

SCALA	SEDE PROGETTO / VIA PRACCHIUSO 16, UDINE (UD)	COD. BENE UDB0164	COD. FABBRICATO UD0046020
APPROVAZIONE COMMITTENTE			
	A - APPROVATO	B - APPROVATO CON COMMENTI	C - NON UTILIZZABILE
STATO	TIPO DI EMISSIONE	PROGETTO ESECUTIVO	

Coordinamento generale, opere architettoniche, strutturali e impianti

Sinergo

Sinergo Spa - via Ca' Bembo 152 - 30030
Maerne di Martellago - Venezia - Italy
tel +39 041 3642511 - fax +39 041 640481
sinergospa.com - info@sinergospa.com

commessa
21049

Responsabile integrazione prestazioni specialistiche opere architettoniche e progettista opere architettoniche

arch. Alberto Muffato

Responsabile efficientamento energetico, Progetto Impianti elettrici e prevenzione incendi

ing. Filippo Bittante

Coordinamento per la sicurezza in fase di progettazione

ing. Stefano Muffato

Responsabile Progetto Impianti meccanici

ing. Giovanni Moreschini

Responsabile Progetto strutturale

ing. Marco Brugnerotto

Relazione geologica

dott. Geol. Daniele Lucchiarì

Responsabile processo BIM e Coordinamento di progetto

arch. Francesca Cremasco

Gruppo di lavoro

Annappaola Villano

Nicola Favaro

Nicole Fava

Elnaz Saadatiyeganeh

Shahin Amayeh

Davide Potente

Alessandro Prete

Carlo Laurenti

Leonardo Callegarin

Jacopo Brightenti

Giovanni Palù



Responsabile Relazione archeologica

dott. archeologo Claudio Negrelli

sede legale: via Mancinelli n. 4, 40141 Bologna (BO)

Responsabile Criteri Ambientali Minimi

arch. LEED AP Elisa Sirombo

sede legale: via Stampatori n. 21, 10100 Torino (TO)

PROGETTO

RESTAURO PALAZZINA PREFETTO EX CASERMA REGINATO
PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO

OPERE STRUTTURALI
RELAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA

AGENZIA DEL DEMANIO

DIREZIONE REGIONALE FRIULI VENEZIA GIULIA
Via Gorghi n. 18, 33100 Udine (UD)



r.u.p.

Ing. Manuel Rosso



AGENZIA DEL DEMANIO

NUMERO DISEGNO

UDB0164-ADM-UD0046020-XX-RT-S-E00003

REV

01

01/03/2024

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	4
3.1. Stato di fatto	4
3.2. Destinazione d'uso, classe d'uso e periodo di riferimento dell'azione sismica	6
4. INDAGINI CONOSCITIVE.....	8
4.1. Indagini geognostiche	8
4.1.1. Prove penetrometriche	8
4.1.2. Indagine sismica.....	11
4.1.2.1. Indagine MASW	11
4.1.2.2. Indagine HVSR	12
4.2. Indagini sulle strutture	14
5. MODELLO GEOTECNICO.....	14
6. MATERIALI.....	15
6.1. Muratura.....	15
6.1.1. Livello di conoscenza e fattore di confidenza.....	17
6.1.2. Valori da utilizzare nelle verifiche.....	18
6.2. Acciaio d'armatura.....	20
6.3. Acciaio da carpenteria metallica esistente	20
6.4. Calcestruzzo	21
7. AZIONI SULLA STRUTTURA	21
7.1. Pesi propri dei materiali.....	21
7.1.1. Peso proprio degli elementi in muratura	21
7.1.2. Peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato	21
7.2. Carichi permanenti	23
7.2.1. Solaio Piano Primo.....	23
7.2.2. Solaio di copertura	23
7.3. Azioni variabili.....	24
7.3.1. Carico da neve	24
7.4. Azione sismica.....	28
7.5. Combinazione delle azioni	35
8. ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA	36
8.1. Verifiche di sicurezza.....	36

8.1.1. Verifiche a sforzo normale	37
8.1.2. Verifica a pressoflessione nel piano.....	37
8.1.3. Verifica a pressoflessione fuori dal piano.....	38
8.1.4. Verifiche a taglio	38
9. CODICI DI CALCOLO	40
10. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ANTE OPERAM.....	41
10.1. Verifica di vulnerabilità sismica.....	41
10.2. Verifiche solai di piano	42
10.2.1. Solaio Piano Primo	42
10.2.2. Solaio Copertura	46
10.3. Verifica ballatoio.....	50
10.4. Scale	50
10.5. Tunnel	53
10.5.1. Capriate di copertura.....	53
10.5.2. Camminamento	57
10.6. Balcone	61
10.7. Verifica delle fondazioni	65
11. CONCLUSIONI.....	67

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione di Vulnerabilità Sismica del **progetto definitivo la ristrutturazione ed il miglioramento sismico della Palazzina del prefetto del complesso “Caserma Reginato”, sita in via Pracchiuso n. 16 a Udine.**

Il compendio denominato Ex “Caserma Reginato” è destinato ad ospitare i nuovi uffici della Prefettura – Ufficio territoriale del Governo di Udine. Inoltre, sempre nell’ambito dello stesso compendio, è previsto di allocare, nella palazzina adiacente al chiostro, il nuovo alloggio del Prefetto di Udine.

Oggetto del presente progetto è il recupero della palazzina da adibire ad abitazione del Prefetto - allibrato alla Scheda Patrimoniale **UDB0164**. Nella sua globalità il recupero del complesso storico è stato organizzato in una fase relativa alla ristrutturazione del chiostro destinato ad ospitare gli uffici della Prefettura ed una la seconda fase, oggetto del presente progetto, volta a completare la riconversione definitiva del compendio comprendendo i lavori necessari alla realizzazione del nuovo alloggio del Prefetto.

Descrizione sintetica degli interventi – Gli interventi previsti riguardano il consolidamento delle strutture, l’efficientamento energetico, la ristrutturazione completa degli interni e degli esterni nonché la realizzazione completa dei nuovi impianti al fine di adibire la palazzina ad uso residenziale.

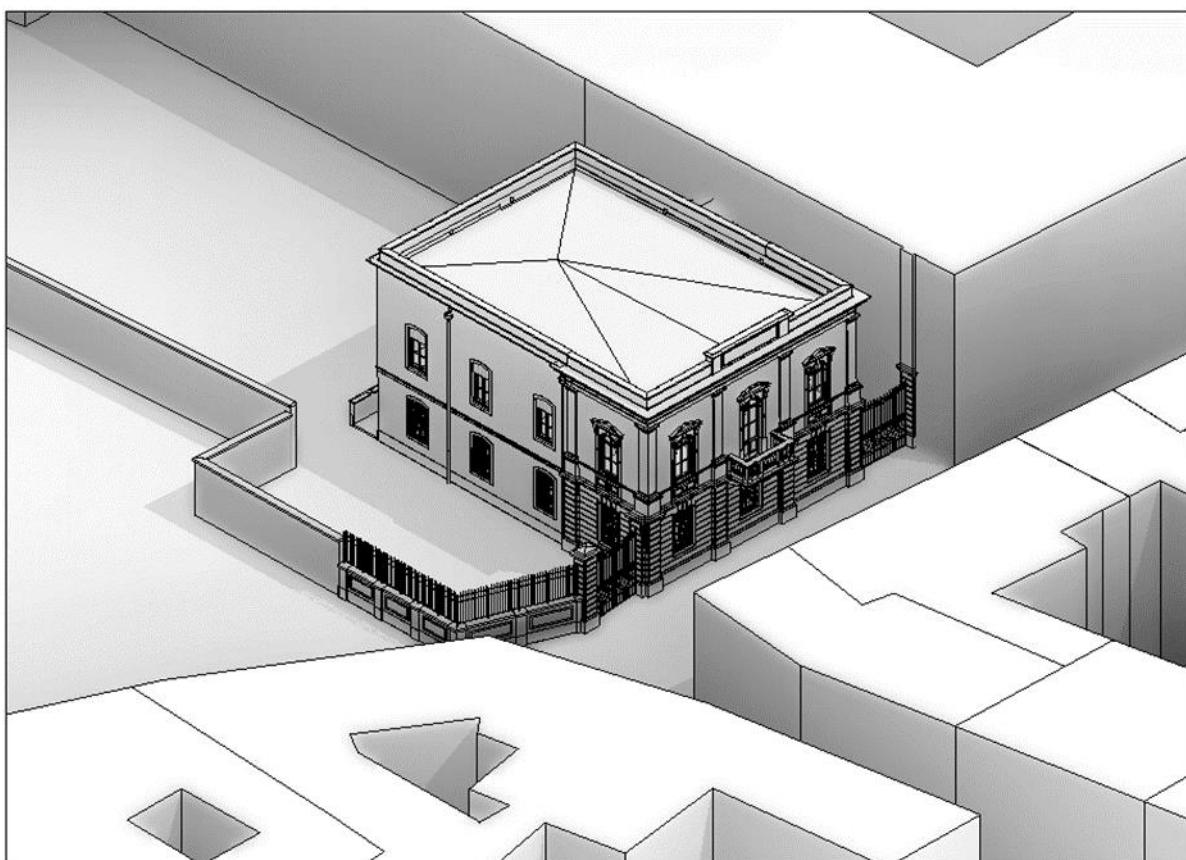


Figura1 - Veduta tridimensionale del progetto

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI di cui al D.M. 17/01/2018 (NTC 2018).
- CIRCOLARE 21 Gennaio 2019, n. 7 - Ministero per i Beni e le Attività Culturali. Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni. Luglio 2006
- EUROCODICE N.2 – “Design of Concrete Structures – Part.1 General rules and rules for buildings”

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

3.1. Stato di fatto

La palazzina, in ultima destinazione d'uso come desunto dalla documentazione ricevuta in fase di gara, pare essere stata residenziale ad entrambi i piani.

La facciata principale (sud) su via Pracchiuso si presenta con aspetto ‘classico’, ripropone la tripartizione planimetrica tramite uno schema prospettico segnato da bugnati e lesene verticali. È arricchita da fregi e cornici a decoro dei fori finestrati, dei marcapiani e del terrazzo a servizio della finestra centrale al primo piano. I lati est ed ovest riportano per la prima campata finestrata la medesima finitura a fregio bugnato verticale (circa 1/3 della lunghezza), mentre il restante sviluppo fino al fronte nord, è più modesto e trattato di semplice intonaco con cromia che lascia distinguere la parte basamentale dal primo piano nobile. I fori finestra sono di ampia dimensione, presentano serramenti lignei con tapparelle di chiusura (al primo piano) mentre al piano terra sono installate delle inferriate di protezione.

Un cornicione ad aggetto sporge dai fronti e disegna l'attacco tra facciate e copertura. Il tetto è piano e finito perimetralmente da una fascia muraria di chiusura. I pluviali sono installati a vista nei prospetti est, ovest e nord lasciando libero il fronte principale. Caratteristico è il volume della ex passerella che collegava al primo piano est la residenza all'ex-ospedale militare. La passerella è oggi chiusa come è possibile vedere dalla documentazione fotografica.



Figura 2: Collegamento tra edificio oggetto di intervento e la Caserma

L'edificio è composto da due piani fuori terra, ha sviluppo planimetrico con forma rettangolare irregolare delle dimensioni di 18,7 x 13,7 mt ed ha copertura piana. La struttura portante dell'immobile è data dai muri portanti perimetrali e dai muri di spina al cui interno, e talvolta in spessore, si trovano strutture verticali in mattoni piani con distribuzione ad intervalli abbastanza regolari. La planimetria si presenta pressoché identica al piano terra e primo, l'impianto è di tipo tripartito con corridoio centrale di distribuzione ai vari ambienti che si aprono sui lati.

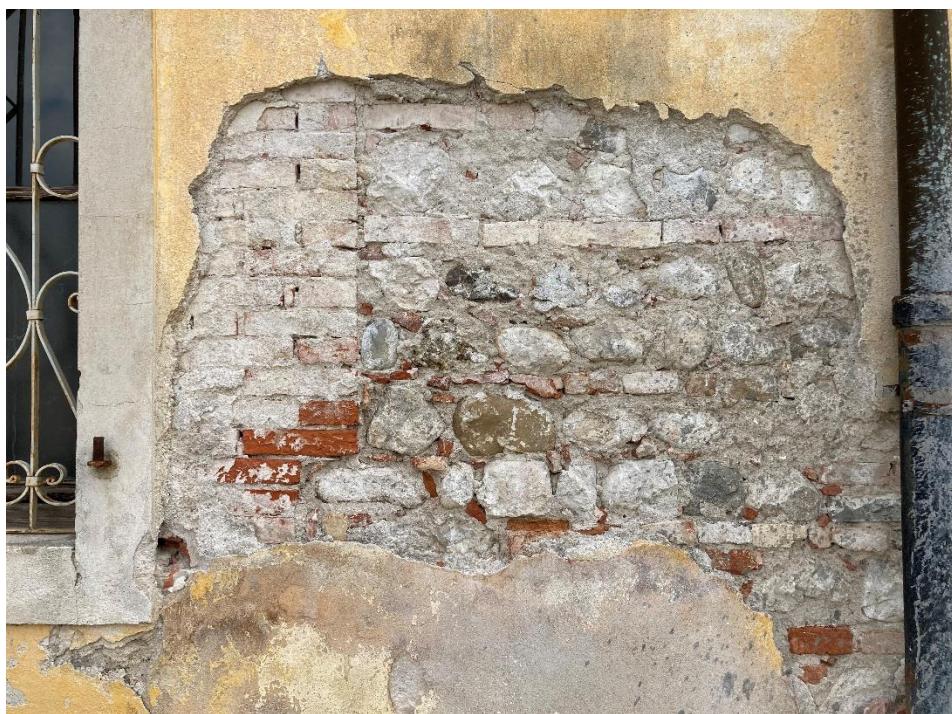


Figura 3: Grado di commistione della tessitura muraria

Tessiture in mattone pieno definiscono anche spallette ed architravi delle finestre, delle porte interne ed esterne, degli spigoli dell'edificio al piano terra fino alla copertura. Il resto dei muri portanti è costituito da sassi di piccole e medie dimensioni intervallati da corsi di mattoni pieni con funzione di collegamento strutturale.

I solai sono realizzati da profili in acciaio tipo IPE160 ad interasse di 100 cm ed interposte voltine in laterizio forato in appoggio ai profili e al laterizio orizzontale agganciato all'ala del profilo che realizza la soffittatura orizzontale. Spessore solaio del primo piano è di ca. 30 cm, 40 cm per il solaio di copertura.

Le altezze dei locali sono generose: 3,57 mt al piano terra (al controsoffitto esistente) e 3,84 mt al piano primo.

Sono minimi gli impianti presenti, pressoché nulle le tracce per impianti termici e sanitari ed elettrici, decisamente vetusti.

3.2. Destinazione d'uso, classe d'uso e periodo di riferimento dell'azione sismica

La vita nominale V_N dell'opera strutturale in oggetto è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

L'effettiva durata della costruzione non è valutabile in sede progettuale, venendo a dipendere da eventi futuri fuori dal controllo del progettista. Di fatto, la grande maggioranza delle costruzioni ha avuto ed ha, anche attraverso successivi interventi di ripristino manutentivo, una durata effettiva molto maggiore della vita nominale quantificata nelle NTC.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella indicata nella Tab. 2.4.I del D.M.18 di seguito riportata.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Tabella 1 - Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Con riferimento alla tabella precedente si evidenzia che, ai sensi e per gli effetti del Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n. 3685 del 21 ottobre 2003 il carattere strategico di un'opera o la sua rilevanza per le conseguenze di un eventuale collasso, sono definiti dalla classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso, come definite nel D.M. 18.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II: 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. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Digue connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione 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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tale valore riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.1 della NTC), il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Valori del coefficiente d'uso

Nello specifico si considera quanto segue:

Classe d'Uso II, Vita Nominale 50 anni.

