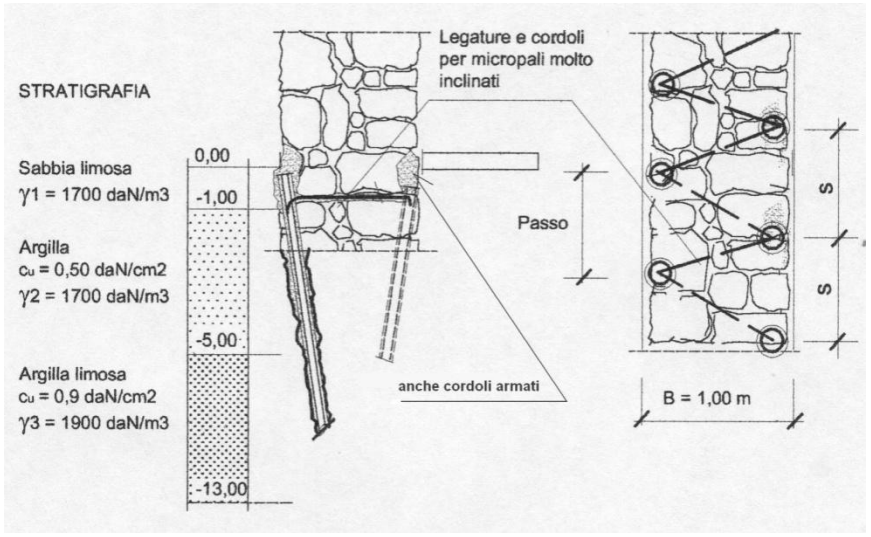
Allargamento della fondazione mediante cordoli in c.a. o una platea armata. L'intervento va realizzato in modo tale da far collaborare adeguatamente le fondazioni esistenti con le nuove, curando in particolare la connessione fra nuova e vecchia fondazione al fine di ottenere un corpo monolitico atto a diffondere le tensioni in modo omogeneo. Deve essere realizzato un collegamento rigido (travi in c.a. armate e staffate, traversi in acciaio di idonea rigidezza, barre post-tese che garantiscono una trasmissione per attrito) in grado di trasferire parte dei carichi provenienti dalla sovrastruttura ai nuovi elementi. In presenza di possibili cedimenti differenziali della fondazione è opportuno valutarne gli effetti sull'intero fabbricato, e decidere di conseguenza la necessaria estensione dell'intervento di allargamento.

Consolidamento dei terreni di fondazione. Gli interventi di consolidamento dei terreni possono essere effettuati mediante iniezioni di miscele cementizie, resine (ad es. poliuretani che si espandono nel terreno), od altre sostanze chimiche.

Inserimento di sottofondazioni profonde (micropali, pali radice). L'esecuzione di questo tipo di intervento può essere effettuata in alternativa al precedente; nel caso di cedimenti che interessino singole porzioni di fabbricato, l'intervento può essere effettuato anche limitatamente alle porzioni interessate, purché omogenee dal punto di vista delle problematiche fondali. Si dovrà in generale prevedere un'idonea struttura di collegamento tra micropali e muratura esistente (ad es. un cordolo armato rigidamente connesso alla muratura), a meno che i micropali stessi non siano trivellati attraverso la muratura, con una lunghezza di perforazione sufficiente a trasferire i carichi ai micropali per aderenza.

Nelle situazioni in cui si ritiene possibile l'attivazione sismica di fenomeni d'instabilità del pendio, il problema va affrontato agendo sul terreno e non semplicemente a livello delle strutture di fondazione.





C8A.5.5 INTERVENTI CHE MODIFICANO LA DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI VERTICALI RESISTENTI

L'inserimento di nuove pareti può consentire di limitare i problemi derivanti da irregolarità planimetriche o altimetriche ed aumentare la resistenza all'azione sismica; tali effetti devono ovviamente essere adeguatamente verificati.

La realizzazione di nuove aperture, se non strettamente necessaria, va possibilmente evitata; nel caso in cui la conseguente riduzione di rigidezza risulti problematica per la risposta globale, sarà disposto un telaio chiuso, di rigidezza e resistenza tali da ripristinare per quanto possibile la condizione preesistente.

Un incremento della rigidezza delle pareti murarie, con conseguente modifica del comportamento sismico, si ottiene attraverso la chiusura di nicchie, canne fumarie o altri vuoti, purché venga realizzato un efficace collegamento dei nuovi elementi di muratura con quelli esistenti attraverso la tecnica dello scuci e cuci. La chiusura di queste soluzioni di continuità nella compagine muraria rappresenta anche un intervento positivo nei riguardi dei collegamenti.

C8A.5.12 REALIZZAZIONE DI GIUNTI SISMICI

La realizzazione di giunti può essere opportuna nei casi di strutture adiacenti con marcate differenze di altezza che possano martellare e quindi dar luogo a concentrazioni di danno in corrispondenza del punto di contatto con la sommità della struttura più bassa. Tale situazione è molto frequente nei centri storici, dove gli edifici in muratura sono spesso costruiti in aderenza l'uno all'altro e frequentemente sono connessi strutturalmente, magari in modo parziale. In tali casi tuttavia la realizzazione di giunti sismici può risultare di fatto impraticabile e volte addirittura non raccomandabile, in quanto potrebbe introdurre perturbazioni notevoli e di difficile valutazione all'equilibrio di un sistema molto complesso. In alternativa, si può valutare nel possibilità di realizzare il collegamento strutturale; in particolare, il collegamento può essere realizzato a livello dei solai se: a) i solai sono approssimativamente complanari, b) il complesso risultante ha caratteristiche di simmetria e regolarità non peggiori di quelle delle due parti originarie.

C8A.5.7 INTERVENTI SU PILASTRI E COLONNE

Tenendo presente che pilastri e colonne sono essenzialmente destinati a sopportare carichi verticali con modeste eccentricità, gli interventi vanno configurati in modo da:

- ricostituire la resistenza iniziale a sforzo normale, ove perduta, mediante provvedimenti quali cerchiature e tassellature;
- eliminare o comunque contenere le spinte orizzontali mediante provvedimenti, quali opposizione di catene ad archi, volte e coperture e, ove opportuno, realizzazione o rafforzamento di contrafforti;
- ricostituire i collegamenti atti a trasferire le azioni orizzontali a elementi murari di maggiore rigidezza.

Sono da evitare, se non in mancanza di alternative da dimostrare con dettagliata specifica tecnica, gli inserimenti generalizzati di anime metalliche, perforazioni armate, precompressioni longitudinali ed in generale, salvo i casi di accertata necessità, gli interventi non reversibili volti a conferire a colonne e pilastri resistenza a flessione e taglio, che modificano il comportamento di insieme della struttura.

C8A.5.8 INTERVENTI VOLTI A RINFORZARE LE PARETI INTORNO ALLE APERTURE

Negli interventi di inserimento di architravi o cornici in acciaio o calcestruzzo di adeguata rigidezza e resistenza, occorre curare il perfetto contatto o la messa in forza con la muratura esistente.

C8A.5.9 INTERVENTI ALLE SCALE

Per tutti gli interventi riguardanti scale in muratura portante, si possono effettuare interventi di rinforzo curando di non alterarne i caratteri architettonici e il loro valore tipologico e formale, se presente.

C8A.5.10 INTERVENTI VOLTI AD ASSICURARE I COLLEGAMENTI DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Occorre verificare i collegamenti dei più importanti elementi non strutturali (cornicioni, parapetti, camini), tenendo conto della possibile amplificazione delle accelerazioni lungo l'altezza dell'edificio.

PARTE VIII – UN PROGRAMMA DI CALCOLO DEGLI EDIFICI IN MURATURA IN ZONA SISMICA

A. IPOTESI, MODELLI, PROCEDURE DI CALCOLO

A. Introduzione e software di calcolo
A.1 Normative di riferimento
A.2 Unità di misura
A.3 Sistema di riferimento
A.4 Simbologia
A.5 Modelli di calcolo
A.6 Calcolo delle azioni sismiche
A.7 Baricentro delle masse
A.8 Baricentro delle rigidezze
A.9 Taglio sismico e ripartizione delle forze
A.10 Verifica delle murature a pressoflessione nel piano
A.11 Verifica delle murature a taglio nel piano
A.12 Verifica delle murature a pressoflessione fuori piano
A.13 Fasce di piano
A.14 Spostamenti e stato limite di esercizio/danno
A.15 Meccanismi di collasso locale fuori piano
A.16 Pressioni in fondazione
A.17 Meccanismi di collasso globali semplificati (beni tutelati)
A.18 Calcolo PGA e indicatori di rischio sismico α
A.19 Consolidamenti strutturali

A. Introduzione e software di calcolo

Il programma *SISMUR* / Vers. 6.0 Prodotto dalla EPC – Roma, esegue l'analisi statica lineare sismica agli stati limite di edifici nuovi e vecchi, regolari ed irregolari, in muratura ordinaria o armata, secondo le vigenti NTC (Norme Tecniche per le Costruzioni) e le relative Circolari applicative.
Il software consente anche lo studio di strutture miste, nelle quali i maschi murari assorbono tutte le azioni orizzontali, mentre altri elementi di altro materiale (cls, legno, acciaio), sopportano solo carichi verticali di loro competenza.
Le verifiche di resistenza e stabilità vengono eseguite allo stato limite ultimo *SLU-SLV*; le verifiche degli spostamenti allo stato limite di esercizio *SLD* ed *SLV*.
SISMUR esegue anche: il controllo di tutti i PGA (peak ground acceleration) e degli indicatori di rischio sismico della struttura, nonché delle condizioni di collasso globale dell'edificio, secondo le "Direttive per beni tutelati" del gennaio 2011.

