studio santi
ARCHITETTURA E INGEGNERIA

studio di architettura e ingegneria arnaldo santi s.s.
Via Monsignor Alessandro Mori, 251 - 46042 Castel Goffredo (MN) C.F. e P. I.V.A.: 01866880204 - Tel.: 0376 770414 -
fax: 0376 770950 - email: studiosanti@studiosanti.com - www.facebook.com/studiosanti - www.studiosanti.com

COMMITTENTE: COMUNE DI GOITO – Piazza A. Gramsci 8	TAV.: **E-3.02**
PROGETTO ESECUTIVO RESTAURO CONSERVATIVO COPERTURA EX CONVENTO BENEDETTINO PIAZZA A. GRAMSCI 8 COMUNE DI GOITO (MN)	IL TECNICO
RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE **MIGLIORAMENTO SISMICO: CONNESSIONE TRA IL DIAFRAMMA DI COPERTURA E LE MURATURE PER UN COMPORTAMENTO SCATOLARE DELL'INTERA STRUTTURA**	

DISEGNATORE:	CONTROLLO:	COMMESSA:	DATA:
	Arch. Stefano Santi	235.15	28.11.2016

P:\COMUNE DI GOITO\235-15 RESTAURO CONSERVATIVO COPERTURA EX CONVENTO - 18.11.2015\2. PROGETTO\2.3. ESECUTIVO\2.3.2. RELAZIONI\E-3.02 RELAZIONE DI CALCOLO CONNESSIONE DIAFRAMMA-PARETI.doc

1. Introduzione

La presente relazione di calcolo riguarda la verifica della connessione tra il diaframma di copertura e le murature per incrementare il comportamento "scatolare" dell'intero edificio e rendere meno deformabili le strutture verticali nei confronti dell'azione sismica.
Tale intervento è da considerarsi di **miglioramento sismico** in quanto si incrementano le capacità di resistenza del collegamento copertura-murature rispetto alla situazione attuale, senza raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per l'adeguamento sismico.
L'intervento consiste nel connettere il piano semi-rigido delle falde (creato dal doppio assito o dall'abbinamento assito-pannello multistrato) con le pareti circostanti mediante tasselli metallici ancorati alla muratura.
I tasselli sono collegati tra loro con un piatto in acciaio che funge da cordonatura al di sopra delle murature. Una chiodatura continua collega il piatto al piano creato dal doppio assito.
Di seguito sono riportati i calcoli dell'intervento e il grado di miglioramento sismico apportato.

2. Riferimenti normativi

Le Linee guida del 26.11.2010 per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui di cui al Decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 Gennaio 2008 definiscono che: "Per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali (punto 8.4 delle NTC). **Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali**, **con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni.** Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione, e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è comunque richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti.
Per la progettazione degli interventi vengono quindi introdotti due diversi livelli di valutazione:

- LV2 (riparazione o intervento locale) - valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale; in questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- **LV3 (intervento di miglioramento)** - progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza (§ 4); le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i **metodi di analisi locale** previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (l'esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio di porzioni limitate della costruzione, definite nel seguito macroelementi). Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto."

Inoltre per gli interventi da realizzare in copertura le linee guida stabiliscono:
"E' in linea generale opportuno il mantenimento dei tetti in legno, in quanto capaci di limitare le masse nella parte più alta dell'edificio e di garantire un'elasticità simile a quella della compagine muraria sottostante.
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. Oltre al collegamento con capo chiave metallico, che impedisce la traslazione, si possono realizzare cordoli-tirante in legno o in metallo opportunamente connessi sia alle murature sia alle orditure in legno del tetto (cuffie metalliche), a formare al tempo stesso un elemento di connessione sul bordo superiore delle murature ed un elemento di ripartizione dei carichi concentrati delle orditure del tetto. Vanno in generale evitati i cordoli in cemento armato di elevato spessore, per la diversa rigidezza che essi introducono nel sistema e per l'impatto che producono. Essi

possono essere utilizzati solo quando non alterino la situazione statica della muratura e ne sia dimostrata chiaramente l'efficacia, coerentemente con quanto già indicato al punto 6.2.1.

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 piastre e barre metalliche o con altri materiali (ad esempio fibrorinforzati).

Possono essere introdotte forme di parziale irrigidimento delle falde, ad esempio per mezzo di tavolati sovrapposti e incrociati a quelli esistenti, con opportuni collegamenti ai bordi della muratura, o tramite controventi posti all'intradosso, realizzati con semplici catene metalliche."

3. Materiali

Acciaio S235

fy,k = 235 N/mm^2

ft,k =360 N/mm^2

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

ν = 0,3 Poisson

alfa = 12 x 10^{-6} °C^{-1}

Acciaio S355

fy,k = 355 N/mm^2

ft,k = 510 N/mm^2

E = 210000 N/mm^2

G = 80769 N/mm^2

ν = 0,3 Poisson

alfa = 12 x 10^{-6} °C^{-1}

Bulloni / Barre filettate classe 5.6

fy,b = 300 N/mm^2

ft,b = 500 N/mm^2

Caratteristiche meccaniche resina epossidica in vinilestere ibrido per murature

Sforzo massimo a compressione dopo 1 giorno = 70 N/mm^2

Sforzo massimo a compressione dopo 28 giorni = 75 Nmm^2

Modulo elastico a compressione = 1700 N/mm^2/psi

Proprietà di resistenza a trazione ASTM D 638-97= 6,7 N/mm^2/psi

Deformazione a rottura ASTM D 638-97 = 1,9%

4. Analisi dei carichi

7.1 Carico della neve

Zona	Zona II	
Classe topografica	Normale	
Ce	1	
Ct	1	
qsk	0.01	[daN/cm²]

Copertura a due falde § 3.4.5.3 DM14-01-2008

α1	22	[deg]
α2	24	[deg]
μ1,I	0.8	
μ2,I	0.8	
μ1,II	0.4	
μ2,II	0.8	
μ1,III	0.8	
μ2,III	0.4	
q1,I	0.008	[daN/cm²]
q2,I	0.008	[daN/cm²]
q1,II	0.004	[daN/cm²]
q2,II	0.008	[daN/cm²]
q1,III	0.008	[daN/cm²]
q2,III	0.004	[daN/cm²]

4.2 Analisi dei carichi pacchetto di copertura tipo A

	G1	G2	V	
Travetti 10x10 cm passo 45	9			
Tavelle in cotto di recupero sp. 3 cm	48			
Assito in legno grezzo sp. 2,2 cm	9			
Membrana impermeabile		0,4		
Pannello in legno multistrato sp.2,5 cm	11			
Listelli in legno 5x4 cm, passo 35 cm		2		
Manto di copertura in coppi di laterizio		80		
Azione variabile della Neve			80	
	77	84	80	daN/mq

