

Comune di Collesano

"RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO DEI RUDERI DEL CASTELLO"

PROGETTO ESECUTIVO

VISTI E PARERI

PROGETTISTI

PROGETTO

*Arch. Salvatore Fullone
Ordine Arch. di Palermo
Iscritto al n. 6342*

COLLABORATORE/COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Mario Zafonte

UTC

Dott. Fabio Fiandaca

IL SINDACO

Giovanni Battista Meli

RUP

Geom. Domenico Signorello

OGGETTO: Intervento Localizzato ai sensi dell'art.8.4 del DM.17/01/2018 su edificio esistente con struttura portante in muratura, consistente nel rifacimento dei solai di piano e di copertura, rifacimento della scala, consolidamento della muratura esistente, realizzazione architravi in acciaio.
Realizzazione Opere Provvisoriale per la messa in sicurezza di alcune murature verticali.
Restauro e Risanamento Conservativo dei ruderi del Castello.

COMMITTENTE: Comune di Collesano.
PROGETTISTA: ARCH. FULLONE SALVATORE, ISCRITTO ALL'ORDINE DEGLI ARCHITETTI DI PALERMO AL N.6342
COLLABORATORE: ING. MARIO ZAFONTE, ISCRITTO ALL'ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PALERMO AL N.5202

Relazione di Calcolo



1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3. RISTRUTTURAZIONE EDIFICIO	6
3.1 PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA.....	6
3.1.1 <i>Analisi Storico-Critica</i>	6
3.1.2 <i>Rilievo</i>	6
3.1.3 <i>Dettagli Costruttivi</i>	6
3.1.3.1 <i>Muratura</i>	7
3.1.3.2 <i>Solai</i>	9
3.1.3.3 <i>Scala</i>	11
3.1.3.4 <i>Cordoli - Architravi</i>	12
3.2 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA MATERIALI	13
3.3 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	14
3.4 RELAZIONE SUI MATERIALI.....	15
3.4.1 <i>Muratura Esistente in Blocchi di pietrame</i>	15
3.4.2 <i>Cemento Armato</i>	15
3.4.3 <i>Acciaio da Carpenteria</i>	15
3.4.4 <i>Legno</i>	16
3.5 ANALISI DEI CARICHI	17
3.5.1 <i>Solai di Piano – Stato Attuale</i>	17
3.5.2 <i>Solai di Copertura – Stato Attuale</i>	17
3.5.3 <i>Solai di Piano – Stato Futuro</i>	18
3.5.4 <i>Solai di Copertura – Stato Futuro</i>	18
3.5.5 <i>Scale</i>	18
3.5.6 <i>Azioni della Neve</i>	19
3.5.7 <i>Azioni del Vento</i>	21
3.6 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA STRUTTURALE	23
3.7 VERIFICA INCREMENTO CARICHI.....	24
3.8 CLASSIFICAZIONE INTERVENTO.....	25
3.9 CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE ED AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI	26
3.10 CALCOLO SOLAIO DI PIANO	27
3.11 CALCOLO SOLAIO DI COPERTURA	32
3.12 CALCOLO ARCHITRAVI	39
3.12.1 <i>ARCHITRAVI PER APERTURE DI LUCE L=1,00m</i>	40
3.12.2 <i>ARCHITRAVI PER APERTURE DI LUCE L=1,60m</i>	40
3.13 CALCOLO SCALA C.A.....	41
3.14 CONSOLIDAMENTO MURATURA	48
4. INTERVENTI DI MESSA IN SICUREZZA MURATURE.....	49
4.1 OPERE PROVVISORIALI.....	49
4.1.1 <i>Azione Sismica</i>	49
4.1.2 <i>Verifica Stabilità – Dimensionamento Trefoli</i>	55
4.1.3 <i>Verifica Ancoraggio a Terra</i>	57
4.1.4 <i>Verifica Piastra di base e Tirafondi</i>	58
5. RELAZIONE GEOTECNICA.....	60
6. CONCLUSIONI DEL PROGETTISTA	61
7. PIANO DI MANUTENZIONE	62

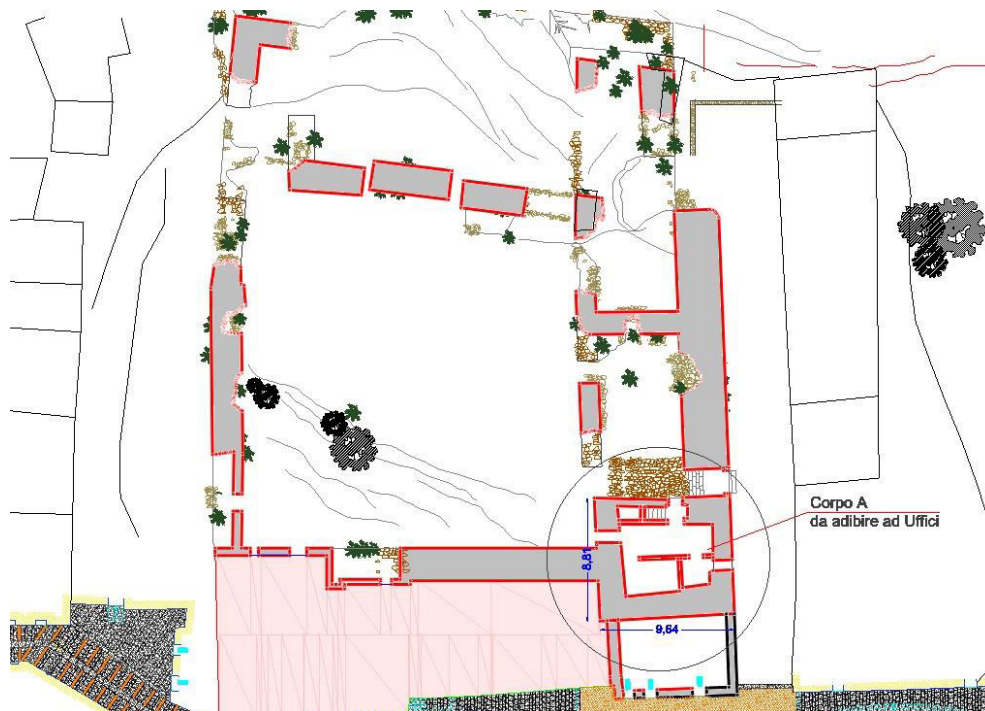
1. Premessa

La presente relazione tratta le verifiche strutturali relative al “*progetto per il Restauro ed il Risanamento conservativo dei ruderi del Castello sito nel Comune di Collesano*”.

Lo stesso è di proprietà del Comune di Collesano ed è riportato in catasto nel FG.37 P.lle 1241-117-119-239 e Fg.MU P.lla 459.



Come meglio specificato nella relazione generale allegata al progetto, in adiacenza all’ingresso principale all’area del Castello, è presente un corpo di fabbrica delle dimensioni di circa ml. 9,60 x 8,80 il quale dovrà essere completamente ristrutturato e consolidato per essere adibito ad uffici.



La presente relazione di calcolo tratta le verifiche sismiche e statiche eseguite sul suddetto corpo A da adibire ad uffici, oltre alla messa in sicurezza mediante opere provvisorie di alcune murature perimetrali.

Come si evince dagli elaborati grafici e dal repertorio fotografico il solaio di piano ed il solaio di copertura del corpo da ristrutturare, aventi dimensioni di circa ml.5,00x6,00 risultano allo stato attuale in parte diruti a causa dell'errato dimensionamento degli elementi portanti (travi in legno di sezione 12x14 uso fiume) ed a causa delle continue infiltrazioni d'acqua conseguenti.

Al fine di non modificare il comportamento globale della struttura, si prevede di adeguare la sezione delle travi in legno, mantenendo la stessa orditura attuale.

Come si evince dagli elaborati di rilievo , in prossimità delle mura del castello, lato Ovest, è presente un pendio fortemente scosceso, che sarà oggetto di interventi di consolidamento da parte del Comune di Collesano.

Tale pendio, comunque non interferisce con il fabbricato che trovasi dal lato Est del Castello, in zona pianeggiante ed a distanza di oltre 30,00 ml. dallo stesso.

2. Normativa di riferimento

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

- **L.02.02.'74,n.64:** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- **D.M. 17.01.2018:** "Norme Tecniche per le Costruzioni";
- **CIRCOLARE 2 febbraio 2009 , n. 617 C.S.LL.PP.** Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Sono state inoltre tenute presenti le seguenti referenze tecniche:

- **OPCM 3274 del 20/03/03** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Allegato 2: Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.
- **OPCM 3431 del 10/05/05** Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003. Allegato 2: Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici.
- **D.P.R. 09 febbraio 2011** "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008".
- **C.N.R. DT 2012-2013** "Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti

3. Ristrutturazione edificio

3.1 Procedure per la valutazione della sicurezza

Al fine di poter definire il modello per la valutazione della sicurezza, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, preliminarmente si è proceduto a valutare quanto indicato al par. 8.5 del D.M. 17/01/2018 relativamente alle costruzioni esistenti.

3.1.1 Analisi Storico-Critica

Da ricerche effettuate presso gli uffici del Comune di Collesano e da informazioni assunte direttamente dagli abitanti del luogo, si è rilevato quanto segue:

- Il Castello è stato realizzato nel periodo della dominazione Normanna per opera della Contessa Adelasia, intorno ai primi decenni del 1100;
- A seguito del terremoto del gennaio 1693, lo stesso ha subito dei danneggiamenti tali da renderlo inagibile;
- Negli passati anni sono stati realizzati lavori di parziale consolidamento.

3.1.2 Rilievo

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente, non avendo a disposizione gli esecutivi di cantiere risalenti all'epoca di costruzione del fabbricato, si è proceduto ad un dettagliato rilievo geometrico strutturale.

Il rilievo è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, evidenziando la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costruttivi.

Si è rilevato che il corpo A (edificio da adibire ad uffici), presenta due elevazioni fuori terra con struttura portante in muratura, ha dimensioni in pianta medie di circa ml. 9,60 x 8,80 ed altezza alla gronda pari a ml.8,80.

3.1.3 Dettagli Costruttivi

Da un attento ed esteso esame del fabbricato, è stato possibile effettuare una completa ed esaustiva indagine visiva dei dettagli costruttivi, che può riassumersi in:

	Scarsa qualità costruttiva
X	Elevato degrado e/o danneggiamento
	Spinte orizzontali non contrastate
	Pannelli murari male ammorsati tra loro
X	Orizzontamenti male ammorsati tra loro
	Aperture di elevate dimensioni intervallate da maschi di ridotte dimensioni
	Presenza di numerose nicchie che riducono significativamente l'area resistente della muratura
	Pareti di elevate dimensioni (larghezza e altezza) non controventate a sufficienza
	Pannelli murari a doppio strato con camera d'aria
X	Assenza totale o parziale di cordoli
	Elevata irregolarità in pianta e/o in altezza
	Presenza numerosa di elementi non-strutturali che modificano negativamente il comportamento locale e/o globale

3.1.3.1 Muratura

La muratura del corpo in esame , è costituita da blocchi di pietra di natura calcarea - arenaria di spessore variabile da cm.30 a cm.200.

La stessa , come si evince dal rilievo fotografico, risulta in parte degradata ed in cattivo stato di conservazione ed in alcuni punti è completamente crollata.





Particolare Muratura – Lato stradella di accesso

3.1.3.2 Solai

Il rilievo geometrico ha consentito di determinare lo spessore dei solai , pari a circa cm.30 comprensivo di massetto di sottofondo e pavimentazione.

Come si evince dal rilievo fotografico, sia il solaio di piano che il solaio di copertura (realizzati con travi in legno e sovrastante tavolato) risultano parzialmente crollati, a causa delle infiltrazioni di acqua e della mancata manutenzione.



Particolare Solaio di Piano



Particolare Solaio di Copertura

3.1.3.3 Scala

La scala esistente è realizzata in muratura e presenta degli avvallamenti nelle parti centrali.



3.1.3.4 Cordoli - Architravi

Non sono presenti cordoli in cemento armato.

In alcune aperture non sono presenti architravi mentre in altre sono presenti degli architravi in legno e/o in acciaio.



3.2 Caratterizzazione Meccanica Materiali

Per ciò che attiene la muratura esistente, al fine di caratterizzare le proprietà meccaniche della stessa, si sono effettuate delle indagini in situ, facilitate dal fatto che la muratura portante è "a vista".

- Prove sclerometriche

Mediante l'utilizzo di uno sclerometro marca "ectha 1000" Mod. "N.05-B00052F" si sono eseguite delle prove su diverse parti della muratura.

Dai valori ottenuti per l'indice di rimbalzo (variabili da 20 a 30), poiché la misurazione è stata effettuata con lo sclerometro posto in posizione orizzontale, tramite le curve di regressione si è determinata la resistenza cubica a compressione del blocco di pietrame:

$$R = 12,0 \text{ N/mm}^2 = 1200,0 \text{ N/cm}^2$$

Dall'esame visivo e dai saggi effettuati si è inoltre riscontrato che la malta cementizia è di tipo M2,5 : Malta Bastarda con prevalente quantità di sabbia nella composizione della stessa.

Tipo di Malta: M2,5 - Malta Bastarda

Tabella 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	Pozzolonica	--	1	--	--	3
M 2,5	Bastarda	1	--	2	9	--
M 5	Bastarda	1	--	1	5	--
M 8	Cementizia	2	--	1	8	--
M 12	Cementizia	1	--	--	3	--

Al fine di determinare la tipologia della muratura, oltre a quanto sopra riportato, si tiene conto anche di quanto indicato nella tabella C.8.A.2.1 di cui alla circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP.

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi)

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	

3.3 Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, poiché è stato effettuato il rilievo geometrico, sono state effettuate delle verifiche estese ed esaurive sui dettagli costruttivi e sono state effettuate indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali, si può assumere un livello di conoscenza pari ad LC2 cui corrisponde un fattore di confidenza $FC=1,20$.

§C8A.1 Circolare N.617/2009	Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura					
	Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
	LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
	LC2		verifiche in situ estese ed esaurive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3	-caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).			1.00		

pertanto possono assumersi i seguenti valori di resistenza della muratura esistente:

$f_m = 700 \text{ N/cm}^2$	$\tau_0 = 10,5 \text{ N/cm}^2$	$E = 2800 \text{ N/mm}^2$	$G = 860 \text{ N/mm}^2$	$W = 22 \text{ kN/m}^3$
----------------------------	--------------------------------	---------------------------	--------------------------	-------------------------

3.4 Relazione sui Materiali

Oltre alla caratterizzazione dei materiali esistenti, nel seguito si riportano anche le caratteristiche meccaniche dei materiali che si prevede di utilizzare per la realizzazione di eventuali nuovi interventi.

3.4.1 Muratura Esistente in Blocchi di pietrame

Sulla base di quanto sopra esposto, la muratura esistente, in blocchi di pietrame calcareo, viene classificata come "Muratura a conci di pietra tenera". Per tale tipologia di muratura e per il livello di conoscenza LC2 si ricava:

- Resistenza media a compressione: $f_m = 700,0 \text{ N/cm}^2$
- Resistenza media a taglio $\tau_0 = 10,5 \text{ N/cm}^2$
- Modulo di elasticità normale $E = 2800,0 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità normale, fessurato $E_{fess} = 1400,0 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 860,0 \text{ N/mm}^2$
- Modulo di elasticità tangenziale, fessurato $G_{fess} = 430,0 \text{ N/mm}^2$
- Peso specifico della muratura $w = 22,0 \text{ kN/m}^3$

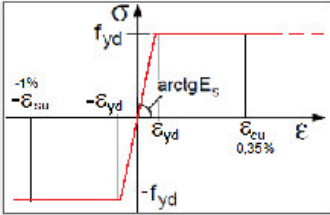
3.4.2 Cemento Armato

Per la realizzazione delle parti in c.a., si prevede di utilizzare calcestruzzo della Classe C25/30 avente le seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo		C25/30 ordinario		Modello Parabola Rettangolo	
Resistenza Caratteristica Cubica	R_{ck}	=	30 N/mm ²		
Resistenza Caratteristica Cilindrica	f_{ck}	=	24,90 N/mm ²		
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	γ_c	=	1,5		
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{cc}	=	0,85		
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	f_{cm}	=	32,90 N/mm ² = $f_{ck} + 8$		
Valore medio della resistenza a trazione assiale del cls	f_{ctm}	=	2,56 N/mm ² = $0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$		
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk, 0.05}$	=	1,79 N/mm ² = $0.7 \cdot f_{ctm}$		
Valore caratt. resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk, 0.95}$	=	3,33 N/mm ² = $1.3 \cdot f_{ctm}$		
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	E_{cm}	=	31447,16 N/mm ² = $22000 \cdot [f_{cm}/10]^{0.3}$		
Deformazione Limite comportamento Elasto-Plastico	ϵ_{c2}	=	0,002		
Deformazione Ultima per il calcestruzzo	ϵ_{cu}	=	0,0035		
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	=	14,11 N/mm ² = $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$		
Resistenza di progetto a trazione del cls	f_{ctd}	=	1,19 N/mm ² = $f_{ctk, 0.05} / \gamma_c$		

3.4.3 Acciaio da Carpenteria

L'acciaio da utilizzare per le parti in c.a. è della classe B450C avente le seguenti caratteristiche:

Acciaio		B450C		Modello Parabola Rettangolo	
Resistenza a snervamento dell'Acciaio	f_{yk}	=	450 N/mm ²		
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	γ_s	=	1,15		
Modulo di Elasticità secante dell'Acciaio	E_s	=	210000 N/mm ²		
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	=	0,0019 f_{yd} / E_s		
Deformazione Ultima nell'Acciaio	ϵ_{ud}	=	0,01 1%		
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391,30 N/mm ² = f_{yk} / γ_s		

3.4.4 Legno

Per la realizzazione dei solai di piano e di copertura si prevede di utilizzare:

- Legno Lamellare tipo GL24H per le travi portanti, avente le seguenti caratteristiche:

PROFILO CARATTERISTICO	
Classe	GL24h
Descrizione ...	Lamellare GL24h
Resistenza Caratteristica N/mm²	
Flessione	$f_{m,k} = 24$
Trazione Parallela alle fibre	$f_{t,0,k} = 16,5$
Trazione Ortogonale alle fibre	$f_{t,90,k} = 0,4$
Compressione Parallela alle fibre	$f_{c,0,k} = 24$
Compressione Ortogonale alle fibre	$f_{c,90,k} = 2,7$
Taglio	$f_{v,k} = 2,7$
Rigidezza N/mm²	
Modulo Elastico Parallelo Medio	$E_{0,mean} = 11600$
Modulo Elastico Parallelo Caratteristico	$E_{0,05} = 9400$
Modulo Elastico Ortogonale Medio	$E_{90,mean} = 390$
Modulo Elastico Tangenziale Medio	$G_{mean} = 720$
Massa Kg/m³	
Massa Volumica Caratteristica	$\rho_k = 380$

- Massello di Abete, per il tavolato, avente le seguenti caratteristiche:

PROFILO CARATTERISTICO	
Classe	S3
Descrizione ...	Massello Abete Centro-Sud Italia
Resistenza Caratteristica N/mm²	
Flessione	$f_{m,k} = 21$
Trazione Parallela alle fibre	$f_{t,0,k} = 13$
Trazione Ortogonale alle fibre	$f_{t,90,k} = 0,3$
Compressione Parallela alle fibre	$f_{c,0,k} = 20$
Compressione Ortogonale alle fibre	$f_{c,90,k} = 2,1$
Taglio	$f_{v,k} = 2,3$
Rigidezza N/mm²	
Modulo Elastico Parallelo Medio	$E_{0,mean} = 9500$
Modulo Elastico Parallelo Caratteristico	$E_{0,05} = 6400$
Modulo Elastico Ortogonale Medio	$E_{90,mean} = 320$
Modulo Elastico Tangenziale Medio	$G_{mean} = 590$
Massa Kg/m³	
Massa Volumica Caratteristica	$\rho_k = 305$

3.5 Analisi dei Carichi

L'analisi dei carichi, viene effettuata nel rispetto della normativa vigente: **D.M. 17.01.2018** "Norme tecniche per le costruzioni"

3.5.1 Solai di Piano – Stato Attuale

<u>CARICHI PERMANENTI</u>		
PESO PROPRIO Travi Principali:	3,05x0,14x0,14x1,00/ 0,70	G _{k0} = 0,09 kN/mq
" Tavolato:	3,05x1,00x1,00 x 0,04	G _{k1} = 0,12 "

		G ₁ = 0,21 kN/mq
 <u>CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI</u>		
Malta di allettamento (3,0cm)		0,50 kN/mq
Pavimento in ceramica, gres, graniglia		0,40 "

		G ₂ = 0,90 kN/mq
 <u>CARICHI VARIABILI DI MEDIA DURATA</u>		
Ambienti ad uso residenziale		Q _{k1} = 2,00 kN/mq

3.5.2 Solai di Copertura – Stato Attuale

<u>CARICHI PERMANENTI</u>		
PESO PROPRIO Travi Principali:	3,05x0,14x0,14x1,00/ 0,70	G _{k0} = 0,09 kN/mq
" Tavolato:	3,05x1,00x1,00 x 0,04	G _{k1} = 0,12 "

		G ₁ = 0,21 kN/mq
 <u>CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI</u>		
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili		0,30 kN/mq
Tegole (embrici e coppi)		0,60 "

		G ₂ = 0,90 kN/mq
 <u>CARICHI VARIABILI DI MEDIA DURATA</u>		
Coperture e sottotetti accessibili sola manutenzione . . .		Q _{k1} = 0,50 kN/mq
 <u>CARICO NEVE - VARIABILE BREVE DURATA</u>		
ZONA III	a _s =480,00m. C _E =1,00 C _t =1,00 □=0,80	
0,80 · [0,51 · [1+(480/481)²]] · 1,00 · 1,00 = 0,81 kN/mq		Q _{k2} = 0,81 kN/mq
 <u>CARICO VENTO - ISTANTANEO</u>		
q _r · C _e · C _p · C _d = 490,00 · 1,63 · 0,40 · 1,00 = 320,31 N/m²		Q _{k3} = 0,32 kN/mq

3.5.3 Solai di Piano – Stato Futuro

CARICHI PERMANENTI

PESO PROPRIO Travi Principali: 3,80x0,20x0,26x1,00/ 0,60	$G_{k0} = 0,33$ kN/mq
" Tavolato: 3,05x1,00x1,00 x 0,05	$G_{k1} = 0,15$ "

	$G_1 = 0,48$ kN/mq

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Pavimento in ceramica, gres, graniglia	0,40 kN/mq
Incidenza Tramezzi 0.00 <= G/ml <= 1.00 KN/m	0,40 "
Massetto cls alleggerito 4cm.	0,64 "

	$G_2 = 1,44$ kN/mq

CARICHI VARIABILI DI MEDIA DURATA

Uffici aperti al pubblico	$Q_{k1} = 3,00$ kN/mq
-------------------------------------	-----------------------

3.5.4 Solai di Copertura – Stato Futuro

CARICHI PERMANENTI

PESO PROPRIO Travi Principali: 3,80x0,16x0,22x1,00/ 0,70	$G_{k0} = 0,19$ kN/mq
" Tavolato: 3,05x1,00x1,00 x 0,02	$G_{k1} = 0,06$ "

	$G_1 = 0,25$ kN/mq

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Coibente Termico	0,10 kN/mq
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili	0,30 "
Tegole (embrici e coppi)	0,60 "

	$G_2 = 1,00$ kN/mq

CARICHI VARIABILI DI MEDIA DURATA

Coperture e sottotetti accessibili sola manutenzione . . .	$Q_{k1} = 0,50$ kN/mq
--	-----------------------

CARICO NEVE - VARIABILE BREVE DURATA

ZONA III $a_s=480,00m.$ $C_E=1,00$ $C_t=1,00$ $\mu=0,80$	
$0,80 \cdot [0,51 \cdot [1 + (480/481)^2]] \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 0,81$ kN/mq	$Q_{k2} = 0,81$ kN/mq

CARICO VENTO - ISTANTANEO

$q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 490,00 \cdot 1,63 \cdot 0,40 \cdot 1,00 = 320,31$ N/m ²	$Q_{k3} = 0,32$ kN/mq
---	-----------------------

3.5.5 Scale

CARICHI PERMANENTI:

Peso Proprio: 1,00 · 1,00 · 0,20 · 25,00	$G_1 = 5,00$ kN/mq
--	--------------------

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:

Intonaco (1,5cm)	= 0,30 kN/mq
Malta di allettamento (3,0cm)	= 0,50 "
Pavimento in marmo	= 0,80 "

$G_2 = 1,60$ kN/mq

CARICHI VARIABILI DI BREVE DURATA:

Balconi, ballatoi, scale, sale convegni, cinema	$Q_{k1} = 4,00$ kN/mq
---	-----------------------

3.5.6 Azioni della Neve

Par. 3.4 D.M. 17/01/2018

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

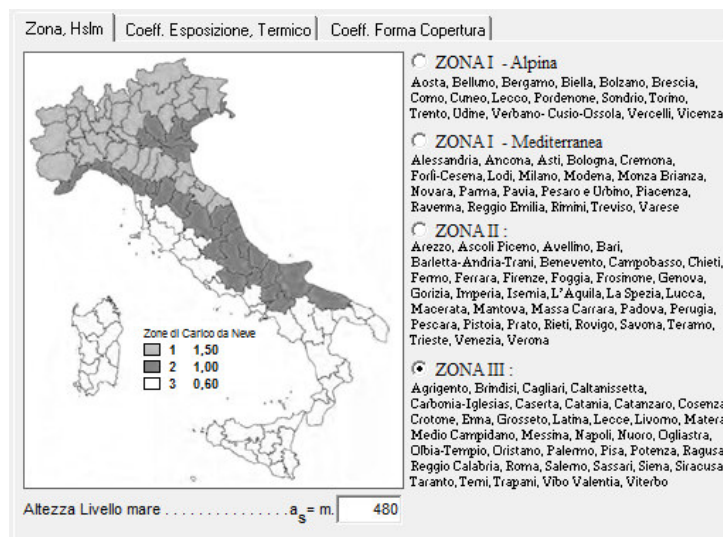
q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo (kN/m^2), per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Essendo per il caso in esame:



Zona, Hslm | Coeff. Esposizione, Termico | Coeff. Forma Copertura

Tabella 3.5.V - Valori di C_e per diverse Classi di Topografia

TOPOGRAFIA	DESCRIZIONE	C_e
Battuta dai Venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati senza costruzioni o alberi più alti.	0,90
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,00
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o accerchiata da costruzioni o alberi più alti.	1,10

Coefficiente di Esposizione $C_E =$

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t=1$.

Coefficiente Termico $C_t =$




Zona, Hslm | Coeff. Esposizione, Termico | **Coeff. Forma Copertura**

Tabella 3.4.II - Valori del coefficiente di Forma

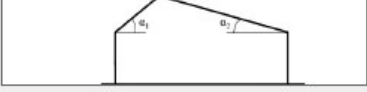
Coefficiente di Forma	$0 <= \alpha <= 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha >= 60^\circ$
μ_1	0,80	$0,80 \cdot (60 - \alpha) / 30$	0,00

$\alpha^\circ = 0$

Tipo Copertura
 Ad una Falda a due Falde Con Parapetto Senza Parapetto

Caso I $\mu_1(\alpha_1)$  $\mu_1(\alpha_2)$
 Caso II $0,5 \mu_1(\alpha_1)$  $\mu_1(\alpha_2)$
 Caso III $\mu_1(\alpha_1)$  $0,5 \mu_1(\alpha_2)$

$\mu = 0,80$



Risulta:

$$q_{sk} = 0,51 \cdot [1 + (480/481)^2] = 1,02 \text{ kN/mq} = 101,79 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = 0,80 \cdot [0,51 \cdot [1 + (480/481)^2]] \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 0,81 \text{ kN/mq} = 0,81 \text{ kN/m}^2$$

3.5.7 Azioni del Vento

Par. 3.3 D.M. 17/01/2018

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove

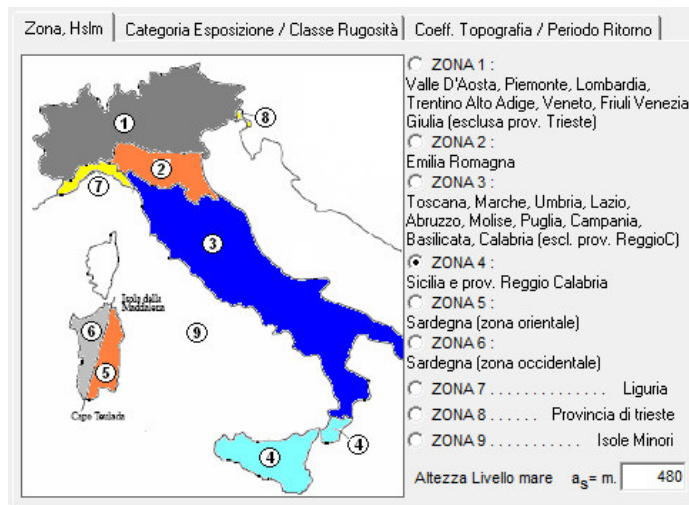
q_r è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

C_e è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

C_p è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

C_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. Indicazioni per la sua valutazione sono riportate al § 3.3.8.

Essendo per il caso in esame:



Zona, Hslm	Categoria Esposizione / Classe Rugosità	Coef. Topografia / Periodo Ritorno																																																																																										
Classe di Rugosità <input type="radio"/> A Aree Urbane in cui almeno 15% della superficie coperto da edifici di altezza media > 15m <input checked="" type="radio"/> B Aree Urbane non di classe A, suburbane, industriali e boschive <input type="radio"/> C Aree con ostacoli diffusi (alberi, case,...); con rugosità non riconducibile alle classi A,B,D <input type="radio"/> D a) Mare e fascia entro 2 km; b) Lago e fascia entro 1 km c) Aree prive di ostacoli . . .																																																																																												
Distanza dal Mare = km <input type="text" value="30"/>		Altezza edificio = m <input type="text" value="3"/>																																																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">ZONA 1,2,3,4,5</th> </tr> <tr> <th></th> <th>costa</th> <th>mare</th> <th>500m</th> <th>750m</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>--</td> <td>IV</td> <td>IV</td> <td>V</td> <td>V</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>--</td> <td>III</td> <td>III</td> <td>IV</td> <td>IV</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>--</td> <td>•</td> <td>III</td> <td>III</td> <td>IV</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>I</td> <td>II</td> <td>II</td> <td>III</td> <td>**</td> </tr> </tbody> </table>	ZONA 1,2,3,4,5							costa	mare	500m	750m		A	--	IV	IV	V	V	B	--	III	III	IV	IV	C	--	•	III	III	IV	D	I	II	II	III	**	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">ZONA 6</th> </tr> <tr> <th></th> <th>costa</th> <th>mare</th> <th>500m</th> <th>30 km</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>--</td> <td>III</td> <td>IV</td> <td>V</td> <td>V</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>--</td> <td>II</td> <td>III</td> <td>IV</td> <td>IV</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>--</td> <td>II</td> <td>III</td> <td>III</td> <td>IV</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>I</td> <td>I</td> <td>II</td> <td>II</td> <td>III</td> </tr> </tbody> </table>	ZONA 6							costa	mare	500m	30 km		A	--	III	IV	V	V	B	--	II	III	IV	IV	C	--	II	III	III	IV	D	I	I	II	II	III	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">ZONA 7,8</th> </tr> <tr> <th></th> <th>mare</th> <th>costa</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A</td> <td>--</td> <td>IV</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>--</td> <td>IV</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>--</td> <td>III</td> </tr> <tr> <td>D</td> <td>I</td> <td>•</td> </tr> </tbody> </table>	ZONA 7,8				mare	costa	A	--	IV	B	--	IV	C	--	III	D	I	•
ZONA 1,2,3,4,5																																																																																												
	costa	mare	500m	750m																																																																																								
A	--	IV	IV	V	V																																																																																							
B	--	III	III	IV	IV																																																																																							
C	--	•	III	III	IV																																																																																							
D	I	II	II	III	**																																																																																							
ZONA 6																																																																																												
	costa	mare	500m	30 km																																																																																								
A	--	III	IV	V	V																																																																																							
B	--	II	III	IV	IV																																																																																							
C	--	II	III	III	IV																																																																																							
D	I	I	II	II	III																																																																																							
ZONA 7,8																																																																																												
	mare	costa																																																																																										
A	--	IV																																																																																										
B	--	IV																																																																																										
C	--	III																																																																																										
D	I	•																																																																																										
• Categoria II in zona 1,2,3,4 • Categoria III in zona 5 •• Categoria III in zona 2,3,4,5 •• Categoria IV in zona 1		ZONA 9 mare Cat. I in zona D costa Cat. I in zona A,B,C,D																																																																																										
		• Categoria II in zona 8 • Categoria III in zona 7																																																																																										
Categoria di Esposizione <input type="text" value="IV"/>																																																																																												

Zona, Hslm	Categoria Esposizione / Classe Rugosità	Coef. Topografia / Periodo Ritorno
Coefficiente di Topografia	$C_t =$	<input type="text" value="1"/>
Coefficiente dinamico	$C_d =$	<input type="text" value="1"/>
Coefficiente di Pressione	$C_p =$	<input type="text" value="0,4"/>
Velocità di riferimento $V_r =$	<input type="text" value="28"/>	
Coefficiente di Esposizione $C_e =$	<input type="text" value="1,634212"/>	

Risulta:

Pressione Cinetica $q_r =$	$(1/2) \cdot \rho \cdot V_r^2 = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 28,00^2 = 490,00 \text{ N/m}^2$	=	<input type="text" value="0,49"/>	kN/m^2
Pressione netta $P =$	$r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 490,00 \cdot 1,63 \cdot 0,40 \cdot 1,00 = 320,31 \text{ N/m}^2$	=	<input type="text" value="0,32"/>	kN/m^2

3.6 Valutazione della Sicurezza Strutturale

Secondo quanto riportato al paragrafo 8.3 del D.M. 17/01/2018 :

“La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l’entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L’incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali”.

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;*
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;*
- cambio della destinazione d’uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d’uso superiore;*
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;*
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 ;*
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.*

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e su quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

3.7 Verifica Incremento Carichi

Come si evince dagli elaborati grafici , l'edificio nel suo insieme è costituito da due piani fuori terra.

Al fine di verificare se la variazione di destinazione d'uso comporti incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del § 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali, si riporta in appresso l'analisi del carico complessivo in fondazione allo stato attuale ed allo stato futuro.