La procedura di calcolo si articola nelle seguenti fasi principali:

- input dati generali di progetto
- input dati sismici e strutturali
- Input dati geometrici della struttura (anche con acquisizione piante in DXF)
- analisi dei carichi
- calcolo delle azioni sismiche e delle sollecitazioni
- verifiche di resistenza e stabilità
- controllo dell'analisi
- archiviazione e stampa dell'analisi

I dati di input vengono archiviati in modo automatico con estensione **.mur**
Il professionista può introdurre i dati geometrici della struttura, anche importando direttamente planimetrie di piano in formato DXF, così come specificato di seguito.
Il programma archivia i risultati dell'analisi della struttura in un file, con nome scelto dall'utente e l'estensione **.rtf** , da stampare con editore tipo Word; la stessa stampa può avvenire anche in modo diretto, durante l'uso del programma.

A.1 Normative di riferimento

I calcoli di resistenza e stabilità delle strutture murarie vengono eseguiti in conformità alle disposizioni delle vigenti leggi, ed in particolare:

NTC	*Norme Tecniche per le Costruzioni D.M.14/01/2008*
Circolari	*Istruzioni Circ.617/2009 (e s.m.i.)*
D.M. 20.11.1987	*Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento*
DIRETTIVE	*Direttiva per i beni tutelati /gennaio/2011*
DECRETI	*DLgs 22/gennaio/2004 n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio"*

A.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono quelle del S.I., e se non diversamente indicato sono le seguenti:

Masse:	Kg
Lunghezze:	cm
Forze:	daN (1 daN = 10 N = 1,02 Kg forza del sistema MKS)
Pressioni:	daN/cm^2 = Bar (1 Bar = 0.1 MPa)

A.3 Sistema di riferimento

La struttura da esaminare va riferita ad un sistema globale di riferimento , costituito da una terna di assi cartesiani ortogonali OXYZ, con asse Z verticale. Anche se l'origine e l'orientamento degli assi è arbitraria, è comunque meglio che tutta la struttura sia contenuta nel I quadrante positivo, nel quale:

$X \geq 0 ; Y \geq 0 ; Z \geq 0$

La posizione delle pareti verticali resistenti e la loro geometria , è definita con:

- posizione del baricentro geometrico in pianta (Xi; Yi);
- spessore, t
- lunghezza, l
- altezza, h
- angolo d'inclinazione, α da valutare in senso antiorario, rispetto all'asse orizzontale x. Tale angolo risulterà in ogni caso: $0 \leq \alpha \leq 180°$. Da notare che $\alpha = 0$ denota una parete disposta con la dimensione maggiore l secondo l'asse x; $\alpha = 90$ indica una parete disposta secondo l'asse y.

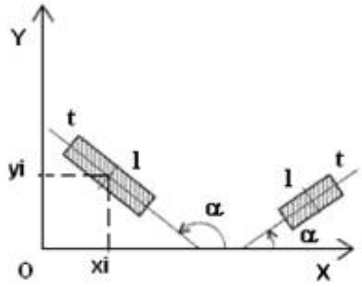


Fig.1 - Sistema di riferimento cartesiano ortogonale

A.4 Simbologia

La simbologia usata per definire le grandezze fisiche nella fase di input e nella fase di output è quella usuale della normativa; in particolare:

A- Simboli

A	area
E	modulo di elasticità normale
G	modulo di elasticità tangenziale
J	momento d'inerzia della sezione
M	momento flettente
T	periodo di vibrazione
P,W	forza peso
V,F	forza orizzontale, taglio
N	sforzo normale
t	spessore dell'elemento resistente
l,D,L	lunghezza dell'elemento resistente
h	altezza
e	eccentricità
f	resistenza di un materiale
a	accelerazione
g	accelerazione di gravità (981 cm/s^2)
FC	fattore di confidenza
γ	coefficiente di sicurezza
σ	tensione normale
τ	tensione tangenziale
Σ,Sum	sommatoria
Sqr	radice quadrata
q	fattore di struttura
p	carichi distribuiti

B- Indici

d	valore di calcolo
k	valore caratteristico
m	valore medio; materiale muratura
t	trazione
u,R	ultimo
y	snervamento

C- Simboli frequenti

f_k	resistenza caratteristica a compressione
f_{md}	resistenza di progetto a compressione = $f_k/(\gamma_m \cdot FC)$
f_{vko}	resistenza caratteristica a taglio
f_{vk}	resistenza a taglio in presenza di sforzo normale
f_{vd}	resistenza di progetto a taglio = $f_{vk}/(\gamma_m \cdot FC)$

A.5 Modelli di calcolo

La procedura di calcolo *SISMUR* consente di esaminare diversi modelli resistenti per due direzioni principali di pianta dell'edificio, a seconda della situazione di fatto o di progetto delle strutture.

1) Modello a mensole e bielle di piano
2) Modello maschi e fasce di piano

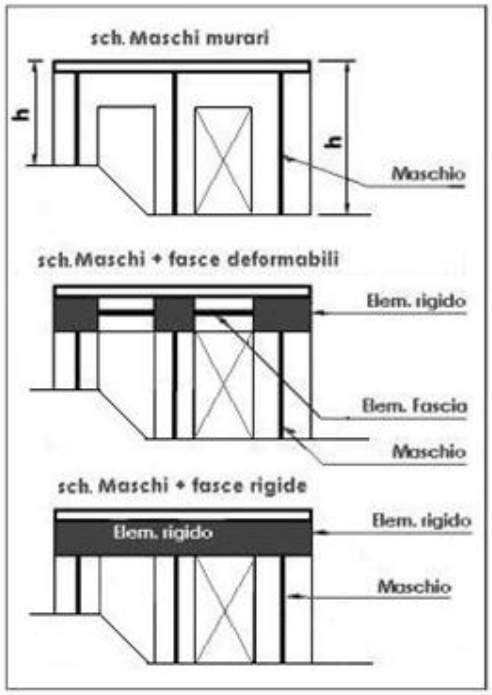


Fig.2 – Diversi modelli di calcolo

1) Modello mensole e bielle di piano

Si prescinde in tal caso dal contributo benefico flessionale degli elementi orizzontali (solai, cordoli, architravi, fasce di piano). I traversi (bielle), potranno solo imporre alle pareti gli stessi spostamenti di piano, ma non interagire flessionalmente; ogni parete funziona quindi come una mensola incastrata alla base (fondazione); questo schema sarà molto penalizzante (soprattutto per i piani bassi). Ai fini operativi occorre che le pareti siano continue e verticalmente allineate, dalla fondazione alla sommità dell'edificio, e quindi vanno indicate sempre con lo stesso numero identificativo. L'andamento del diagramma del momento e del taglio sono rappresentati in figura A.3.