4.3 Analisi dei carichi pacchetto di copertura tipo B

	G1	G2	V	
Travetti 10x10 cm passo 60	7			
Assito in legno grezzo sp. 3 cm	18			
Assito in legno grezzo sp. 2,2 cm	13			
Membrana impermeabile		0,4		
Listelli in legno 4x2,5 cm, passo 50		1		
Listelli in legno 5x4 cm, passo 35 cm		2		
Manto di copertura in coppi di laterizio		80		
Azione variabile della Neve			80	
	38	84	80	daN/mq

4.4 Analisi dei carichi pacchetto di copertura tipo C (zona al di sopra delle volte)

	G1	G2	V	
Travetti 10x12 cm passo 60	8			
Assito in legno grezzo sp. 3 cm	18			
Assito in legno grezzo sp. 2,2 cm	13			
Membrana impermeabile		0,4		
Listelli in legno 4x2,5 cm, passo 50		1		
Listelli in legno 5x4 cm, passo 35 cm		2		
Manto di copertura in coppi di laterizio		80		
Azione variabile della Neve			80	
	40	84	80	daN/mq

4.5 Analisi dei carichi solaio sottotetto in legno esistente

	G1	G2	V	
Travetti 7x10 cm passo 56	8			
Assito in legno grezzo sp. 2 cm	12			
Controsoffitto in arelle ed intonaco		40		
Azione variabile cat. H1			50	
	20	40	50	daN/mq

4.6 Analisi dei carichi: determinazione del carico distribuito superficiale equivalente al peso della struttura principale della copertura costituita dalle capriate, dalle travi di colmo, terzere e di gronda.

Si consideri una zona di influenza rettangolare di dimensioni 6,8 m (L) x 3,38 m (I).
Dove: L è la luce netta della capriata
I è l'interasse delle capriate

Carichi strutturali presenti nell'area di influenza considerata:

n. 5 travi 20x24 luce 3,49 m	188	daN
n. 5 travi 20x24 luce 3,27 m	177	daN
Puntoni capriata	197	daN
Monaco Capriata	42	daN
Catena capriata	208	daN
Totale	**812**	**daN**

Carico superficiale equivalente struttura principale: **G1 sp** = 812/(6,8x3,38) = **35 daN/mq**

5. LIVELLO DI SICUREZZA SISMICO RAGGIUNTO

SICUREZZA SISMICA

Le azioni sismiche sulla costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento Vr così definito:

Vr = Vn * Cu (2.1)

Per quanto riguarda la definizione di vita nominale (punto 2.4.1 delle NTC), questo concetto si applica bene al miglioramento sismico dei beni culturali, la cui conservazione è stata garantita in passato attraverso il ricorso ad una periodica revisione (monitoraggio) e manutenzione. Infatti, in questo modo la durabilità dei materiali storici può essere protratta nel tempo senza che si debba necessariamente procedere alla sostituzione di componenti, realizzando solo le necessarie integrazioni e riparazioni (prima che si verifichino compromissioni significative dovute all'insorgere di un irreversibile degrado per abbandono).

In presenza di manufatti emergenti per la storia del territorio la necessità di realizzare interventi di conservazione efficaci e durevoli è in genere maggiore, sia per scongiurare il rischio di reiterare operazioni non sempre totalmente reversibili sia per limitare la perdita di materiale originale o l'immissione di tecnologie e prodotti nuovi, la cui compatibilità e durabilità vanno sempre accertati.

La vita nominale di un bene culturale dovrebbe essere molto lunga, volendone garantire la conservazione nel tempo anche nei riguardi di azioni sismiche caratterizzate da un elevato periodo di ritorno; tuttavia, ciò porterebbe ad una verifica sismica gravosa e nel caso in cui gli interventi richiesti dovessero risultare troppo invasivi nei riguardi dell'opera, coerentemente con la possibilità di limitarsi ad interventi di miglioramento, il progetto potrà fare riferimento ad una vita nominale più breve. Questa vita nominale ridotta (anche inferiore a 50 anni) consentirà comunque di certificare la sicurezza di un intervento meno invasivo, in quanto questo tutelerà la costruzione in termini probabilistici per un numero minore di anni.

Ulteriori e più pesanti interventi potranno in tal modo essere posticipati nel tempo; al termine della vita nominale una nuova verifica dovrà essere eseguita, e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma sarà a quel punto possibile avvalersi dei progressi conoscitivi e tecnologici, in termini di conoscenza della pericolosità sismica, capacità

di valutare la vulnerabilità della costruzione e disponibilità di tecniche di intervento meno invasive.

LIVELLO DI SICUREZZA SISMICA ATTUALE

Allo stato attuale la copertura non è in grado di trattenere le spinte sismiche trasmesse dalle murature in quanto non esiste un sistema di connessione efficace pareti-copertura.
Attualmente solo l'attrito esistente tra i travetti in legno e le murature offre una piccola resistenza ma insignificante e non sufficiente per determinare un livello di sicurezza in quanto, in caso di sisma, potrebbe venire a meno il carico gravitazionale della copertura e di conseguenza le forze di attrito.
Per tali motivi la sicurezza sismica allo stato attuale è da considerarsi nulla, così come l'accelerazione sismica che è in grado di sopportare il sistema di connessione copertura-murature.

Stato attuale:
Vr = 0 Periodo di riferimento
ag / g =0

LIVELLO DI SICUREZZA SISMICA CON INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Viene definita pertanto un'**accelerazione di progetto per il dimensionamento dell'intervento di miglioramento sismico** che non necessariamente corrisponde al livello di sicurezza richiesto per un intervento di adeguamento sismico.
Si considera un periodo di riferimento dello spettro sismico di Vr = 50 anni (Cu =1 e Vn = 50 anni).
Preso in considerazione un periodo di riferimento di 50 anni, determinato il fattore di struttura pari a 2,25 per le costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani e calcolato il periodo proprio della struttura (0,298 s), si ricava dallo spettro di risposta di progetto alla condizione SLV un accelerazione pari a **ag/g = 0,202.**
Al termine della vita nominale considerata (50 anni), sarà necessario eseguire ulteriori verifiche dello stato del fabbricato e proseguire con nuovi interventi sul resto della struttura per

un consolidamento globale del fabbricato in particolare al consolidamento delle strutture verticali e al collegamento dei solai con le murature.