Carico Complessivo Stato Attuale

Solaio Copertura			6,40	x	6,70	x	161,00 daN/mq	=	6.903,68 daN
Solaio P.T			6,70	x	5,00	x	311,00 daN/mq	=	10.418,50 daN
Muratura P.1	2	x	9,65	x	1,80	x	3,80	x	2000,00 daN/mq = 264.024,00 daN
"	2	x	8,55	x	1,75	x	3,00	x	2000,00 daN/mq = 179.550,00 daN
Muratura P.T	2	x	9,65	x	1,80	x	3,00	x	2000,00 daN/mq = 208.440,00 daN
"	2	x	8,55	x	1,75	x	3,00	x	2000,00 daN/mq = <u>179.550,00 daN</u>
Totale: Pa									= 848.886,18 daN

Carico Complessivo Stato Futuro

Solaio Copertura			6,40	x	6,70	x	175,00 daN/mq	=	7.504,00 daN
Solaio P.T			6,70	x	5,00	x	492,00 daN/mq	=	16.482,00 daN
Muratura P.1	2	x	9,65	x	1,80	x	3,80	x	2000,00 daN/mq = 264.024,00 daN
"	2	x	8,55	x	1,75	x	3,00	x	2000,00 daN/mq = 179.550,00 daN
Muratura P.T	2	x	9,65	x	1,80	x	3,00	x	2000,00 daN/mq = 208.440,00 daN
"	2	x	8,55	x	1,75	x	3,00	x	2000,00 daN/mq = <u>179.550,00 daN</u>
Totale: Pf									= 855.550,00 daN

Incremento di Carico: = Pf-Pa = 6.663,82 daN = 0,79% Pa < 10%

3.8 Classificazione Intervento

In relazione a quanto indicato al punto 8.4 del D.M. 17/01/2018 , l'intervento è da classificare del tipo *“intervento di riparazione o intervento locale” – interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti.*

Dal punto di vista strutturale infatti i lavori che si prevede di realizzare sono:

- Ricostruzione dei solai di piano e di copertura;
- Demolizione e ricostruzione della scala
- Realizzazione architravi sopra vani porte e finestre;
- Consolidamento della muratura esistente.

Nel rispetto della normativa, il progetto e la valutazione della sicurezza viene quindi riferito alle sole parti e/o elementi interessati.

3.9 Codice di Calcolo, Solutore ed affidabilità dei risultati

La modellazione numerica è stata eseguita mediante l'utilizzo del software commerciale:

- "STL.2018 – Solai e Tetti in Legno Vers.2018" distribuito in Italia dalla SIM srl - Via Libertà, 1 - 90020 Castellana Sicula - Tel. - Fax 0921642861 - E-mail info@madosoft.it, di cui il sottoscritto è titolare della Licenza d'Uso N.ro: AL165405-AAZ0555-JD76.

(H) LEGGERE ATTENTAMENTE IL PRESENTE CONTRATTO PRIMA DI PROCEDERE

CONTRATTO DI LICENZA D'USO CON L'UTENTE FINALE (EULA)

S.I.M. srl (Società Informatica Madonita) - via Libertà N.1 - 90020 Castellana Sicula (PA) - Italia - tel. 0921642861
e-mail: info@madosoft.it - Web: www.madosoft.it - Registro Imprese Palermo n. PA-226271 - P.IVA e C.F. 04947100824

Concesso in Licenza d'Uso a:

Cognome Utente	Nome Utente		
ZAFONTE	MARIO		
Codice Fiscale Utente	Partita IVA Utente		
AUTORE			
Indirizzo	CAP	Città	Provincia
VIA LIBERTA' 3	90020	CASTELLANA SICULA	(PA)
N. Telefono	N. Fax	E-Mail	
0921642861	0921642861	ingmario@madosoft.it	

Licenza d'Uso N.ro: AL165405-AAZ0555-JD76

OK Esci

- "ScalaCa.2018" distribuito in Italia dalla SIM srl - Via Libertà, 1 - 90020 Castellana Sicula - Tel. - Fax 0921642861 - E-mail info@madosoft.it, di cui il sottoscritto è titolare della Licenza d'Uso N.ro: AA000001-GHZ7026-JI16.

Come previsto al punto **10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018** l'affidabilità dei codici utilizzati è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dai produttori stessi.

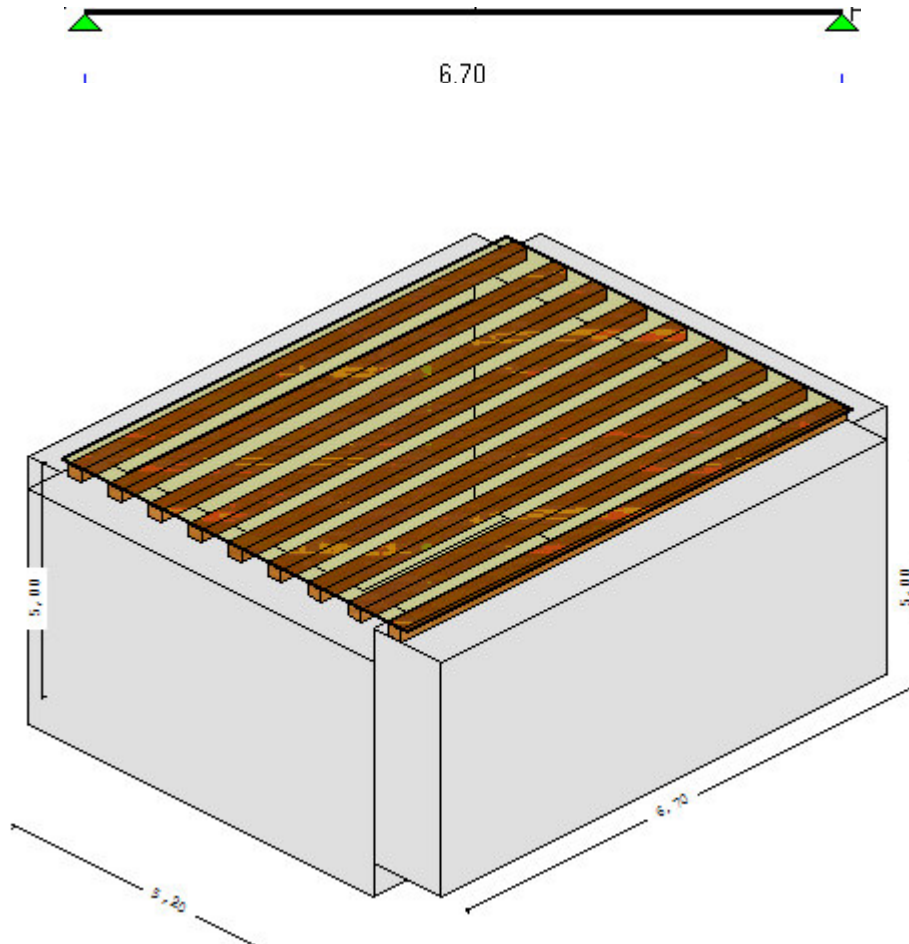
I benchmark di verifica e test del software possono essere reperiti all' indirizzo: <https://www.madosoft.it>

3.10 Calcolo Solaio di Piano

PREMESSA

Il progetto e la verifica del Solaio in legno, di Lunghezza $L=6,70\text{m}$. viene condotto nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi, ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali ai sensi del DM. 17/01/2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"

Lo schema statico adottato è quello della trave appoggiata alle estremità.



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Lunghezza	$L =$	$6,70\text{ m}$
Larghezza	$La =$	$5,20\text{ m}$
Inclinazione	$\alpha =$	$0,00^\circ$

TRAVI PRINCIPALI - (Sezione Rettangolare, in Legno Lamellare GL24h)

Lunghezza di calcolo	$L_c =$	$6,70\text{ m}$
Altezza	$h =$	$26,00\text{ cm}$
Base	$b =$	$20,00\text{ cm}$
Interasse	$i =$	$60,00\text{ cm}$
Area trasversale	$A =$	$520,00\text{ cm}^2$
Peso Specifico	$P =$	$380,00\text{ kg/mc} = 3,80\text{ kN/mc}$
Momento d'Inerzia	$I_y =$	$29293,33\text{ cm}^4$
Modulo resistente	$W_y =$	$2253,33\text{ cm}^3$
Modulo Elastico	$E =$	$11600,00\text{ N/mm}^2$
% di Riduzione Sez.	$=$	$0,00$
Coef.Incr. §11.7.1.1	$k_h = \min\{(600/h)^{0,1}; 1,1\} =$	$1,09\text{ (H<600mm)}$
Resist. Flessione	$F_{m,k} =$	$24,00\text{ N/mm}^2 * k_h = 26,09\text{ N/mm}^2$
Resist. Taglio	$F_{v,k} =$	$2,70\text{ N/mm}^2$

TAVOLATO	-	(In Legno Massello Abete Centro-Sud Italia)
Lunghezza di calcolo	Lc=	0,60 m
Spessore	s =	5,00 cm
Area trasversale	A =	500,00 cm ²
Peso Specifico	P =	305,00 kg/mc = 3,05 kN/mc
Momento d'Inerzia	Iy=	1041,67 cm ⁴
Modulo resistente	Wy=	416,67 cm ³
Modulo Elastico	E =	9500,00 N/mm ²
Resist. Flessione	F _{m,k} =	21,00 N/mm ²
Resist. Taglio	F _{v,k} =	2,30 N/mm ²

ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI

PESO PROPRIO Travi Principali:	3,80x0,20x0,26x1,00/ 0,60	G _{k0} = 0,33 kN/mq
" Tavolato:	3,05x1,00x1,00 x 0,05	G _{k1} = 0,15 "

		G ₁ = 0,48 kN/mq

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Pavimento in ceramica, gres, graniglia		0,40 kN/mq
Incidenza Tramezzi 0.00 <= G/ml <= 1.00 KN/m		0,40 "
Massetto cls alleggerito 4cm.		0,64 "

		G ₂ = 1,44 kN/mq

CARICHI VARIABILI DI MEDIA DURATA

Uffici aperti al pubblico		Q _{k1} = 3,00 kN/mq
-------------------------------------	--	------------------------------

VERIFICHE S.L.U.

La verifica allo S.L.U. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 4.4.8 del D.M. 17/01/2018, adottando combinazioni del tipo:

$$q_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k1} + \Sigma(\psi_{0i} \cdot Q_{ki})] \quad (i=2,n)$$

e verificando che le tensioni indotte risultino inferiori alla resistenza di calcolo:

$$S_d < R_d$$

Coefficienti Normativi relativi alle Azioni

Coefficiente Azioni Permanenti	:	γ_{g1}	=	1,30
Coeff. Azioni Permanenti non strutturali	:	γ_{g2}	=	1,50
Coefficiente Azioni Variabili	:	γ_q	=	1,50
Fattori di Combinazione	:	ψ_{01}	=	0,70

Combinazioni di Carico x S.L.U.

Azioni Permanenti Travi Principali	:	$G_k = G_{k1} + G_{k2}$	=	0,48 kN/mq
Azioni Permanenti Tavolato	:	$G_k = G_{k2}$	=	0,15 kN/mq

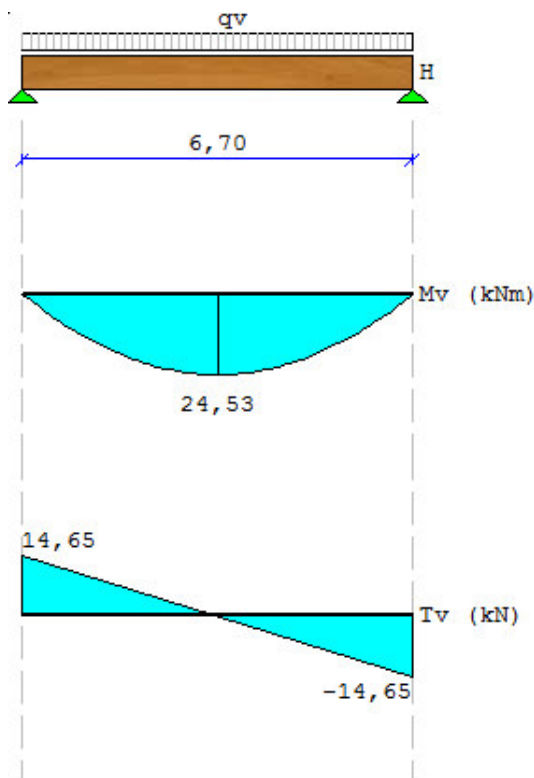
N°Cmb.	Azioni	q _d (kN/mq)	T.P.	Tav.
1	$\gamma_{g1} \cdot G_k + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k1}]$		7,29	6,86

VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

Coefficienti Normativi relativi al Materiale (LAMELLARE GL24H)

Coefficiente Materiale	:	$\gamma_M = 1,45$
Classe di Servizio	:	1 $T=20^\circ$; $U < 65\%$
Coefficiente Durata Carico	:	$k_{mod} = 0,80$
Coefficiente Rid. tensioni	:	$k_m = 0,70$
Resistenza a Flessione	:	$f_{md} = 14,40 \text{ N/mm}^2 = 1,44 \text{ kN/cm}^2$
Resistenza a Taglio	:	$f_{vd} = 1,49 \text{ N/mm}^2 = 0,15 \text{ kN/cm}^2$
Resistenza a Compressione	:	$f_{cd} = 13,24 \text{ N/mm}^2 = 1,32 \text{ kN/cm}^2$

Carico totale: $Q = 7,286 \text{ kN/mq}$
Carico su 1 trave: $q = 4,372 \text{ kN/ml}$



VERIFICA FLESSIONE

$$M_{yd} = 24,53 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_y = 1,089 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{myd}/f_{md} = 0,76 < 1$$

VERIFICA TAGLIO

$$T_d = 14,65 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 1,5 \cdot T_d/A = 0,042 \text{ kN/cm}^2 < f_{vd}$$

VERIFICA INSTABILITA' DI TRAVE

$$l_{eff} = 6030,00 \text{ mm}$$

$$M_{y,crit} = 303651600,00 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{m,crit} = M_{y,crit} / W_y = 134,76 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,42$$

$$k_{crit,m} = 1,00$$

$$\sigma_{myd}/k_{crit,m}f_{md} = 0,76 < 1$$

VERIFICA TAVOLATO

Coefficienti Normativi relativi al Materiale (MASSELLO ABETE CENTRO-SUD ITALIA)

Coefficiente Materiale	:	$\gamma_M = 1,50$
Classe di Servizio	:	1 $T=20^\circ$; $U < 65\%$
Coefficiente Durata Carico	:	$k_{mod} = 0,80$
Resistenza a Flessione	:	$f_{md} = 11,20 \text{ N/mm}^2 = 1,12 \text{ kN/cm}^2$
Resistenza a Taglio	:	$f_{vd} = 1,23 \text{ N/mm}^2 = 0,12 \text{ kN/cm}^2$

Carico distribuito: $q = 6,858 \text{ kN/ml}$

VERIFICA FLESSIONE

$$M_{yd} = 0,31 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_y = 0,074 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{myd}/f_{md} = 0,07 < 1$$

VERIFICA TAGLIO

$$T_d = 2,06 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 1,5 \cdot T_d/A = 0,006 \text{ kN/cm}^2 < f_{vd}$$

VERIFICA PER SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

Ai sensi di quanto indicato al P.to 3.1.4 del D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le Costruzioni', si verifica che il carico verticale concentrato applicato all'estradosso del solaio non comporti una tensione tangenziale maggiore della resistenza di calcolo in relazione al tipo di legno utilizzato:

Carico concentrato: $N = 2,00\text{kN}$
Spessore tavolato: $s = 5,0\text{cm}$
Impronta di applicazione del sovraccarico = $5\text{cm} \times 5\text{cm}$

$$\tau = N / (s \cdot 4 \cdot 5) = 2,00 / (5,0 \cdot 4 \cdot 5) = 0,02\text{kN/cm}^2 < f_{vd} = 0,12\text{kN/cm}^2$$

VERIFICHE S.L.E.

La verifica allo S.L.E. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 4.4.7 del D.M. 17/01/2018, sommando:

- la deformazione istantanea U_{ist} calcolata sulla base delle combinazioni di carico frequenti:

$$q_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

($i=2, n$)

- con la deformazione differita, pari alla deformazione istantanea U'_{ist} calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti:

$$q_d = G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

($i=1, n$)

moltiplicata per il Coefficiente K_{def} che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto a viscosità ed umidità.

Determinata la combinazione di Carico che fornisce il valore max di q_d , la deformazione istantanea viene calcolata con la formula seguente:

$$U = (5 \cdot q \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot J)$$

Combinazioni di Carico x S.L.E.

COMBINAZIONI FREQUENTI

N°Cmb.	Azioni	q_d (kN/mq)	T.P.	Tav.
1	$G_k + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + ()$		3,42	3,09

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

N°Cmb.	Azioni	q_d (kN/mq)	T.P.	Tav.
1	$G_k + G_2 + (\psi_{21} \cdot Q_{k1})$		2,82	2,49

VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

$U_{ist} = 1,59\text{ cm}$; $U'_{ist} = 0,95\text{ cm}$

$U_{fin} = U_{ist} + K_{def} \cdot U'_{ist} = 2,16\text{ cm} < L / 300 = 2,23\text{ cm}$

VERIFICA TAVOLATO

$U_{ist} = 0,01\text{ cm}$; $U'_{ist} = 0,00\text{ cm}$

$U_{fin} = U_{ist} + K_{def} \cdot U'_{ist} = 0,007\text{ cm} < L / 300 = 0,20\text{ cm}$

VERIFICA RESISTENZA AL FUOCO

Classe di Resistenza t=20min.)	REI 20 (tempo esposizione al fuoco)
Tipo di Esposizione	3 lati
Sezione Rettangolare 380,00kg/m ³	in Legno LAMELLARE GL24H, Massa
Velocità di Carbonizzazione	$\beta_o=0,80$ mm/min.
Profondità zona Carbonizzata	$d_{char}=16$ mm.
Profondità zona Alterata	$d_o=7$ mm.
Coefficiente di Carbonizzazione	t=20 min. $k_o=1$
Profondità effettiva di Carbonizzazione	$d_{ef}=d_{char}+k_o d_o=23$ mm.