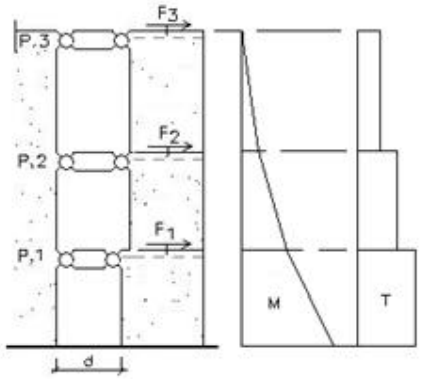


Fig.3 Sollecitazioni M-T maschi murari a mensola

La rigidezza di parete a mensola verticale, viene calcolata con la relazione:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + \frac{\chi h}{GA}}$$

dove, h è l'altezza della parete, a partire dallo spiccato fondazione (se di sezione costante).
Se la parete ha sezione variabile con l'altezza, il programma esegue la corretta integrazione numerica, calcolando con il principio dei lavori virtuali, lo spostamento di ogni piano per una forza orizzontale unitaria applicata:

$$u = \int_0^h \frac{MM'}{EJ} dh + \int_0^h \frac{\chi TT'}{GA} dh$$

e quindi la rigidezza alla quota h: $K = \frac{1}{u}$

2) Modello maschi e fasce di piano

Il programma offre tre diversi modelli di calcolo, dipendenti dallo stato di fatto o di progetto della struttura:

- **2.1) Maschi murari (fasce di piano di rigidezza flessionale trascurabile)**
- **2.2) Maschi murari + fasce di piano deformabili (telai equivalenti)**
- **2.3) Maschi murari + fasce di piano rigide**

Ai fini della distribuzione sismica, la rigidezza relativa delle pareti può essere valutata con l'espressione generale seguente, che tiene conto della componente flessionale e tagliante della deformazione:

$$K = \frac{1}{\frac{(c \cdot h)^3 + (h - c \cdot h)^3}{3E \cdot J} + \frac{\chi \cdot h}{G \cdot A}}$$

dove:

c	fattore di posizione del momento nullo dello schema (c = 0,50 per modello 2.3 shear type o modello scatolare con pareti shell)
h	altezza della parete (interpiano)
χ	fattore di forma (per taglio su parete rettangolare = 6/5 = 1,2)
E	modulo elastico normale
G	modulo elastico tagliante (per nuova muratura si può assumere G = 0,40 E)
A	area della sezione
J	momento d'inerzia della sezione

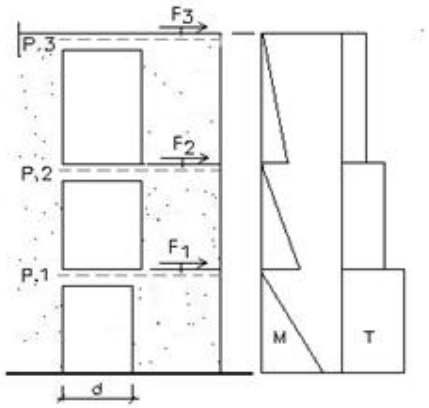


Fig.4 Diagrammi Sollecitazioni M - T per modello 2.1

2.1) Maschi murari. Si ipotizza la presenza di elementi verticali deformabili, che collegano il piano inferiore con quello superiore. In questo modello le fasce di piano orizzontali non vengono considerate reagenti a flessione. L'effetto di vincolo di tutti gli elementi orizzontali presenti, consente meccanicamente di considerare una cerniera in testa ed un incastro alla base dei maschi, con momento pari al tagliante moltiplicato per l'altezza della parete. Il diagramma del momento e del taglio dei maschi sono rappresentati in figura A.4 ; le deformate tipo in fig. A.7.

2.2) Maschi murari + fasce flessibili. La partecipazione delle fasce di piano alla deformazione flessionale, comporta un aggravio delle sollecitazioni flettenti in testa alle pareti resistenti, rispetto al modello 2.1, ed un alleggerimento al piede (telai equivalenti). Il diagramma del momento (intrecciato) e del taglio sono rappresentati qualitativamente in figura A.5

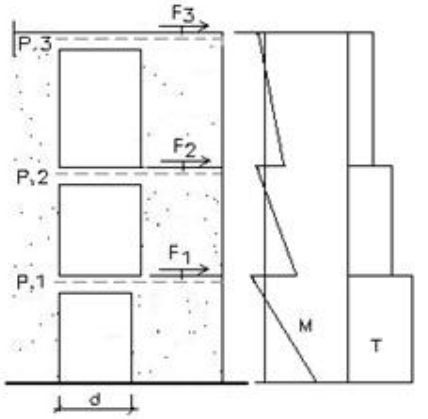


Fig.5 Diagrammi Sollecitazioni M – T per modello 2.2

Per la valutazione dei momenti sulle pareti e sui traversi (fasce), si segue il metodo semplificato delle deformazioni che segue (Vedi A.Castellani – Calcolo di strutture in zona sismica - ed. Tamburrini; O. Belluzzi "Scienza delle Costruzioni" ed. Zanichelli, Vol. 3).

In un primo momento si pensa di far traslare i piani, senza rotazioni dei nodi (glifi), calcolando i valori dei momenti di bloccaggio di ogni nodo (Mi = Ti · hi / 2) come per lo schema 2.3 seguente; successivamente si sbloccano i nodi e si valuta la loro rotazione e spostamenti. Considerando che le rotazioni dei nodi adiacenti, non solo hanno lo stesso verso, ma anche un valore molto prossimo tra loro, basta distribuire il momento di bloccaggio del nodo in proporzione alla rigidezza degli elementi che qui convergono, senza preoccuparsi delle influenze di un nodo sull'altro; quindi :

$$\varphi = \frac{\sum M_i}{\sum K_i}$$

dove:

M_i (momento di bloccaggio degli elementi convergenti al nodo i-esimo)

$K_i = 4\frac{E_i J_i}{l_i}$ (rigidezza flessionale di riferimento degli elementi convergenti nel nodo i-esimo)

La rotazione φ del generico nodo riduce così il momento di bloccaggio sull'estremità delle colonne convergenti nel nodo ed incrementa quello del nodo opposto:

$$M = M_i - \varphi \cdot K_i$$

L'azione flettente sulle fasce orizzontali, può essere valutata sommando alle azioni d'incastro a filo parete derivanti dai pesi, quello di ridistribuzione sismica M_{TR}:

$$M_{TR} = \varphi \cdot K_{TR}$$

2.3) Maschi murari + fasce rigide. I maschi murari sono collegati da traversi rigidi (fasce, cordoli, solai, ecc.) che conferiscono al modello un comportamento shear type e scatolare alla struttura. In tal caso l'azione flettente al piede e testa delle pareti si può considerare pari al tagliante per mezza altezza del maschio. Il diagramma del momento e del taglio sono rappresentati in figura A.6 e figura A.7.

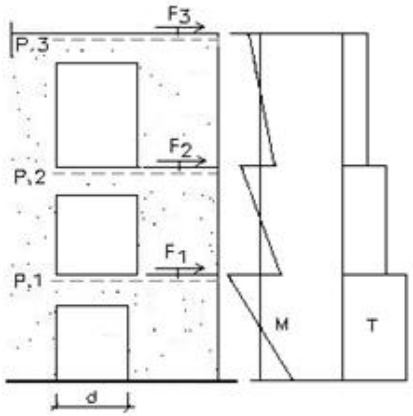


Fig.6 Diagrammi Sollecitazioni M – T per modello 2.3

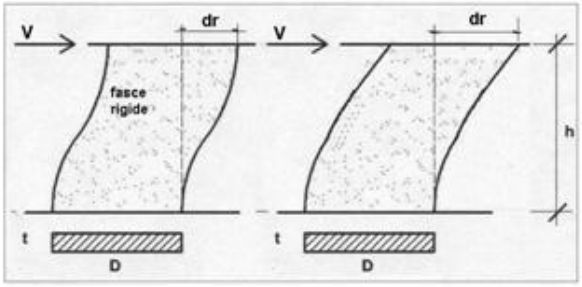


Fig.7 Deformata dei maschi per modello 2.3 e modello 2.1

A.6 Calcolo delle azioni sismiche

La verifica di stabilità e resistenza agli stati limite, inizia dal calcolo delle forze sismiche agenti sulla struttura. Tali forze sono determinate dallo spettro di progetto (S_d), ottenuto da quello elastico, ponendo $\eta = 1/q$.
Il fattore di struttura < q > e gli spettri < Sd > sono definiti sinteticamente dalle due tabelle seguenti.

FATTORI DI STRUTTURA EDIFICI NUOVI MURATURA ORDINARIA q = qo x KR = 2 x r x KR			
EDIFICI REGOLARI IN ALTEZZA			KR = 1
Regolari in pianta		**Non regolari in pianta**	
1 Piano	**> 1 Piano**	**1 Piano**	**> 1piano**
r = αu/α1 1,4	r = αu/α1 1,8	r = ½ (1+αu/α1) 1,2	r = ½ (1+αu/α1) 1,4
q = 2,80	**q = 3,60**	**q = 2,40**	**q = 2,80**
EDIFICI NON REGOLARI IN ALTEZZA			KR=0,8
Regolari in pianta		**Non regolari in pianta**	
1 Piano	**> 1 Piano**	**1 Piano**	**> 1piano**
r = αu/α1 1,4	r = αu/α1 1,8	r = ½ (1+αu/α1) 1,2	r = ½ (1+αu/α1) 1,4
q = 2,24	**q = 2,88**	**q = 1,92**	**q = 2,24**
FATTORI DI STRUTTURA EDIFICI ESISTENTI MURATURA ORDINARIA			
EDIFICI REGOLARI con solai rigidi collegati q = 2 x αu/α1			KR = 1
1 Piano	**> 1 Piano**		
r = αu/α1 1,4	r = αu/α1 1,8		
q = 2,80	**q = 3,60**		
IN TUTTI GLI ALTRI CASI q = 1,5 x αu/α1			KR=0,8
1 Piano	**> 1 Piano**		
r = αu/α1 1,4	r = αu/α1 1,8		
q = 2,10	**q = 2,70**		
FATTORI DI STRUTTURA EDIFICI MURATURA ARMATA q = qo x KR = 2,5 x r x KR			
EDIFICI REGOLARI IN ALTEZZA			KR = 1
Regolari in pianta		**Non regolari in pianta**	
1 Piano	**> 1 Piano**	**1 Piano**	**> 1piano**
r = αu/α1 1,3	r = αu/α1 1,5	r = ½ (1+αu/α1) 1,15	r = ½ (1+αu/α1) 1,25
q = 3,25	**q = 3,75**	**q = 2,88**	**q = 3,13**
EDIFICI NON REGOLARI IN ALTEZZA			KR=0,8
Regolari in pianta		**Non regolari in pianta**	
1 Piano	**> 1 Piano**	**1 Piano**	**> 1piano**
r = αu/α1 1,3	r = αu/α1 1,5	r = ½ (1+αu/α1) 1,15	r = ½ (1+αu/α1) 1,25
q = 2,60	**q = 3,00**	**q = 2,30**	**q = 2,50**