4. INDAGINI CONOSCITIVE

4.1. Indagini geognostiche

Per la caratterizzazione geologica e sismica del sottosuolo in esame è stata eseguita dalla società “Geologia Tecnica s.a.s” di Este (PD) un’indagine in situ con l’esecuzione delle seguenti attività:

- 1 prova di sismica passiva con metodo Nakamura HVSR
- 1 prova di sismica attiva con metodo MASW
- 2 prove penetrometriche dinamiche fino alla prof. max di 4,40 m dal p.c.

Di seguito vengono riassunti i risultati di questa indagine rimandando alla relazione allegata per i dettagli.

4.1.1. Prove penetrometriche

Per le prove penetrometriche dinamiche (DP1 e DP2) si è utilizzato un penetrometro dinamico classificato come S. Heavy (ISMEF) con maglio da 50 kg. In Figura 4 è riportata l’ubicazione delle prove.

La profondità raggiunta dalle prove è stata di 3.4 m e di 4.4. m da p.c.; i diagrammi sono riportati in Figura 5 e Figura 6.

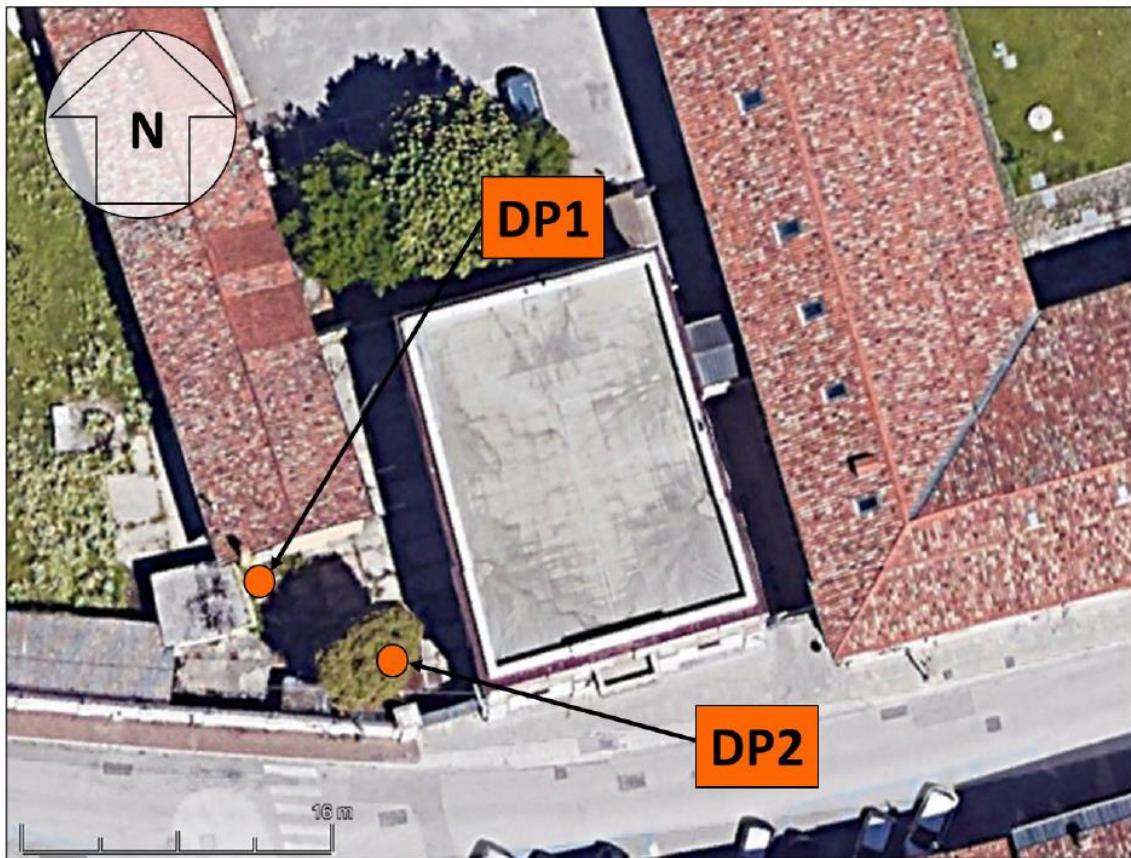


Figura 4 – Ubicazione delle indagini

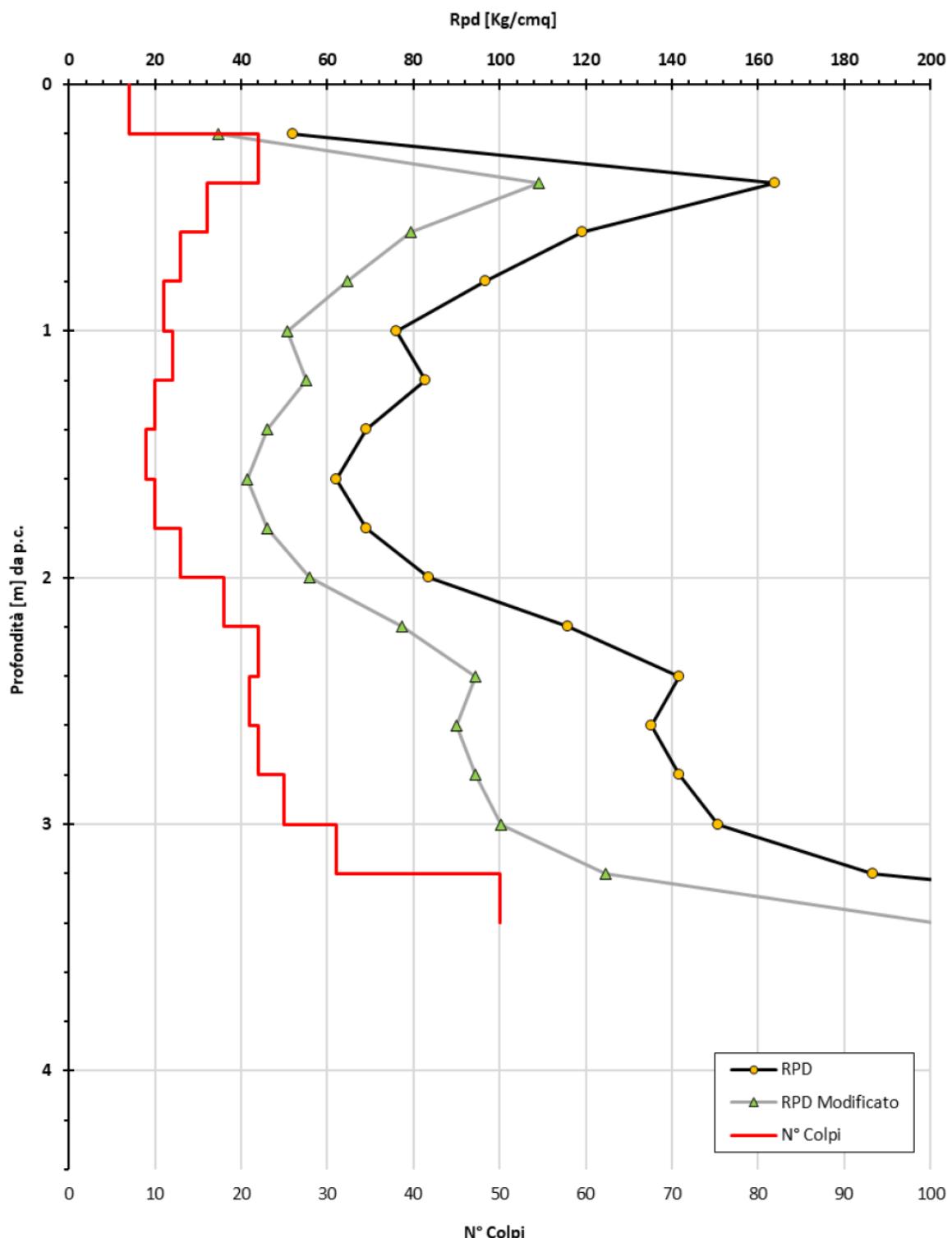


Figura 5 – Diagramma prova DP1

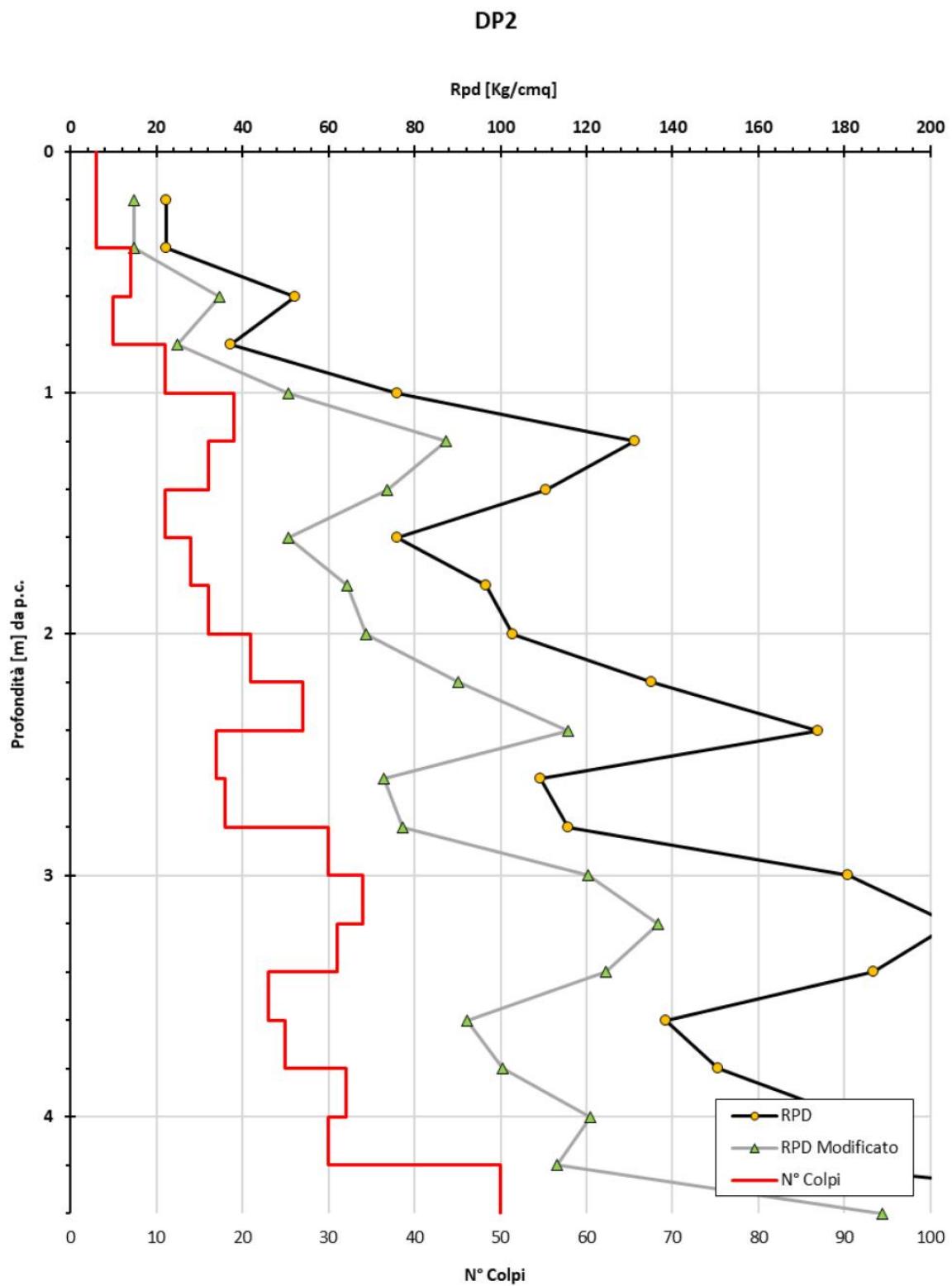


Figura 6 – Diagramma prova DP2

4.1.2. Indagine sismica

4.1.2.1. Indagine MASW

L'acquisizione è stata eseguita posizionando 24 ricevitori da 4,5 Hz ad una distanza inter-geofonica pari a 2 m, ed energizzando mediante mazza battente su piastra in ferro-alluminio a distanze diverse, di 12, 9, 6, 3 m dal primo geofono. In Figura 7 è riportata la traccia dello stendimento. In Figura 8 si riporta il modello della velocità delle onde S ricavata.



Figura 7 – Ubicazione MASW

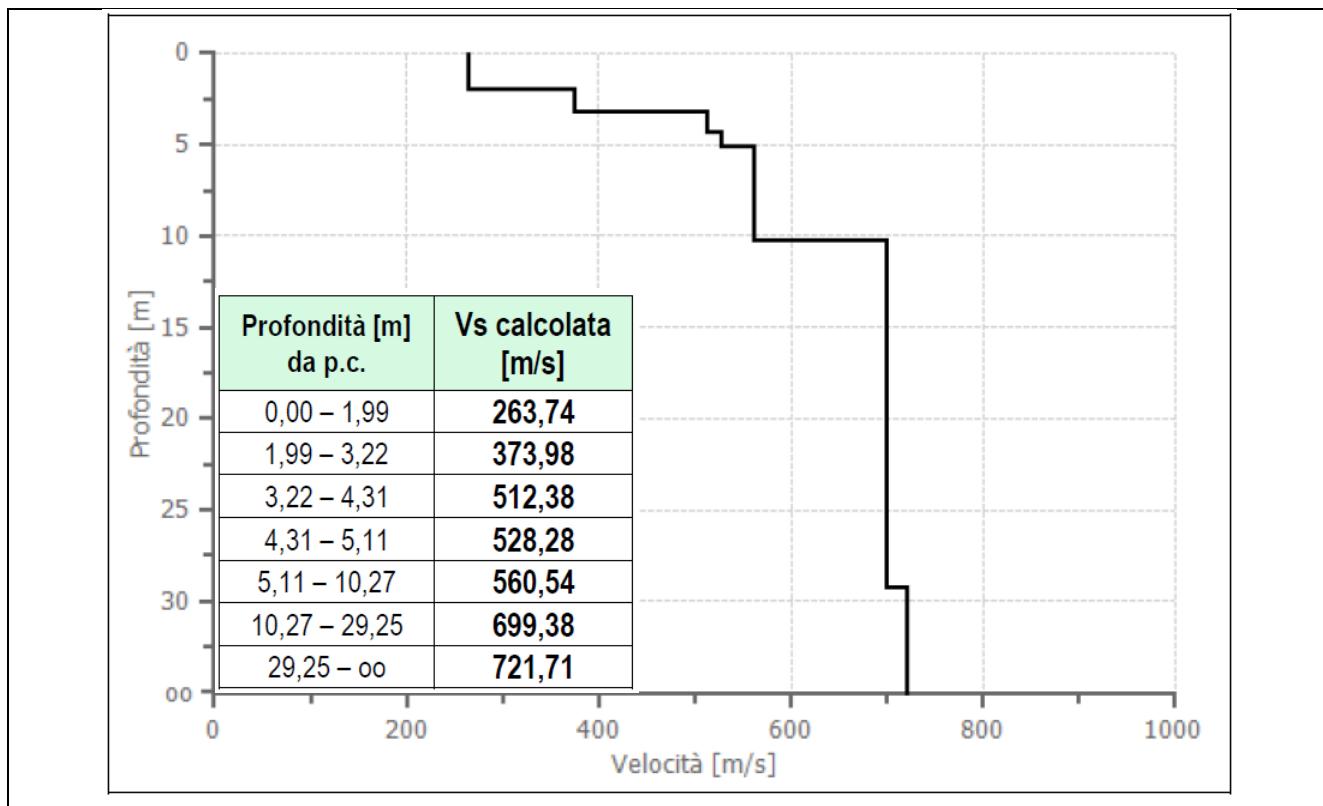


Figura 8 – Modello velocità onde S

4.1.2.2. Indagine HVSR

Il metodo si basa sulla misura del rumore sismico ambientale, il quale risulta prodotto sia da fenomeni atmosferici (onde oceaniche, vento) sia dall'attività antropica oltre che, ovviamente, dall'attività dinamica terrestre. La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali) o HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - Metodo di Nakamura) è finalizzata all'individuazione della frequenza caratteristica di risonanza di sito e delle discontinuità sismiche che sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che al contatto copertura-bedrock.