Vn = 50 anni

Classe: II (Cu=1) Costruzione in cui si prevede normali affollamenti

Vr = 50 anni Periodo di riferimento

q0 = 2,0 * $\alpha u/\alpha 1$ Costruzioni in muratura ordinaria

$\alpha u/\alpha 1$ = 1,8 Costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani

Fattore di struttura **q = 2,25**

Periodo proprio struttura: $T1= C1*H^{3/4}$ = **0,298 s → 0,3 s**

Dove: C1=0,05 e H edificio = 10,82 m

Categoria suolo : C

Categoria topografica: T1

ag / g = 0,202 (ricavato da Figura 1) **Accelerazione di progetto**

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	30	0.0357	2.521	0.223
SLD	Default (63)	50	0.045	2.506	0.26
SLV	Default (10)	475	0.1224	2.471	0.28
SLC	Default (5)	975	0.1617	2.475	0.28

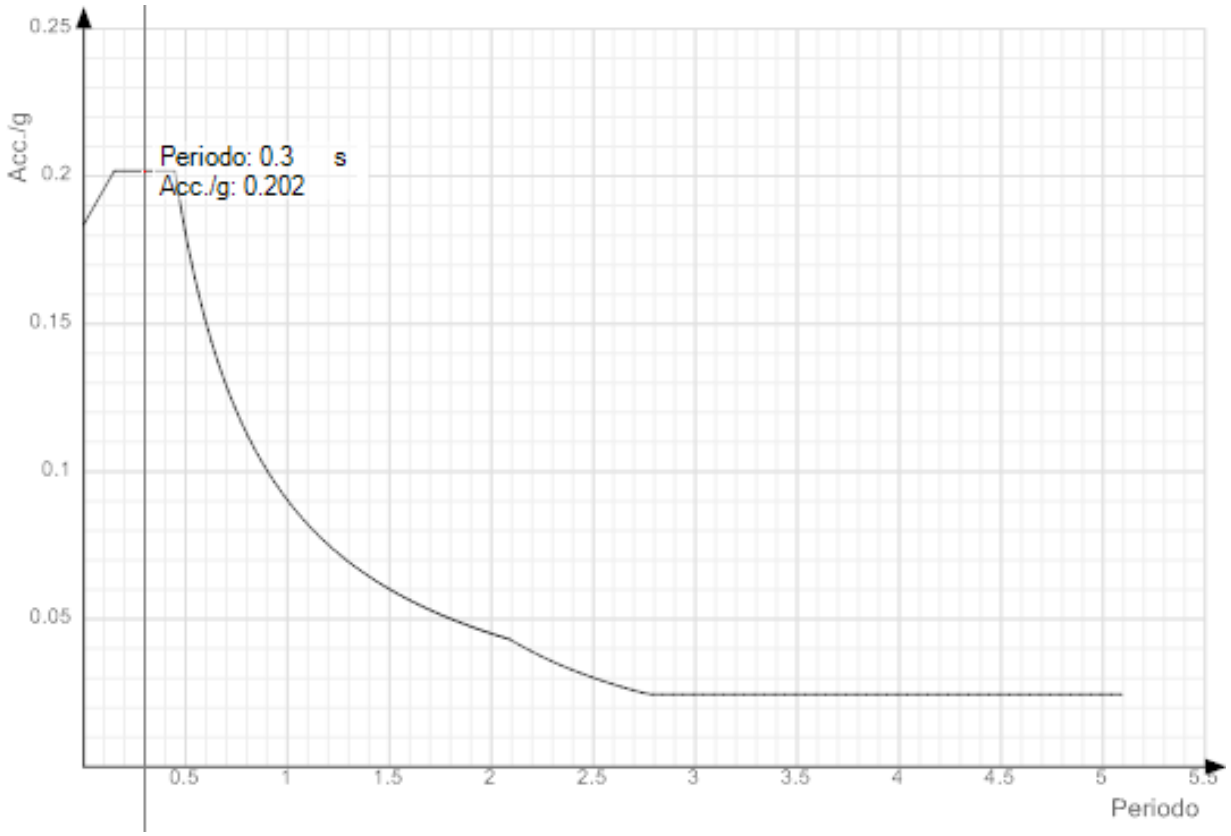


Figura 1 - Spettro di risposta di progetto in accelerazione di una componente X o Y in SLV

LIVELLO DI SICUREZZA SISMICA RICHIESTA PER UN NUOVO EDIFICIO / ADEGUAMENTO SISMICO

Vn = 50 anni

Classe: III (Cu=1,5) Costruzione in cui si prevede affollamenti significativi

Vr = 75 anni Periodo di riferimento

q0 = 2,0 * $\alpha u/\alpha 1$ Costruzioni in muratura ordinaria

$\alpha u/\alpha 1$ = 1,8 Costruzioni in muratura ordinaria

Fattore di struttura **q = 2,25**

Periodo proprio struttura: $T1= C1*H^{3/4}$ = **0,298 s → 0,3 s**

Dove: C1=0,05 e H edificio = 10,82 m

Categoria suolo : C

Categoria topografica: T1

ag / g = 0,234 (ricavato da Figura 2) Accelerazione di progetto in caso di nuovo edificio o intervento di adeguamento sismico.

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(sec)
SLO	Default (81)	45	0.043	2.509	0.252
SLD	Default (63)	75	0.0544	2.533	0.265
SLV	Default (10)	712	0.1432	2.473	0.28
SLC	Default (5)	1462	0.1877	2.449	0.284