Tab.1 – Fattori di struttura

Tab.2 – Spettri di risposta di progetto Sd

$0 \le T \le T_B$	$S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{q}{F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$
$T_B \le T \le T_C$	$S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0$
$T_C \le T \le T_D$	$S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$
$T_D \le T$	$S_d = a_g \cdot S \cdot \frac{1}{q} \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$

Le azioni sismiche di piano sono definite dalle seguenti espressioni

$$F_i = F_h \frac{z_i W_i}{\sum z_i W_i}$$

dove:

$$F_h = S_{d(T1)} W \cdot \lambda / g$$

Queste forze sismiche vengono applicate automaticamente al baricentro dei pesi o masse di piano; all'eccentricità effettiva strutturale delle masse, si aggiunge l'eccentricità accidentale (e_{ax},e_{ay}), valutata almeno nel ± 5% della dimensione massima dell'edificio nella direzione ortogonale a quella di sollecitazione sismica.
Nel calcolo si opera quindi uno spostamento del centro di massa G a destra e sinistra, in alto e in basso di una quantità pari ai valori accidentali di eccentricità, fino ad avere la situazione più gravosa su ogni parete per effetto torsionale.

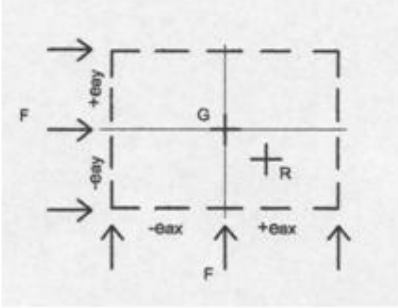


Fig.8 – Eccentricità effettiva ed accidentale

A.7 Baricentri delle masse

Il programma calcola, per ogni piano dell'edificio, le coordinate esatte del baricentro delle masse:

$$X_G = \frac{\sum (Wi \cdot X_i)}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum (Wi \cdot Y_i)}{\sum W_i}$$

dove:

Wi peso della parete e di quello proveniente dal piano considerato, che si scarica su di essa.
Xi ascissa del baricentro della parete rispetto al riferimento globale OXYZ
Yi ordinata del baricentro della parete rispetto al riferimento globale OXYZ
$\sum W_i$ peso di tutto il piano considerato

A.8 Baricentri delle rigidezze

Il programma calcola, per ogni piano dell'edificio, le coordinate del baricentro delle rigidezze della pareti:

$$X_R = \frac{\sum (K_{yi} \cdot X_i)}{\sum K_{yi}}$$

$$Y_R = \frac{\sum (K_{xi} \cdot Y_i)}{\sum K_{xi}}$$

dove:

Kxi Rigidezza della parete in direzione X
Kyi Rigidezza della parete in direzione Y
Xi ascissa del baricentro della parete rispetto al riferimento globale OXYZ
Yi ordinata del baricentro della parete rispetto al riferimento globale OXYZ

A.9 Taglio e ripartizione delle forze sismiche

Nel caso di solai rigidi nel piano e ben collegati a tutte le pareti, la procedura di calcolo ripartisce in modo esatto le forze sismiche di piano e la coppia torcente tra le pareti resistenti, considerando una traslazione ed una rotazione rigida di piano, come evidenziato dalla Fig.A.9.

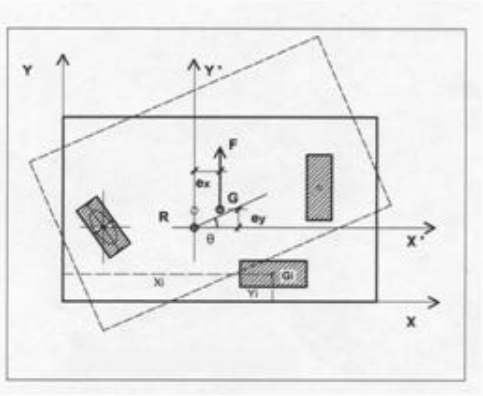


Fig.9 Spostamenti rigidi di piano

Si considera che una forza orizzontale passante per il centro di rigidezza produce una traslazione nelle due direzioni di pianta rispettivamente:

$$u_{xR} = \frac{F}{\sum K_{xi}}$$

$$u_{yR} = \frac{F}{\sum K_{yi}}$$

ed impegna le singole pareti con forze taglianti:

$$F_{xi} = K_{xi} \cdot u_{xR}$$

$$F_{yi} = K_{yi} \cdot u_{yR}$$

La coppia torcente corretta (M = F·e), invece produce rotazione rigida di piano attorno al centro di rigidezza R, pari al valore:

$$\theta = \frac{M}{J_R}$$

dove, J_R è il momento polare delle rigidezze delle pareti rispetto al centro R

$$J_R = \sum K_{yi}(x_i - x_R)^2 + \sum K_{xi}(y_i - y_R)^2$$

Le pareti saranno impegnate da forze aggiuntive, per equilibrare la coppia di piano :

$$F_{xi} = K_{xi} \cdot \theta \cdot (y_i - y_R)$$
$$F_{yi} = K_{yi} \cdot \theta \cdot (x_i - x_R)$$

naturalmente tra le parentesi figurano le distanze delle pareti dal centro di rigidezza R.

Nel caso di solai privi di rigidezza di piano o scollegati dalle pareti (situazioni di vecchie coperture lignee a tetto e solai lignei sconnessi), non viene eseguita la ripartizione rigida di cui sopra, ed ogni parete assorbe una forza sismica che deriva dal solo peso sopportato.

A.10 Verifica delle murature a pressoflessione, nel piano delle pareti

La verifica di sicurezza allo stato limite ultimo, per modalità collasso a pressoflessione nel piano delle pareti, viene eseguita trascurando la resistenza a trazione del materiale e considerando una resistenza a compressione media = 0.85 • f_{md} (domini ultimi).
In modo immediato per le murature ordinarie, ciò vuol dire applicare quanto indicato al punto 7.8.2.2.1 del DM 14/01/2008 per il momento ultimo resistente:

$$M_R = \frac{1}{2}\sigma_0 \cdot t \cdot L^2 \left(1 - \frac{\sigma_0}{0{,}85 f_{md}}\right)$$

con:

$\sigma_0 = N_d / A$	tensione verticale con eventuale decompressione sismica
t	spessore della parete;
L	lunghezza della parete;
f_{md}	resistenza di progetto a compressione della muratura

La verifica si considera soddisfatta se il momento ultimo resistente, risulta maggiore o almeno pari a quello di progetto (domanda): $M_R \geq M_d$
ovvero quando il tasso di sfruttamento TSF = $M_d / M_R \leq 1$
Se la verifica non è soddisfatta è possibile considerare una muratura armata con barre di acciaio o composito FRP.
In tal modo il programma calcola allo SLU, quella che dev'essere l'armatura verticale doppia simmetrica da concentrare ad ognuna delle due estremità della parete per avere la verifica di resistenza a pressoflessione.
Per il materiale composito si considerano connettori atti a limitare la *"delaminazione"* delle fibre e si limita comunque la deformazione ultima elastica ε = 0,65%; in tal modo si assume prudenzialmente e mediamente nel calcolo:

f_{ydd} = 450 N/mm² (4500 daN/cm²)

Per l'acciaio si considera una resistenza unitaria per barre B450C:

f_{yd} = 390 N/mm² (3900 daN/cm²)

In ogni caso, indicando con L la lunghezza della parete, si valutano i parametri di calcolo adimensionali seguenti:

$\omega_s = A_a f_{yd} / t\, L\, f_{md}$
$n = N_d / t\, L\, f_{md}$
$\xi = y / L = (n + \omega_s) / 0{,}8$
$m = 0{,}5\,\omega_s + 0{,}8\,\xi\,(0{,}5 - 0{,}4\,\xi)$

ed il valore del momento ultimo resistente della sezione:

$$M_R = m \cdot t \cdot L^2 \cdot f_{md}$$

L'eventuale crisi per compressione (schiacciamento) non potrà tuttavia essere risolto con le armature, ma con migliori caratteristiche meccaniche della muratura (muratura iniettata, nuova muratura in mattoni, ecc.).