Caratteristiche Sezione Ridotta

Altezza ridotta	h =	23,70	cm
Base ridotta	b =	15,40	cm
Area trasversale	Ar=	364,98	cm ²
Momento d'Inerzia	I _y =	17083,80	cm ⁴
Modulo resistente	W _y =	1441,67	cm ³

Coefficiente K _{mod} a Temperatura Ambiente	$k_{mod,fi} = 1,00$
Coefficiente parziale sicurezza in situazione d'incendio	$\gamma_{M,fi} = 1,00$
Coefficiente per il 20% percentile della resistenza	$k_{fi} = 1,25$
Coefficiente K _m di Ridistribuzione delle tensioni	$k_m = 0,70$
Resistenza a Flessione	: $f_{md} = 32,62$ N/mm ² = 3,26 kN/cmq
Resistenza a Taglio	: $f_{vd} = 3,38$ N/mm ² = 0,34 kN/cmq

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

$$q_d = G_k + G_2 + (\psi_{21} \cdot Q_{k1}) = 2,82 \text{ kN/mq}$$

VERIFICA FLESSIONE

$$M_{yd} = 9,50 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_y = 0,659 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{myd}/f_{md} = 0,20 < 1$$

VERIFICA TAGLIO

$$T_d = 5,67 \text{ kN}$$

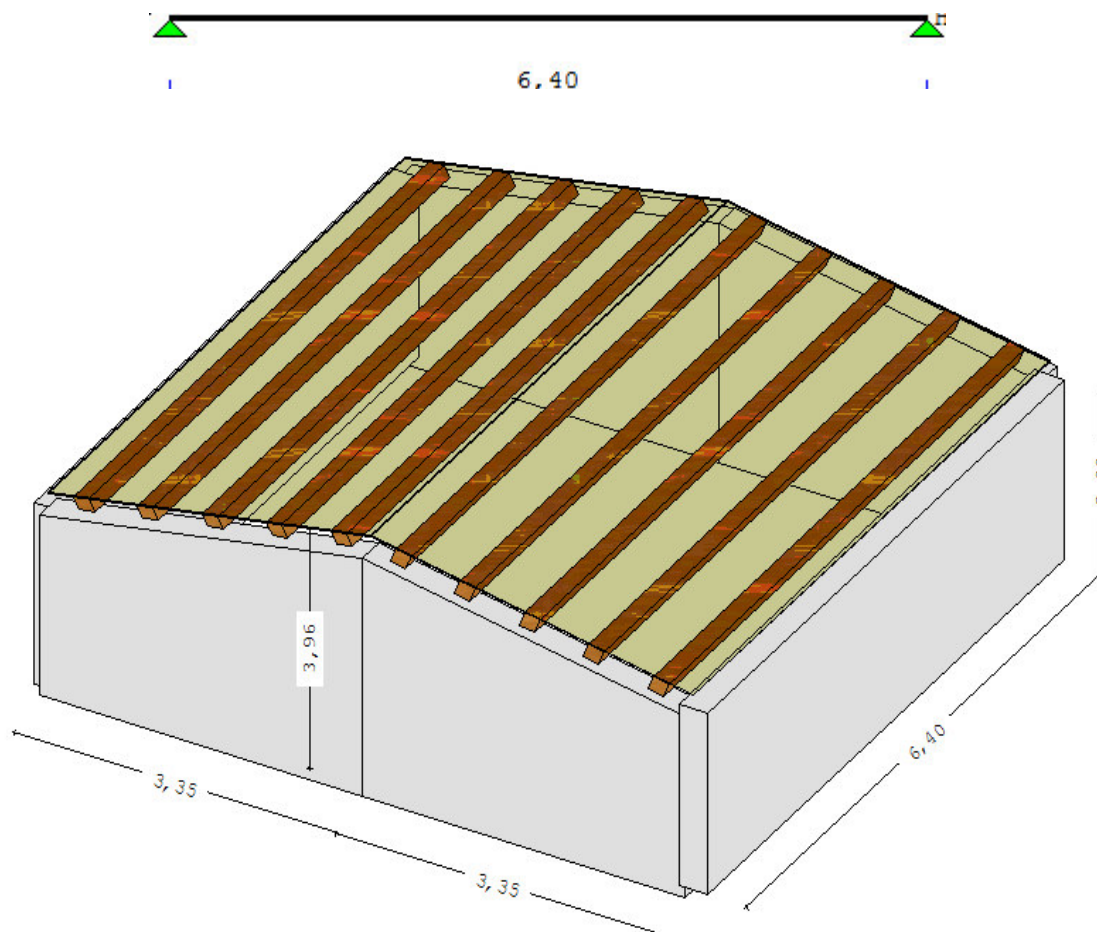
$$\tau_d = 1,5 \cdot T_d/A = 0,023 \text{ kN/cm}^2 < f_{vd}$$

3.11 Calcolo Solaio di Copertura

PREMESSA

Il progetto e la verifica del Solaio di Copertura in legno, di Lunghezza L=6,40m. viene condotto nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi, ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali ai sensi del DM. 17/01/2018 "NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI"

Lo schema statico adottato è quello della trave appoggiata alle estremità.



CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Lunghezza	L =	6,40 m
Larghezza	La =	6,70 m
Inclinazione	$\alpha =$	16,00 °

TRAVI PRINCIPALI - (Sezione Rettangolare, in Legno Lamellare GL24h)

Lunghezza di calcolo	Lc =	6,40 m
Altezza	h =	22,00 cm
Base	b =	16,00 cm
Interasse	i =	70,00 cm
Area trasversale	A =	352,00 cm ²
Peso Specifico	P =	380,00 kg/mc = 3,80 kN/mc
Momento d'Inerzia	I _y =	14197,33 cm ⁴
Modulo resistente	W _y =	1290,67 cm ³
Momento d'Inerzia	I _z =	7509,33 cm ⁴
Modulo resistente	W _z =	938,67 cm ³
Modulo Elastico	E =	11600,00 N/mm ²
% di Riduzione Sez.	=	0,00
Coef.Incr. §11.7.1.1	k _h = min{(600/h) ^{0,1} ; 1,1} =	1,10 (H<600mm)
Resist. Flessione	F _{m,k} =	24,00 N/mm ² * k _h = 26,40 N/mm ²
Resist. Taglio	F _{v,k} =	2,70 N/mm ²

TAVOLATO - (In Legno Massello Abete Centro-Sud Italia)

Lunghezza di calcolo	Lc=	0,70 m	
Spessore	s =	2,00 cm	
Area trasversale	A =	200,00 cm ²	
Peso Specifico	P =	305,00 kg/mc =	3,05 kN/mc
Momento d'Inerzia	Iy=	66,67 cm ⁴	
Modulo resistente	Wy=	66,67 cm ³	
Modulo Elastico	E =	9500,00 N/mm ²	
Resist. Flessione	F _{m,k} =	21,00 N/mm ²	
Resist. Taglio	F _{v,k} =	2,30 N/mm ²	

ANALISI DEI CARICHI

CARICHI PERMANENTI

PESO PROPRIO Travi Principali:	3,80x0,16x0,22x1,00/ 0,70	G _{k0} =	0,19 kN/mq
" Tavolato:	3,05x1,00x1,00 x 0,02	G _{k1} =	0,06 "

		G ₁ =	0,25 kN/mq

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Coibente Termico		0,10 kN/mq	
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili		0,30 "	
Tegole (embrici e coppi)		0,60 "	

		G ₂ =	1,00 kN/mq

CARICHI VARIABILI DI MEDIA DURATA

Coperture e sottotetti accessibili sola manutenzione . . .		Q _{k1} =	0,50 kN/mq
--	--	-------------------	------------

CARICO NEVE - VARIABILE BREVE DURATA

ZONA III	a _S =480,00m.	C _E =1,00	C _t =1,00	μ=0,80		
	0,80 · [0,51 · [1+(480/481) ²]] · 1,00 · 1,00 =	0,81 kN/mq			Q _{k2} =	0,81 kN/mq

CARICO VENTO - ISTANTANEO

qr · C _e · C _p · C _d =	490,00 · 1,63 · 0,40 · 1,00 =	320,31 N/m ²		Q _{k3} =	0,32 kN/mq
---	-------------------------------	-------------------------	--	-------------------	------------

VERIFICHE S.L.U.

La verifica allo S.L.U. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 4.4.8 del D.M. 17/01/2018, adottando combinazioni del tipo:

$$q_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})] \quad (i=2,n)$$

e verificando che le tensioni indotte risultino inferiori alla resistenza di calcolo:

$$S_d < R_d$$

Coefficienti Normativi relativi alle Azioni

Coefficiente Azioni Permanenti	:	γ_{g1}	=	1,30
Coeff. Azioni Permanenti non strutturali	:	γ_{g2}	=	1,50
Coefficiente Azioni Variabili	:	γ_q	=	1,50
Fattori di Combinazione	:	$\psi_{01}=0,00; \psi_{02}=0,50; \psi_{03}=0,60$		

Combinazioni di Carico x S.L.U.

Azioni Permanenti Travi Principali	:	$G_k = G_{k1} + G_{k2}$	=	0,25 kN/mq
Azioni Permanenti Tavolato	:	$G_k = G_{k2}$	=	0,06 kN/mq

N°Cmb.	Azioni	q_d (kN/mq)	T.P.	Tav.
1	$\gamma_{g1} \cdot G_k + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}]$		3,47	3,22
2	$\gamma_{g1} \cdot G_k + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k2} + \psi_{01} \cdot Q_{k1} + \psi_{03} \cdot Q_{k3}]$		3,33	3,08
3	$\gamma_{g1} \cdot G_k + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k3} + \psi_{01} \cdot Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2}]$		2,92	2,67

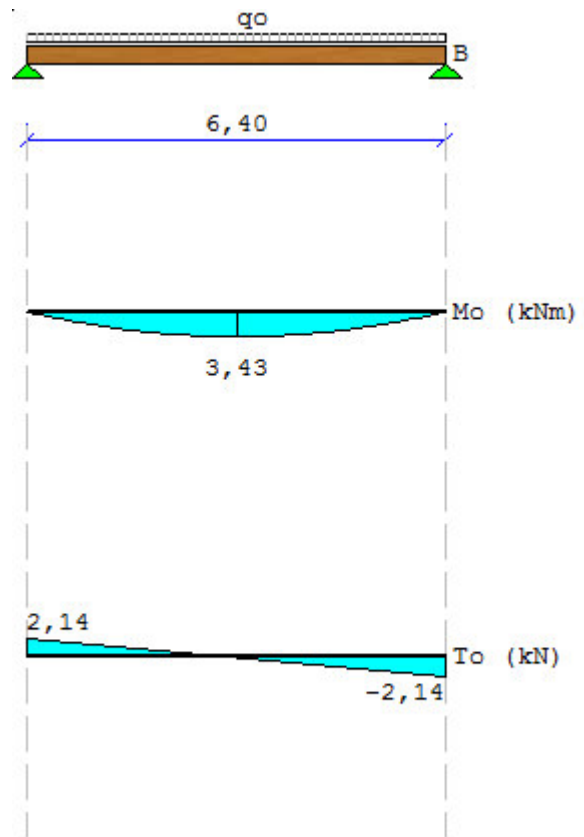
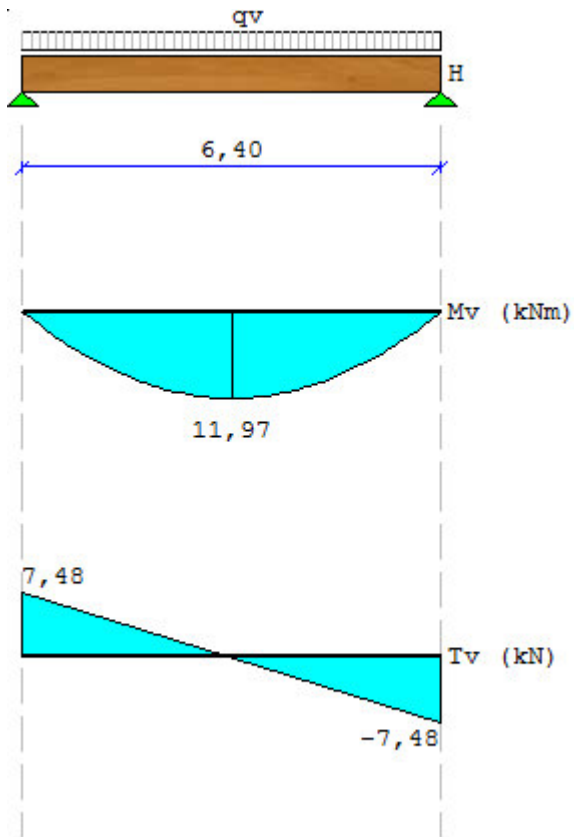
VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

Coefficienti Normativi relativi al Materiale (LAMELLARE GL24H)

Coefficiente Materiale	:	$\gamma_M = 1,45$		
Classe di Servizio	:	1	$T=20^\circ; U < 65\%$	
Coefficiente Durata Carico	:	$k_{mod} = 1,10$		
Coefficiente Rid. tensioni	:	$k_m = 0,70$		
Resistenza a Flessione	:	$f_{md} = 20,03 \text{ N/mm}^2$	=	2,00 kN/cm ²
Resistenza a Taglio	:	$f_{vd} = 2,05 \text{ N/mm}^2$	=	0,20 kN/cm ²
Resistenza a Compressione	:	$f_{cd} = 18,21 \text{ N/mm}^2$	=	1,82 kN/cm ²

Carico totale:	$Q = 3,473 \text{ kN/mq}$
Carico su 1 trave:	$q = 2,431 \text{ kN/ml}$

Compon. perpen. falda:	$q_v = q \cdot \cos(\alpha) = 2,337 \text{ kN/ml}$
Compon. parall. falda:	$q_o = q \cdot \sin(\alpha) = 0,670 \text{ kN/ml}$



VERIFICA FLESSIONE DEVIATA

$$M_{yd} = 11,97 \text{ kNm}$$

$$M_{zd} = 3,43 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_y = 0,927 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_z = 0,366 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{myd}/f_{md} + k_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{md} = 0,59 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{myd}/f_{md} + \sigma_{mzd}/f_{md} = 0,51 < 1$$

VERIFICA TAGLIO

$$T_{yd} = 7,48 \text{ kN}$$

$$T_{zd} = 2,14 \text{ kN}$$

$$\tau_{yd} = 1,5 \cdot T_{yd}/A = 0,032 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{zd} = 1,5 \cdot T_{zd}/A = 0,009 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = (\tau_{yd}^2 + \tau_{zd}^2)^{1/2} = 0,033 \text{ kN/cm}^2 < f_{vd}$$

VERIFICA INSTABILITA' DI TRAVE

$$L_{eff} = 5760,00 \text{ mm}$$

$$M_{y,crit} = 141205200,00 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{m,crit} = M_{y,crit} / W_y = 109,40 \text{ N/mm}^2$$

$$\lambda_{rel,m} = 0,47$$

$$k_{crit,m} = 1,00$$

$$\sigma_{myd}/k_{crit,m}f_{md} + k_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{md} = 0,59 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{myd}/k_{crit,m}f_{md} + \sigma_{mzd}/f_{md} = 0,51 < 1$$

VERIFICA TAVOLATO

Coefficienti Normativi relativi al Materiale (MASSELLO ABETE CENTRO-SUD ITALIA)

Coefficiente Materiale	:	$\gamma_M = 1,50$	
Classe di Servizio	:	1	$T=20^\circ ; U < 65\%$
Coefficiente Durata Carico	:	$k_{mod} = 1,10$	
Resistenza a Flessione	:	$f_{md} = 15,40 \text{ N/mm}^2 = 1,54 \text{ kN/cm}^2$	
Resistenza a Taglio	:	$f_{vd} = 1,69 \text{ N/mm}^2 = 0,17 \text{ kN/cm}^2$	

Carico distribuito: $q = 3,225 \text{ kN/ml}$

VERIFICA FLESSIONE

$M_{yd} = 0,20 \text{ kNm}$

$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_y = 0,296 \text{ kN/cm}^2$

$$\sigma_{myd}/f_{md} = 0,19 < 1$$

VERIFICA TAGLIO

$T_d = 1,13 \text{ kN}$

$$\tau_d = 1,5 \cdot T_d/A = 0,008 \text{ kN/cm}^2 < f_{vd}$$

VERIFICA PER SOVRACCARICHI VERTICALI CONCENTRATI

Ai sensi di quanto indicato al P.to 3.1.4 del D.M. 17/01/2018 'Norme Tecniche per le Costruzioni', si verifica che il carico verticale concentrato applicato all'estradosso del solaio non comporti una tensione tangenziale maggiore della resistenza di calcolo in relazione al tipo di legno utilizzato:

Carico concentrato: $N = 1,20 \text{ kN}$
Spessore tavolato: $s = 2,0 \text{ cm}$
Impronta di applicazione del sovraccarico = $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$

$$\tau = N / (s \cdot 4 \cdot 5) = 1,20 / (2,0 \cdot 4 \cdot 5) = 0,03 \text{ kN/cm}^2 < f_{vd} = 0,17 \text{ kN/cm}^2$$

VERIFICHE S.L.E.

La verifica allo S.L.E. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 4.4.7 del D.M. 17/01/2018, sommando:

- la deformazione istantanea U_{ist} calcolata sulla base delle combinazioni di carico frequenti:

$$q_d = G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

($i=2,n$)

- con la deformazione differita, pari alla deformazione istantanea U'_{ist} calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti:

$$q_d = G_1 + G_2 + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

($i=1,n$)

moltiplicata per il Coefficiente K_{def} che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto a viscosità ed umidità.

Determinata la combinazione di Carico che fornisce il valore max di q_d , la deformazione istantanea viene calcolata con la formula seguente:

$$U_v = (5 \cdot q_v \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot J_y) \quad ; \quad U_o = (5 \cdot q_o \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot J_z)$$
$$U = (f_v^2 + f_o^2)^{\frac{1}{2}}$$

Combinazioni di Carico x S.L.E.