Dall'analisi del rapporto degli spettri si evince la presenza di un picco intorno ai 16,80 Hz (), dovuto ad un salto d'impedenza (superficiale) legato probabilmente al passaggio alle ghiaie. Tale frequenza potrebbe essere la frequenza caratteristica di risonanza dei depositi sedimentari presenti in sito.

RELAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA

RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
Sinergo Spa
Phoenix Archeologia Srl
Elisa Sirombo

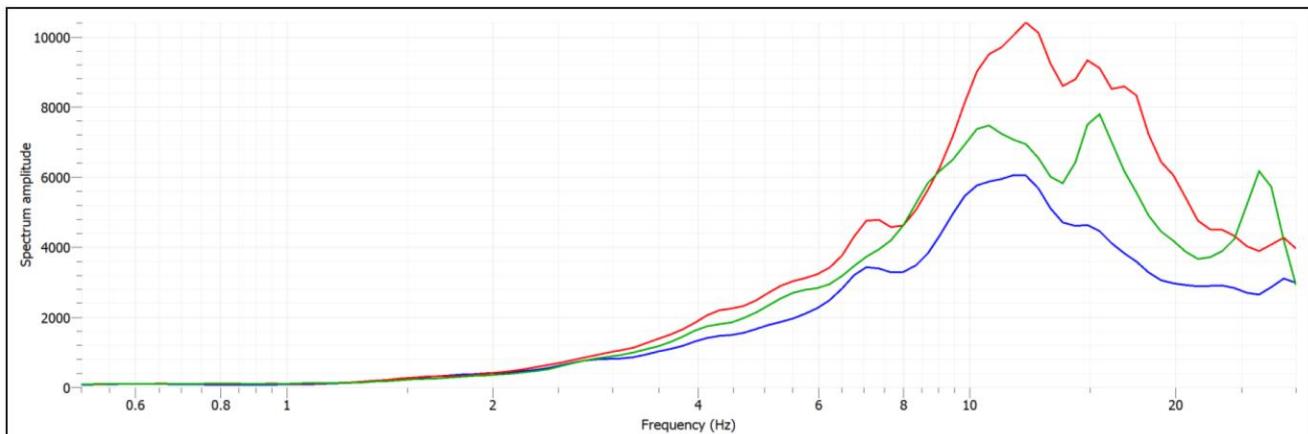


Figura 9 – Componenti spettrali (in blu verticali, in rosso e verde le orizzontali).

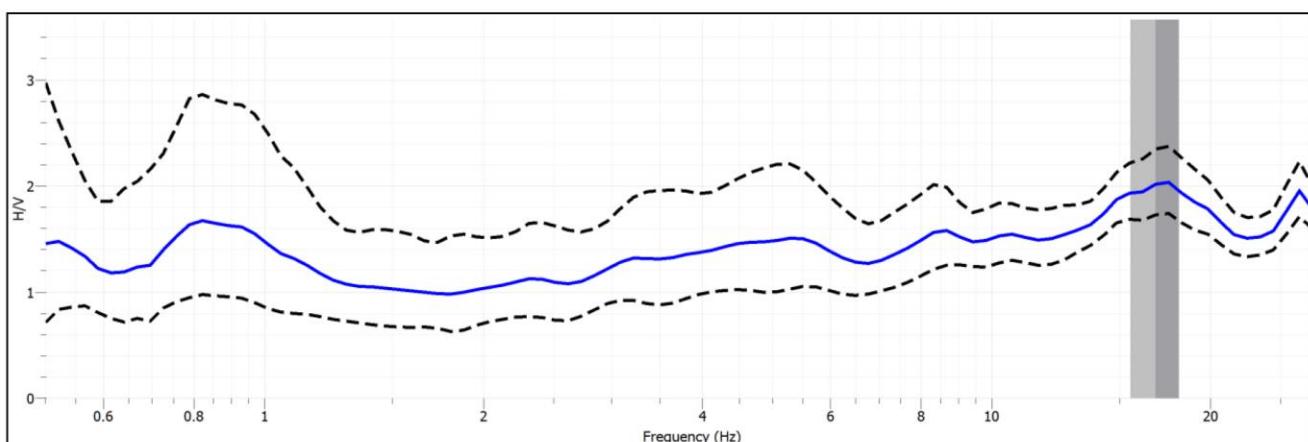


Figura 10 – Rapporto spettri componenti verticali e orizzontali.

Dati picco principale (H/V)		
Frequenza Fo	f stddev (Hz)	Ao
16,80	±1,29	2,01

Tabella 2 – Risultati della prova HSVR

4.2. Indagini sulle strutture

Nell'ambito della campagna di indagini per la valutazione di vulnerabilità sismica dell' "ex Caserma Reginato", sono state eseguite le seguenti prove ed indagini:

- N° 2 saggi localizzati per il rilievo delle strutture di fondazione;
- N° 1 prove con martinetti piatti doppi su paramenti in muratura;
- N° 15 saggi per la verifica degli ammorsamenti murari o della tessitura;
- N° 9 indagini endoscopiche su paramenti murari;
- N° 6 indagini endoscopiche su orizzontamenti;
- N° 4 rimozioni di intonaco per il rilievo geometrico degli architravi;
- N° 11 rimozioni di intonaco per la verifica dell'orditura e tipologia di solaio;
- N° 6 saggi su muratura per la verifica della lunghezza di appoggio di profili metallici;
- N° 5 prove con durometro portatile su elementi metallici;
- N° 2 prove di infissione su malta di allattamento;
- N° 2 prelievo di malta di allettamento e studio petrografico di analisi in sezione sottile;

La campagna di indagine, pianificata in accordo con la Committenza e la Sovrintendenza competente, prevede principalmente attività non distruttive o scarsamente distruttive da eseguirsi in situ.

L'area oggetto di indagine comprende la palazzina esistente di due piani fuori terra che volge il prospetto SUD verso via Pracchiuso e ubicata ad EST del chiostro dell'ex ospedale.

5. MODELLO GEOTECNICO

In base alle risultanze delle indagini geognostiche presentate nei precedenti paragrafi, si definisce il seguente modello geotecnico del sottosuolo, utile alle verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni dell'edificio esistente:

Strato	Profondità (m)	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Dr (%)
Terreno coesivo di riporto	0,00 – 0,50 m	16	40	//	//	//
Terreno granulare moderatamente addensato	0,50 – 2,50 m	18	//	0	35	50 – 60 %
Terreno granulare molto addensato	2,50 – 4,40 m	20	//	0	38	70 – 90 %

Ai fini della modellazione sismica, la categoria del sottosuolo ai sensi delle NTC 18 è classificata come **B**.

6. MATERIALI

6.1. Muratura

Con riferimento al livello di conoscenza riportato nel seguito, in base a quanto riportato nel §C8.5.4.1, si adotteranno i valori dei parametri meccanici definiti di seguito:

resistenze: medie degli intervalli riportati nella Tabella C.8.5.I della CNTC18 per la tipologia muraria in considerazione;
moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori riportati nella tabella suddetta, applicando i coefficienti indicati nella Tabella C8.5.II, secondo le seguenti modalità:

manca di buone caratteristiche: il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II della CNTC18, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (f_m , τ_0 , f_{vo}), sia ai moduli elastici (E e G);

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

presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: il coefficiente indicato in tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f_m , τ_0 , f_{vo}).

Per quanto riguarda gli elementi in muratura, in base a quanto riportato nel §7.8.1.1 delle NTC18, il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a 2.

Con riferimento a quanto riportato nel §C8.7.1.3.1.1 della CNTC18, nel caso di analisi elastica con il fattore di comportamento q , il valore di calcolo del generico parametro di resistenza [$R_{m,d}$] del materiale da utilizzare nelle verifiche si ricava dividendo il valore medio [R_m] per il fattore di confidenza (FC) e per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale γ_m :

$$R_{m,d} = \frac{R_m}{FC \cdot \gamma_m}$$

Nel caso di analisi non lineari, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza ($\gamma_m = 1$):

$$R_{m,d} = \frac{R_m}{FC}$$

Relativamente all'opera in oggetto, si differenziano i seguenti materiali:

- Strutture in elevazione: Muratura
- Fondazioni: Muratura
- Solai: Putrelle in acciaio e tavelloni

Grazie ai microcarotaggi e ai martinetti doppi è stato possibile appurare la natura costruttiva delle murature, sia perimetrali che di spina. Si individuano le seguenti tipologie murarie in riferimento alla Tabella C8.5.:

- Le murature perimetrali sono costituite da Muratura in pietrame disordinata.



Figura 11: Muratura esterna

- Le murature interne invece sono costituite da muratura in mattoni pieni con malta di calce.

RELAZIONE DI VULNERABILITÀ SISMICA

RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
Sinergo Spa
Phoenix Archeologia Srl
Elisa Sirombo

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{V0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{V0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 + 16 (**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei quadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

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

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

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

Figura 12: Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura

Si considera il coefficiente migliorativo per la presenza di connessioni trasversali, da applicarsi ai soli parametri meccanici della muratura in mattoni pieni e malta di calce:

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

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

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

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

(***) Nel caso di muratura di mattoni si intende come "malta buona" una malta con resistenza media a compressione f_m superiore a 2 N/mm². In tal caso il coefficiente correttivo può essere posto pari a $f_m^{0,35}$ (f_m in N/mm²).

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

Tabella 3 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici per le diverse tipologie di muratura

6.1.1. Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza (§C8.5.IV – Circolare Esplicativa 21.01.2019 n.7/C.S.LL.PP.) vengono definiti i tre livelli di conoscenza seguenti (§C8.5.IV - Circolare Esplicativa 21.01.2019 n.7/C.S.LL.PP.):

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- *geometria*, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- *dettagli strutturali*, ossia la quantità e disposizione delle armature, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- *materiali*, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Nel caso in esame:

- essendo stata effettuata l'analisi storico critica ai sensi del §8.5.1 NTC 18, finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cedimenti subiti dall'edificio e le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario. In particolare essendo noti:
 1. l'epoca di costruzione;
 2. le tecniche, le regole costruttive e le norme tecniche dell'epoca di costruzione;
 3. la forma originaria e le successive modifiche;
 4. i traumi subiti e le alterazioni delle condizioni al contorno;
 5. le deformazioni, i dissesti e i quadri fessurativi;
 6. gli interventi di consolidamento pregressi.
- essendo, ai sensi del §8.5.2 NTC 18, la geometria della struttura nota in base al rilievo geometrico-strutturale completo ed essendo i dettagli costruttivi noti sia da un'estesa verifica in-situ che da disegni costruttivi. In particolare essendo noti:
 1. la tipologia dei materiali impiegati;
 2. la presenza o meno di un buon grado di ammorsamento tra i diversi elementi strutturali;
 3. l'organizzazione strutturale;
 4. la posizione e le dimensioni di pareti, travi, pilastri e scale;
 5. la tipologia, orditura e sezione verticale degli orizzontamenti;
 6. la tipologia e dimensione degli elementi non strutturali.
- 7. essendo, ai sensi del §8.5.2 NTC 18, state eseguite prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (vedasi a tal proposito l'apposito elaborato).

Si intende raggiunto un Livello di Conoscenza **LC2**, a cui corrisponde un Fattore di Confidenza **FC=1.2**.

6.1.2. Valori da utilizzare nelle verifiche

Nella tabella seguente si elencano le caratteristiche meccaniche medie adottate per le diverse parti rilevate nell'opera.

RELAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA
RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
 Sinergo Spa
 Phoenix Archeologia Srl
 Elisa Sirombo

Muratura

Descrizione: [circ.617 C8A.2] Muratura in mattoni pieni e malta di calce LC2 Connessione trasversale

E	daN/cm ²	32000	v	0.25	α	°C-1	0.00006	γ	daN/cm ³	0.0018
D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (N.T.C.)										
Livello di conoscenza										
LC2 (FC = 1.2)										
D.M. 20/11/1987 CIRC. 21745 30/07/1981 OPCM 3431 / N.T.C. 2005 D.M. 14-01-08 D.M. 17-01-18										
Blochi										
Tipo di blocchi	Laterizio									
Categoria blocchi	II									
fbk_	daN/cm ²	12								
fbk	daN/cm ²	60								
Classe di esecuzione	2	γ_M	3	Curva Bilineare (4 punti)						
Muratura										
Tessitura	Regolare	μ'	0.4	ϕ	Default (0.767)	μ	Default (0.577)			
Nuovo Esistente										
Tipologia di muratura										
Muratura in mattoni pieni e malta di calce										
Tipologia di miglioramento										
<input type="checkbox"/> Malta buona <input checked="" type="checkbox"/> Connessione trasversale <input type="checkbox"/> Iniezione di miscele leganti <input type="checkbox"/> Intonaco armato <input type="checkbox"/> Ristilatura armata con connessione dei parametri <input type="checkbox"/> Giunti con spessore maggiore di 13 mm										
Esistente										
f medio	daN/cm ²	Default (44.85)								
τ_0 medio	daN/cm ²	Default (1.17)								
f_{v0} medio	daN/cm ²	Default (2.6)								
f_h medio	daN/cm ²	Default (22.43)								
Pushover										
E medio	daN/cm ²	Default (15000)								
G medio	daN/cm ²	Default (5000)								
Tabella C8.5.I - Tabella C8.5.II (Circolare 7 21-01-19)										
OK Annulla										

Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Figura 13: Caratteristiche meccaniche di progetto per le pareti interne in muratura di mattoni pieni

Muratura

Descrizione: [circ.617 C8A.2] Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) LC2

E	daN/cm ²	8000	v	0.25	α	°C-1	0.00006	γ	daN/cm ³	0.0019
D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (N.T.C.)										
Livello di conoscenza										
LC2 (FC = 1,2)										
D.M. 20/11/1987 CIRC. 21745 30/07/1981 OPCM 3431 / N.T.C. 2005 D.M. 14-01-08 D.M. 17-01-18										
Blochi										
Tipo di blocchi	Altro									
Categoria blocchi	II									
fbk_	daN/cm ²	5								
fbk	daN/cm ²	25								
Classe di esecuzione	2	γ_M	3	Curva Bilineare (4 punti)						
Muratura										
Tessitura	Irregolare	μ'	0.2	ϕ	Default (3.27)	μ	Default (0.577)			
Nuovo Esistente										
Tipologia di muratura										
Muratura in pietrame disordinata										
Tipologia di miglioramento										
<input type="checkbox"/> Malta buona <input type="checkbox"/> Ricorsi o listature <input type="checkbox"/> Connessione trasversale <input type="checkbox"/> Iniezione di miscele leganti <input type="checkbox"/> Intonaco armato <input type="checkbox"/> Ristilatura armata con connessione dei parametri										
Esistente										
f medio	daN/cm ²	Default (15)								
τ_0 medio	daN/cm ²	Default (0.25)								
f_{v0} medio	daN/cm ²	Non presente								
f_h medio	daN/cm ²	Default (7.5)								
Pushover										
E medio	daN/cm ²	Default (8700)								
G medio	daN/cm ²	Default (2900)								
Tabella C8.5.I - Tabella C8.5.II (Circolare 7 21-01-19)										
OK Annulla										

Descrizione o nome assegnato all'elemento.

Figura 14: Caratteristiche meccaniche di progetto per le pareti perimetrali esterne in muratura di pietrame disordinata

6.2. Acciaio d'armatura

Per quanto riguarda l'acciaio d'armatura si assume acciaio AQ50 ($f_{yk} = 270 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 174 \text{ MPa}$), come in uso all'epoca di costruzione.

Tabella 1 - Evoluzione temporale delle principali indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

Normativa	R.D.L n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972				D.M. 30/05/1974				
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m.)		liscio		a.m.		
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm ²)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 41	≥ 44	≥ 22	≥ 32	≥ 38	≥ 44
Rottura (kgf/mm ²)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 50	≥ 55	≥ 34	≥ 50	≥ 46	≥ 55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 14	≥ 12	≥ 24	≥ 23	≥ 14	≥ 12

Di conseguenza, non essendo state eseguite prove di rottura a trazione sulle barre, si ha **LC1, FC = 1.35**.