A.11 Verifica delle murature a taglio nel piano delle pareti

La verifica di sicurezza allo stato limite ultimo, per modalità collasso a taglio nel piano delle pareti, viene eseguita calcolando il contributo coesivo e di attrito della forza orizzontale ultima (Vt) e confrontando con la sollecitazione di progetto.

Per murature ordinarie nuove, si verifica normalmente a sezione parzializzata:

$$V_t = f_{vd} \cdot t \cdot L' = \beta \cdot f_{vd} \cdot t \cdot L$$

Per murature armate, sia nuove che vecchie, si può verificare a sezione intera:

$$V_t = f_{vd} \cdot t \cdot L$$

dove:

L' zona di parete resistente/compressa: $L' = 3 (L / 2 - e)$ (si può porre: $L' = L$ quando $e < L/3$)
L lunghezza dell' intera della parete
t spessore della parete
e eccentricità del carico verticale sulla sezione
β coefficiente di parzializzazione della sezione: $\beta = L' / L$
$f_{vd} = (f_{vko} + \mu \sigma_N) / \gamma_m FC$ valore di resistenza ultima di calcolo a taglio ($\gamma_m = 2$)
$\mu = 0,4$ coefficiente di attrito della muratura

Per i vecchi edifici, è consentito calcolare sempre a sezione intera:

$$V_t = L \cdot t \cdot \frac{1,5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_{0d}}} = L \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

con:

$b = h / L$ coefficiente correttivo ($1 \le b \le 1,5$)

Quando la verifica a taglio non risulta soddisfatta, ossia: $Vd > Vt$

ovvero quando il tasso di sfruttamento della sezione $TSF = Vd / Vt > 1$

si può considerare l'impiego di muratura armata (barre di acciaio o composito FRP), così come visto precedentemente. Il programma calcola allora la necessaria armatura orizzontale che dev'essere distribuita verticalmente sul pannello. Ai fini operativi si valuta la deficienza di resistenza a taglio e si affida alle armature orizzontali, passo s :

$$\Delta V = V_d - V_t$$

$$Aa = s \, \Delta V / (0,6 \cdot L \cdot f_{yd})$$

A.12 Verifica delle murature a pressoflessione fuori piano

La verifica di sicurezza allo stato limite ultimo, per modalità di collasso a pressoflessione fuori del piano delle pareti, si articola nelle seguenti tre fasi distinte:

- Calcolo della forza sismica distribuita ortogonale al piano
- Calcolo delle sollecitazioni flettenti sul pannello
- Verifica di resistenza a pressoflessione allo stato limite ultimo del pannello

A.12.1 Calcolo della forza sismica

La forza sismica totale ortogonale ai pannelli di muratura viene calcolata dal programma secondo e indicazioni della normativa:

$$F_{a,1} = W_{a,1} \cdot S_a / q_a$$
$$F_{a,2} = W_{a,2} \cdot S_a / q_a$$

$F_{a,1}$ forza sismica per peso del pannello murario, a metà altezza del pannello stesso
$F_{a,2}$ forza sismica in testa al pannello, per carico di piano non ripartito dal solaio
$W_{a,1}$ peso del pannello murario
$W_{a,2}$ peso del carico di piano sul pannello e non ripartito dal solaio
q_a coefficiente di struttura ($q_a = 3$)
S_a coefficiente sismico (in ogni caso: $S_a \ge S \cdot a_g/g$)

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3(1 + z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right]$$

z altezza del baricentro dell'elemento dallo spiccato della fondazione

H altezza della struttura in esame
g accelerazione di gravità (981 cm/s^2)
T_1 primo periodo di vibrazione dell'edificio nella direzione in esame; secondo la normativa, si può assumere: $T_1 = 0{,}050\ H^{3/4}$
T_a primo perido di vibrazione dell'elemento

Per elementi prismatici doppiamente articolati:

$$T_a = 0{,}64 \cdot h^2 \sqrt{\frac{A \cdot Y}{E \cdot J \cdot g \cdot (1 - \frac{N}{P_{crit}})}}$$

con:

Y peso specifico della muratura
$A = t \cdot L$ area della sezione
E modulo elastico del materiale
$J = \frac{1}{12} L \cdot t^3$ momento d'inerzia della sezione
$Pcrit = \pi^2 \cdot E \cdot J / h^2$ carico critico dell'elemento

Per elementi a lastra verticale vincolata a cerniera sui bordi:

$$T_a = 0{,}64 \cdot \frac{h^2 \cdot L^2}{h^2 + L^2} \sqrt{\frac{12 \cdot t \cdot Y}{g \cdot E \cdot t^3 \cdot g}}$$

A.12.2 Calcolo delle azioni flettenti

In ogni caso il momento flettente dei pannelli tiene conto dell'effetto combinato della forza sismica relativa al peso del pannello (da ripartire uniformemente) e dell'eccentricità del carico verticale sulla sezione in esame.
La verifica considera usualmente vincoli di articolazione in testa e piede del pannello e solai rigidi e connessi:

$$M_d = \frac{1}{8} \cdot \frac{F_{a1}}{h} h^2 + N_d \cdot e_1 = \frac{1}{8} F_{a1} \cdot h + N_d \cdot e_1$$

Per solai sconnessi, si verifica per il momento al piede delle pareti, applicando le forze sismiche provenienti dal peso del pannello e dai carichi di piano :

$$M_d = \frac{1}{2} F_{a1} \cdot h + F_{a2} \cdot h + N_d \cdot e_1$$

dove:

N_d sforzo normale di progetto sulla sezione in esame
e_1 eccentricità costruttiva e per tolleranze di esecuzione (in ogni caso $e_1 \geq h / 200$)

Verifica di resistenza

La verifica di resistenza si esegue per muratura ordinaria, o armata, valutando il momento e lo sforzo normale ultimo della sezione, trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Verifica con curve ϕ

Si considerano gli effetti del II ordine. Si assume il momento resistente ultimo pari a quello agente ($M_R = M_d$) e si calcola in tali condizioni lo sforzo normale di collasso conseguente, eseguendo così in pratica un confronto in termini di sforzo normale.
Il modello di calcolo considera quindi l'applicazione dei parametri di riduzione della normativa opportunamente interpolati ϕ (Tabella.3), assumendo un fattore laterale di vincolo laterale ρ (dipendente dall'efficienza dei vincoli verticali laterali, dall'altezza h del pannello e dalla sua lunghezza L), ed un coefficiente di eccentricità convenzionale del carico verticale $m = 6e / t$.

$\rho = 1 \quad per\ h/L \leq 0{,}50$
$\rho = 1.5 - h/L \quad per\ 0.50 \leq h/L \leq 1$
$\rho = 1/[(1 + (h/L)^2] \quad per\ h/L > 1$

Tab.3 – Curve ø (m, λ)

λ \ m	0,00	0,20	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,50	1,60	1,80	2,00
0	1,00	0,90	0,79	0,74	0,71	0,65	0,59	0,53	0,47	0,44	0,42	0,37	0,33
2	0,99	0,88	0,78	0,73	0,70	0,64	0,57	0,51	0,45	0,42	0,40	0,35	0,31
4	0,98	0,87	0,77	0,72	0,68	0,62	0,56	0,49	0,43	0,40	0,38	0,33	0,28
5	0,97	0,86	0,76	0,71	0,67	0,61	0,55	0,48	0,42	0,39	0,37	0,32	0,27
6	0,95	0,84	0,74	0,69	0,66	0,59	0,53	0,46	0,40	0,37	0,34	0,29	0,25
8	0,90	0,80	0,70	0,65	0,62	0,55	0,49	0,42	0,35	0,32	0,29	0,25	0,20
10	0,86	0,76	0,66	0,61	0,58	0,51	0,45	0,38	0,31	0,27	0,25	0,20	0,15
12	0,79	0,70	0,60	0,56	0,53	0,46	0,40	0,33	0,26	0,23	0,20	0,15	-
14	0,72	0,64	0,55	0,51	0,47	0,41	0,35	0,28	0,22	0,19	0,16	-	-
15	0,69	0,61	0,52	0,48	0,45	0,38	0,32	0,26	0,20	0,17	-	-	-
16	0,66	0,58	0,50	0,46	0,43	0,36	0,30	0,23	0,18	-	-	-	-
18	0,59	0,52	0,45	0,41	0,38	0,32	0,26	0,20	-	-	-	-	-
20	0,53	0,46	0,39	0,36	0,33	0,28	0,23	-	-	-	-	-	-