COMBINAZIONI FREQUENTI

N°Cmb.	Azioni	q_d (kN/mq)	T.P.	Tav.
1	$G_k + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + (\psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3})$		1,25	1,06
2	$G_k + G_2 + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + (\psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{23} \cdot Q_{k3})$		1,41	1,22
3	$G_k + G_2 + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + (\psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2})$		1,32	1,13

COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE

N°Cmb.	Azioni	q_d (kN/mq)	T.P.	Tav.
1	$G_k + G_2 + (\psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3})$		1,25	1,06

VERIFICA TRAVI PRINCIPALI

$U_{ist} = 1,44$ cm ; $U'_{ist} = 0,86$ cm

$U_{fin} = U_{ist} + K_{def} \cdot U'_{ist} = 1,95$ cm < $L/300 = 2,13$ cm

VERIFICA TAVOLATO

$U_{ist} = 0,06$ cm ; $U'_{ist} = 0,03$ cm

$U_{fin} = U_{ist} + K_{def} \cdot U'_{ist} = 0,08$ cm < $L/300 = 0,23$ cm

VERIFICA RESISTENZA AL FUOCO

Classe di Resistenza t=20min.)	REI 20 (tempo esposizione al fuoco)
Tipo di Esposizione	3 lati
Sezione Rettangolare 380,00kg/m ³	in Legno LAMELLARE GL24H, Massa
Velocità di Carbonizzazione	$\beta_o=0,80$ mm/min.
Profondità zona Carbonizzata	$d_{char}=16$ mm.
Profondità zona Alterata	$d_o=7$ mm.
Coefficiente di Carbonizzazione	t=20 min. $k_o=1$
Profondità effettiva di Carbonizzazione	$d_{ef}=d_{char}+k_o d_o=23$ mm.

Caratteristiche Sezione Ridotta

Altezza ridotta	h =	19,70	cm
Base ridotta	b =	11,40	cm
Area trasversale	Ar=	224,58	cm ²
Momento d'Inerzia	I _y =	7263,10	cm ⁴
Modulo resistente	W _y =	737,37	cm ³
Momento d'Inerzia	I _z =	2432,20	cm ⁴
Modulo resistente	W _z =	426,70	cm ³

Coefficiente K _{mod} a Temperatura Ambiente	$k_{mod,fi} = 1,00$
Coefficiente parziale sicurezza in situazione d'incendio	$\gamma_{M,fi} = 1,00$
Coefficiente per il 20% percentile della resistenza	$k_{fi} = 1,25$
Coefficiente K _m di Ridistribuzione delle tensioni	$k_m = 0,70$
Resistenza a Flessione	: $f_{md} = 33,00$ N/mm ² = 3,30 kN/cmq
Resistenza a Taglio	: $f_{vd} = 3,38$ N/mm ² = 0,34 kN/cmq

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

$$q_d = G_k + G_2 + (\psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3}) = 1,25 \text{ kN/mq}$$

VERIFICA FLESSIONE DEVIATA

$$M_{yd} = 4,31 \text{ kNm}$$

$$M_{zd} = 1,24 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{myd} = M_{yd}/W_y = 0,585 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{mzd} = M_{zd}/W_z = 0,290 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{myd}/f_{md} + k_m \cdot \sigma_{mzd}/f_{md} = 0,24 < 1$$

$$k_m \cdot \sigma_{myd}/f_{md} + \sigma_{mzd}/f_{md} = 0,21 < 1$$

VERIFICA TAGLIO

$$T_{yd} = 2,70 \text{ kN}$$

$$T_{zd} = 0,77 \text{ kN}$$

$$\tau_{yd} = 1,5 \cdot T_{yd}/A = 0,018 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{zd} = 1,5 \cdot T_{zd}/A = 0,005 \text{ kN/cm}^2$$

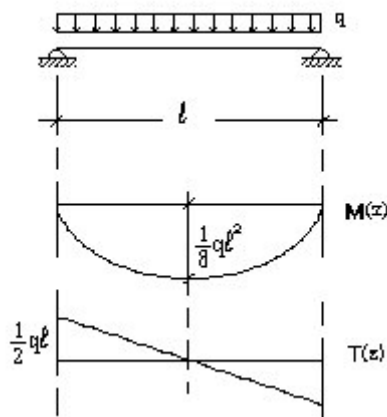
$$\tau = (\tau_{yd}^2 + \tau_{zd}^2)^{1/2} = 0,019 \text{ kN/cm}^2 < f_{vd}$$

3.12 Calcolo Architravi

Per la chiusura in alto dei vani porta e finestre di luce $L=1,00$ m. si prevede di disporre Profili IPN 120 in acciaio S235 accoppiati alle estremità mediante staffe di acciaio saldate.

- SCHEMA DI CALCOLO

Lo schema di calcolo adottato è quello della trave appoggiata-appoggiata.



Determinate le caratteristiche della sollecitazione massime, (momento flettente e taglio), con lo schema suindicato, si esegue la verifica allo S.L.U.

La verifica allo S.L.U. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 4.2.4.1 del D.M. 17/01/2018, adottando combinazioni del tipo:

$$Q_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})] \quad (i=2, n)$$

e verificando che le tensioni indotte risultino inferiori alla resistenza di calcolo:

$$S_d < R_d$$

Coefficienti Normativi relativi alle Azioni

Coefficiente Azioni Permanenti	:	$\gamma_{g1} = 1,30$
Coeff. Azioni Permanenti non strutturali	:	$\gamma_{g2} = 1,50$
Coefficiente Azioni Variabili	:	$\gamma_q = 1,50$
<i>Fattori di Combinazione</i>		
$\psi_{01} =$		0,70

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE PROFILO IPE120

Altezza	$h =$	120,00 mm
Base	$b =$	64,00 mm
Spessore Anima	$t_w =$	4,40 mm
Spessore Ali	$t_f =$	6,30 mm
Area trasversale	$A =$	13,20 cm ²
Peso Specifico	$P =$	10,40 daN/m
Momento d'Inerzia	$I_y =$	318,00 cm ⁴
Modulo resistente	$W_y =$	53,00 cm ³
Modulo Elastico	$E =$	2100000,00 daN/cm ²
Resist. Flessione	$F_{y,k} =$	2350,00 daN/cm ²
Resist. Taglio	$F_{v,k} =$	1356,80 daN/cm ²

3.12.1 ARCHITRAVI PER APERTURE DI LUCE L=1,00m

- ANALISI DEI CARICHI

Muratura P.T.	1,00*0,50*1,30*2000,00	=	1300,00	daN/ml
Muratura P.1.	1,00*0,50*4,80*2000,00	=	4800,00	"
Cordolo Copertura	1,00*0,40*0,30*2500	=	300,00	"
Solaio Copertura	1,00*6,40/2*288,00	=	<u>921,60</u>	"
Carico Complessivo	Q	=	7321,60	daN/ml

Utilizzando n=3 travi IPN 120 accoppiate, il carico si ripartisce in modo uguale su ciascuna trave, per cui il carico ripartito su ciascuna di essa vale:

$$q = Q / 3 = 2.440,53 \text{ daN/m}$$

VERIFICA FLESSIONE - SEZIONE MEZZERIA

$$\begin{aligned} M_{y,d} &= q_v \cdot L^2 / 8 = 305,07 \text{ daNm} \\ M_{y,c,Rd} &= W_y \cdot f_{yk} / gM = 1220,00 \text{ daNm} \\ \mathbf{M_{y,d} / M_{y,c,Rd}} &= \mathbf{0,25 < 1} \quad \text{- VERIFICA} \end{aligned}$$

VERIFICA TAGLIO

$$\begin{aligned} V_{y,d} &= q_v \cdot L / 2 = 1.220,26 \text{ kN} \\ V_{y,c,Rd} &= A_v \cdot f_{yk} / V3 \cdot gM = 6.807,00 \text{ kN} \\ A_v &= A - 2 \cdot B \cdot t_f = 0,0005268 \text{ mq} \\ \mathbf{V_{y,d} / V_{y,c,Rd}} &= \mathbf{0,179 < 1} \quad \text{- VERIFICA} \end{aligned}$$

3.12.2 ARCHITRAVI PER APERTURE DI LUCE L=1,60m

- ANALISI DEI CARICHI

Muratura P.1.	1,00*1,60*1,50*2000,00	=	4800,00	daN/ml
Cordolo Copertura	1,00*0,40*0,30*2500	=	300,00	"
Solaio Copertura	1,00*6,40/2*288,00	=	<u>921,60</u>	"
Carico Complessivo	Q	=	11869,00	daN/ml

Avendo previsto l'impiego di 6 travi IPN 120 accoppiate, il carico si ripartisce in modo uguale su ciascuna trave, per cui il carico ripartito su ciascuna di essa vale:

$$q = Q / 6 = 1.978,17 \text{ daN/m}$$

VERIFICA FLESSIONE - SEZIONE MEZZERIA

$$\begin{aligned} M_{y,d} &= q_v \cdot L^2 / 8 = 633,01 \text{ daNm} \\ M_{y,c,Rd} &= W_y \cdot f_{yk} / gM = 1220,00 \text{ daNm} \\ \mathbf{M_{y,d} / M_{y,c,Rd}} &= \mathbf{0,51 < 1} \quad \text{- VERIFICA} \end{aligned}$$

VERIFICA TAGLIO

$$\begin{aligned} V_{y,d} &= q_v \cdot L / 2 = 989,08 \text{ kN} \\ V_{y,c,Rd} &= A_v \cdot f_{yk} / V3 \cdot gM = 6.807,00 \text{ kN} \\ A_v &= A - 2 \cdot B \cdot t_f = 0,0005268 \text{ mq} \\ \mathbf{V_{y,d} / V_{y,c,Rd}} &= \mathbf{0,145 < 1} \quad \text{- VERIFICA} \end{aligned}$$

3.13 Calcolo scala c.a.

©SIM. Scala in c.a. Vers.ne 2018.1 # Licenza N.ro AA000001-GHZ7026-JI16 # ZAFONTE MARIO

PREMESSA

Il progetto e la verifica della Scala in c.a. a soletta rampante viene condotto nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi, ipotizzando un comportamento elastico lineare dei materiali, nel rispetto della normativa vigente:

Legge n.64 - 02/02/1974

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M. 17/01/2018

Norme tecniche per le costruzioni.

Circolare Applicativa 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

Lo schema statico adottato è quello della trave appoggiata alle estremità, per il dimensionamento delle armature inferiori, e quello della trave incastrata alle estremità per il dimensionamento delle armature superiori.

Per il calcolo delle reazioni vincolari e delle sollecitazioni, si è utilizzato il 'metodo degli spostamenti'; quindi, si è determinata l'armatura necessaria affinché in ogni sezione sia sempre soddisfatta la verifica di resistenza.

La verifica allo S.L.U. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 2.3 del D.M. 17/01/2018, adottando combinazioni del tipo (art.2.5.3):

$$q_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{g2} \cdot G_2 + \gamma_q \cdot [Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})] \quad (i=2,n)$$

e verificando che le tensioni indotte risultino inferiori alla resistenza di calcolo:

$$S_d < R_d$$

In particolare, per ogni condizione di carico, nelle sezioni maggiormente sollecitate viene eseguita la verifica a Flessione e Taglio.

La verifica agli S.L.E. viene eseguita sulla base di quanto indicato al punto 4.1.2.2 del D.M. 17/01/2018, ed al punto C4.1.2.2 della Circolare N.617 del 20/02/2009.

In particolare, nel rispetto di quanto indicato nella Tabella 4.I.IV, di cui al D.M.2018, essendo le armature di tipo Ordinario (poco sensibile) si eseguirà la verifica allo Stato Limite di Apertura delle Fessure, considerando le seguenti combinazioni di Carico:

Combinazioni di Carico Frequenti:

$$q_d = G_1 + G_2 + y_{11} \cdot Q_{k1} + S(y_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad (i=2,n)$$

Combinazioni di Carico Quasi Permanenti:

$$q_d = G_1 + G_2 + S(y_{2i} \cdot Q_{ki}) \quad (i=1,n)$$

Per la Condizione di Carico Frequente si verificherà che risulti:

$$\text{Ampiezza della fessura} \quad w_d < w_3 = 0,4\text{mm}$$

Per la condizione di carico Quasi Permanente si verificherà che risulti:

$$\text{Ampiezza della fessura} \quad w_d < w_2 = 0,3\text{mm}$$

GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Luce Pianerottolo Partenza : 1,00 m.
 Spessore '' '' : 20,00 cm.
 Luce rampa : 4,20 m.
 Lunghezza rampa su piano orizz.: 3,30 m.
 Spessore rampa : 20,00 cm.
 Luce pianerottolo Arrivo : 1,00 m.
 Spessore '' '' : 20,00 cm.
 Larghezza rampa e pianerottoli : 1,00 m.
 Dislivello pianerottoli : 2,60 m.

CARATTERISTICHE MATERIALI

Calcestruzzo Classe C25/30
 Resistenza Car. Cubica Rck = 30,00 N/mm²
 Resistenza Car. Cilindrica fck = 24,90 N/mm²
 Coeff. parziale di sicurezza cls gc = 1,50
 Coeff. per effetti di Lungo Termine acc = 0,85
 Valore Medio Resistenza compressione cls fcm = 32,90 N/mm²
 Valore Medio Resistenza trazione cls fctm = 2,56 N/mm²
 Modulo Elastico cls Ec = 31447,16 N/mm²
 Valore Caratter. Resistenza trazione fctk,5% = 1,79 N/mm²
 Valore Caratter. Resistenza trazione fctk,95% = 3,33 N/mm²
 Diagramma Calcolo Tensione-Deform. cls.: Parabola Rettangolo (CEB)
 Deformazione limite elasto-plastico cls ec2 = 0,20%
 Deformazione Ultima cls ecu = 0,35%
 Resistenza di Progetto a Compressione fcd = 14,11 N/mm²
 Resistenza di Progetto a Trazione fctd = 1,19 N/mm²
 Acciaio Classe B450C
 Resistenza Caratteristica fyk = 450,00 N/mm²
 Coeff. parziale di sicurezza acciaio gs = 1,15
 Modulo Elastico acciaio Es = 210000,00 N/mm²
 Diagramma Calcolo Tensione-Deform. acciaio: Elastico-Perf.Plastico
 Deformazione limite snervamento acciaio eyd = 0,19%
 Deformazione Ultima acciaio eud = 1,00%
 Resistenza Progetto Trazione Acciaio fyd = 391,30 N/mm²
 Copriferro d = 3,00 cm
 Coefficiente di omogeneizzazione n = 15

ANALISI DEI CARICHI - PIANEROTTOLO 1

CARICHI PERMANENTI:
 Peso Proprio: 1,00 · 1,00 · 0,20 · 25,00 G1 = 5,00 kN/mq
 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:
 Intonaco (1,5cm) = 0,30 kN/mq
 Malta di allettamento (3,0cm) = 0,50 "
 Pavimento in marmo = 0,80 "

 G2 = 1,60 kN/mq
 CARICHI VARIABILI DI BREVE DURATA:
 Balconi, ballatoi, scale, sale convegni, cinema Qk1= 4,00 kN/mq

ANALISI DEI CARICHI - RAMPA

CARICHI PERMANENTI:
 Peso Proprio: 1,00 · 1,00 · 0,20 · 25,00 G1 = 5,00 kN/mq
 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:
 Intonaco (1,5cm) = 0,30 kN/mq
 Malta di allettamento (3,0cm) = 0,50 "
 Pavimento in marmo = 0,80 "

 G2 = 1,60 kN/mq
 CARICHI VARIABILI DI BREVE DURATA:
 Balconi, ballatoi, scale, sale convegni, cinema Qk1= 4,00 kN/mq

ANALISI DEI CARICHI - PIANEROTTOLO 2

CARICHI PERMANENTI:
 Peso Proprio: 1,00 · 1,00 · 0,20 · 25,00 G1 = 5,00 kN/mq
 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:
 Intonaco (1,5cm) = 0,30 kN/mq
 Malta di allettamento (3,0cm) = 0,50 "
 Pavimento in marmo = 0,80 "

 G2 = 1,60 kN/mq
 CARICHI VARIABILI DI BREVE DURATA:
 Balconi, ballatoi, scale, sale convegni, cinema Qk1= 4,00 kN/mq

VERIFICHE ALLO S.L.U.

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U.

N.Cmb.	Elemento	Carico Distribuito	q (kN/mq)
1	Pianerottolo 1	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2 + gq \cdot Qk1$	14,90
	Rampa	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2 + gq \cdot Qk1$	14,90
	Pianerottolo 2	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2 + gq \cdot Qk1$	14,90
2	Pianerottolo 1	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2 + gq \cdot Qk1$	14,90
	Rampa	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2$	8,90
	Pianerottolo 2	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2$	8,90
3	Pianerottolo 1	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2$	8,90
	Rampa	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2 + gq \cdot Qk1$	14,90
	Pianerottolo 2	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2$	8,90
4	Pianerottolo 1	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2$	8,90
	Rampa	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2$	8,90
	Pianerottolo 2	$q = gg1 \cdot G1 + gg2 \cdot G2 + gq \cdot Qk1$	14,90

RISULTATI DI CALCOLO S.L.U.