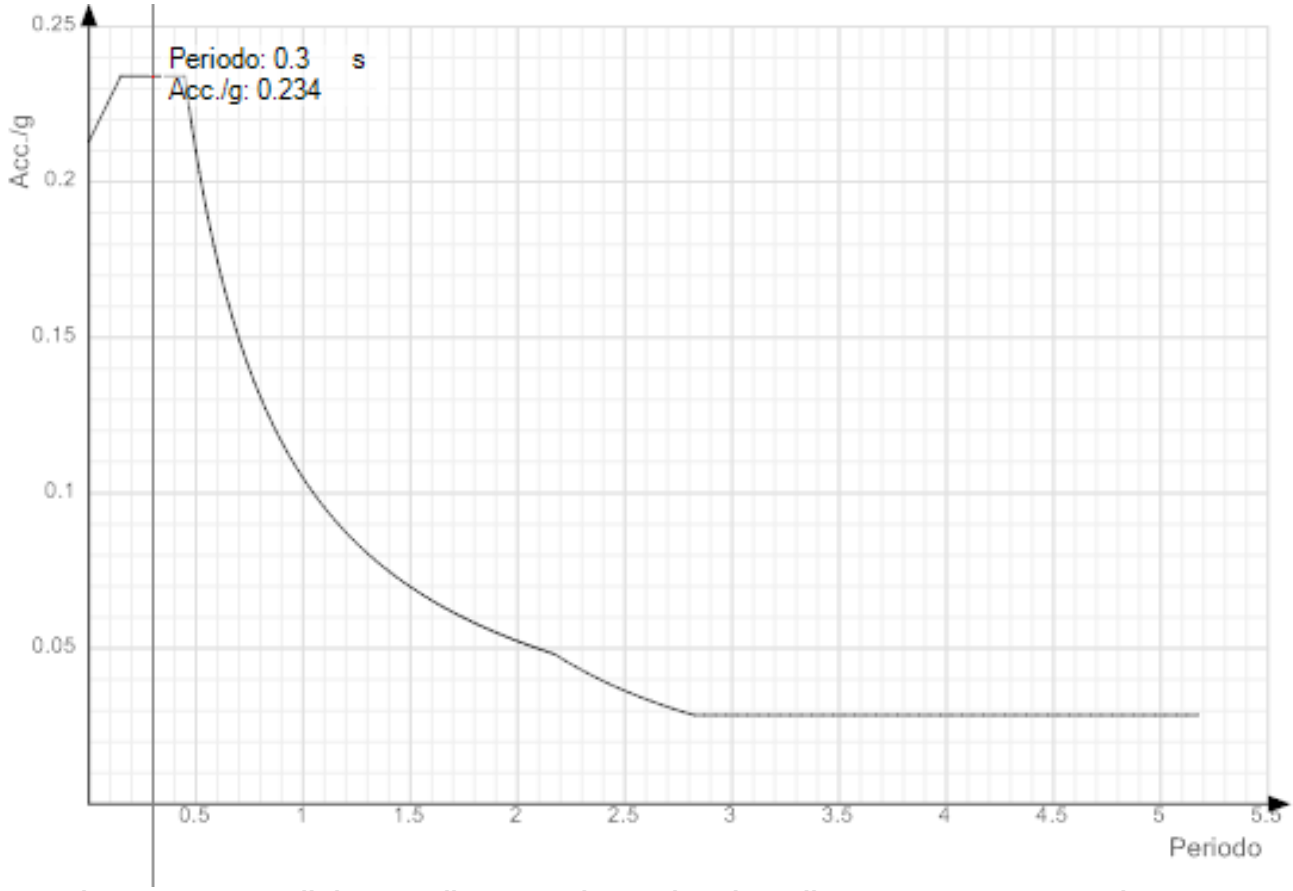


Figura 2 - Spettro di risposta di progetto in accelerazione di una componente X o Y in SLV

INDICE DI SICUREZZA SISMICA:

E' possibile definire un indice di sicurezza sismica, dato dal rapporto tra il periodo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica di progetto che porta al generico stato limite (SLV) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento $T_{R,SLV}$, (corrispondente ad un nuovo intervento o intervento di adeguamento sismico).

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}}$$

$I_{S,SLV}$ = (475 anni / 712 anni) = **0,667 → 66,7% di sicurezza rispetto ad un nuovo intervento o ad un intervento di adeguamento sismico**

Dove:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \qquad (2.2)$$

FATTORE DI ACCELERAZIONE:

Analogamente all'indice di sicurezza, è possibile definire un fattore di accelerazione, definito dal rapporto tra l'accelerazione di progetto al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di riferimento di 712 anni, **entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A:**

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}}$$

Tale fattore considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" (tenendo eventualmente conto anche della duttilità).

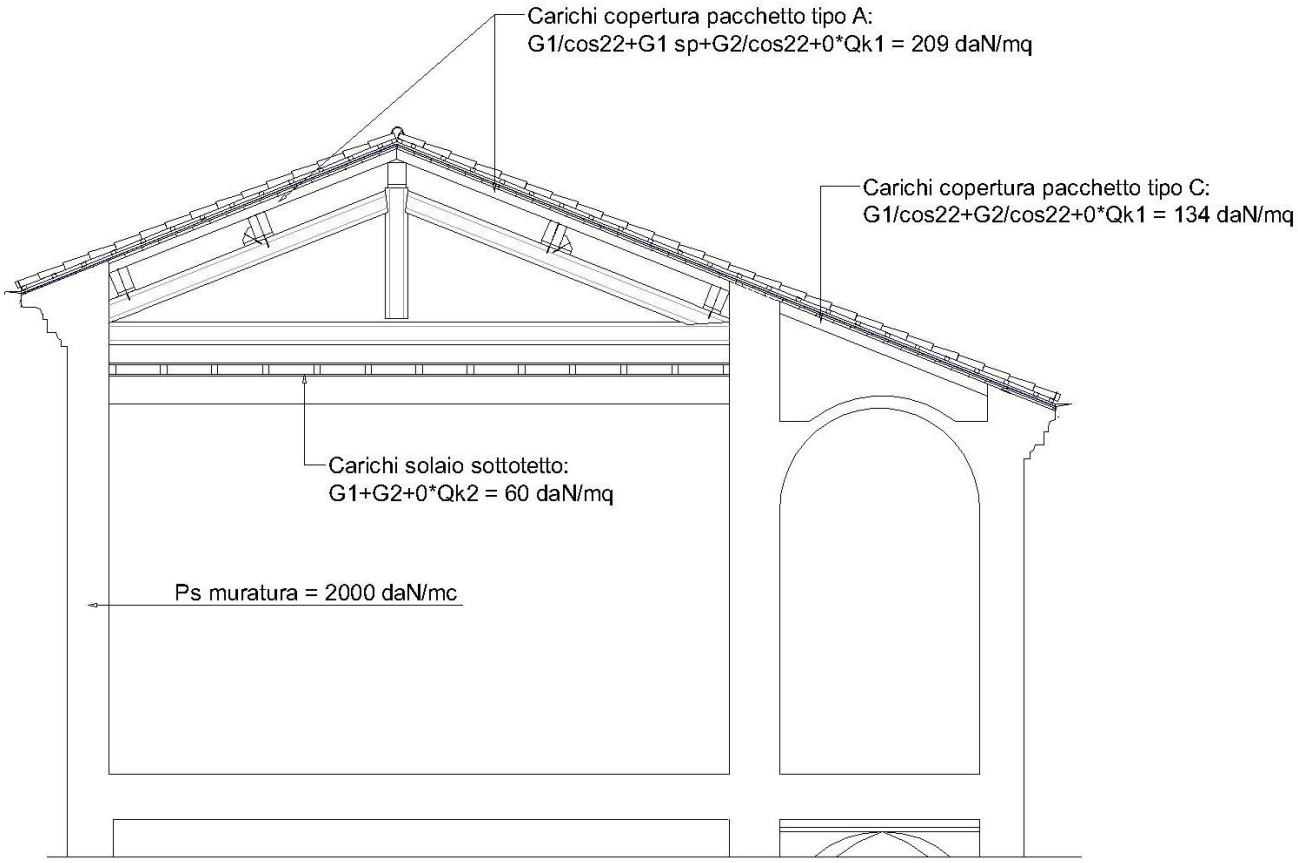
$fa_{,SLV}$ = 0,125 / 0,1432 = **0,87**

Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

E+G1+G2+P+Ψ21*Qk1+ Ψ22*Qk2

Dove:
Qk1: Azione della neve → Ψ21 = 0
Qk2: Azione Categoria H1 sottotetti → Ψ22 = 0