6.3. Acciaio da carpenteria metallica esistente

Non essendo state eseguite prove sull'acciaio si fa riferimento alle consuetudini progettuali dell'epoca di costruzione dell'edificio, nonché su esperienze pregresse su edifici di tipologia analoga e ricerche bibliografiche approfondite (cfr. Reluis, Resistenza sperimentale di acciai e calcestruzzi nel periodo 1926-1950, B. Dal Lago, N. Cefis, M. Beltrame, A. Coppolino, M. Rubia).

L'acciaio tipicamente utilizzato per gli elementi di carpenteria era caratterizzato da valori medi di resistenza a trazione compresi tra 500 e 800 MPa, valori in linea con le categorie di maggior qualità degli acciai impiegati oggi per medesime applicazioni (corrispondenti all'incirca alla fascia S355-S450).

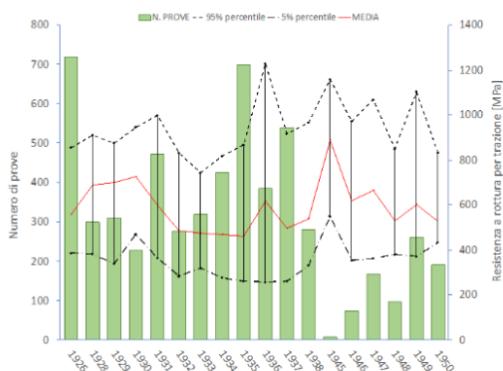


Figure 5. Population-strength graph related to carpentry in the period 1926-1950 / Grafico popolosità-resistenza relativo alla carpenteria nel periodo 1926-1950

Per il caso in esame, a favore di sicurezza, si assume cautelativamente acciaio con resistenza a snervamento sensibilmente minore rispetto a quanto riportato sopra, e pari ad un S235 odierno.

Si utilizza **LC1, FC = 1.35** per le strutture in acciaio del tunnel, che vengono recuperate.

Per i solai esistenti si utilizza invece **LC3, FC = 1**, dimostrando che i solai non sono verificati, e quindi l'intervento di sostituzione previsto è giustificato, pur nell'eventualità di porsi nelle condizioni normative più favorevoli.

6.4. Calcestruzzo

I soli elementi in calcestruzzo per il caso in esame sono presenti nel tunnel di collegamento e nella scala. Non essendo state eseguite prove sul calcestruzzo si fa riferimento alle consuetudini progettuali dell'epoca di costruzione dell'edificio, nonché su esperienze pregresse su edifici di tipologia analoga e ricerche bibliografiche approfondite (cfr. Reluis, Resistenza sperimentale di acciai e calcestruzzi nel periodo 1926-1950, B. Dal Lago, N. Cefis, M. Beltrame, A. Coppolino, M. Rubia).

In base alle conoscenze e tecnologie dell'epoca è lecito supporre che le resistenze dei conglomerati fossero mediamente più scarse rispetto alle attuali. In particolare per il caso in esame si assume, a favore di sicurezza, che sia stato utilizzato un calcestruzzo di media resistenza per gli standard dell'epoca e quindi corrispondente ad un calcestruzzo di bassa resistenza odierno, quale il C20/25..

Di conseguenza, si ha **LC1, FC = 1.35**.

Si fa notare in ogni caso come la resistenza delle sezioni inflesse sia scarsamente influenzata dalla resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato.

7. AZIONI SULLA STRUTTURA

7.1. Pesi propri dei materiali

7.1.1. Peso proprio degli elementi in muratura

Il peso proprio G_1 degli elementi in muratura viene determinato facendo riferimento ai valori riportati in Tab. C8.5.I in relazione alle differenti tipologie murarie. In particolare per l'opera in esame si ha il seguente peso della muratura:

PESO PROPRIO ELEMENTI IN MURATURA		
Muratura in pietrame disordinata con blocchi lapidei di natura calcarea	[kN/m ³]	19
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	[kN/m ³]	18

Su entrambe le facce degli elementi portanti in muratura è presente uno strato di intonaco. Per questo motivo, all'interno del software di calcolo, è stato inserito il seguente carico:

PESO FINITURE - INTONACO		
Peso specifico intonaco	[kN/m ³]	21
Spessore intonaco interno	[cm]	2.5
Spessore intonaco esterno	[cm]	2.5
Spessore intonaco totale	[cm]	5.0
Peso finiture	[kN/m ²]	1.05

7.1.2. Peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato

Il peso proprio G_1 degli elementi in cemento armato viene calcolato facendo riferimento ad un peso per unità di volume pari a:

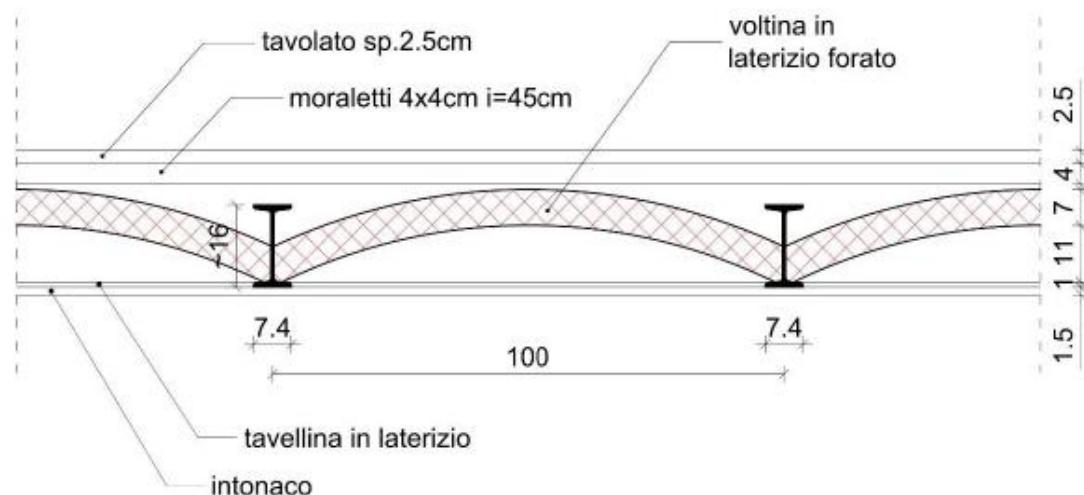
PESO PROPRIO ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO		
Elementi in calcestuzzo	[kN/m ³]	25

7.2. Carichi permanenti

7.2.1. Solaio Piano Primo

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi del solaio del piano terra.

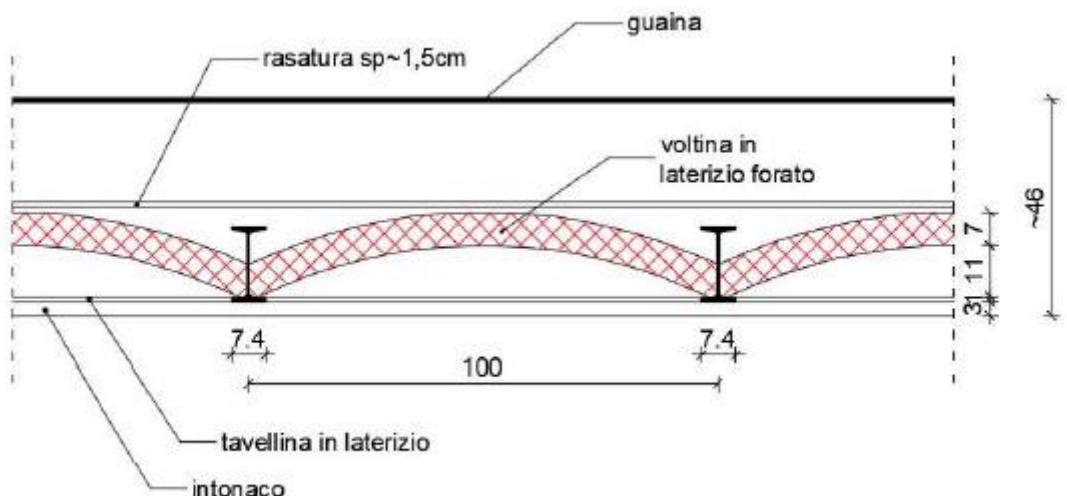
RMZ.01 + VER.TR.01



Stratigrafia	Spessore (cm)	Peso (kN/m ²)
Intonaco	1	0,2
Tavellina di laterizio in copertura	1	0,2
Volta in laterizio	7	0,56
Riempimento	5	1
Sottofondo	2	0,4
Pavimento	//	0,3

7.2.2. Solaio di copertura

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi del solaio di copertura.



Stratigrafia	Spessore (cm)	Peso (kN/m ²)
Intonaco	3	0,6
Tavellina di laterizio in copertura	1	0,2
Volta in laterizio	7	0,56
Riempimento	5	1
Riempimento e rasatura	23	4,6
Guaina	//	0,1

7.3. Azioni variabili

Al fine di completare l'analisi dei carichi si riportano tutti i carichi variabili presenti nella struttura con i relativi coefficienti di combinazione ψ_{ij} .

Si mantiene la medesima distribuzione dei carichi variabili considerata in fase di Verifica di Vulnerabilità Sismica, in quanto non si prevede un cambio della destinazione d'uso dei locali, in accordo a quanto stabilito con la Stazione Appaltante.

Per i solai di piano Terra e Piano Primo, dovendo diventare un'abitazione privata, si mantiene la categoria A (ambiente ad uso residenziale), per cui si configura un carico uniformemente distribuito di 2,00 kN/m².

7.3.1. Carico da neve

Carico della neve sui pannelli fotovoltaici

Il carico provocato dalla neve sui pannelli sarà valutato mediante la seguente espressione:

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

in cui:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2 delle NTC 2018;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al §3.4.3;
- C_E è il coefficiente di esposizione di cui al §3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al §3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie del pannello.

Valore di riferimento del carico della neve al suolo

La Caserma Reginato è situata nel centro di Udine, ad una distanza dalla costa maggiore di 30 km ed ad un'altitudine media del sito di 110 mslm.



Zone di carico della neve

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1'500 m sul livello del mare, il carico della neve q_{sk} risulterà pari a:

ZONA I – ALPINA

$$q_{sk} = 1,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s / 728)^2] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m}$$

con a_s la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Coefficiente di forma delle coperture

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_i delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo α , espresso in gradi sessuali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione.

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
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	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Nel caso specifico il coefficiente di esposizione C_E risulta essere pari a 1,0.

Coefficiente Termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

In assenza di uno specifico e documentato studio, C_t è posto pari a 1,00.

Riepilogo azione della neve

AZIONE DELLA NEVE								
Udine (UD)	quota del suolo sul livello del mare	vedi §3.4 - NTC18	inclinazione copertura	coefficiente di forma della copertura	coefficiente di esposizione		coefficiente termico	carico neve
ZONA	a_s	q_{sk}	α	μ_i	C_E	C_E	C_T	q_s
[n°]	[m]	[kN/m ²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m ²]
I - Alpina	113	1,50	0	0,80	Normale	1	1	1,20

Vista la particolare forma della copertura, con la presenza di un parapetto alto 1,2 metri, si è valutata la condizione di possibile formazione di accumulo neve:

La presenza di sporgenze, quali ad esempio i parapetti di bordo presenti su coperture piane, causano la formazione di accumuli nelle zone di “ombra aerodinamica” del vento.

Per coperture pseudo-orizzontali si dovrà considerare la condizione di carico illustrata nella Figura C3.4.6, nella quale si assumerà:

$$m_1 = 0,8 \text{ e}$$

$$m_2 = \gamma h / q_{sk}, \text{ con la limitazione: } 0,8 < m_2 < 2$$

dove:

γ è il peso dell'unità di volume della neve, che per il presente calcolo può essere assunto pari a 2 kN/m³.

$$l_s = 2h, \text{ con la limitazione: } 5 \leq l_s \leq 15 \text{ m.}$$

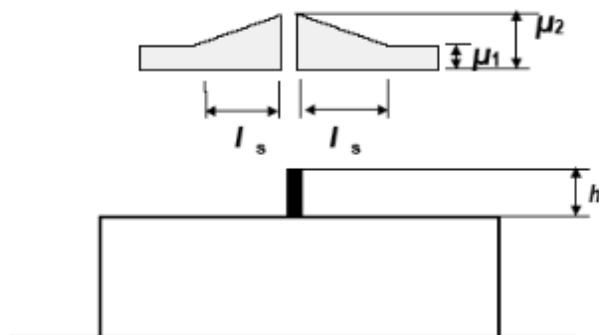


Figura C3.4.6 - Coefficienti di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni

Con una sporgenza di altezza pari a 1,2 m, si ottiene m_2 pari a 1,84, ottenendo un carico da neve massimo pari a 2,2 kN/m², decrescente a l valore base per una distanza di 5 metri.

7.4. Azione sismica

L'azione sismica è definita dagli spettri di risposta elastici in accelerazioni orizzontali, definiti in base al §3.2.3.2.2 delle NTC18. In particolare lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$$

nelle quali T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_S \cdot S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vd. Tabella 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vd. Tab. 3.2.V);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0.55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$ dove T_C^* è definito al §3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vd. Tabella 3.2.IV);

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C/3$;

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4.0 \cdot (a_g/g) + 1.6.$$

RELAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA

RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
Sinergo Spa
Phoenix Archeologia Srl
Elisa Sirombo

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 4 - Espressioni di SS e CC

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

Tabella 5 - Valori del coefficiente di amplificazione topografica ST

Si riportano di seguito le immagini relative alla definizione dello spettro di risposta elastico. Per il caso in esame è stato adottato il software gratuito SPETTRI-NTC ver. 1.0.3 (scaricato dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici www.csip.it).