HP. SCALA INCASTRATA ALLE ESTREMITA'

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	39,49	39,48	-36,43	-4,40	-4,40	-36,43
2	29,52	23,65	-24,39	-2,32	-2,61	-21,81
3	33,49	33,49	-33,75	-4,72	-4,72	-33,75
4	23,65	29,52	-21,81	-2,61	-2,32	-24,39

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm	Tmax kN
1	Pianerottolo 1	0,00	36,43	39,49
	Rampa	15,89	4,40	19,31
	Pianerottolo 2	0,00	36,43	39,48
2	Pianerottolo 1	0,00	24,39	29,52
	Rampa	9,65	2,61	11,61
	Pianerottolo 2	0,00	21,81	23,65
3	Pianerottolo 1	0,00	33,75	33,49
	Rampa	15,56	4,72	19,31
	Pianerottolo 2	0,00	33,75	33,49
4	Pianerottolo 1	0,00	21,81	23,65
	Rampa	9,65	2,61	11,61
	Pianerottolo 2	0,00	24,39	29,52

HP. SCALA APPOGGIATA ALLE ESTREMITA'

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	39,49	39,49	0,00	32,04	32,03	0,00
2	29,13	24,04	0,00	21,68	19,59	0,00
3	33,48	33,49	0,00	29,04	29,03	0,00
4	24,04	29,13	0,00	19,59	21,68	0,00

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm	Tmax kN
1	Pianerottolo 1	32,04	0,00	39,49
	Rampa	52,32	0,00	19,31
	Pianerottolo 2	32,03	0,00	39,49
2	Pianerottolo 1	21,68	0,00	29,13
	Rampa	32,77	0,00	12,03
	Pianerottolo 2	19,59	0,00	24,04
3	Pianerottolo 1	29,03	0,00	33,48
	Rampa	49,32	0,00	19,31
	Pianerottolo 2	29,03	0,00	33,49
4	Pianerottolo 1	19,59	0,00	24,04
	Rampa	32,77	0,00	12,03
	Pianerottolo 2	21,68	0,00	29,13

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.U.

Sez.N.	B(mm)	H(mm)	Descrizione	As(mm ²)	A's(mm ²)			
1	1000	200	Pian1- S.Max Infer.	770 (5ø14)	770 (5ø14)			
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)	M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)	Ved / Vrd	Req. Dutt.
0,00	32,04	39,49	47,84	0,670 < 1	10 / 100	94,04	0,420 < 1	Verifica
2	1000	200	Rampa- S.Max Infer.	924 (6ø14)	770 (5ø14)			
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)	M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)	Ved / Vrd	Req. Dutt.
0,00	52,32	19,31	56,55	0,925 < 1	10 / 100	94,04	0,205 < 1	Verifica
3	1000	200	Pian2- S.Max Infer.	770 (5ø14)	770 (5ø14)			
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)	M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)	Ved / Vrd	Req. Dutt.
0,00	32,03	39,49	47,84	0,670 < 1	10 / 100	94,04	0,420 < 1	Verifica
4	1000	200	Pian1- S.Max Super.	770 (5ø14)	770 (5ø14)			
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)	M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)	Ved / Vrd	Req. Dutt.
0,00	-36,43	39,49	47,84	0,762 < 1	10 / 100	94,04	0,420 < 1	Verifica
5	1000	200	Rampa- S.Max Super.	924 (6ø14)	770 (5ø14)			
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)	M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)	Ved / Vrd	Req. Dutt.
0,00	-4,72	19,31	47,83	0,099 < 1	10 / 100	94,04	0,205 < 1	Verifica
6	1000	200	Pian2- S.Max Super.	770 (5ø14)	770 (5ø14)			
N(kN)	M(kN·m)	T(kN)	Mrd(kN·m)	M / Mrd	f st./passo	Vrd (kN)	Ved / Vrd	Req. Dutt.
0,00	-36,43	39,49	47,84	0,762 < 1	10 / 100	94,04	0,420 < 1	Verifica

VERIFICHE ALLO S.L.E. - Apertura Fessure

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. (Frequente)

N.Cmb.	Elemento	Carico Distribuito	q (kN/mq)
1	Pianerottolo 1	$q = G1 + G2 + y11 \cdot Qk1$	8,60
	Rampa	$q = G1 + G2 + y11 \cdot Qk1$	8,60
	Pianerottolo 2	$q = G1 + G2 + y11 \cdot Qk1$	8,60
2	Pianerottolo 1	$q = G1 + G2 + y11 \cdot Qk1$	8,60
	Rampa	$q = G1 + G2$	6,60
	Pianerottolo 2	$q = G1 + G2$	6,60
3	Pianerottolo 1	$q = G1 + G2$	6,60
	Rampa	$q = G1 + G2 + y11 \cdot Qk1$	8,60
	Pianerottolo 2	$q = G1 + G2$	6,60
4	Pianerottolo 1	$q = G1 + G2$	6,60
	Rampa	$q = G1 + G2$	6,60
	Pianerottolo 2	$q = G1 + G2 + y11 \cdot Qk1$	8,60

RISULTATI DI CALCOLO S.L.E. (frequente)

HP. SCALA INCASTRATA ALLE ESTREMITA'

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	22,79	22,79	-21,03	-2,54	-2,54	-21,03
2	19,47	17,51	-17,01	-1,84	-1,94	-16,15
3	20,79	20,79	-20,13	-2,64	-2,64	-20,13
4	17,51	19,47	-16,15	-1,94	-1,84	-17,01

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm
1	Pianerottolo 1	0,00	21,03
	Rampa	9,17	2,54
	Pianerottolo 2	0,00	21,03
2	Pianerottolo 1	0,00	17,01
	Rampa	7,09	1,94
	Pianerottolo 2	0,00	16,15
3	Pianerottolo 1	0,00	20,13
	Rampa	9,06	2,64
	Pianerottolo 2	0,00	20,13
4	Pianerottolo 1	0,00	16,15
	Rampa	7,09	1,94
	Pianerottolo 2	0,00	17,01

HP. SCALA APPOGGIATA ALLE ESTREMITA'

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	22,79	22,79	0,00	18,49	18,49	0,00
2	19,34	17,64	0,00	15,04	14,34	0,00
3	20,79	20,79	0,00	17,49	17,49	0,00
4	17,64	19,34	0,00	14,34	15,04	0,00

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm
1	Pianerottolo 1	18,49	0,00
	Rampa	30,20	0,00
	Pianerottolo 2	18,49	0,00
2	Pianerottolo 1	15,04	0,00
	Rampa	23,68	0,00
	Pianerottolo 2	14,34	0,00
3	Pianerottolo 1	17,49	0,00
	Rampa	29,20	0,00
	Pianerottolo 2	17,49	0,00
4	Pianerottolo 1	14,34	0,00
	Rampa	23,68	0,00
	Pianerottolo 2	15,04	0,00

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. (Quasi Permanente)

N.Cmb.	Elemento	Carico Distribuito	q (kN/mq)
1	Pianerottolo 1	$q = G1 + G2 + y21 \cdot Qk1$	7,80
	Rampa	$q = G1 + G2 + y21 \cdot Qk1$	7,80
	Pianerottolo 2	$q = G1 + G2 + y21 \cdot Qk1$	7,80
2	Pianerottolo 1	$q = G1 + G2 + y21 \cdot Qk1$	7,80
	Rampa	$q = G1 + G2$	6,60
	Pianerottolo 2	$q = G1 + G2$	6,60
3	Pianerottolo 1	$q = G1 + G2$	6,60
	Rampa	$q = G1 + G2 + y21 \cdot Qk1$	7,80
	Pianerottolo 2	$q = G1 + G2$	6,60
4	Pianerottolo 1	$q = G1 + G2$	6,60
	Rampa	$q = G1 + G2$	6,60
	Pianerottolo 2	$q = G1 + G2 + y21 \cdot Qk1$	7,80

RISULTATI DI CALCOLO S.L.E. (Quasi Permanente)

HP. SCALA INCASTRATA ALLE ESTREMITA'

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	20,67	20,67	-19,07	-2,30	-2,30	-19,07
2	18,68	17,50	-16,66	-1,88	-1,94	-16,15
3	19,47	19,47	-18,54	-2,37	-2,37	-18,54
4	17,50	18,68	-16,15	-1,94	-1,88	-16,66

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm
1	Pianerottolo 1	0,00	19,07
	Rampa	8,32	2,30
	Pianerottolo 2	0,00	19,07
2	Pianerottolo 1	0,00	16,66
	Rampa	7,07	1,94
	Pianerottolo 2	0,00	16,15
3	Pianerottolo 1	0,00	18,54
	Rampa	8,25	2,37
	Pianerottolo 2	0,00	18,54
4	Pianerottolo 1	0,00	16,15
	Rampa	7,07	1,94
	Pianerottolo 2	0,00	16,66

HP. SCALA APPOGGIATA ALLE ESTREMITA'

REAZIONI VINCOLARI E SOLLECITAZIONI NODALI

N.Cmb.	Ra (kN)	Rd (kN)	Ma (kNm)	Mb (kNm)	Mc (kNm)	Md (kNm)
1	20,67	20,67	0,00	16,77	16,77	0,00
2	18,60	17,58	0,00	14,70	14,28	0,00
3	19,47	19,47	0,00	16,17	16,17	0,00
4	17,58	18,60	0,00	14,28	14,70	0,00

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE MASSIME

N.Cmb.	Elemento	Mmax (inf.) kNm	Mmax (sup.) kNm
1	Pianerottolo 1	16,77	0,00
	Rampa	27,39	0,00
	Pianerottolo 2	16,77	0,00
2	Pianerottolo 1	14,70	0,00
	Rampa	23,48	0,00
	Pianerottolo 2	14,28	0,00
3	Pianerottolo 1	16,17	0,00
	Rampa	26,79	0,00
	Pianerottolo 2	16,17	0,00
4	Pianerottolo 1	14,28	0,00
	Rampa	23,48	0,00
	Pianerottolo 2	14,70	0,00

VERIFICHE DI RESISTENZA S.L.E. - (Apertura Fessure)

Comb. Car. Frequente $w_{d,max}=w_3=0,4$ mm				Comb. Car. Quasi Permanente $w_{d,max}=w_2=0,3$ mm			
Sez.N.	B (mm)	H (mm)	Descrizione	As (mmq)	A's (mmq)	M (kN·m)	wd
1	1000	200	Pian1- S.Max Infer	770 (5ø14)	770 (5ø14)	18,49	0,178 mm
	eps	Dsm (mm)	wd	eps	Dsm (mm)	0,000749	0,197 mm
2	1000	200	Rampa- S.Max Infer	924 (6ø14)	770 (5ø14)	30,20	0,227 mm
	eps	Dsm (mm)	wd	eps	Dsm (mm)	0,001024	0,250 mm
3	1000	200	Pian2- S.Max Infer	770 (5ø14)	770 (5ø14)	18,49	0,178 mm
	eps	Dsm (mm)	wd	eps	Dsm (mm)	0,000749	0,197 mm
4	1000	200	Pian1- S.Max Super	770 (5ø14)	770 (5ø14)	21,03	0,203 mm
	eps	Dsm (mm)	wd	eps	Dsm (mm)	0,000852	0,224 mm
5	1000	200	Rampa- S.Max Super	924 (6ø14)	770 (5ø14)	2,64	0,025 mm
	eps	Dsm (mm)	wd	eps	Dsm (mm)	0,000107	0,028 mm
6	1000	200	Pian2- S.Max Super	770 (5ø14)	770 (5ø14)	21,03	0,203 mm
	eps	Dsm (mm)	wd	eps	Dsm (mm)	0,000852	0,224 mm

3.14 Consolidamento muratura

Nelle zone in cui la malta si presenta polverulenta o addirittura assente ma il muro sia costituito da pietre ben ammorsate, si rimuovono le parti decoese, si sigillano le connessioni esterne con malta di calce e si lavano le cavità con acqua evitando l'imbibizione della muratura.

Si riempiono quindi le cavità con iniezioni di malta di calce e silici micronizzate, o altre malte con calore di idratazione nullo e caratteristiche meccaniche comparabili a quelle della muratura.

La malta è iniettata a bassa pressione.

Le parti della muratura ben organizzate ma povere di malta sulle facce esterne verranno risanate scarnendo con getto d'acqua in pressione gli interstizi tra le pietre e quindi sigillando accuratamente le sconnesse con malta di calce idraulica e sabbia (o con coccio pesto).

La ricostruzione di parti crollate o non più recuperabili sarà realizzata ripristinando l'originaria configurazione con materiali di recupero, nonché strutturalmente efficaci, dovrà inoltre essere realizzata con tecniche e modalità idonee a garantire la salvaguardia dei caratteri tradizionali propri.

Il rifacimento a "cuci e scuci" dei muri in pietra o laterizio a vista sarà eseguito con mattoni o pietra e malta di buona qualità, con utilizzo di materiali simili agli esistenti per forma, dimensioni, fattura e caratteristiche cromatiche ed evitando ogni apprezzabile alterazione del complessivo aspetto esteriore.

4. Interventi di Messa in sicurezza Murature

La muratura verticale isolata e la torre del castello indicate con le lettere A e B negli elaborati grafici (esecutivi di cantiere), sono adiacenti ad un pendio alla base del quale sono presenti dei fabbricati di proprietà privata.

Il pessimo stato di conservazione di tali resti del castello e la presenza a valle di edifici abitativi, impone un intervento di messa in sicurezza degli stessi che soggetti al peso proprio ed a carichi orizzontali (sisma e vento) costituiscono un pericolo per le strutture stesse e per le loro adiacenze.

La messa in sicurezza, in questa fase mediante opere provvisoriale, consentirà la sopravvivenza delle testimonianze storiche di cui sono portatrici oltre a garantire la pubblica incolumità, in attesa che si possano progettare altri sistemi strutturali congruenti con la restante parte di ruderi del castello che saranno .

Gli interventi proposti negli elaborati di progetto per le suddette parti del castello (torre muro perimetrale posti ad ovest), consistono in una serie di opere finalizzate al consolidamento statico degli stessi.

Preliminari alle opere provvisoriale risultano quelli di consolidamento diffuso in ampie zone della muratura, consistenti in:

1. iniezioni armate realizzate inserendo all'interno di fori Ø 25 barre in acciaio inox Ø18 inghisate con malta, tali da ricucire in modo diffuso gli elementi murari;
2. iniezioni dei paramenti murari con legante colloidale da realizzarsi principalmente sulla parte sommitale delle pareti e, maggiormente soggetta a fenomeni di degrado e depauperamento legati agli agenti atmosferici;
3. integrazioni della muratura mediante cuciture localizzate;
4. ripristino della malta di collegamento dei conci di pietra.

4.1 Opere Provvisoriale

Dopo aver completato l'intervento di consolidamento si prevede la realizzazione di due ordini di stralli in fune d'acciaio sui due lati del muro, che permetta di porlo in sicurezza rispetto ad un collasso per ribaltamento dovuto a carichi orizzontali tipo vento o sisma.

Tali tiranti verranno ancorati alla muratura attraverso piastre in acciaio zincato e ancorati al terreno mediante la posa di blocchi di cls. interrati.

4.1.1 Azione Sismica

In accordo con quanto indicato al §.7.2.3 del D.M. 17/01/2018 , essendo la muratura da verificare un "Elemento costruttivo non strutturale" (*per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidità, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone*) , la domanda sismica può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a} \quad [7.2.1]$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

Essendo la parete libera di oscillare, durante un sisma la stessa subisce un'accelerazione massima pari a quella del suolo, e quindi:

$$S_a = \frac{a_g}{g} \cdot S$$

dove

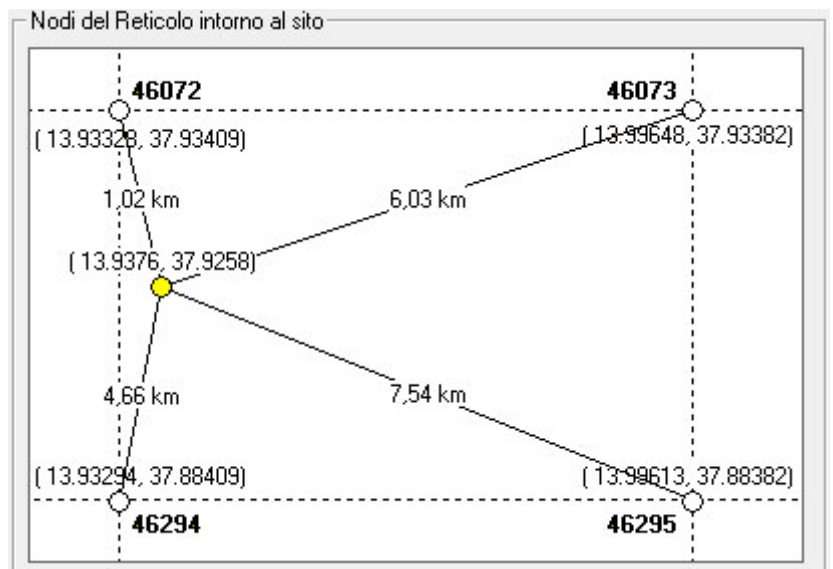
$S = S_T \cdot S_s$ è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

Considerando inoltre, a vantaggio di sicurezza, che il fattore di struttura sia pari ad 1, risulta:

$$F_a = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot W_a$$

Gli spettri di progetto ed i relativi parametri di pericolosità sismica per il sito in cui ricade la costruzione, vengono determinati sulla base di quanto indicato al par. 3.2 del D.M. 17/01/2018.