Riepilogo dei carichi gravitazionali agenti in combinazione sismica:



Azione sismica considerata:

Acc/g = 0,202

9.1 DIMENSIONAMENTO DEI CONNETTORI RESISTENTI A TAGLIO E DELLA CHIODATURA TRA PIATTO E DOPPIO ASSITO

Il trasferimento delle azioni di taglio tra diaframma di copertura e murature (caricate fuori dal piano), necessario per evitare il ribaltamento al piede di queste ultime, è garantito da connessioni spinottate resistenti a taglio infisse con ancorante chimico lungo il coronamento delle murature e collegate dal piatto in acciaio.

Analisi dei carichi gravitazionali

Peso delle murature: si considera una striscia unitaria di 1 m di muro: (riferimento fig. 3)

Peso muro A = Pma = 2,386 m^2 x 1,00 m x 2000 daN/m^3 = 4772 daN

Peso muro B = Pmb = 3,159 m^2 x 1,00 m x 2000 daN/m^3 = 6318 daN

Peso muro C = Pmc = 2,74 m^2 x 1,00 m x 2000 daN/m^3 = 5480 daN

Peso del solaio sottotetto: si considera una striscia unitaria di 1 m di solaio

Peso solaio = Ps = 6,80 m x 1,00 m x 60 daN/m^2 = 408 daN

Analisi delle azioni sismiche

Azioni sismiche orizzontali agenti sulle murature: (riferimento fig. 3)

Spinta sismica muro A = Sma = 4772 daN * 0,202 = 964 daN

Spinta sismica muro B = Smb = 6318 daN * 0,202 = 1276 daN

Spinta sismica muro C = Smc = 5480 daN * 0,202 = 1107 daN

Azione sismica orizzontale agenti sul solaio del sottotetto:

Spinta sismica solaio = Ss = 408 daN * 0,202 = 82 daN

AZIONI DI TAGLIO IN SOMMITA' DELLE PARETI IN CORRISPONDENZA DELLA CONNESSIONE DIAFRAMMA DI COPERTURA-MURATURA

Azione tagliante in A = Va = Sma/2 = 482 daN

Azione tagliante in B = Vb = Smb/2 + (Ss/2)x4,43/(4,43+0,86) = 672 daN

Azione tagliante in C = Vc = Smc/2 + (Ss/2)x4,43/(4,43+1,10) = 586 daN

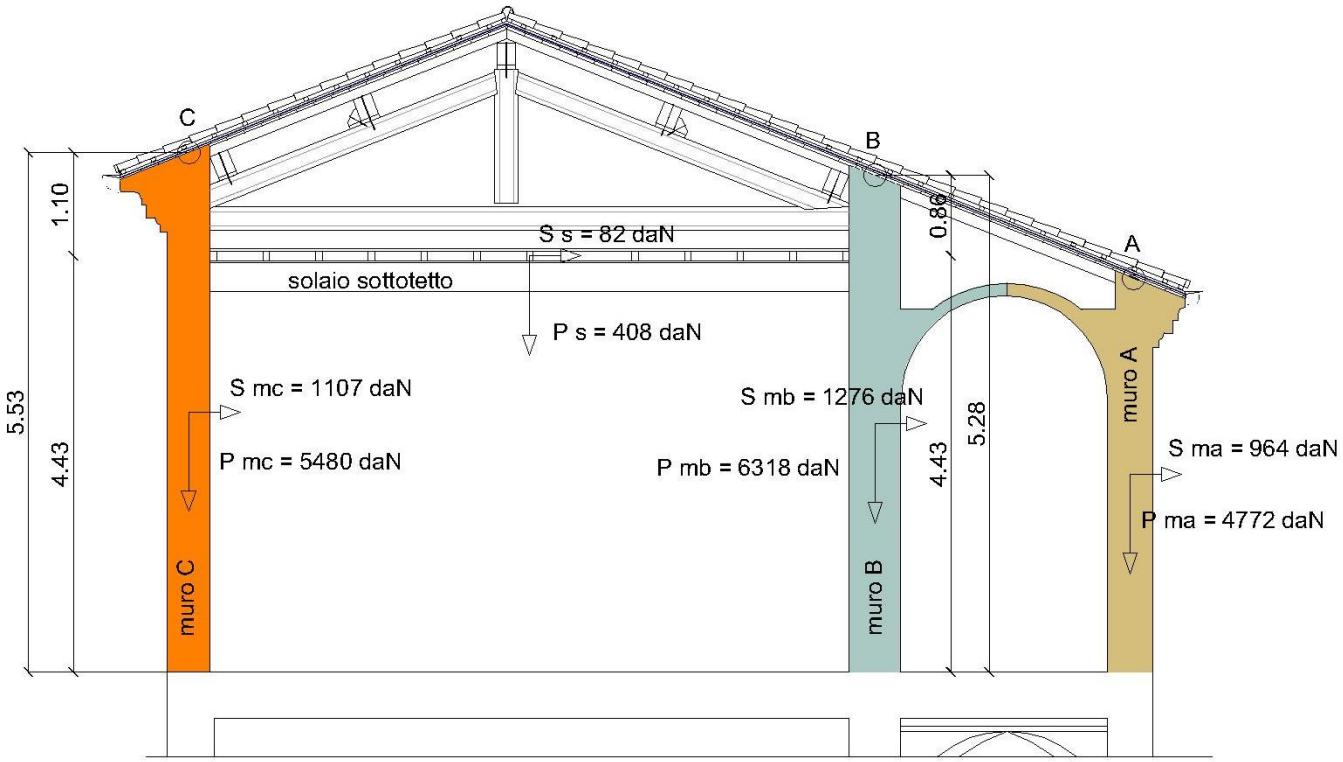


Figura 3 – Azioni in gioco per la determinazione delle azioni taglianti in sommità alle pareti

Resistenza a taglio di un connettore inghisato nella muratura con ancorante chimico:

Resistenza massima a taglio della barra:

1Φ12 mm → Vrd, b = **300 daN ***

(*) Resistenza a taglio di design del piolo inghisato nella muratura presa pari ad ¼ della resistenza ultima misurata sperimentalmente (Riferimento Tengattini et al. 2006).