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 13,24131 LATITUDINE: 46,06769

Ricerca per comune REGIONE: Friuli-Venezia Giulia PROVINCIA: Udine COMUNE: Udine

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta →
Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri →

Nodi del reticolo intorno al sito

The map shows the geographical context of the site. A red dot marks the location of Udine. A callout box contains the following text:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
Sito esterno al reticolo
Interpolazione su 3 nodi
Interpolazione corretta

Interpolazione
superficie rigata

INTRO **FASE 1** **FASE 2** **FASE 3**

Figura 15 - Fase 1: individuazione della pericolosità del sito



Figura 16 - Fase 2: Scelta della strategia di progettazione

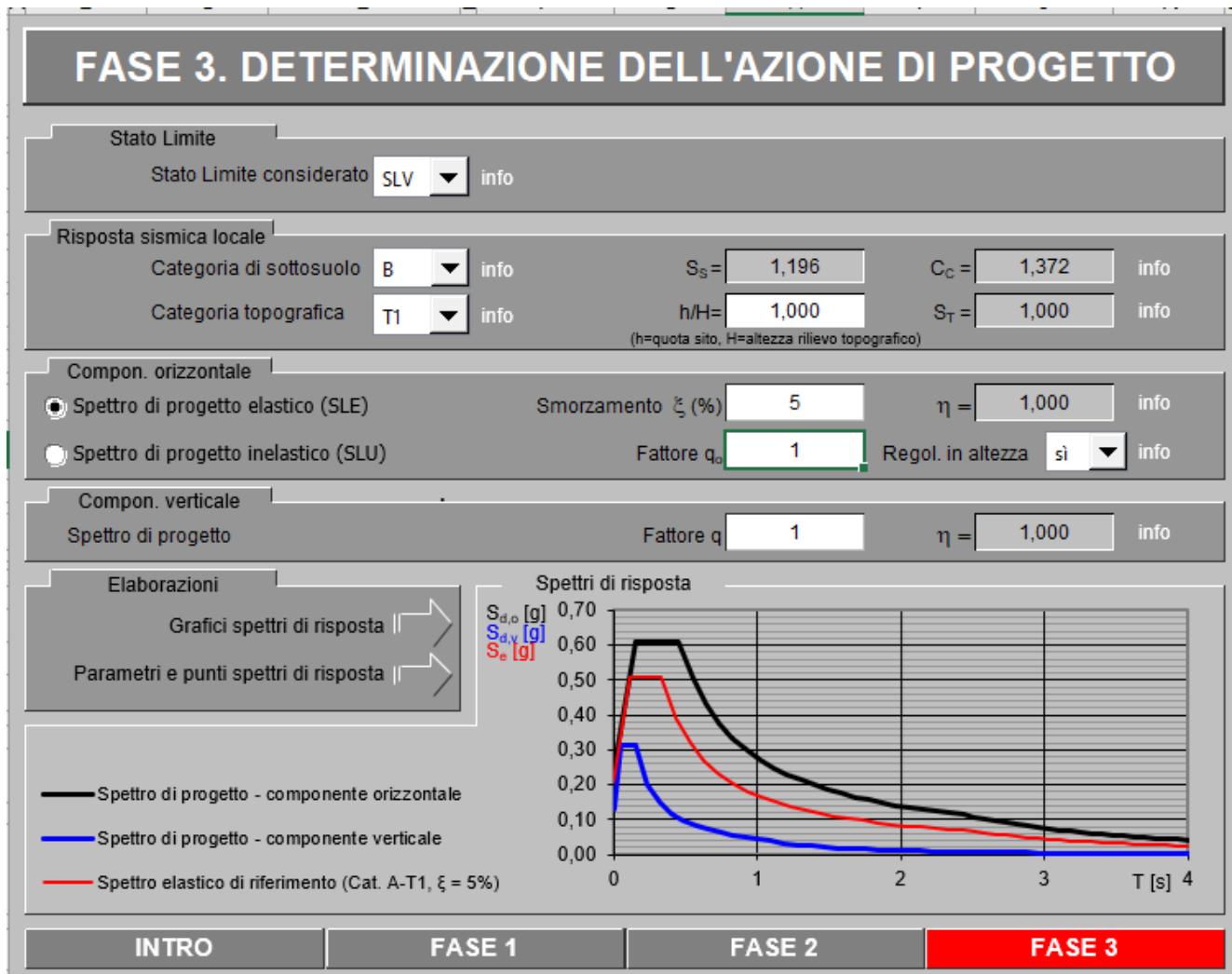


Figura 17 - Fase 3: Determinazione dell'azione di progetto

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

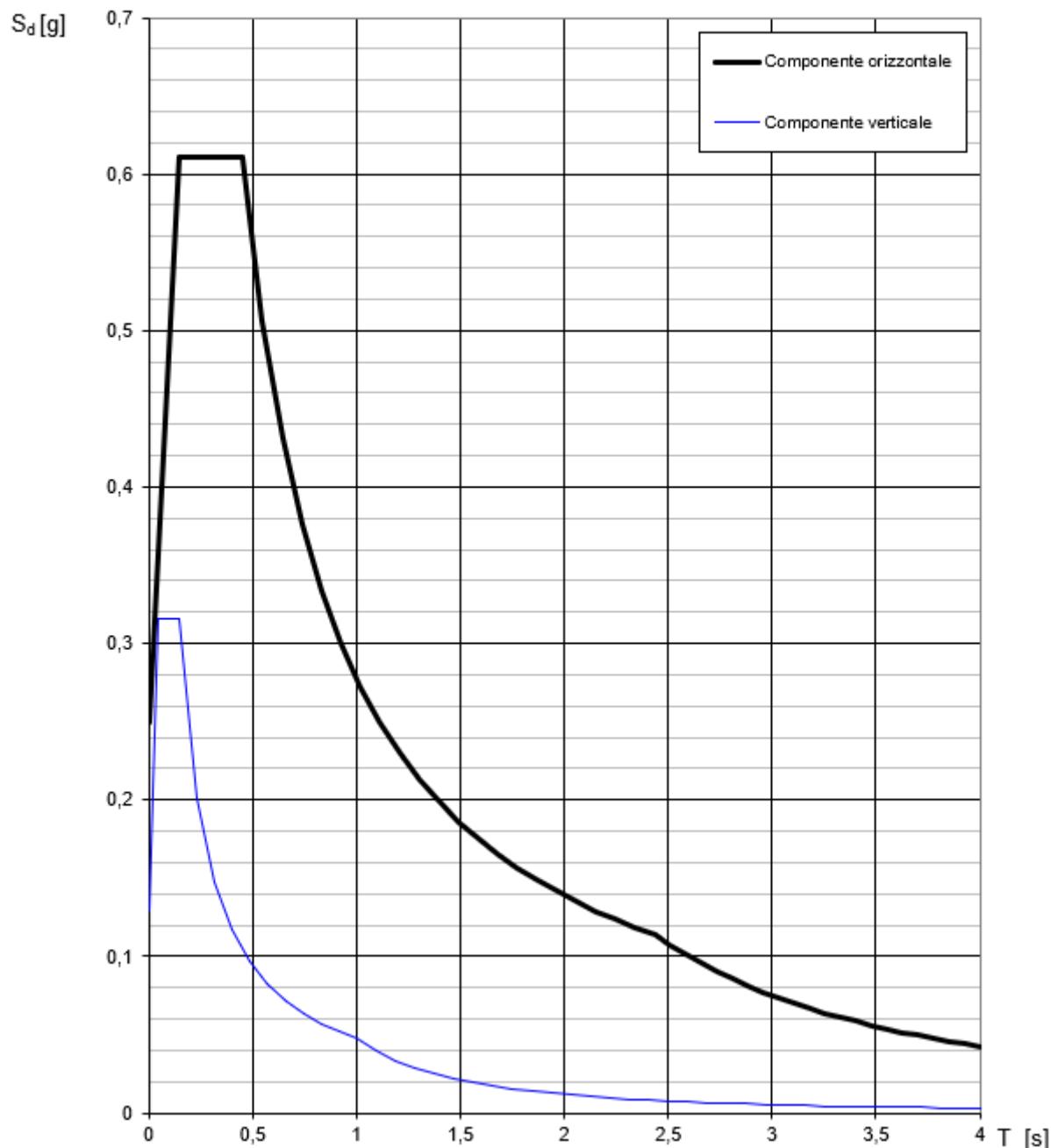


Figura 18 - Spettro elastico di risposta nelle componenti orizzontali e verticali di accelerazione per lo SLV

Preferenze D.M. 17-01-18 (N.T.C.)

Verifiche geotecniche	Vento	Neve	C.A.	Acciaio	Legno	Lega di alluminio																														
Generali	Tipologia	Analisi	Suolo	Torsione accidentale	Analisi elastica	Spettri																														
						Statica non lineare (pushover)																														
Categoria del suolo																																				
B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto ad																																				
SLO																																				
Ss orizzontale SLO	Default (1.2)		SLD	Ss orizzontale SLD	Default (1.2)																															
Tb orizzontale SLO	s Default (0.117)		SLD	Tb orizzontale SLD	s Default (0.126)																															
Tc orizzontale SLO	s Default (0.351)		SLD	Tc orizzontale SLD	s Default (0.377)																															
Td orizzontale SLO	s Default (1.826)		SLD	Td orizzontale SLD	s Default (1.895)																															
SLV																																				
Ss orizzontale SLV	Default (1.1975)		SLC	Ss orizzontale SLC	Default (1.127)																															
Tb orizzontale SLV	s Default (0.151)		SLC	Tb orizzontale SLC	s Default (0.158)																															
Tc orizzontale SLV	s Default (0.453)		SLC	Tc orizzontale SLC	s Default (0.475)																															
Td orizzontale SLV	s Default (2.428)		SLC	Td orizzontale SLC	s Default (2.699)																															
Verticale																																				
Ss verticale				Default (1)																																
Tb verticale				s Default (0.05)																																
Tc verticale				s Default (0.15)																																
Td verticale				s Default (1)																																
Categoria topografica																																				
T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione																																				
St				Default (1)																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Stato limite</th> <th>Pvr(%)</th> <th>Tr(anni)</th> <th>Ag/g</th> <th>Fo</th> <th>Tc*(s)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>SLO</td> <td>Default (81)</td> <td>30</td> <td>Default (0.0564)</td> <td>Default (2.47)</td> <td>Default (0.24)</td> </tr> <tr> <td>SLD</td> <td>Default (63)</td> <td>50</td> <td>Default (0.0737)</td> <td>Default (2.474)</td> <td>Default (0.262)</td> </tr> <tr> <td>SLV</td> <td>Default (10)</td> <td>475</td> <td>Default (0.2069)</td> <td>Default (2.447)</td> <td>Default (0.33)</td> </tr> <tr> <td>SLC</td> <td>Default (5)</td> <td>975</td> <td>Default (0.2748)</td> <td>Default (2.484)</td> <td>Default (0.35)</td> </tr> </tbody> </table>							Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)	SLO	Default (81)	30	Default (0.0564)	Default (2.47)	Default (0.24)	SLD	Default (63)	50	Default (0.0737)	Default (2.474)	Default (0.262)	SLV	Default (10)	475	Default (0.2069)	Default (2.447)	Default (0.33)	SLC	Default (5)	975	Default (0.2748)	Default (2.484)	Default (0.35)
Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)																															
SLO	Default (81)	30	Default (0.0564)	Default (2.47)	Default (0.24)																															
SLD	Default (63)	50	Default (0.0737)	Default (2.474)	Default (0.262)																															
SLV	Default (10)	475	Default (0.2069)	Default (2.447)	Default (0.33)																															
SLC	Default (5)	975	Default (0.2748)	Default (2.484)	Default (0.35)																															

Figura 19 - Parametri caratteristici dello spettro di risposta

7.5. Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche per le analisi non lineari statiche (*pushover*) si fa riferimento alla combinazione sismica:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno quando pertinente, le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{2i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;
- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

8. ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA

La valutazione della sicurezza dell'opera consiste nella determinazione del minor valore dell'indice di rischio (IR) tra tutti i possibili meccanismi globali e locali di collasso della struttura. L'indice di rischio descrive il rapporto tra la massima accelerazione di picco al suolo rigido e l'accelerazione richiesta allo stato limite considerato, derivante dallo spettro di progetto. Per eseguire tali valutazioni è possibile adottare vari metodi e modelli di calcolo; nello specifico della presente relazione, si è scelto di applicare il metodo di Analisi modale con spettro di risposta.

Si riporta nel seguito una breve descrizione dei metodi di calcolo e dei criteri di verifica adottati.

L'analisi modale con spettro di risposta, viene applicata ad un modello numerico tridimensionale, conforme con quanto specificato al §7.2.6 di NTC 2018. In breve, essa consiste in:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione seguente:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

Con:

E_j valore dell'effetto relativa al modo j ;

ρ_{ij} fattore di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato dal software con formule di comprovata validità

8.1. Verifiche di sicurezza

Sono previste le verifiche a sforzo normale, a taglio, a pressoflessione nel piano e fuori dal piano del muro. L'esito delle verifiche è sintetizzato dall' indice di resistenza (IR), rispettivamente calcolato per le diverse verifiche contemplate dalle NTC 2018, riportate ai § 7.8.2.2.1 (pressoflessione nel piano, con relativo indice IR_M), § 7.8.2.2.3 (pressoflessione fuori piano con relativo indice IR_{Mfp}), § 7.8.2.2.2 (taglio, con il solito indice IR_V) e a sforzo normale (IR_N).

8.1.1. Verifiche a sforzo normale

La verifica a sforzo normale prevede il confronto tra la tensione verticale dell' elemento, determinata dall' analisi strutturale, con la tensione limite così determinata:

$$\sigma_{\text{lim},N} = \frac{f_k}{FC \cdot \gamma_m}$$

con:

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ pari alla resistenza a compressione di progetto della muratura;

FC fattore di confidenza.

Dal rapporto tra le due tensioni si ricava l'indice di resistenza IR_N .

8.1.2. Verifica a pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si esegue confrontando il momento agente di progetto con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione e un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare e diagramma delle compressioni rettangolare con valore della resistenza pari a $0,85 f_d$, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left[l^2 \cdot t \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right] \cdot \left[1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_d} \right]$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

l è la lunghezza complessiva della parete (comprendente la zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, $\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$, con N forza assiale agente positiva se di compressione; se N è di trazione, $M_u = 0$.

$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$ è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare, la capacità a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della capacità a compressione della muratura e lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari all'1,0% dell'altezza del pannello.

8.1.3. Verifica a pressoflessione fuori dal piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0,85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Per la verifica si può fare utile riferimento alla formulazione utilizzata per la verifica a pressoflessione nel piano.

8.1.4. Verifiche a taglio

1.1.1.1 Verifica a taglio-scorrimento

La capacità a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' \cdot t \cdot f_{yd}$$

dove:

- l' è la lunghezza della parte compressa della parete ottenuta sulla base di un diagramma lineare delle compressioni ed in assenza di resistenza a trazione
- t è lo spessore della parete;
- $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_m$ è definito al §4.5.6.1 e al §11.3.3, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n) sulla parte compressa della sezione [$\sigma_n = N/(l' \cdot t)$].

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{yd} = f_{vmo} + 0,4 \sigma_n \leq f_{y,lim}$ con f_{vmo} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vmo} = f_{vk0}/0,7$ e $f_{y,lim} = f_{yk,lim}/0,7$) e lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari allo 0,5% dell'altezza del pannello.

1.1.1.2 Verifica a taglio con fessurazione diagonale

Nel caso di muratura irregolare, la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano del pannello può essere valutata con la relazione seguente:

$$V_t = l \cdot t \cdot \frac{1,5 \tau_{od}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_{od}}} = l \cdot t \cdot \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

dove:

- l e la lunghezza del pannello;
- t e lo spessore del pannello

- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, $\sigma_0 = \frac{N}{l \cdot t}$, con N forza assiale agente positiva se di compressione;
- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_{td} = 1,5 \tau_{0d}$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l + h)/2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base e altezza del pannello.
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete.

Si può assumere $b = h/l$, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

Nel caso di muratura regolare, la resistenza a taglio può essere ottenuta dalla relazione semplificata, indicata per la muratura irregolare che risulterà generalmente più cautelativa, oppure dalla relazione più completa riportata di seguito:

$$V_t = \frac{l \cdot t}{b} (\tilde{f}_{vod} + \tilde{\mu} \sigma_0) = \frac{l \cdot t}{b} \left(\frac{f_{vdo}}{1 + \mu\Phi} + \frac{\mu}{1 + \mu\Phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim}$$

dove: \tilde{f}_{vod} è la resistenza equivalente a taglio della muratura e $\tilde{\mu}$ è un coefficiente di attrito equivalente, funzione dei parametri di resistenza locale del giunto (coesione, assunta convenzionalmente pari alla resistenza a taglio della muratura in assenza di tensioni normali f_{vo} e μ , coefficiente d'attrito) e della tessitura attraverso il coefficiente di ingranamento murario Φ , definito come il rapporto tra l'altezza del blocco e la lunghezza di sovrapposizione minima dei blocchi di due corsi successivi (tale parametro rappresenta la tangente dell'angolo medio di inclinazione della fessura diagonale "a scaletta" e può essere stimato sulla base del rilievo della tessitura del parametro murario).

In assenza di valutazioni più accurate, il coefficiente di attrito locale μ può essere assunto pari a 0,577 (corrispondente ad un angolo di attrito di 30°); ciò porta a valori del coefficiente di attrito equivalente $\tilde{\mu}$ da circa 0,4 (per murature con buona tessitura) a 0,2 (per murature con blocchi scarsamente ammorsati).

$V_{t,lim}$ è un valore limite che può essere stimato, in via approssimata, in funzione della rottura a trazione dei blocchi f_{btd} , e tenendo conto della geometria del pannello, attraverso l'espressione, ricavata per blocchi di forma standard:

$$V_{t,lim} = l \cdot t \cdot \frac{f_{btd}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{btd}}}$$

dove f_{btd} può essere ricavata da dati di letteratura o attraverso prove di caratterizzazione diretta in laboratorio su campioni prelevati in situ, eventualmente stimandola a partire dalla resistenza a compressione del blocco f_b , come $f_{bt} = 0,1 f_b$.

9. CODICI DI CALCOLO

I calcoli presentati in relazione sono stati sviluppati con modelli di calcolo, realizzati con l'ausilio di fogli di calcolo in Excel e con un software di calcolo agli elementi finiti, SISMICAD 12.15.