Provincia: **Palermo**
Comune: **Collesano**
Latitudine: **37,9258**
Longitudine: **13,9376**
Altitudine s.l.m.: **460m**
Zona Sismica: **2**



Vita Nominale		VN = 100 anni											
§2.4.1 NTC.2018	<p><i>La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.</i></p> <p><i>I valori minimi di VN da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.</i></p>												
	<p>Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">TIPI DI COSTRUZIONI</th> <th>Valori minimi di V_N (anni)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>Costruzioni temporanee e provvisorie</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari</td> <td>50</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>Costruzioni con livelli di prestazioni elevati</td> <td>100</td> </tr> </tbody> </table>		TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)	1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10	2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50	3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati
TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)											
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10											
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50											
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100											

Classe d'Uso		II
§2.4.2 NTC.2018	<p>Classe II: <i>Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza.</i></p> <p><i>Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.</i></p>	

Coefficiente d'Uso		1,0									
§2.4.3 NTC.2018	<p><i>Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U:</i></p> $V_R = V_N \cdot C_U \quad [2.4.1]$ <p><i>Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab.2.4.II.</i></p>										
	<p>Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>CLASSE D'USO</th> <th>I</th> <th>II</th> <th>III</th> <th>IV</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>COEFFICIENTE C_U</td> <td>0,7</td> <td>1,0</td> <td>1,5</td> <td>2,0</td> </tr> </tbody> </table>		CLASSE D'USO	I	II	III	IV	COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5
CLASSE D'USO	I	II	III	IV							
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0							

Periodo di Riferimento		$V_r = 100 \times 1,0 = 100$ anni														
§3.2.1 NTC.2018	<p>Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R}, cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.</p> <p>Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Stati Limite</th> <th colspan="2">P_{V_R}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Stati limite di esercizio</td> <td>SLO</td> <td>81%</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>63%</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">Stati limite ultimi</td> <td>SLV</td> <td>10%</td> </tr> <tr> <td>SLC</td> <td>5%</td> </tr> </tbody> </table> <p>Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:</p> $T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} \quad [3.2.0]$			Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R		Stati limite di esercizio	SLO	81%	SLD	63%	Stati limite ultimi	SLV	10%	SLC	5%
	Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R														
	Stati limite di esercizio	SLO	81%													
		SLD	63%													
Stati limite ultimi	SLV	10%														
	SLC	5%														

Periodo di Ritorno $T_r = - V_r / \ln(1 - P_{V_r}) =$ anni	SLO	SLD	SLV	SLC
	60	101	949	1950

Categoria di sottosuolo	C
Categoria Topografica	T1

§3.2.2 NTC.2018	Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.	
	Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
	A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
	B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
	C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
	D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
	E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.
Tab. 3.2.III – Categorie topografiche		
Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	

§ 3.2.3.1 – NTC.2018	Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_s e di C_c		
	Categoria sottosuolo	S_s	C_c
	A	1,00	1,00
	B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
	C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
	D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$	

§ 3.2.3.1 – NTC.2018	Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T		
	Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
	T1	-	1,0
	T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
	T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4	

Coefficienti di Amplificazione stratigrafica	$S_s =$	SLO	SLD	SLV	SLC
		1,50	1,50	1,37	1,27
		1,62	1,60	1,55	1,53

Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1,0$
--	-------------

Parametri di Riferimento: ag Fo Tc*

- **STATO LIMITE: SLO** - Esercizio [Stato Limite di Operatività]

ID reticolo / Sito	Longitudine	Latitudine	TR = 60 anni			Distanza Luogo Intervento (m.)
			ag	Fo	Tc*	
46294	13,93294	37,88409	0,6638932	2,355372	0,2709797	4.659
46295	13,99613	37,88382	0,6821145	2,344438	0,2716714	7.543
46073	13,99648	37,93382	0,7207522	2,32685	0,2698703	6.030
46072	13,93328	37,93409	0,7110093	2,327648	0,2690482	1.020
Collesano	13,9376	37,9258	0,703	2,333	0,270	

- **STATO LIMITE: SLD** - Esercizio [Stato Limite di Danno]

ID reticolo / Sito	Longitudine	Latitudine	TR = 101 anni			Distanza Luogo Intervento (m.)
			ag	Fo	Tc*	
46294	13,93294	37,88409	0,86521	2,3413	0,28065	4.659
46295	13,99613	37,88382	0,88939	2,3353	0,28044	7.543
46073	13,99648	37,93382	0,94184	2,3188	0,27791	6.030
46072	13,93328	37,93409	0,9306	2,3188	0,27724	1.020
Collesano	13,9376	37,9258	0,919	2,323	0,278	

- **STATO LIMITE: SLV** - Ultimo [Stato Limite di salvaguardia della Vita]

ID reticolo / Sito	Longitudine	Latitudine	TR = 949 anni			Distanza Luogo Intervento (m.)
			ag	Fo	Tc*	
46294	13,93294	37,88409	2,149909	2,427037	0,3102813	4.659
46295	13,99613	37,88382	2,203188	2,427695	0,3101467	7.543
46073	13,99648	37,93382	2,310957	2,42639	0,3094522	6.030
46072	13,93328	37,93409	2,292048	2,422763	0,3088976	1.020
Collesano	13,9376	37,9258	2,266	2,424	0,309	

- **STATO LIMITE: SLC** - Ultimo [Stato Limite di prevenzione del Collasso]

ID reticolo / Sito	Longitudine	Latitudine	TR = 1950 anni			Distanza Luogo Intervento (m.)
			ag	Fo	Tc*	
46294	13,93294	37,88409	2,724056	2,488773	0,3213817	4.659
46295	13,99613	37,88382	2,787684	2,490407	0,3221318	7.543
46073	13,99648	37,93382	2,912769	2,492052	0,3219824	6.030
46072	13,93328	37,93409	2,891669	2,488573	0,3209228	1.020
Collesano	13,9376	37,9258	2,861	2,489	0,321	

ag: accelerazione orizzontale massima al sito;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

Tc* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per il sito in esame, risulta

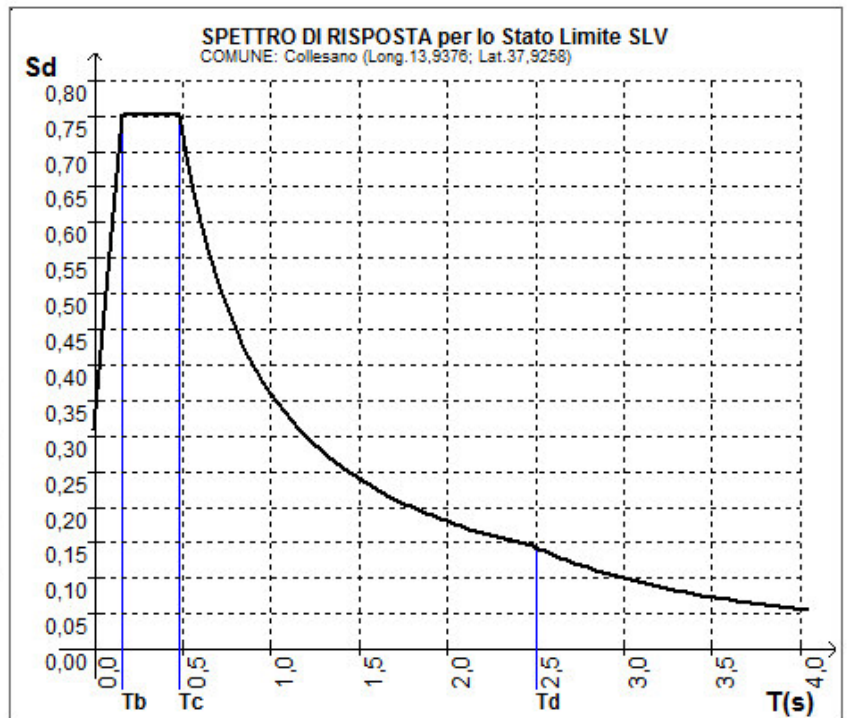
PARAMETRI DIPENDENTI

- STATO LIMITE :
- $S = S_s \cdot S_t = 1,370$
- $\eta = 1 / q = 1,000$
- $T_b = T_c / 3 = 0,160$
- $T_c = C_c \cdot T_c^* = 0,479$
- $T_d = 4 \cdot a_g / g + 1,6 = 2,506$

NTC.08 Eq. 3.2.4

$0 \leq T < T_b$	$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot E_s} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$
$T_b \leq T < T_c$	$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s$
$T_c \leq T < T_D$	$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$
$T_D \leq T$	$S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot E_s \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$

- $S_d(T_b) = 0,753$
- $S_d(T_c) = 0,753$
- $S_d(T_d) = 0,144$



Considerando che gli stralli verranno posti ad interasse di circa ml. 4,00 , si ha:

$W_a = b \cdot H \cdot L \cdot \gamma = 2,15 \cdot 11,50 \cdot 4,00 \cdot 2000 = 197.800,00 \text{ daN}$

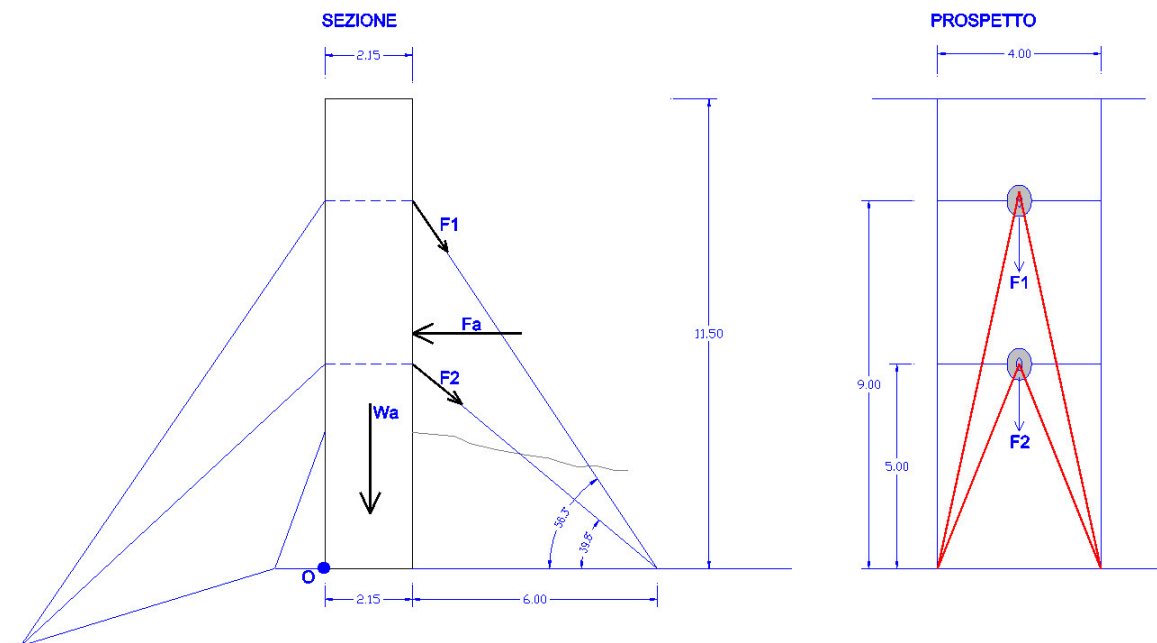
e quindi:

$F_a = 0,2266 \cdot 1,37 \cdot 197800 = 61.405,43 \text{ daN}$

4.1.2 Verifica Stabilità – Dimensionamento Trefoli

Si verifica la stabilità del maschio murario ipotizzando che lo stesso ribalti attorno alla base.

SCHEMA STATICO



In assenza degli stralli, si ha :

Il momento ribaltante dovuto alla forza sismica è pari a : $M_{rib} = F_a \cdot H/2 = 353.081,22 \text{ daNm}$

Il momento stabilizzante dovuto al Peso Proprio è pari a : $M_{stab} = W_a \cdot b/2 = 212.635,00 \text{ daNm}$

Quindi risulta:

$$\mu = M_{stab} / M_{rib} = 0.60 < 1 \quad - \text{ Non Verifica}$$

Imponendo che il sistema Muro-Stralli debba avere un coefficiente di sicurezza al ribaltamento almeno pari a $\gamma_R = 1,15$, il contributo che deve essere fornito dagli stralli ΔM_{stab} , può determinarsi imponendo che si abbia:

$$(M_{stab} + \Delta M_{stab}) / M_{rib} = \gamma_R = 1,15$$

da cui

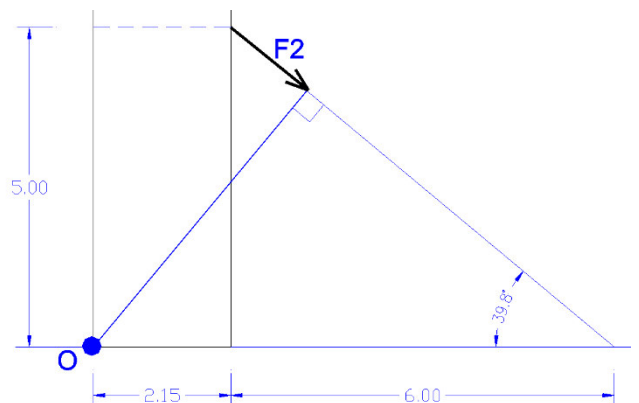
$$\Delta M_{stab} = 1,15 \cdot M_{rib} - M_{stab} = 193.405,40 \text{ daNm}$$

Imponendo che gli stralli siano soggetti alla stessa azione $F_1 = F_2 = F$, data la geometria del sistema di stralli adottato per la messa in sicurezza del muro (2 ordini di tiranti ancorati a 5m e 9m da terra, inclinati rispettivamente di $39,8^\circ$ e $56,3^\circ$ sull'asse verticale), si calcola l'azione stabilizzante che deve essere fornita da ciascuno dei due ordini di tiranti,

$$\Delta M_{stab} = F \cdot x_1 \cdot \sin(39.8) + F \cdot x_2 \cdot \sin(56.3)$$

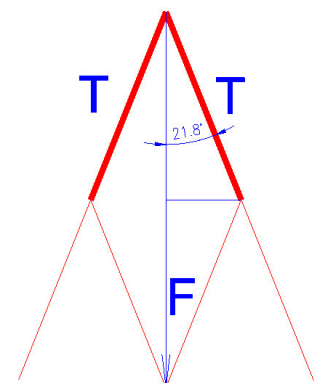
da cui

$$F = 16.120 \text{ daN}$$

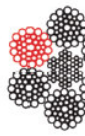

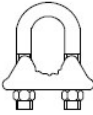


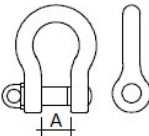
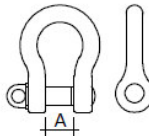


Sul singolo tirante si deve quindi imporre un'azione di tiro pari a:

$$T = F/2 \cdot \cos(21.8^\circ) = 8.681 \text{ daN.}$$



Si utilizzano tiranti in trefolo in acciaio S10 Zn aventi diametro nominale pari a 20mm il cui carico di rottura risulta pari a 9.760 daN (vedasi tabella allegata).

Cavo di acciaio tipo S10 Zn		Redancia zincata RL	Morsetto tipo CAV	Tenditore tipo O-O	Tenditore tipo II B	Grillo omega per tenditore tipo O-O		Grillo omega per tenditore tipo II - B	
									
Diametro (mm)	Portata (t) (**) (C.S. = 2.5)	Dimensioni	Marchiatura	Filettatura ISO	Filettatura ISO	A (mm)	WLL(*)	A (mm)	WLL(*)
φ 12	3.52	12 A18	marchiati 13	M22	A27	22	2.00T o 2T	26	3.25T o 3 1/4T
φ 14	4.78	16 A23.5	marchiati 14	M24	A30	26	3.25T o 3 1/4T	31	4.75T o 4 3/4T
φ 16	6.24	16 A23.5	marchiati 16	M27	A33	26	3.25T o 3 1/4T	31	4.75T o 4 3/4T
φ 18	7.92	20 A29.5	marchiati 18	M33	A36	31	4.75T o 4 3/4T	36	6.50T o 6 1/2T
φ 20	9.76	20 A29.5	marchiati 19	M36	A39	36	6.50T o 6 1/2T	36	6.50T o 6 1/2T
φ 22	11.78	22 A32	marchiati 22	M39	A45	36	6.50T o 6 1/2T	43	8.50T o 8 1/2T
φ 24	14.02	24 A35	marchiati 26	-	A52	-	-	43	8.50T o 8 1/2T

(*) WWL è il codice stampigliato sugli elementi. Qualora non si disponga di elementi con WWL stampigliato uguale a quello riportato in tabella, è possibile usare elementi con WWL maggiore.

(**) i dati riportati fanno riferimento al catalogo TECI®2009. È tuttavia sempre possibile impiegare funi ed accessori di altre case purchè di prestazioni non inferiori a quelle indicate in tabella.

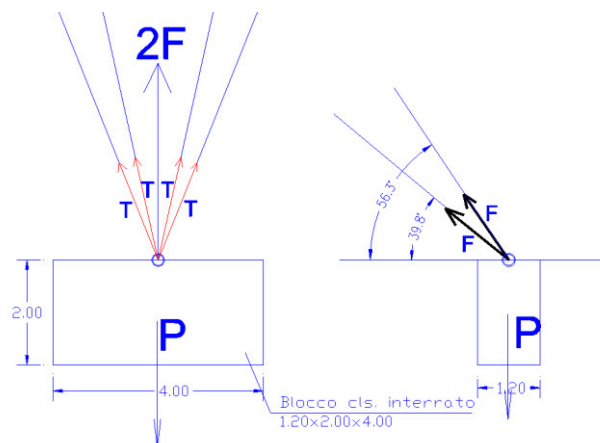
4.1.3 Verifica Ancoraggio a Terra

Nel nodo ancorato a terra convergono 4 tiranti, che trasmettono al blocco di ancoraggio in cls. una forza di trazione verticale pari a:

$$V = F \cdot \sin(39.8^\circ) + F \cdot \sin(56.3^\circ) = 23.729,67 \text{ daN}$$

Disponendo un blocco di cls. delle dimensioni di 1,20 x 2,00 x 4,00, risulta:

$$P = 1,20 \times 2,00 \times 4,00 \times 2500 = 24.000 \text{ daN} > V - \text{Verifica}$$



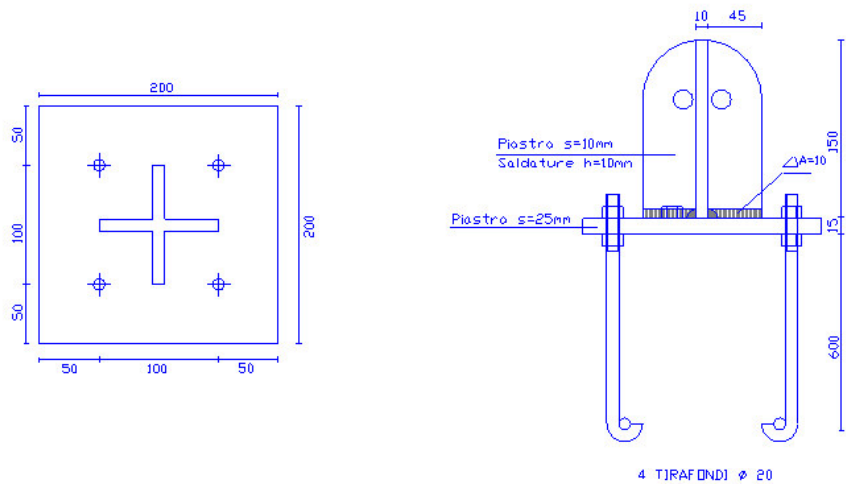
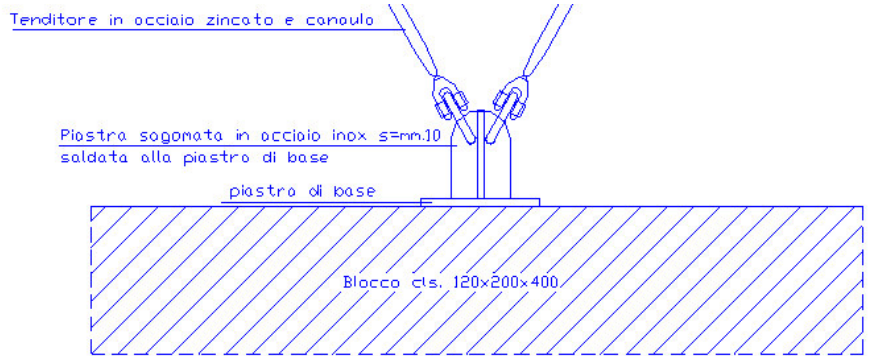
4.1.4 Verifica Piastra di base e Tirafondi

L'ancoraggio dei trefoli in acciaio al blocco di cls. Verrà realizzato mediante piastra in acciaio e tirafondi, come indicato in figura.