Resistenza a taglio della sola barra M12 (materiale barra classe 5.6):

A res = 84 mm^2

Bulloni classe 5.6 → ftb = 500 N/mm^2

Fv,Rd = 0,6*ftb*Ares/ γ_{M2} = 2016 daN >> Vrd, b = 300 daN

DIMENSIONAMENTO DEGLI ANCORAGGI RESISTENTI A TAGLIO

ANCORAGGI IN SOMMITA' DELLA PARETE A:

Va = 482 daN/m

Vrd, b = 300 daN singolo ancorante; Lunghezza di infissione 35 cm

N° di connettori a taglio in 1 metro = Va/Vrd, b = 1,61 barre Φ12/m → **1 Φ12 passo 62 cm**

ANCORAGGI IN SOMMITA' DELLA PARETE B:

Vb = 672 daN/m

Vrd, b = 300 daN singolo ancorante; Lunghezza di infissione 35 cm

N° di connettori a taglio in 1 metro = Vb/Vrd, b = 2,24 barre Φ12/m → **1 Φ12 passo 44 cm**

ANCORAGGI IN SOMMITA' DELLA PARETE C:

Vc = 586 daN/m

Vrd, b = 300 daN singolo ancorante; Lunghezza di infissione 35 cm

N° di connettori a taglio in 1 metro = Vc/Vrd, b = 1,95 barre Φ12 → **1 Φ12 passo 51 cm**

DIMENSIONAMENTO DELLE CHIODATURE TRA PIATTO IN ACCIAIO E DOPPIO ASSITO

Resistenza a taglio di un chiodo Φ5 infisso nel legno:

1Φ5 mm → Vrd, max = 53 daN

CHIODATURE IN SOMMITA' DELLA PARETE A:

Va = 482 daN/m

N° di chiodi a taglio in 1 metro = Va/Vrd, max = 9,09 chiodi Φ5 → **1 chiodo Φ5 passo 9 cm**

CHIODATURE IN SOMMITA' DELLA PARETE B:

Vb = 672 daN/m

N° di chiodi a taglio in 1 metro = Vb/Vrd, max = 12,68 chiodi Φ5 → **1 chiodo Φ5 passo 7 cm**

CHIODATURE IN SOMMITA' DELLA PARETE C:

Vc = 586 daN/m

N° di chiodi a taglio in 1 metro = Vc/Vrd, max = 11,06 chiodi Φ5 → **1 chiodo Φ5 passo 8 cm**

9.2 VERIFICA DELLA NECESSITA' DI ANCORAGGI PROFONDI

In caso di sisma le azioni orizzontali agenti sulla copertura potrebbero instaurare il fenomeno di sollevamento della stessa e il distacco dalla muratura a causa del momento ribaltante. Nel caso in cui il momento ribaltante superi il momento stabilizzante (dovuto al carico gravitazionale della copertura), si rende necessario l'introduzione di ancoraggi profondi, opportunamente distribuiti lungo le murature di coronamento, che bilanciati dal peso proprio della parete evitano il sollevamento della copertura. Viene determinato di seguito il momento ribaltante a cui è soggetta la copertura e il momento stabilizzante in grado di contrastarlo.

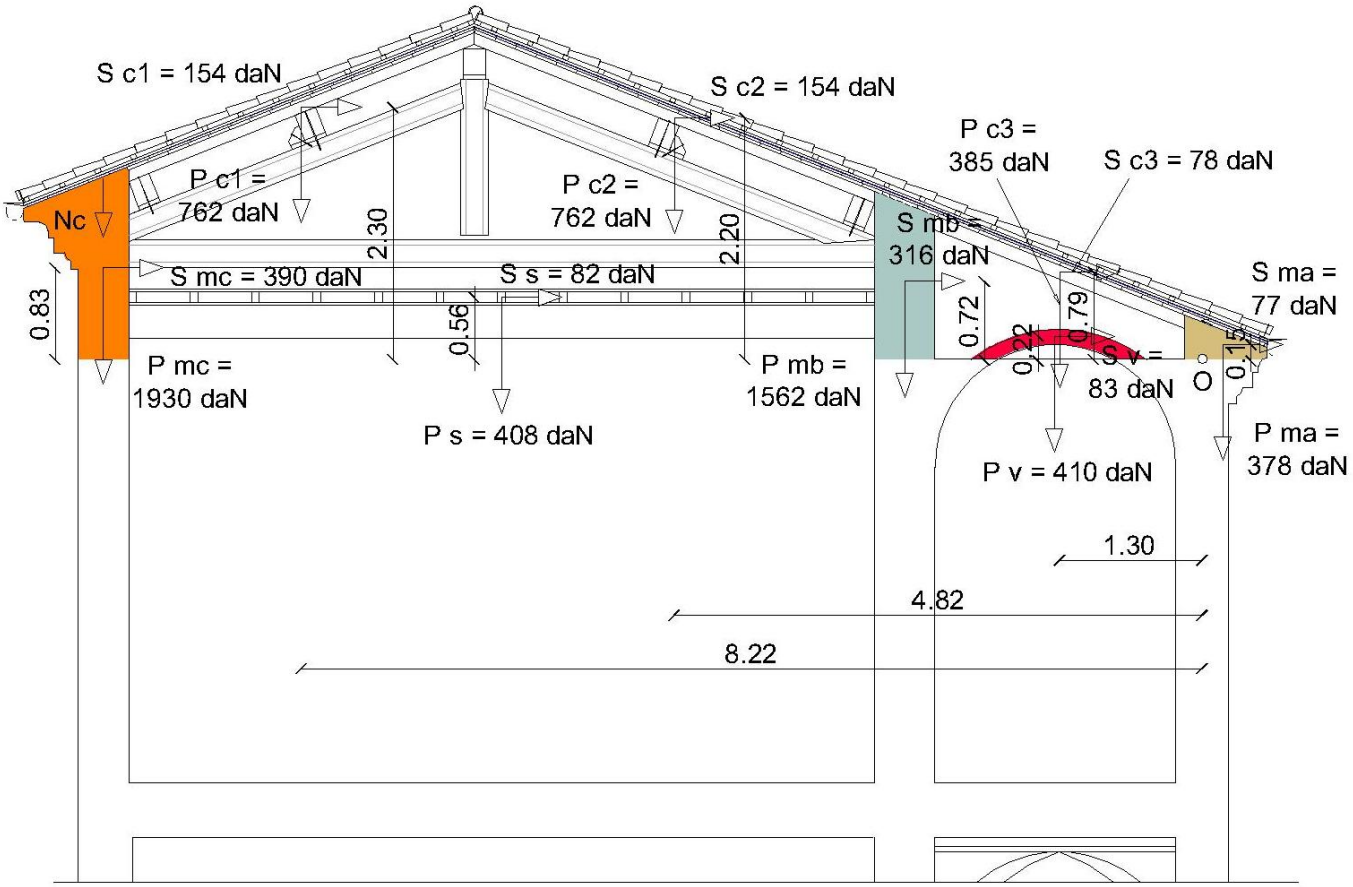


Figura 4 - Azioni in gioco per la determinazione del momento ribaltante e del momento stabilizzante
Nc sforzo di trazione assorbito dagli eventuali ancoraggi profondi.