Si allega licenza d'uso:



Figura 20 - Licenza d'uso

In accordo al par. §10.2.1 delle NTC18 si descrivono le modalità adottate per eseguire i controlli sull'affidabilità dei risultati derivanti dal codice di calcolo agli elementi finiti.

La tipologia di analisi svolta è statica non lineare per la combinazione dei carichi gravitazionali verticali con la descrizione della risposta in campo non lineare della struttura, quando soggetta a carichi orizzontali.

I risultati ottenuti per i carichi gravitazionali dal modello di calcolo sono sempre stati confrontati con valori risultanti da calcoli semplificati eseguiti con l'ausilio di fogli di calcolo elettronici.

La documentazione, fornita dal distributore del software, contiene la descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e i cui risultati sono paragonati a soluzioni teoriche.

10. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA ANTE OPERAM

10.1. Verifica di vulnerabilità sismica

1.1 Verifiche consuntive maschi in muratura

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

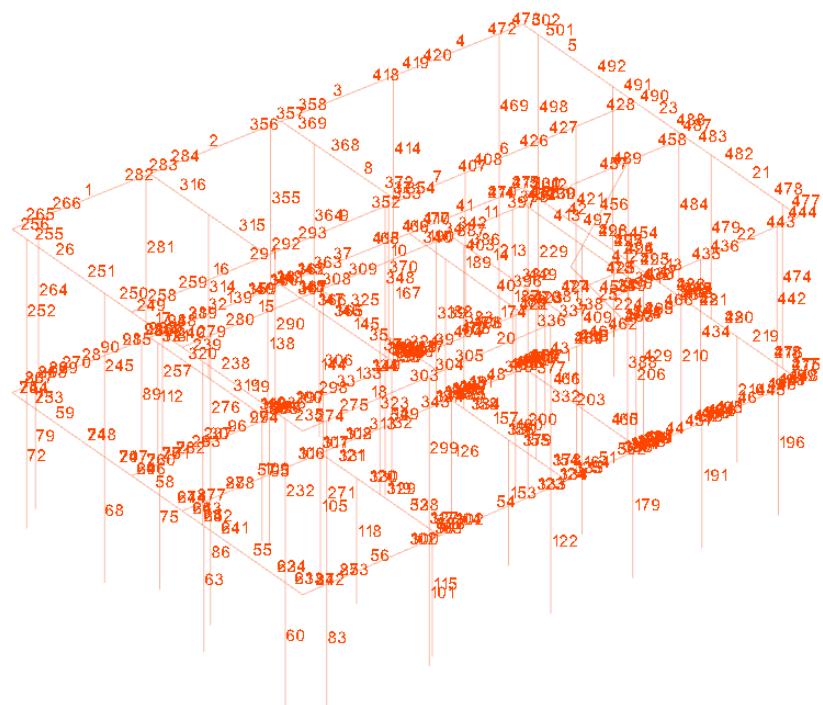
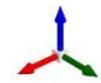
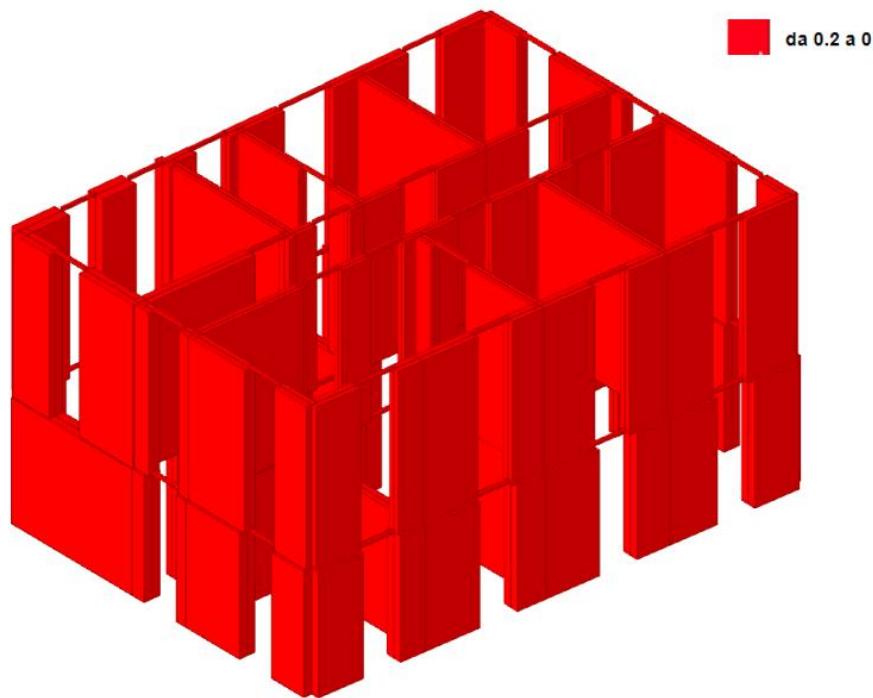
Verifica a flessione: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a flessione tra tutte le verifiche a flessione condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Verifica a taglio: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza a taglio tra tutte le verifiche a taglio condotte per tale elemento. Il valore è adimensionale.

PFFF sismica: Visualizza per i maschi in muratura il valore minimo del coefficiente di sicurezza per pressoflessione fuori piano per combinazioni sismiche. Il valore è adimensionale.

Ribaltamento: Visualizza per i maschi in muratura il valore minimo del coefficiente di sicurezza per ribaltamento per combinazioni sismiche. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	PFFF sismica	Ribaltamento
Default (Maschio 3)	0	0	0.25	1.812	0
Default (Maschio 15)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 6)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 38)	0	0	0.619	4.525	0.16
Default (Maschio 41)	0	0	0.714	3.751	0.221
Default (Maschio 48)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 80)	0	0	1.024	0	0.077
Default (Maschio 7)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 75)	0.046	0.798	1000	1.528	0.046
Default (Maschio 45)	0.056	0.937	1.308	1.303	0.056
Default (Maschio 1)	0	1.106	1000	0	0
Default (Maschio 2)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 9)	0.166	0.776	1.113	6.421	0.166
Default (Maschio 11)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 21)	0.187	0.719	1.582	5.942	0.187
Default (Maschio 27)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 33)	0	1.182	1000	0	0
Default (Maschio 39)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 40)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 43)	0	0	0.147	0	0
Default (Maschio 44)	0.057	0.725	0.72	1.271	0.057
Default (Maschio 47)	0.06	1.305	1000	1.085	0.06
Default (Maschio 50)	0	0	0.314	0	0
Default (Maschio 56)	0.056	1.218	1000	1.177	0.056
Default (Maschio 59)	0	0	0.491	1.134	0.058
Default (Maschio 77)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 79)	0	0	0.779	0.927	0.07
Default (Maschio 52)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 68)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 4)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 17)	0.154	0.926	1000	7.279	0.154
Default (Maschio 18)	0	2.289	1000	0	0
Default (Maschio 29)	0	1.835	1000	0	0
Default (Maschio 32)	0.15	0.68	7.755	7.482	0.15
Default (Maschio 37)	0	1.021	1000	0	0
Default (Maschio 42)	0	0	0	0	0
Default (Maschio 64)	0.065	1.427	1000	0.942	0.065
Default (Maschio 70)	0	2.138	1000	1.004	0
Default (Maschio 71)	0.081	1.315	7.681	2.163	0.081
Default (Maschio 72)	0.079	1.449	22.175	1.931	0.079
Default (Maschio 76)	0.094	1.765	40.736	1.137	0.094
Default (Maschio 78)	0	3.377	1000	0	0

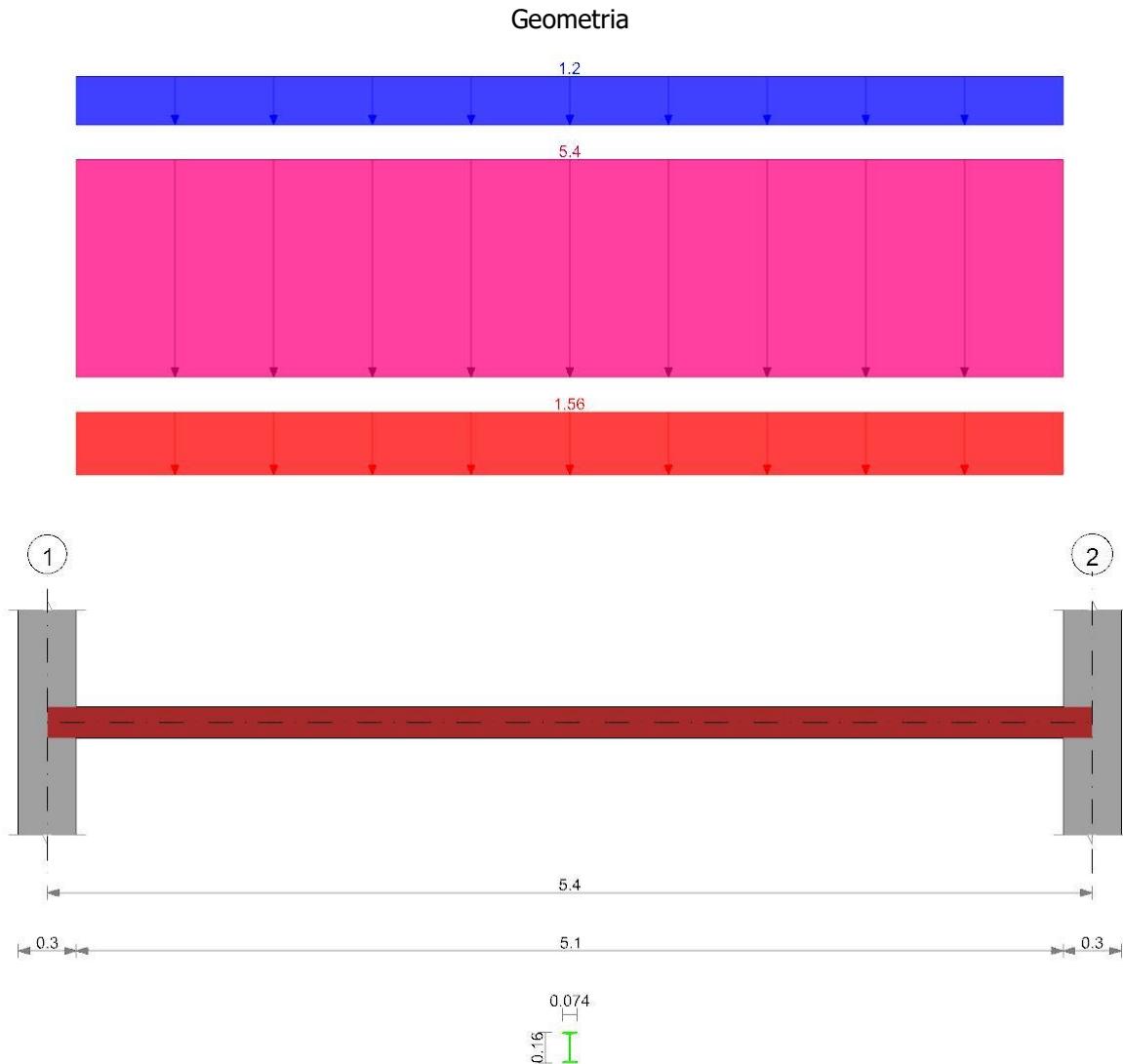


10.2. Verifiche solai di piano

10.2.1. Solaio Piano Primo

Solaio L = 5.32 m

Verifica di trave condotta secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.).



Fattori di sicurezza parziali per le azioni

$\gamma_{G1\ inf} = 1$; $\gamma_{G1\ sup} = 1.3$; $\gamma_{G2\ inf} = 0.8$; $\gamma_{G2\ sup} = 1.5$; $\gamma_Q = 1.5$

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili per stati limite di esercizio

$\psi_1 = 0.5$; $\psi_2 = 0.3$

Caratteristiche dei materiali Acciaio S235 LC3, $f_y/FC = 235000$, $f_u/FC = 360000$, Livello di conoscenza = LC3, Fattore di confidenza FC = 1

Irrigidimenti agli appoggi sagomati a freddo: No

Elenco delle sezioni

N°	Sezione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wpx	Wpy
1	INP160	0.00228	0.000009341	0.0000005455	0.064	0.0155	0.00011676	0.00001474	0.00013589	0.00002478

Geometria delle campate

Campata 1 tra gli appoggi 1 - 2

Luce: 5.4;

sezione n° 1 - INP160

Elenco degli appoggi

N°	Descrizione	Fittizio	Larghezza inferiore	Larghezza superiore	Sfalsamento	Rigidezza appoggio	Ritegno torsionale
1	1	No	0.3	0.3	0		
2	2	No	0.3	0.3	0		

Elenco dei carichi

Peso proprio valutato automaticamente e riportato nei carichi in elenco.