Legenda:
h_0 = altezza libera d'inflessione parete; t = spessore della parete; $\lambda = \rho\, h_0 / t$; $m = 6\, e / t$

Tab.4 - Spessori e snellezze minime per le nuove costruzioni

Tipologia	Spessore minimo t (cm)	Snellezza massima $\lambda = \rho\, h / t$
Muratura ordinaria con elementi in pietra squadrata	30	10
Muratura ordinaria con elementi artificiali	24	12
Muratura armata con elementi artificiali	24	15
Muratura ordinaria, con elementi in pietra squadrata, in zona 3 e zona 4	24	12
Muratura con elementi artificiali semipieni, in zona 4	20	20
Muratura con elementi artificiali, pieni in zona 4	15	20

La verifica si intende soddisfatta se lo sforzo normale di progetto *Nd* è inferiore alla resistenza ultima di calcolo, $N_R = \phi \cdot f_{md} \cdot A$

$$N_d \leq N_R$$

ovvero quando il tasso di sfruttamento *TSF* soddisfa la disequazione:

$$TSF = N_d / N_R \leq 1$$

dove:

ϕ	coefficiente di riduzione della resistenza;
f_{md}	resistenza di progetto della muratura;
A	area della sezione;
e	eccentricità dello sforzo normale: $e = e_1 + M_d / N_d$
e1	eccentricità costruttiva e per tolleranze dello sforzo normale
m	coefficiente di eccentricità dello sforzo normale: 6e/t
λ	snellezza convenzionale della parete: $\lambda = \rho$ ho / t
ho	lunghezza libera d'inflessione del muro

Per le murature ordinarie è sempre necessario che l'eccentricità del carico risulti: $e \le t/3$, ovvero che il coefficiente di eccentricità: $m = 6e/t \le 2$

Nel caso in cui la snellezza sia accettabile, ma l'eccentricità abbia valore maggiore di t / 3,occorrerà adottare muratura armata verticalmente sui due paramenti del pannello, oppure ridimensionare il pannello murario.

Qualora la sezione risulti mal dimensionata perché già in crisi per compressione, ovvero:

$$\sigma = N_d / A \ge 0{,}85 f_{md}$$

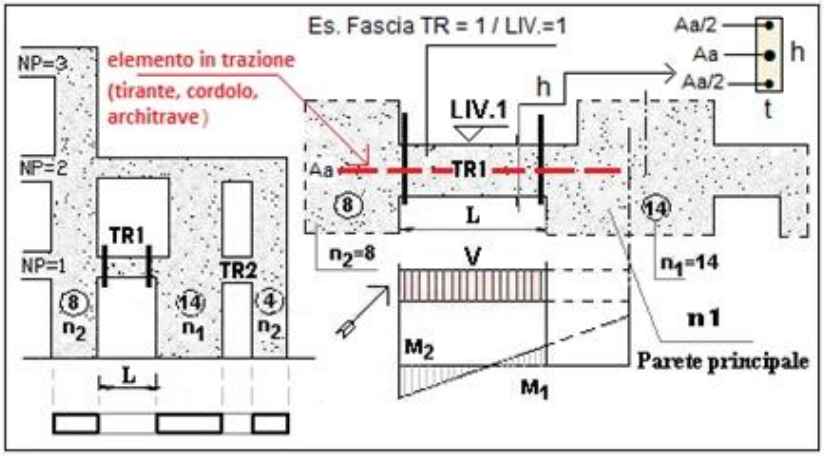
il programma segnala lo schiacciamento del materiale.

Verifica con domini di resistenza

Si segue la procedura di cui al numero A.10 precedente.

A.13 Fasce di piano

La verifica di sicurezza allo stato limite ultimo, per modalità di collasso a pressoflessione e taglio delle fasce di piano, viene eseguita per il modello maschi + fasce deformabili, quando è garantita la presenza un elemento orizzontale efficacemente ammorsato alle estremità e resistente a trazione (architrave, catena, cordolo, ecc.).
In tal caso la procedura di calcolo valuta le sollecitazioni come specificato al n.A.5.



- La verifica a flessione è soddisfatta quando il momento di calcolo agente *Md* non è superiore a quello ultimo resistente: $Md \leq M_R$

con un elemento resistente a trazione Aa posto a metà altezza fascia, si calcola:

$$M_R = \frac{A_a \cdot f_{yd} \cdot h}{2} \left(1 - \frac{A_a \cdot f_{yd}}{0{,}85 \cdot f_{md} \cdot h \cdot t}\right)$$

dove:

$A_a \cdot f_{yd}$	forza resistente a trazione dell'elemento orizzontale teso
h	altezza della fascia
t	spessore della fascia
f_{md}	resistenza di calcolo a compressione direzione orizzontale

L'armatura può essere anche posta per metà sul lembo inferiore e per metà sul lembo superiore della fascia.

- La verifica a taglio è soddisfatta quando il taglio di progetto agente *(Vd)* non è superiore a quello resistente ultimo in assenza di carico verticale: $Vd \leq V_R$

Per muratura non armata:

$$V_R = h \cdot t \cdot f_{vdo}$$

Quando la verifica a taglio non é soddisfatta, si possono inserire armature verticali (staffe) , come precedentemente indicato al punto A.11.

A.14 Spostamenti della struttura e stato limite di danno

Il software *SISMUR* valuta gli spostamenti orizzontali della struttura, al fine di verificare lo stato limite di esercizio - stato limite di danno (SLD); ciò è necessario di solito per edifici di classe III e classe IV.
Il calcolo degli spostamenti sull'interpiano viene eseguito per uno spettro di risposta elastico in termini di accelerazione (S_e), per tempi di ritorno sismico (T_R) relativo ad una certa probabilità di superamento (normalmente $P_{VR} = 63\%$).
Indicando con Fi la forza sismica sulla parete per spettro S_e, e con Ki la sua rigidezza, si calcola lo spostamento:

$$d_{r,i} = F_i / K_i$$

Ai fini dello SLD tale valore di riferimento sarà rapportato all'altezza d'interpiano: per la verifica occorre sia soddisfatta la disequazione:

$d_{r,i} / h < 0{,}003$ *(muratura ordinaria)*
$d_{r,i} / h < 0{,}004$ *(muratura armata)*

Il programma valuta anche lo spostamento reale della struttura allo SLV-SLU, al fine di poter controllare eventuali giunti tecnici tra costruzioni affacciate; ciò si ottiene moltiplicando gli spostamenti calcolati per lo spettro di progetto Sd (allo SLV) per un fattore (μ), legato al fattore di struttura:

per $T_1 \geq T_C$: $\mu = 5 \cdot q - 4$
per $T_1 < T_C$: $\mu = 1 + (q - 1)\, T_C / T_1$

In ogni caso deve aversi: $\mu < 5 \times q - 4$

A.15 Meccanismi di collasso locale fuori piano

La verifica dei meccanismi di collasso locale fuori piano, può essere di estrema complessità, ed una trattazione matematica rigorosa non è sempre possibile. Un approccio al problema è quello dell'analisi cinematica lineare limite dell'equilibrio dei corpi rigidi non reagenti a trazione.
E' noto che una struttura si trova in equilibrio quando il lavoro virtuale di tutte le forze interne e di quelle esterne –con segno- per un qualunque spostamento virtuale (compatibile con i vincoli) è nullo; si può allora scrivere sinteticamente:

$$\sum F_h \delta_j + \sum P_i \delta_i + \sum L_j = 0$$

dove:

δ_i, δ_h = spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze

$\sum F_h \delta_h$ = lavoro virtuale di tutte le forze esterne applicate (spinte di volte, forze sismiche, ecc.)