Analisi dei carichi gravitazionali

Peso delle murature: si considera una striscia unitaria di 1 m di muro avente sezione di base alla quota del punto di rotazione O. (riferimento figura 4).

Peso muro A = Pma = 0,189 m^2 x 1,00 m x 2000 daN/m^3 = 378 daN

Peso muro B = Pmb = 0,781 m^2 x 1,00 m x 2000 daN/m^3 = 1562 daN

Peso muro C = Pmc = 0.965 m^2 x 1,00 m x 2000 daN/m^3 = 1930 daN

Peso del solaio sottotetto: si considera una striscia unitaria di 1 m di solaio (rif. figura 4).

Peso solaio = Ps = 6,80 m x 1,00 m x 60 daN/m^2 = 408 daN

Peso della copertura: si considera una striscia unitaria di 1 m di copertura (rif. figura 4).

Peso copertura 1 = Pc1 = (7,29/2) m x 1,00 m x 209 daN/m^2 = 762 daN

Peso copertura 2 = Pc2 = (7,29/2) m x 1,00 m x 209 daN/m^2 = 762 daN

Peso copertura 3 = Pc3 = 2,87 m x 1,00 m x 134 daN/m^2 = 385 daN

Peso della volta in muratura: si considera una striscia unitaria di 1 m di volta posta al di sopra della quota del punto di rotazione O. (riferimento figura 4).

Peso volta = Pv = 0,205 m^2 x 1,00 m x 2000 daN/m^3 = 410 daN

Analisi delle azioni sismiche (riferimento figura 4).

Azioni sismiche orizzontali agenti sulle murature:

Spinta sismica muro A = Sma = 378 daN * 0,202 = 77 daN

Spinta sismica muro B = Smb = 1562 daN * 0,202 = 316 daN

Spinta sismica muro C = Smc = 1930 daN * 0,202 = 390 daN

Azione sismica orizzontale agenti sul solaio del sottotetto:

Spinta sismica solaio = Ss = 408 daN * 0,202 = 82 daN

Azione sismica orizzontale agente sulla copertura:

Spinta sismica copertura 1 = Sc1 = 762 daN * 0,202 = 154 daN

Spinta sismica copertura 2 = Sc2 = 762 daN * 0,202 = 154 daN

Spinta sismica copertura 3 = Sc3 = 385 daN * 0,202 = 78 daN

Azione sismica della volta in muratura:

Spinta sismica volta = Sv = 410 daN * 0,202 = 83 daN

Determinazione del <u>momento ribaltante</u> dovuto alle azioni sismiche e calcolato rispetto al punto di rotazione O:

	FORZA (daN)	BRACCIO (m)	MOMENTI (daN*m)
Sc1	154	2,3	354
Sc2	154	2,2	339
Sc3	78	0,79	62
Smc	390	0,83	324
Smb	316	0,72	228
Sma	77	0,15	12
Ss	82	0,56	46
Sv	83	0,22	18
		tot.	1382 daN*m

Determinazione del <u>momento stabilizzante</u> dovuti ai soli carichi gravitazionali ridotti della copertura e calcolato rispetto al punto di rotazione O:

In caso di sisma si considera che il carico gravitazionale della copertura sia ridotto al 70%.

	Coeff. Riduttivo	FORZA (daN)	BRACCIO (m)	MOMENTI (daN*m)
Pc1	0,7	762	8,22	4385
Pc2	0,7	762	4,82	2571
Pc3	0,7	385	1,3	350
			tot.	7306 daN*m

Avendo determinato che il momento stabilizzante risulta essere maggiore del momento ribaltante (7306 daN*m >> 1382 daN*m), non è necessario l'utilizzo di ancoraggi profondi (pertanto Nc<0).

9.3 DIMENSIONAMENTO DEL PIATTO IN ACCIAIO

Schema di calcolo della copertura scatolare:

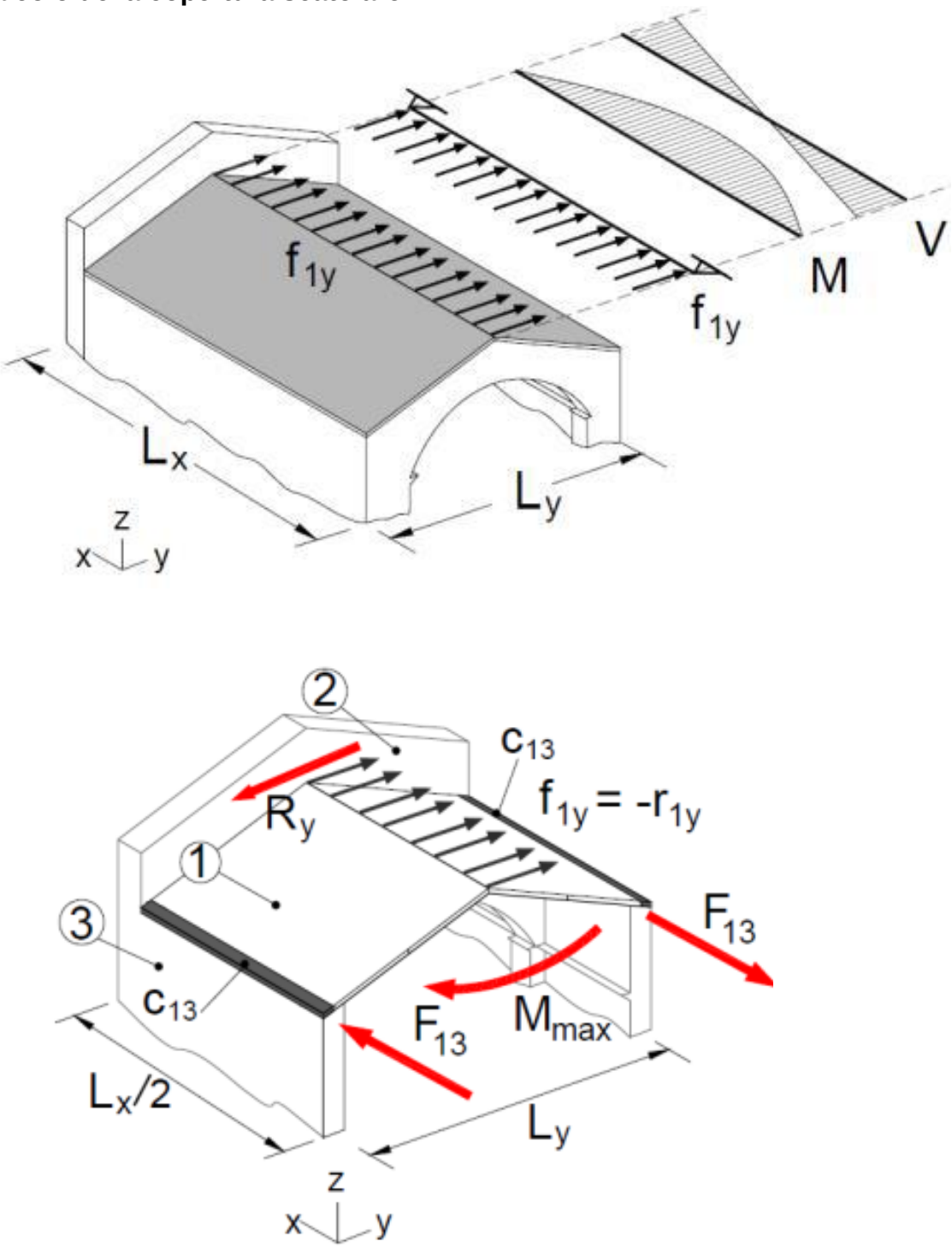


Figura 5 – Schema di calcolo: piatto in acciaio indicato con la sigla C_{13}

f1,y è la forza distribuita orizzontale dovuta al sisma agente lungo la linea di colmo ed espressa come sommatoria delle singole spinte sismiche della copertura e della parete:

f1,y = Sc1+Sc2+Smc = 154 + 154 + 1107 = 1415 daN/m

dove:

Analisi azioni sismiche

Azioni sismiche orizzontali agenti sulle murature:

Spinta sismica muro C = Smc = 5480 daN * 0,202 = 1107 daN

Azioni sismiche orizzontali agenti sulla copertura:

Spinta sismica copertura 1 = Sc1 = 762 daN * 0,202 = 154 daN

Spinta sismica copertura 2 = Sc2 = 762 daN * 0,202 = 154 daN

Analisi carichi gravitazionali

Peso delle murature: si considera una striscia unitaria di 1 m di muro

Peso muro C = Pmc = 2,74 m^2 x 1,00 m x 2000 daN/m^3 = 5480 daN

Peso della copertura: si considera una striscia unitaria di 1 m di copertura

Peso copertura 1 = Pc1 = (7,29/2) m x 1,00 m x 209 daN/m^2 = 762 daN

Peso copertura 2 = Pc2 = (7,29/2) m x 1,00 m x 209 daN/m^2 = 762 daN

Calcolo dell'azione di trazione sul piatto:

Carico distribuito orizzontale agente sul muro perimetrale "C":

f1,y = Sc1+Sc2+Smc = 154 + 154 + 1107 = 1415 daN/m

Momento massimo dovuto al carico distribuito f1,y:

M max = (f1,y * $(Lx)^2$)/8 = (1415*$(27\ m)^2$)/8 = 128942 daN*m

Azione di trazione agente sul piatto:

F_{13} = M / Ly = 128942 daN*m / 10,16 m = **12692** daN

Verifica a trazione del piatto:

A piatto = 100 mm * 10 mm = 1000 mm^2

A netta dai fori = (100 mm – 20 mm) * 10 mm = 800 mm^2

Acciaio S355: fyk = 355 N/mm^2 ftk = 510 N/mm^2

Resistenza plastica della sezione lorda:

Npl, Rd = 1000*355/1,05 = 338095 N = 33810 daN > F_{13} = 12692 daN **verificato**

Resistenza a rottura della sezione netta in corrispondenza dei fori:

Nu, Rd = 0,9*800*510/1,25 = 293760 N = 29376 daN > F_{13} = 12692 daN **verificato**

Verifica piastra di giunzione tra i piatti:

Verifica saldature

Ved = 126920 N

Saldatura cordone d'angolo 8x8 mm

Sezione di gola: 5,6 mm

N. cordoni: 2

Lunghezza minima cordoni: 160 mm

$\tau_{parallelo}$ = (126920 N/(2*160*5,6 mm)) = 70,83 N/mm^2 < β1*fyk = 0,70*355 = 248,5 N/mm^2

verificato

Verifica bullonature

Ved $_{(1\ bullone\ M14)}$ = 126920 N / 6 = 21153 N

N° bulloni = 6

A res $_{(1\ bullone\ M14)}$ = 115 mm^2

Bulloni classe 5.6 → ftb = 500 N/mm^2

Fv,Rd = 0,6*ftb*Ares/ γ_{M2} = 27600 N > Ved = 21153 N **verificato**

Verifica rifollamento piatto giunzione

Ned trazione = 126920 N

d bullone = 14 mm

t piastra = 10 mm

Acciaio S355: fyk = 355 N/mm^2 ftk = 510 N/mm^2

Considerando:

p1= 60 mm

e1= 50 mm

e2 = 50 mm

d0=15 mm diametro foro

ricavo i due coeff. α e k:

α = 1,0

k = 2,5

Fb,Rd = k * α * ftk * d * t / γ_{M2} = 142800 N > Ned trazione = 126920 N **verificato**

VERIFICA A TAGLIO NEL PIANO DEI CONNETTORI

Azione di trazione agente sul piatto:

F_{13} = M / Ly = 128942 daN*m / 10,16 m = **12692** daN

Sforzo tangenziale tra piatto e muratura:

q_{13} = F_{13} / Lx = 12692 daN / 27 m = 470,07 daN/m

Tale sforzo tangenziale tra piatto e muratura deve essere assorbito dai connettori resistenti a taglio inghisati nella muratura.
Si adotta una resistenza a taglio nel piano di design del piolo connettore pari a circa 1/2 della resistenza a taglio misurata sperimentalmente (Giuriani 2004; Tengattini et al. 2006) pari a:
V dn = 600 daN
Si determina pertanto il passo minimo che devono avere i pioli connettori per trasferire lo sforzo tangenziale tra piatto e muratura:
N° pioli resistenti a taglio in 1 metro = q13 / V dn = 470,07/600 = 0,78 → Passo 128 cm.

Avendo un passo minimo dei pioli connettori pari a 61 cm (passo < 128 cm) lungo la muratura (posizione A) è ampiamente verificata la trasmissione dello sforzo tangenziale tra piatto e murature.

Il Progettista delle strutture
Arch. Stefano Santi