Campata 1

Peso proprio: 0.18

Carico trapezoidale di ampiezza 5.1

Permanente sx 1.56; permanente portato sx 5.4; variabile sx 1.2

Permanente dx 1.56; permanente portato dx 5.4; variabile dx 1.2

Diagramma verifica stato limite ultimo flessione

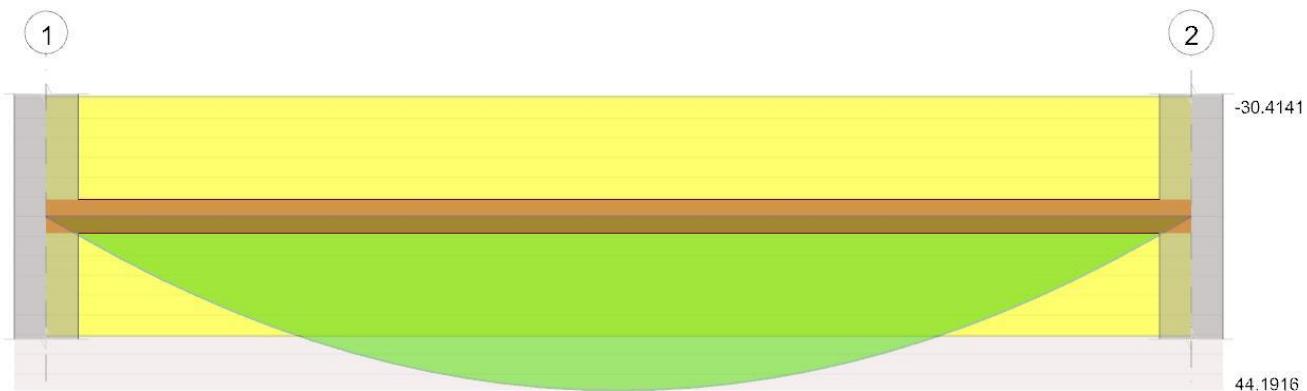


Diagramma verifica stato limite ultimo taglio

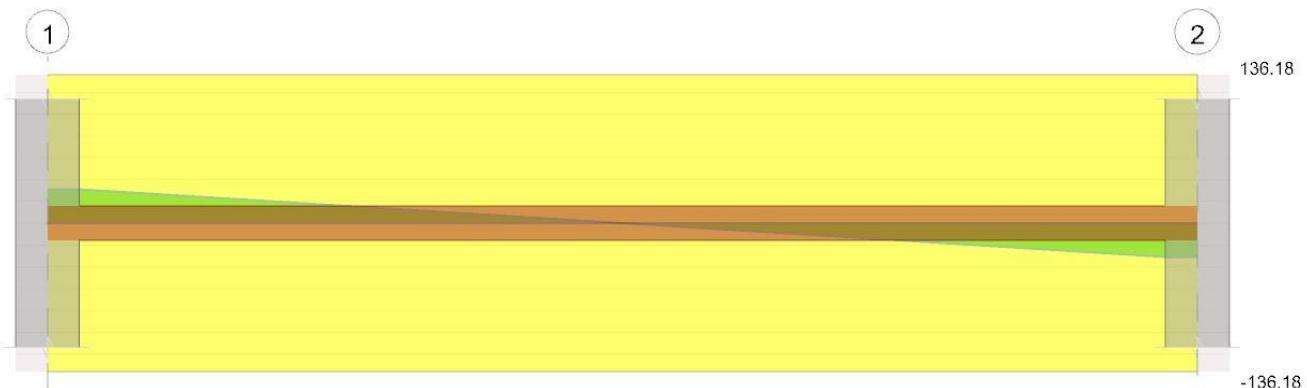


Diagramma verifica freccia rara

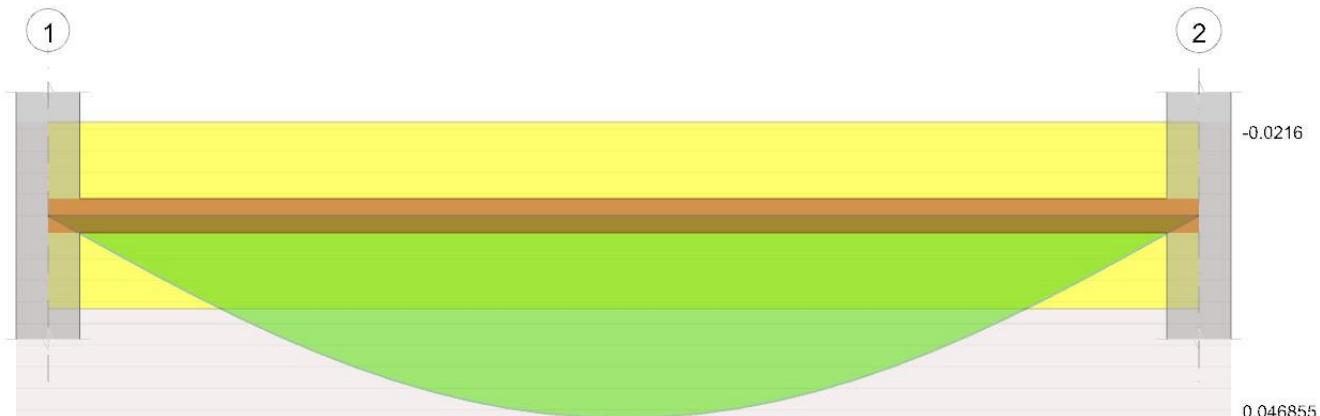
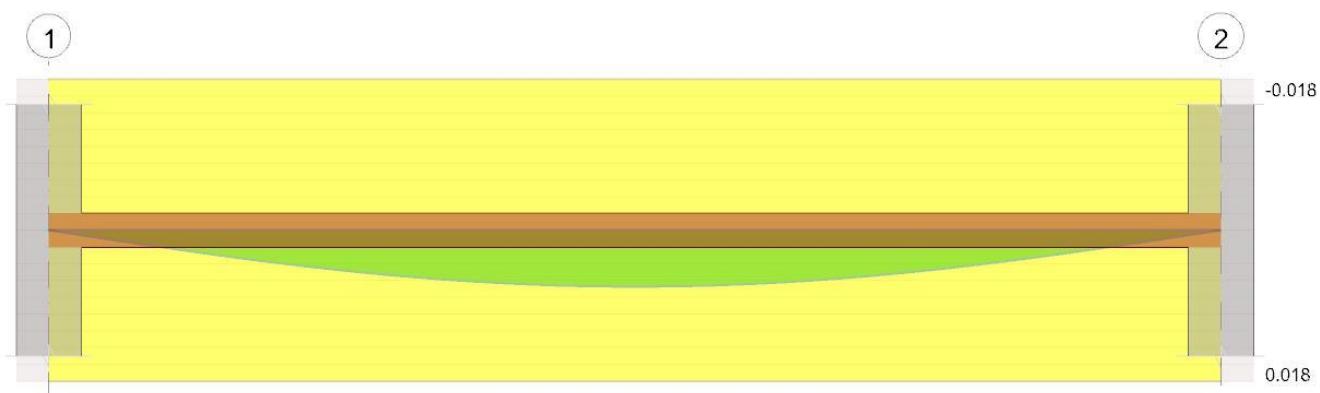


Diagramma verifica freccia variabile



Output campate

Campata 1

Verifiche a flessione §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

x	Momento positivo		Momento negativo		Classe	px	Sfruttamento	Verifica
	Mx,Ed	Mx,Rd	Mx,Ed	Mx,Rd				
0	4.65409	30.4141	0	-30.4141	1	0	0	Si
0.15	44.19161	30.4141			1	0	0.153	Si
2.7					1	0	1.453	No
5.25	4.65409	30.4141			1	0	0.153	Si
5.4			0	-30.4141	1	0	0	Si

Verifiche a taglio §4.2.4.1.2.4 NTC18

x	Taglio positivo		Taglio negativo		Av	Sfruttamento	Verifica
	VEd	Vc,Rd	VEd	Vc,Rd			
0	31.045	136.184			0.001054	0.228	Si
0.15	31.01	136.184			0.001054	0.228	Si
2.7			0	-136.184	0.001054	0	Si
5.25			-31.01	-136.184	0.001054	0.228	Si
5.4			-31.045	-136.184	0.001054	0.228	Si

Verifica di stabilità a taglio anima §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

n	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.137	0.006	60	Si

Verifica di deformabilità §4.2.4.2.1 NTC18

x	Totale			Variabili			Verifica
	f+	f-	L/f	f+	f-	L/f	
0	0	0		0	0		Si
0.15	0.00415	0.00355	1301	0.0006	0		9039
2.7	0.04685	0.04011	115	0.00674	0		801
5.25	0.00415	0.00355	1301	0.0006	0		9039
5.4	0	0		0	0		Si

Verifica a svergolamento

La verifica non è stata richiesta dall'utente.

Reazioni vincolari

Appoggio	Descriz.	SLU		SLE rara		Trazione
		R max	R min	R max	R min	
1	1	31.045	15.477	21.291	18.231	NO
2	2	31.045	15.477	21.291	18.231	NO

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

N°: indice progressivo.

Sezione: sezione in acciaio.

Area: area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [m^2]

Jx: momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [m^4]

Jy: momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [m^4]

ix: raggio di inerzia relativo all'asse x. [m]

iy: raggio di inerzia relativo all'asse y. [m]

Wx: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse x. [m^3]

Wy: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse y. [m^3]

Wplx: modulo di resistenza plastico relativo all'asse x. [m^3]

Wply: modulo di resistenza plastico relativo all'asse y. [m^3]

Descrizione: nome dell'appoggio.

Fittizio: indica se l'appoggio è fittizio o reale.

Larghezza inferiore: larghezza della porzione inferiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione superiore. [m]

Larghezza superiore: larghezza della porzione superiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione inferiore. [m]

Sfalsamento: sfalsamento asse della porzione superiore rispetto all'asse della porzione inferiore, misurata in orizzontale. [m]

Rigidezza appoggio: permette di considerare l'appoggio come fisso o cedevole in direzione verticale con legge elastica lineare. [m]

Ritegno torsionale: permette di specificare se l'appoggio è ritegno torsionale.

x: distanza da asse appoggio sinistro. [m]

Momento positivo: valori per verifiche a momento positivo.

Mx,Ed: sollecitazione flettente attorno x-x. [$kN \cdot m$]

Mx,Rd: resistenza a flessione attorno x-x ridotta per taglio. [$kN \cdot m$]

Momento negativo: valori per verifiche a momento negativo.

Classe: classe della sezione.

px: coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione x.

Sfruttamento: rapporto di sfruttamento per la verifica in esame, inverso del coefficiente di sicurezza. Verificato se minore o uguale di 1.

Verifica: stato di verifica.

Av: area resistenza a taglio. [m^2]

Appoggio: numero progressivo di appoggio.

Descriz.: descrizione dell'appoggio.

Taglio positivo: valori per verifiche a taglio positivo.

VED: sollecitazione di taglio. [kN]

Vc,Rd: resistenza a taglio. [kN]

Taglio negativo: valori per verifiche a taglio negativo.

η: valore di η.

hw: altezza dell'anima. [m]

tw: spessore dell'anima. [m]

hw/tw max: rapporto tra hw e tw massimo.

Totale: freccia totale in combinazione rara.

f+: freccia positiva. [m]

f-: freccia negativa. [m]

L/f: rapporto luce su freccia.

Variabili: freccia da soli carichi variabili in combinazione rara.

Trazione: presenza di trazione sull'appoggio in alcune combinazioni di carico.

SLU: combinazione di carico SLU.

R max: reazione vincolare massima. [kN]

R min: reazione vincolare minima. [kN]

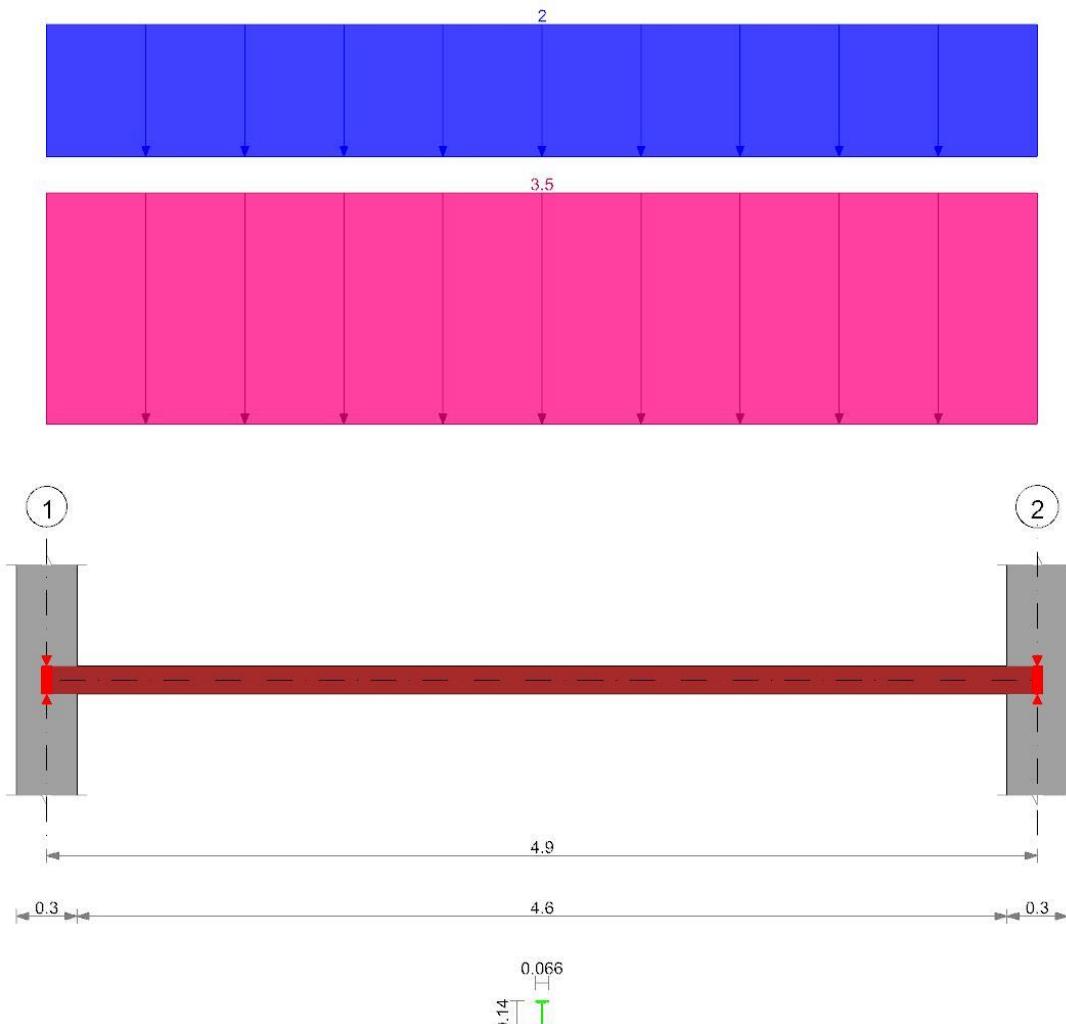
SLE rara: combinazione di carico SLE rara.

10.2.2. Solaio Copertura

Solaio L = 5,32 m

Verifica di trave condotta secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Geometria



Fattori di sicurezza parziali per le azioni

$\gamma G1 \text{ inf} = 1$; $\gamma G1 \text{ sup} = 1.3$; $\gamma G2 \text{ inf} = 0.8$; $\gamma G2 \text{ sup} = 1.5$; $\gamma Q = 1.5$

Coefficienti di combinazione dei carichi variabili per stati limite di esercizio

$\psi_1 = 0.5$; $\psi_2 = 0.3$

Caratteristiche dei materiali Acciaio S235 LC3, $f_y/FC = 235000$, $f_u/FC = 360000$, Livello di conoscenza = LC3, Fattore di confidenza FC = 1

Irrigidimenti agli appoggi sagomati a freddo: No

Elenco delle sezioni

N°	Sezione	Area	Jx	Jy	ix	iy	Wx	Wy	Wpx	Wpy
1	INP140	0.00001824	0.00000057248	0.0000003513	0.056	0.0139	0.000008178	0.00001064	0.000009523	0.000001786

Geometria delle campate

Campata 1 tra gli appoggi 1 - 2

Luce: 4.9;

sezione n° 1 - INP140

Elenco degli appoggi

N°	Descrizione	Fittizio	Larghezza inferiore	Larghezza superiore	Sfalsamento	Rigidezza appoggio	Ritegno torsionale
1	1	No	0.3	0.3	0		Si
2	2	No	0.3	0.3	0		Si

Elenco dei carichi

Peso proprio valutato automaticamente e riportato nei carichi in elenco.