$\sum P_i \delta_i$ = lavoro virtuale di tutti i pesi della struttura

$\sum L_j$ = lavoro di eventuali forze interne

Per un corretto procedimento di analisi di collasso locale, è opportuno:

- ipotizzare assenza di resistenza a trazione della muratura (muratura non armata);
- individuare il possibile meccanismo di rottura locale;
- calcolare il lavoro virtuale in funzione di un coefficiente sismico λ che determina la crisi del sistema murario $(\lambda = a_0^* / g)$;
- verificare che allo SLU il collasso con analisi cinematica lineare, il valore $a_0^* = \lambda \cdot g$ soddisfi la disequazione:

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \quad \text{ovvero} \quad a_0^* \geq \frac{Se(T_1, V_R)}{q} \psi(z) \cdot \gamma$$

dove:

$\psi(z)$ primo modo di vibrazione, normalizzato ad 1 in sommità (es. z / H)

γ coeff. di part. modale (es. 3N / (2N+1) , con N = numero piani

H altezza della struttura rispetto alla fondazione;

$Se(T_1, V_R)$ spettro elastico di progetto allo SLV

q fattore di struttura (q=2)

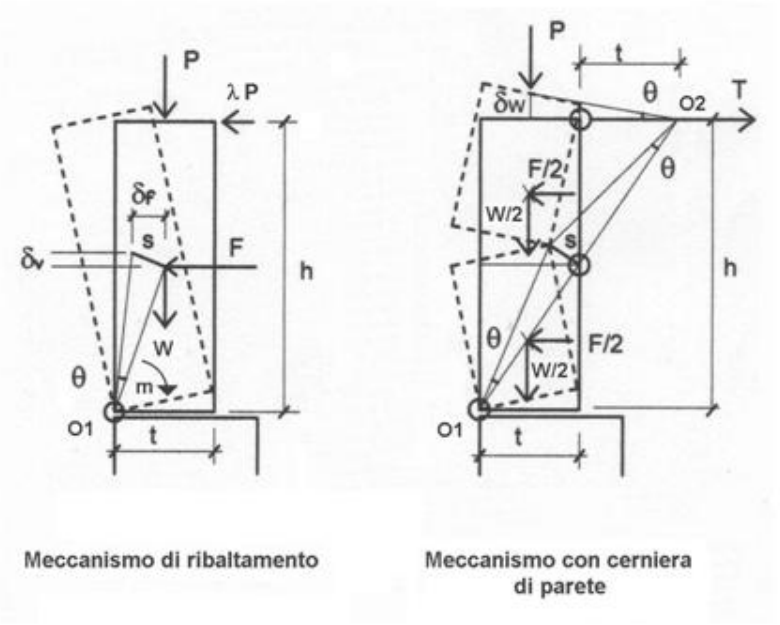


Fig.10 Meccanismi di collasso locale

Il programma *SISMUR* prevede prudenzialmente i due tipi di cinematismi di figura A.10.

A.15.1) Meccanismo di ribaltamento

E' il caso di pannelli scollegati in testa (coperture lignee, solai mancanti o inefficaci). Si ipotizza che per resistenza infinita della muratura a compressione, la struttura abbia un solo grado di labilità per cerniera attorno allo spigolo esterno. Se la muratura è di scadenti caratteristiche meccaniche la cerniera plastica va posta invece nel baricentro della zona plastica per sforzo normale W e risulta quindi spostata verso il centro della sezione.
Il parametro di riferimento del meccanismo sia la piccola rotazione virtuale θ, attorno al centro O1 della figura di cui sopra.

Indicando con: Fi le forze esterne; W il peso della parete; P il peso testa (es. copertura); m l'eventuale momento plastico resistente della sezione al piede; per il principio dei lavori virtuali si può scrivere con segno corretto::

$$\sum F_i \cdot \delta_i - W \cdot \delta_W - P\delta_P - m \cdot \theta = 0$$

Si ipotizza che la forza sismica orizzontale relativa al peso P non sia ostacolata da vincoli sommitali e si indica con λ il coefficiente sismico di attivazione del meccanismo.
Considerando che il vettore spostamento virtuale (s) è sempre ortogonale alla congiungente il punto considerato con l'asse della rotazione, si ottiene:

$$[\lambda \cdot W \cdot \frac{h}{2}\theta + \lambda \cdot P \cdot h \cdot \theta] - W \cdot \frac{t}{2}\theta - P \cdot \frac{t}{2}\theta - m \cdot \theta = 0$$

e quindi :

$$A) \quad \lambda = \frac{t}{h}\left(\frac{W + P + 2m/t}{W + 2P}\right)$$

A.15.2) Meccanismo con cerniera di parete

E' il caso di pannelli ben collegati ai solai o strutture di piano, ovvero a catene di piano. Il vincolo di biella sommitale impedisce così lo spostamento orizzontale della muratura, ed il meccanismo di collasso locale è quello con cerniera di parete.

Il parametro di riferimento del meccanismo sia ancora la piccola rotazione virtuale θ della prima metà di parete, attorno al centro di rotazione O1 della figura 10. Per effetto di tale rotazione e per la simmetria del meccanismo, anche la metà superiore ha lo stesso angolo virtuale di spostamento, ma attorno al centro istantaneo di rotazione O2.

Si calcolano gli spostamenti virtuali delle due forze sismiche $F/2$:

$$\delta_f = \frac{h}{4}\theta$$

Gli spostamenti virtuali verticali dei baricentri parziali dei due pesi $W/2$ relativi alle due metà della parete in esame risultano:

$$\delta_1 = \frac{t}{2}\theta$$

$$\delta_2 = \left(\frac{t}{2} + t\right)\theta = \frac{3}{2}t \cdot \theta$$

Lo spostamento orizzontale del carico sismico $\lambda \cdot P$ è impedito dal vincolo; quello verticale invece vale:

$$\delta_P = \left(\frac{t}{2} + t\right) \cdot \theta = \frac{3}{2}t \cdot \theta$$

Il principio dei lavori virtuali diventa:

$$[\frac{F}{2} \cdot \frac{h}{4}\theta + \frac{F}{2} \cdot \frac{h}{4}\theta] - \frac{W}{2} \cdot \frac{t}{2}\theta - \frac{W}{2} \cdot \frac{3}{2}t \cdot \theta - P \cdot \frac{3}{2}t \cdot \theta - m \cdot \theta = 0$$

$$\frac{1}{4}F \cdot h \cdot \theta - W \cdot t \cdot \theta - \frac{3}{2}P \cdot t \cdot \theta - m \cdot \theta = 0$$

$essendo: \ F = \lambda \cdot W, \ si \ ottiene: \ \lambda \cdot W \cdot h = 4 \cdot W \cdot t + 6 \cdot P \cdot t + 4 \cdot m$

semplificando e raccogliendo a fattore comune, si calcola il valore spettrale dell'accelerazione di attivazione del meccanismo:

$$B) \quad \lambda = \frac{t}{h} \cdot \left(\frac{4W + 6P + 4m/t}{W}\right)$$

A.16 Pressioni in fondazione

Il programma valuta le pressioni scaricate in combinazione sismica sul terreno di fondazione in modo prudenziale, ipotizzando una sovrastruttura rigida o scatolare, ovvero fondazioni rigide, oppure terreno "molto elastico". In tal caso alle pressioni per carichi verticali, si sovrappone una distribuzione "rigida" per momento sismico alla base del fabbricato. Per condizioni molto particolari, le pressioni sul terreno possono essere invece calcolate a parte, considerando le azioni "*SISMUR*" applicate alle strutture fondali del caso.
Si evidenzia che le pressioni ottenute in combinazione sismica, vanno confrontate

con quelle del calcolo geotecnico, nelle condizioni più sfavorevoli di:

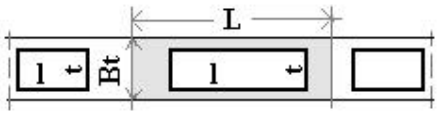
Approccio di progetto 1, Combinazione 2

Coeff. di sicurezza parziali: ai materiali $M_2 = 1,25$; coeff. alla resistenza $R_2 = 1,8$

Approccio di progetto 2

Coeff. di sicurezza parziali: ai materiali $M_1=1$; alla resistenza $R_3 = 2,3$

Il coefficiente di sicurezza delle azioni, in combinazione sismica, viene assunto in ogni caso unitario, sia per l'Approccio 1 , che per l'Approccio 2; ($A_2 = A_1 = 1$).
Nel dettaglio si calcolano le tensioni nei vari punti della fondazione (dimensioni BxL), corrispondenti alle posizioni dei baricentri delle singole pareti, per sisma in direzione x ed y:



$$S_{t,x} = S_0 + M_b (x_G - x) / J_{G,y'}$$
$$S_{t,y} = S_0 + M_b (y_G - y) / J_{G,x'}$$

nelle quali i momenti d'inerzia delle aree di fondazione attorno agli assi baricentrici y' ed x' della struttura in fondazione:

$$J_{G,y'} = \sum \frac{1}{12} B \cdot L^3 \cos\alpha + B \cdot L (x_G - x)^2$$

$$J_{G,x'} = \sum \frac{1}{12} B \cdot L^3 \sin\alpha + B \cdot L (y_G - y)^2$$

dove:

$S_0 = N / Bt \cdot L$	pressione verticale per carichi verticali
M_b	momento ribaltante sismico a quota fondazione
$x_G; y_G$	coordinate del baricentro delle aree di fondazione
$x; y$	coordinate del punto considerato