Essendo le forze F trasmesse dai trefoli all'unione inclinate rispetto l'orizzontale il tipo di unione che si realizzerà è soggetto a sforzo assiale di trazione e taglio:

$N = 237,30 \text{ kN}$

$T = 213,35 \text{ kN}$



Acciaio:
S275 t<40 UNI EN 10025-2

Tirafondi $d = 20 \text{ mm}$
 $L = 600 \text{ mm}$
Piastra $s = 25 \text{ mm}$

Unione N.1" COLONNA PLINTO"

Dati Tirafondi
 Classe della Vite: 8.8 Dado= 8 Fyb= 640 Ftb= 800
 Diametro: 30 mm Area Resistente: 581 mm²
 Lunghezza L= 600 mm

Dati Piastra: B=200 mm x H=200 mm
 Tipo di Acciaio N= 2 Sigla S275 t Fyk= 275,00 Ftk= 430,00 N/mm²
 Spessore: t= 25 mm Foro Bulloni: do= 31 mm
 Distanze Bulloni e1= 50 p1= 100 e2= 50 p2= 100 mm

Dati Colonna
 N.Profilo (DB) N= 95 Sigla B= 100,00 H= 10,00 mm

Calcestruzzo
 Classe di Resistenza: C25/30 ordinario

Tipo di Unione
 Appoggio Cerniera Incastro
 Nervatura Verticale
 h= 0 s= 0 mm

Sollecitazioni
 Sollecitazioni Profilo (kN,m) N= -237,3 T= 213,5

Registra e Verifica Esci

DATI PIASTRA

Base	B =	200,00 mm
Altezza	H =	200,00 mm
Spessore	t =	25,00 mm
Diametro Fori	d0 =	31,00 mm
Distanza X Bullone - Bordo Piastra	e1 =	50,00 mm
Interasse Bulloni	p1 =	100,00 mm
Distanza Y Bullone - Bordo Piastra	e2 =	50,00 mm
Interasse Bulloni	p2 =	100,00 mm

DATI BULLONI / TIRAFONDI

Classe della Vite	=	8.8
Dado	=	8
Resistenza a Snervamento	fyb =	640,00 N/mm ²
Resistenza a Rottura	ftb =	800,00 N/mm ²
Diametro dei Bulloni	d =	30 mm
Area Resistente	Ares =	581 mm ²
Lunghezza di Ancoraggio	L =	600 mm

DATI CALCESTRUZZO

Classe	=	C25/30
Resistenza Car. Cubica	Rck =	30,00 N/mm ²
Resistenza Car. Cilindrica	fck =	24,90 N/mm ²
Coeff. parziale di sicurezza cls	γc =	1,50
Coeff. per effetti di Lungo Termine	αcc =	0,85
Valore Medio Resistenza compressione cls	fcm =	32,90 N/mm ²
Valore Medio Resistenza trazione cls	fctm =	2,56 N/mm ²
Modulo Elastico cls	Ec =	31447,16 N/mm ²
Diagramma Calcolo Tensione-Deform. cls.:	=	Parabola Rettangolo (CEB)
Deformazione limite elasto-plastico cls	εc2 =	0,20%
Deformazione Ultima cls	εcu =	0,35%
Resistenza di Progetto a Compressione	fcd =	14,11 N/mm ²
Resistenza di Progetto a Trazione	fctd =	1,19 N/mm ²

DATI ACCIAIO

Tipo di Acciaio	=	S275 t<40 UNI EN 10025-2
Resistenza caratteristica di Snervamento	fyk =	275,00 N/mm ²
Resistenza caratteristica di Rottura	ftk =	430,00 N/mm ²

SOLLECITAZIONI

Sforzo Assiale	N =	-237,30 kN
Taglio	T =	213,50 kN

VERIFICA

Verifica Tirafondi a Trazione Centrata

Valore di Calcolo Sforzo Assiale Resistente $N_{rd} = 4 \cdot A_{res} \cdot f_{yd} = 1189,89 \text{ kN}$
 $N_{ed} = 237,30 \text{ kN} < N_{rd}$ - VERIFICA

Verifica Piastra

Tensione di Trazione singolo Bullone $N_b = 59,33 \text{ kN}$
Distanza Tirafondi - Bordo Colonna $c = 45,00 \text{ mm}$
Valore di Calcolo Taglio Resistente $V_{prd} = B_p \cdot s_p \cdot f_{vd} = 756,05 \text{ kN}$
Valore di Calcolo Momento Resistente $M_{prd} = (B_p \cdot s_p^2 / 6) \cdot f_{yd} = 5,46 \text{ kNm}$
 $V_{ed} = 2 \cdot N_b = 118,65 \text{ kN} < V_{prd}$ - VERIFICA
 $M_{ed} = 2 \cdot N_b \cdot c = 5,34 \text{ kNm} < M_{prd}$ - VERIFICA

Verifica Taglio

Valore di Calcolo Resistenza a Taglio Unione
Resistenza a taglio singolo Bullone $F_{vRd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25 = 223,10 \text{ kN}$
 $V_{rd} = 4 \cdot F_{vRd} = 892,42 \text{ kN}$
 $V_{ed} = T = 213,50 \text{ kN} < V_{rd}$ - VERIFICA

Verifica Taglio / Trazione Tirafondi

Resistenza a taglio singolo Bullone $F_{vRd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25 = 223,10 \text{ kN}$
Resistenza a trazione singolo Bullone $F_{tRd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25 = 334,66 \text{ kN}$
 $F_{v,Ed} = T/4 = 53,38 \text{ kN} < F_{v,Rd}$ - VERIFICA
 $F_{t,Ed} = N/4 = 59,33 \text{ kN} < F_{t,Rd}$ - VERIFICA
 $F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1.4 \cdot F_{t,Rd} = 0,37 \text{ kN} < 1$ - VERIFICA

Verifica Ancoraggio Tirafondi

Valore di Calcolo Resistenza di Aderenza Tirafondo
 $N_{brd} = f_{bd} \cdot \pi \cdot D \cdot L = (2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_c) \cdot \pi \cdot D \cdot L = 151,83 \text{ kN}$
 $N_b = N/4 = 59,33 \text{ kN} < N_{brd}$ - VERIFICA

5. Relazione Geotecnica

Le caratteristiche geotecniche ed idrogeologiche del terreno di fondazione, note da saggi effettuati in terreni vicini e dalla relazione geologica commissionata dal Comune di Collesano per l'intervento di consolidamento del costone roccioso, assicurano una portanza del terreno superiore alla tensione trasmessa dalla fondazione del manufatto, al terreno stesso.

In particolare, dai superiori studi emerge che il terreno di fondazione, sottostante i ruderi del castello, è costituito da "Arenarie conglomeratiche" aventi le seguenti proprietà geotecniche:

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 2,00 \text{ t/mc}$
- Resistenza alla compressione semplice $sf = 100 \text{ daN/cm}^2$
- Angolo di attrito $\phi = 28^\circ$
- Coefficiente di scabrezza $JRC = 5-10$
- Coesione $c = 1,0 \text{ t/m}^2$

Sulla base di quanto sopra, in accordo con quanto indicato nel D.M. 17/01/2018 si è ipotizzato, a vantaggio di sicurezza, che la categoria del sottosuolo è di tipo C, "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti ...".

Categoria di sottosuolo		C
Categoria Topografica		T1
§3.2.2 NTC.2018	Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.	
	Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
	A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
	B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
	C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
	D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
	E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.
	Tab. 3.2.III – Categorie topografiche	
	Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
	T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	

Tali parametri sono stati utilizzati per le verifiche sismiche di cui ai paragrafi superiori, e come si evince dagli stessi, i sistemi progettati sono realizzabili nel pieno rispetto della normativa sismica e geotecnica.

6. Conclusioni del Progettista

Per ciò che attiene l'edificio da ristrutturare, l'intervento proposto, consiste essenzialmente nella

- Demolizione e ricostruzione dei solai di piano e di copertura,
- Demolizione e ricostruzione della scala in c.a.
- Ripristino / Realizzazione architravi in acciaio

Dalla valutazione sulle condizioni di sicurezza e delle caratteristiche di resistenza degli elementi strutturali esistenti e dalle verifiche riportate nelle pagine precedenti, si conclude che l'intervento è fattibile nel pieno rispetto delle Norme vigenti, in particolare si precisa che l'intervento non arreca aggravii alla situazione statica degli edifici contigui.

7. Piano di Manutenzione

Il presente piano di manutenzione viene redatto ai sensi di quanto stabilito dal D.M. 17/01/2018 all'art.10.1.

Lo stesso, pianifica e programma, tenendo conto degli elaborati progettuali esecutivi effettivamente realizzati, l'attività di manutenzione dell'intervento al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico del fabbricato.

E' costituito dai seguenti documenti operativi:

a) il manuale d'uso;

b) il manuale di manutenzione;

c) il programma di manutenzione;

Manuale d'uso

Come si evince dagli elaborati grafici, il manufatto, destinato a scuola, non presenta parti di particolare importanza a meno delle strutture, dei materiali da costruzione per le opere di completamento e degli impianti tecnologici (idrico, elettrico e fognario).

Al fine di dare un indirizzo sulle necessarie manutenzioni si riporta nelle seguenti righe il glossario delle anomalie più frequenti che è possibile riscontrare in un edificio di civile abitazione:

- **Attacco biologico** = di funghi licheni, muffe, o insetti, con relativa formazione di macchie e depositi sugli strati superficiali
- **Azzurratura** = colorazione del legno in seguito ad eccessi di umidità scavo o rigetto degli strati di pittura
- **Cavillature superficiale** = sottile trame di fessure sulla superficie dell'intonaco
- **Corrosione** = decadimento dei materiali metallici a causa della combinazione con sostanze presenti nell'ambiente (ossigeno, acqua, anidride carbonica, salsedine, etc.)
- **Decolorazione** = alterazione cromatica della superficie
- **Deformazione** = variazione della geometria e della forma dei profili e degli elementi di tamponamento per fenomeni di ritiro quali imbarcamento svergolamento ondulazione
- **Degrado degli organi di manovra** = degrado degli organi di manovra a causa di processi di ossidazione delle parti metalliche ed in particolare di quelle di manovra.
Deformazione e relativa difficoltà di movimentazione degli organi di apertura e chiusura
- **Deposito superficiale** = accumulo di pulviscolo atmosferico, di altri materiali estranei, di spessore variabile.
- **Disgregazione** = decoesione caratterizzata da distacco di granuli o cristalli dovuto a minime sollecitazioni meccaniche
- **Distacco** = disgregazione e distacco di parti notevoli del materiale
- **Eflorescenze saline** = formazione di sostanze generalmente di colore biancastro e di aspetto cristallino corverulento filamentoso sulla superficie del manufatto
- **Fessurazioni** = presenza di rotture singole
- **Incrostazioni** = deposito a strati molto aderente al substrato composto generalmente da sostanze inorganiche o di natura biologica
- **Infradiciamento** = degradazione che si manifesta con la formazione di masse scure polverulente dovute a umidità e scarsa ventilazione
- **Lesione** = degradazione che si manifesta in seguito ad eventi traumatici con effetti di soluzione di continuità con senza distacco tra le parti
- **Macchie graffiti** = imbrattamento della superficie di sostanze macchianti in grado di aderire penetrare nel materiale
- **Mancanza** = caduta e perdita di parti del materiale del manufatto
- **Non ortogonalità** = la ortogonalità dei telai mobili rispetto a quelli fissi dovuta generalmente per la mancanza di registrazione periodica dei fissaggi
- **Patina** = variazione del colore originario del materiale per alterazione della superficie dei materiali per fenomeni non legati alla deformazione
- **Presenza di vegetazione** = presenza di vegetazione caratterizzata dalla formazione di licheni muschi e piante lungo la superficie
- **Polverizzazione** = decoesione che si manifesta con la caduta spontanea dei materiali sotto forma di polvere o granuli
- **Penetrazione di umidità** = comparsa di macchie di umidità dovuta all'assorbimento di acqua
- **Rigonfiamento** = variazione della sagoma che interessa l'intero spessore del materiale e che si manifesta soprattutto in elementi nastriformi, riconoscibile dal tipico andamento a bolla
- **Scagliatura- screpolatura** = distacco totale o parziale di parti della pellicola dette scaglie che avviene in prossimità di scollagli o soluzioni di continuità

Manuale di manutenzione

Nel presente manuale, vengono riportate per ogni parte d'opera di rilievo:

- la descrizione delle risorse necessarie per l'intervento manutentivo,
- quali manutenzioni sono eseguibili direttamente dall'utente,
- quali manutenzioni devono essere eseguite a cura di personale specializzato

Opere	Anomalie riscontrabili	Manutenzioni	Operatore
Strutture in c.a. Scale, cordoli	- eventuali fenomeni di deterioramento e di degrado dei materiali. - eventuali fenomeni di dissesto delle strutture (lesioni, fessure, distacchi, cedimenti differenziali ecc.).	Ripristino dei materiali degradati, consolidamento delle strutture che presentano fenomeni di dissesto.	Impresa edile
Intonaci	- Attacco biologico, cavillature superficiali, decolorazione, deposito superficiale, distacco, efflorescenze, macchie graffiati, presenza di vegetazione, penetrazione di umidità, presenza di bolle d'aria o rigonfiamenti.	Pulizia della patina superficiale mediante lavaggio ad acqua, pulizia macchie e graffiati, ricostituzione di parti più soggette ad usura o altre forme di degrado.	Utente e/o Muratore, intonacatore
Coperture	- Scivolamento manto di copertura, deposito superficiali, mancanza di elementi, penetrazione e ristagni d'acqua, presenza di vegetazione e rottura di coppi.	Ripristino degli elementi di coperture e loro sostituzione se danneggiati, corretto riposizionamento, rimozione di depositi di foglie e detriti lungo i filari delle tegole, e in prossimità delle gronde e delle linnee di deflusso delle acque meteoriche.	Muratore
Canali di Gronda e pluviali	- Deformazione, deposito superficiale, difetti di ancoraggio, distacco, errori di pendenza, fessurazioni, mancanza elementi, penetrazione e ristagni d'acqua, presenza di vegetazione, rottura.	Pulizie delle griglie mediante asportazione dei detriti, reintegro dei canali di gronda, dei pluviali e dei bocchettoni di raccolta, degli elementi di fissaggio, sistemazione delle giunzioni.	lattoniere
Parapetti	- Controllo dei parapetti e dei elementi di coronamento con particolare attenzione alla loro integrità e stabilità, controllo delle superfici e dei rivestimenti	Ripristino coronamenti, con funzioni decorative mediante integrazioni delle parti mancanti, interventi mirati al mantenimento, delle condizioni di stabilità e sicurezza, qualora i coronamenti abbiano anche funzione integrativa di parapetto. Pulizia e lavaggio delle parti decorative.	Muratore, marmista, fabbro
Pareti interne	- Decolorazione, disgregazione distacco, efflorescenze, erosione superficiale, fessurazioni, penetrazione di umidità, rigonfiamento, scheggiatura, polverizzazioni.	Pulizia delle superfici e rimozione di sporcizie e macchie, sigillatura delle cavillature, pitturazione periodica delle pareti.	Imbianchino muratore
Pavimentazioni interne	- Degrado delle sigillature, disgregazione, distacco, erosione superficiale, fessurazioni, macchie, mancanza, perdita di elementi, scheggiature, sollevamento e distacco del supporto.	Pulizia e rimozione dello sporco superficiale, mediante il lavaggio ed eventuale spazzolatura. Pulizia e reintegro superficiale dei giunti. Sostituzione degli elementi degradati, usurati rotti, sollevati, o scollati, mediante reintegro.	pavimentista

Programma di manutenzione

L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica. A conclusione di ogni ispezione, inoltre, il tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli eventuali interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.

a) sottoprogramma delle prestazioni

Al fine di valutare le prestazioni del manufatto si ritiene necessario verificare periodicamente quanto indicato nel manuale di manutenzione.

b) sottoprogramma dei controlli