A.17 Meccanismi globali semplificati di collasso

Nel caso di edifici esistenti (e specialmente quelli soggetti a vincoli storici), per i quali non è possibile pensare a modelli a telai o ad elementi shell (per carenze di collegamenti di piano, per presenza di volte, ecc.) il programma *SISMUR* procede ad una valutazione semplificata globale delle caratteristiche resistenti, così come indicato dalle "Direttive per beni tutelati". Tale valutazione prevede la ricerca del periodo di ritorno sismico a cui corrisponde il raggiungimento dello SLV e della corrispondente accelerazione di picco al suolo. In tal caso si ipotizza che lo stato ultimo si verifica per crisi delle pareti nel proprio piano quando la tensione tangenziale media raggiunge il suo valore di progetto.
Il procedimento, indicato dalla normativa, consiste nel ricavare il valore delle spettro di risposta elastico allo SLV(SLU), noti che siano: la resistenza a taglio dell'edificio *(F_{SLV});* il coefficiente di struttura *(q);* il primo periodo di vibrazione *(T1);* il coefficiente di partecipazione del primo modo di vibrazione *(e*).*

I pesi sismici vanno calcolati con i carichi permanenti al valore caratteristico e con i carichi di esercizio ridotti.

$$S_{e,SLV} = \frac{q \cdot F_{SLV}}{e^* \cdot W}$$

$$e^* = \frac{\left(\sum_{j=1}^{j=n} m_j \cdot z_j\right)^2}{W \sum_{j=1}^{j=n} m_j \cdot z_j^{\,2}}$$

Dal valore dello spettro è possibile valutare l'accelerazione su suolo rigido (cat.A) che porta al raggiungimento dello SLU nel sito:

1) $$a_{SLV} = \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{S \cdot F_0} \quad (per\ T_B \le T_1 \le T_C)$$

2) $$a_{SLV} = \frac{S_{e,SLV}(T_1)}{S \cdot F_0} \cdot \frac{T_1}{T_C} \quad (per\ T_C \le T_1 \le T_D)$$

Quindi con i valori tabellati del reticolo NTC, è possibile stabilire il tempo di ritorno sismico al quale sono associati i valori a_g; F_0; T_C^*. Se il periodo di ritorno sismico è compatibile con la destinazione del fabbricato, allora la verifica può intendersi soddisfatta.
Quando il periodo di ritorno sismico è inferiore ai valori di normativa, la verifica non è ovviamente soddisfatta, ma per i beni tutelati è possibile accettare periodi di ritorno notevolmente inferiori di quelli standard.

La valutazione del beneficio di un intervento su edifici esistenti, può pertanto limitarsi al confronto dei periodi di ritorno per lo stato di fatto e per lo stato di progetto.
Con la simbologia corrente, per la direzione *X*, per il generico piano i-esimo di una struttura di *(n)* piani, si può così calcolare la resistenza a taglio dell'edificio:

3) $$F_{SLV} = \frac{\mu_{xi} \cdot \xi_{xi} \cdot \zeta_{xi} \cdot A_{xi} \cdot \tau_{di}}{\beta_{xi} \kappa_{xi}}$$

dove:

$\tau_{di} = \tau_{od}\sqrt{1 + \frac{\sigma_{0i}}{1{,}5 \cdot \tau_{0d}}}$ = resistenza di calcolo al piano i-esimo

σ_{0i} = tensione verticale media su tutti i muri del piano i-esimo

A_{xi} = area delle murature al piano i-esimo, poste in direzione X (per pareti inclinate si considera il prodotto delle aree per cos(α).

κ_i = rapporto tra la forza sismica al piano i-esimo e la forza sismica totale

$$\kappa_i = \frac{\sum_{j=i}^{j=n} m_j \cdot z_j}{\sum_{j=1}^{j=n} m_j \cdot z_j}$$

β_{xi} = coefficiente di irregolarità in pianta del piano i-esimo, dipendente dalla eccentricità tra il centro di rigidezza ed il centro di massa (e_{yi}) e dalla distanza tra il centro di rigidezza e la parete in direzione X più lontana (d_{yi}):

$$\beta_{xi} = 1 + 2\frac{e_{yi}}{d_{yi}} \le 1{,}25$$

La posizione del centro delle rigidezze, può essere valutato per sisma secondo X, con buona accuratezza, considerando il contributo deformativo per solo taglio delle pareti (G=modulo elastico tagliante):

$$y_{Ri} = \frac{\sum y_k \cdot G_k \cdot A_{xi,k}}{\sum_k G_k \cdot A_{xi,k}}$$

μ_{xi} = coefficiente di omogeneità di rigidezza e resistenza dei maschi murari:

$$\mu_{xi} = 1 - 0{,}2\sqrt{\frac{N_{mxi} \sum_j A_{xi,j}^2}{A_{xi}^2} - 1} \quad \ge 0{,}8$$

dove:

N_{mxi} è il numero dei maschi murari in direzione X al piano i-esimo

$A_{xi,j}$ è l'area del generico maschio murario in direzione X al piano i-esimo

$A_{xi} = \sum_j A_{xi,j}$ è l'area dei maschi secondo X del piano i-esimo

ξ_{xi} = 1 per prevalente rottura a taglio dei maschi murari; 0,8 per prevalente rottura per pressoflessione di maschi snelli, poco caricati verticalmente,o in presenza di traversi deboli

ζ_{xi} = 1 per architravi di piano resistenti; 0,8 per architravi incapaci di bloccare la rotazione dei maschi.

A.18 Calcolo PGA e indicatori di rischio sismico α

La procedura *SISMUR* permette di valutare i diversi PGA (peak ground acceleration- accelerazione di picco) e gli indicatori di rischio sismico α per tutti gli stati limite ultimi e per quelli di esercizio.
In particolare il calcolo del PGA (DL-danno lieve/esercizio) nel piano, viene condotto trovando il valore di accelerazione del terreno capace di determinare lo spostamento massimo di un elemento pari alla deformazione dello 0,3% dell'altezza della parete di muratura ordinaria, o dello 0,4% per muratura armata, e confrontando tale valore con quello di progetto (domanda).

In modo analogo si trova il PGA(DS-danno severo/vita) cercando l'accelerazione del terreno capace di portare un elemento (un primo elemento) allo stato limite ultimo e confrontando con il valore di progetto.
L'ancoraggio del PGA viene fattta all'accelerazione a_g del terreno o allo spettro di risposta (Sd; Se).
Trovati i diversi PGA, vengono calcolati gli indicatori di rischio α relativi ai valori di progetto della normativa; usualmente si considerano:

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{a_{ag,63\%}} \qquad \alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{a_{ag,10\%}}$$

Oppure, se il calcolo è fatto con ancoraggio allo spettro:

$$\alpha_e = \frac{PGA_{DL}}{S_T \cdot S_S \cdot a_{ag,63\%}} \qquad \alpha_u = \frac{PGA_{DS}}{S_T \cdot S_S \cdot a_{ag,10\%}}$$

dove, normalmente:

$a_{a,63\%}$ = accelerazione sismica attesa con probabilità di superamento convenzionale del 63% durante il tempo di riferimento (T_R) della struttura

$a_{a,10\%}$ = accelerazione sismica con probabilità di superamento del 10%

$S_T; S_S$ = fattore topografico e stratigrafico del sito

Anche se i PGA calcolati in termini di accelerazione e di spettro sono diversi, i rapporti sopra indicati (α), rimangono gli stessi, perché il fattore suolo e stratigrafico, che figurano sia al numeratore che al denominatore, rimangono praticamente inalterati.
Il parametro α_e diventa così un indicatore del rischio di inagibilità della struttura, mentre α_u è l'indicatore del rischio di collasso.

Valori di questi indicatori prossimi o superiori all'unità denotano livelli di rischio prossimi a quelli richiesti dalla normativa; valori bassi indicano invece casi di elevato rischio sismico.

Per i Beni tutelati questi valori possono anche essere inferiori ai valori di progetto standard; ciò equivale ad ammettere periodi di ritorno sismico e vita nominale inferiori di quelli normali.

A.19 Consolidamenti strutturali

La procedura di calcolo prevede opere di consolidamento delle strutture dell'edificio, che migliorino le condizioni di resistenza e stabilità dei maschi: in tal caso si possono introdurre nuovi materiali con superiori caratteristiche meccaniche e vincolamenti più efficaci del modello di calcolo (pareti trasversali, tiranti,ecc.).

FINALITA'	OPERAZIONI	EFFETTI
Miglioramento della resistenza meccanica dei maschi murari	- iniezioni di malte leganti; - sostituzione di murature; - realizzazione di connessioni trasversali (diatoni); - previsione di intonaci armati con barre metalliche o FRP	Incremento di **$f_m - \tau_m - E - G$**
Miglioramento della stabilità dei maschi murari	- inserimento nel modello di solai rigidi e connessi alle murature portanti; - inserimento di vincoli laterali verticali dei maschi; - inserimento di vincoli / tiranti di piano.	Aumento della stabilità strutturale e miglioramento delle condizioni di verifica dei maschi alla resistenza ed ai meccanismi di collasso.

PARTE IX – ELABORATI GRAFICI LAVORI DI CONSOLIDAMENTO