Campata 1

Peso proprio: 0.14

Carico uniforme: permanente 0; permanente portato 3.5; variabile 2

Diagramma verifica stato limite ultimo flessione

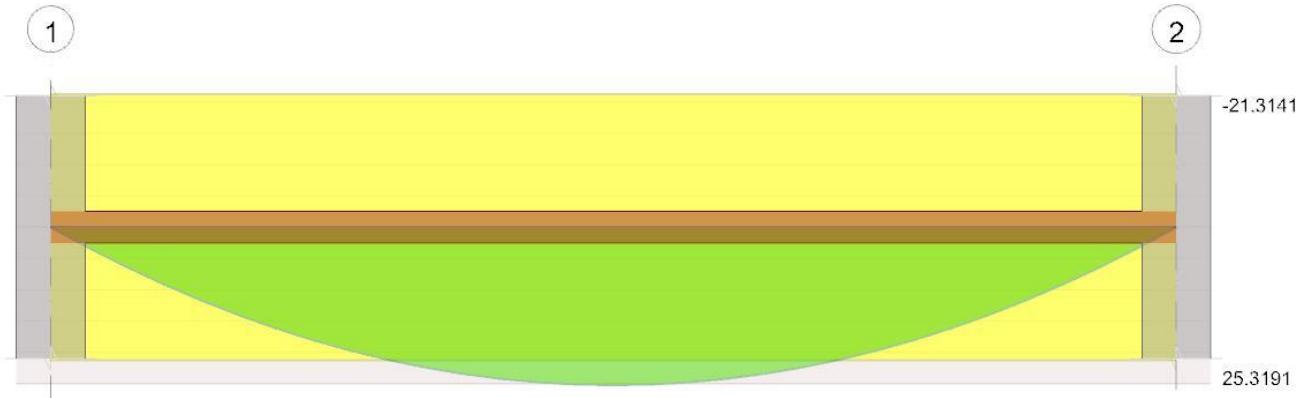


Diagramma verifica stato limite ultimo taglio

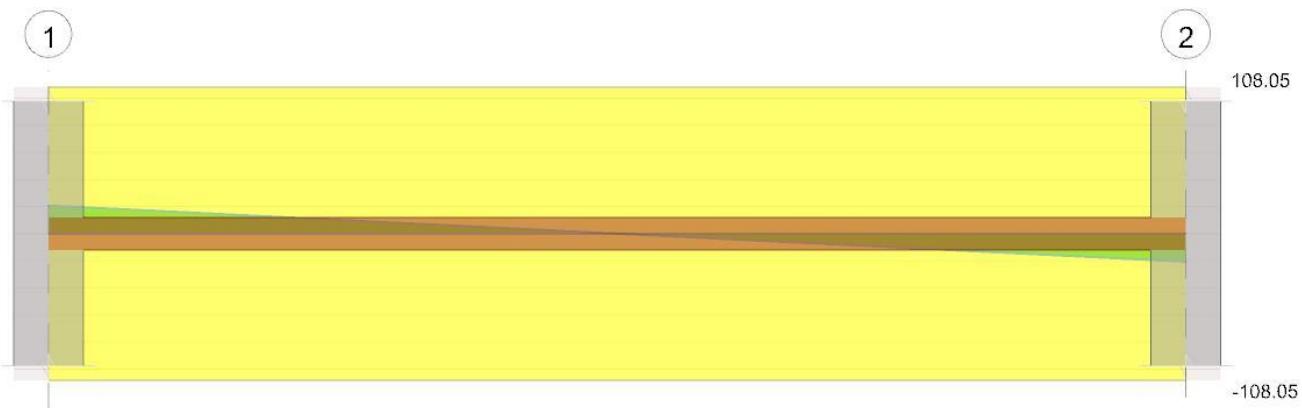


Diagramma verifica freccia rara

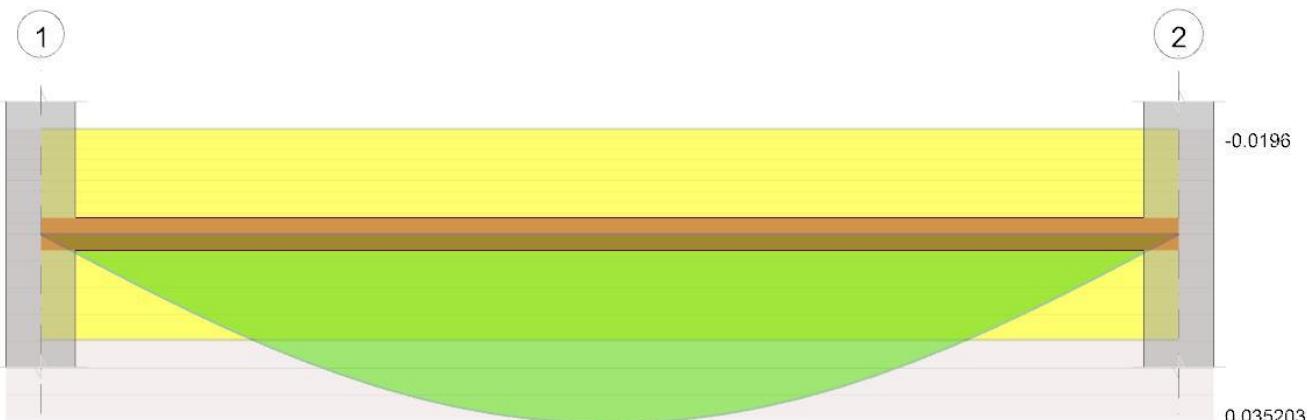
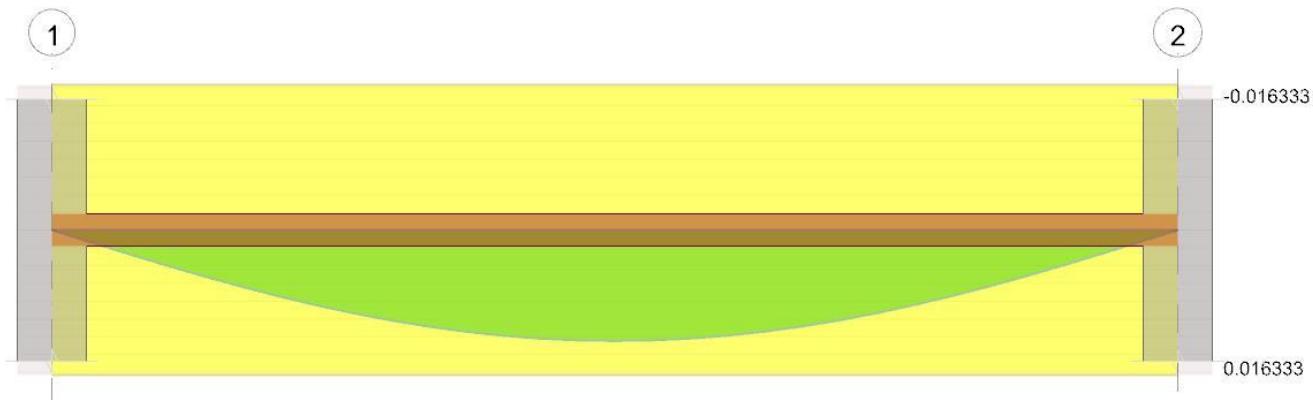


Diagramma verifica freccia variabile



Output campate

Campata 1

Verifiche a flessione §§ 4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6 - 4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.8 NTC18

x	Momento positivo		Momento negativo		Classe	px	Sfruttamento	Verifica
	Mx,Ed	Mx,Rd	Mx,Ed	Mx,Rd				
0	0	21.31413	0	-21.31413	1	0	0	Si
0.15	3.00539	21.31413			1	0	0.141	Si
2.45	25.31906	21.31413			1	0	1.188	No
4.75	3.00539	21.31413			1	0	0.141	Si
4.9	0	21.31413			1	0	0	Si

Verifiche a taglio §4.2.4.1.2.4 NTC18

x	Taglio positivo		Taglio negativo		Av	Sfruttamento	Verifica
	VEd	Vc,Rd	VEd	Vc,Rd			
0	20.669	108.046			0.000836	0.191	Si
0.15	19.403	108.046			0.000836	0.18	Si
2.45		0	-108.046	0.000836	0.000836	0	Si
4.75		-19.403	-108.046	0.000836	0.000836	0.18	Si
4.9		-20.669	-108.046	0.000836	0.000836	0.191	Si

Verifica di stabilità a taglio anima §4.2.4.1.2.4 [4.2.27] NTC18

η	hw	tw	hw/tw max	Verifica
1.2	0.119	0.006	60	Si

Verifica a svergolamento §4.2.4.1.3.2 NTC18

Curva svergolamento: c

x	Obblig.	Mx,Ed	Mb,Rd,x	x,LT	λ adim. LT	L,LT	M,critico	Classe	Sfruttamento	Verifica
0.15	Si	3.00539	9.38265	0.44	1.375	4.9	11.83585	1	0.32	Si
2.45	Si	25.31906	9.38265	0.44	1.375	4.9	11.83585	1	2.698	No
4.75	Si	3.00539	9.38265	0.44	1.375	4.9	11.83585	1	0.32	Si

Verifica di deformabilità §4.2.4.2.1 NTC18

x	Totale			Variabili			Verifica
	f+	f-	L/f	f+	f-	L/f	
0	0	0		0	0		Si
0.15	0.00344	0.00222	1424	0.00122	0		4019
2.45	0.0352	0.02273	139	0.01248	0		393
4.75	0.00344	0.00222	1424	0.00122	0		4019
4.9	0	0		0	0		Si

Reazioni vincolari

Appoggio	Descriz.	SLU		SLE rara		Trazione
		R max	R min	R max	R min	
1	1	20.669	7.211	13.826	8.926	No
2	2	20.669	7.211	13.826	8.926	No

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [m, kN, deg] ove non espressamente specificato.

N°: indice progressivo.

Sezione: sezione in acciaio.

Area: area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [m^2]

Jx: momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [m^4]

Jy: momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [m^4]

ix: raggio di inerzia relativo all'asse x. [m]

iy: raggio di inerzia relativo all'asse y. [m]

Wx: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse x. [m^3]

W_y: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse y. [m³]

W_{p1x}: modulo di resistenza plastico relativo all'asse x. [m³]

W_{p1y}: modulo di resistenza plastico relativo all'asse y. [m³]

Descrizione: nome dell'appoggio.

Fittizio: indica se l'appoggio è fittizio o reale.

Larghezza inferiore: larghezza della porzione inferiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione superiore. [m]

Larghezza superiore: larghezza della porzione superiore dell'appoggio; il valore 0 indica che vi è solo la porzione inferiore. [m]

Sfalsamento: sfalsamento asse della porzione superiore rispetto all'asse della porzione inferiore, misurata in orizzontale. [m]

Rigidezza appoggio: permette di considerare l'appoggio come fisso o cedevole in direzione verticale con legge elastica lineare. [m]

Ritegno torsionale: permette di specificare se l'appoggio è ritegno torsionale.

x: distanza da asse appoggio sinistro. [m]

Momento positivo: valori per verifiche a momento positivo.

M_x,Ed: sollecitazione flettente attorno x-x. [kN*m]

M_{x,Rd}: resistenza a flessione attorno x-x ridotta per taglio. [kN*m]

Momento negativo: valori per verifiche a momento negativo.

Classe: classe della sezione.

p_x: coefficiente di riduzione della resistenza di snervamento per taglio in direzione x.

Sfruttamento: rapporto di sfruttamento per la verifica in esame, inverso del coefficiente di sicurezza. Verificato se minore o uguale di 1.

Verifica: stato di verifica.

A_v: area resistenza a taglio. [m²]

Appoggio: numero progressivo di appoggio.

Desriz.: descrizione dell'appoggio.

Taglio positivo: valori per verifiche a taglio positivo.

V_{Ed}: sollecitazione di taglio. [kN]

V_{c,Rd}: resistenza a taglio. [kN]

Taglio negativo: valori per verifiche a taglio negativo.

η: valore di η.

hw: altezza dell'anima. [m]

tw: spessore dell'anima. [m]

hw/tw max: rapporto tra hw e tw massimo.

Obblig.: indica se la verifica è obbligatoria da norma.

M_{b,Rd,x}: momento resistente di progetto per l'instabilità per sollecitazione flettente attorno l'asse x-x. [kN*m]

χ,LT: coefficiente di riduzione per instabilità flesso-torsionale.

λ adim. LT: snellezza adimensionale per instabilità flesso-torsionale.

L,LT: distanza tra due ritegni torsionali. [m]

M,critico: momento critico. [kN*m]

Totale: freccia totale in combinazione rara.

f+: freccia positiva. [m]

f-: freccia negativa. [m]

L/f: rapporto luce su freccia.

Variabili: freccia da soli carichi variabili in combinazione rara.

Trazione: presenza di trazione sull'appoggio in alcune combinazioni di carico.

SLU: combinazione di carico SLU.

R max: reazione vincolare massima. [kN]

R min: reazione vincolare minima. [kN]

SLE rara: combinazione di carico SLE rara.

10.3. Verifica ballatoio

Non sono stati indagati la geometria e i materiali del solaio costituenti il ballatoio dal momento che ne è prevista la demolizione e ricostruzione. Si rimanda alla relazione di progetto esecutivo per i dettagli relativi al nuovo solaio.

10.4. Scale

Le scale dell'edificio in esame sono realizzate con una soletta poggiante su due travetti di sezione rettangolare 11x10 cm, armati con 2 barre a sezione quadrata di lato 8 mm; sui due travetti poggiano i gradini (pedata i=30 cm).

I carichi agenti sono:

$$g_1 = b \times h \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0.1 \text{ m} \times 0.1 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 0.25 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = \text{area} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times i = 0.04 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.3 \text{ m} = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 4 \text{ kN/m}^2$$

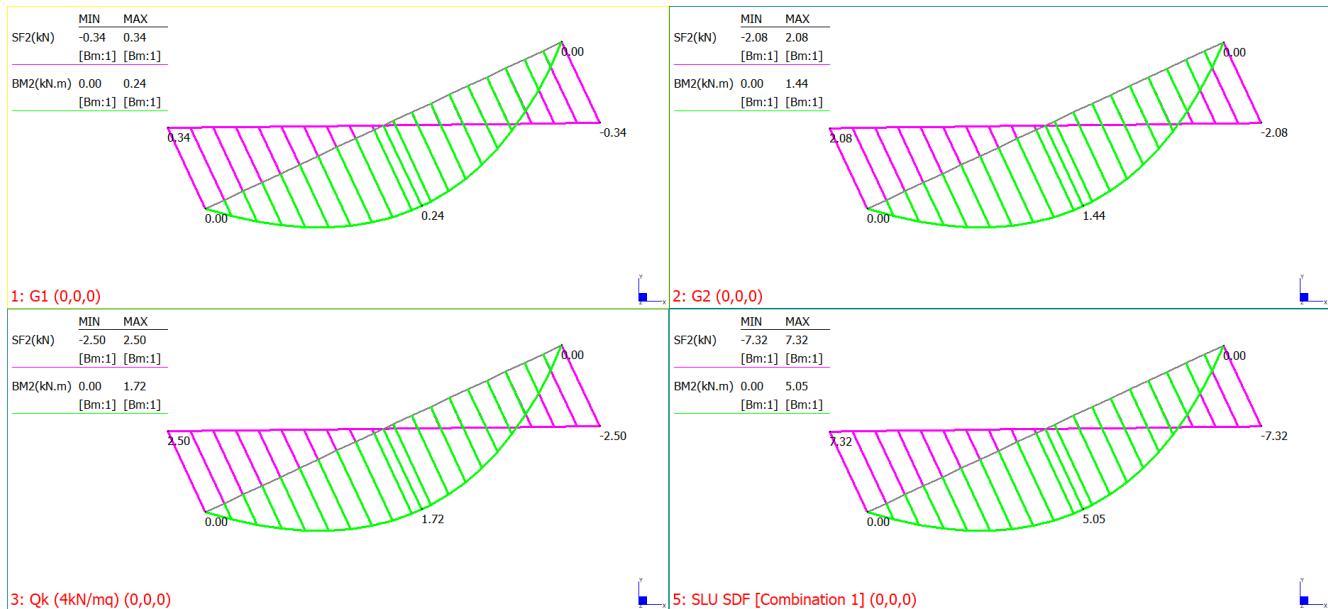
Essendo la larghezza della scala pari ad 1 m e quindi la lunghezza di influenza del travetto pari a 0.5 m si ha:

$$g_2 = 3.33 \times 0.5 = 1.67 \text{ kN/m}$$

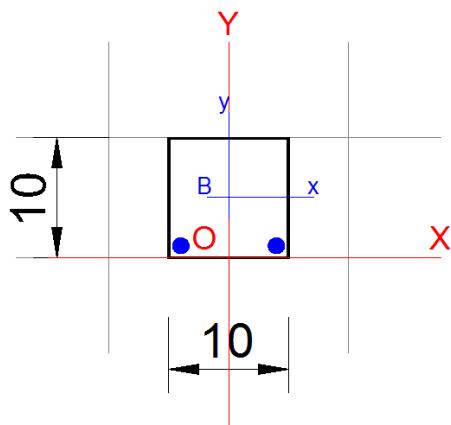
$$q_k = 4 \text{ kN/m}^2 \times 0.5 = 2 \text{ kN/m}$$

$$\text{SLU} = 1.3 g_1 + 1.5 g_2 + 1.5 q_k = 5.82 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni agenti sulla singola rampa ($L_{\text{orizz}} = 2.5 \text{ m}$, $L_{\text{inclinata}} = 2.7 \text{ m}$) sono:



Le verifiche non sono soddisfatte:



DATI GENERALI SEZIONE DI TRAVE SENZA STAFFE IN C.A.

NOME SEZIONE: 21049_ScalaValidazione

(Percorso File: C:\Users\francesco.fraccaro\Desktop\Lavoro\43 - Caserma Reginato\21049_ScalaValidazione\21049_ScalaValidazione sez)

Descrizione Sezione:	21049_Travetto_Scala
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave (solette, nervature solai)senza staffe
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	Reginato
	Resis. compr. di progetto fcd:	8.7 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035

	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo		
	Modulo Elastico Normale Ec:	28375.1	MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	1.90	MPa	
ACCIAIO -	Tipo:	AQ50		
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	270.0	MPa	
	Resist. caratt. a rottura ftk:	500.0	MPa	
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	173.0	MPa	
	Resist. ultima di progetto ftd:	173.0	MPa	
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.023		
	Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base:	10.0	cm
Altezza:	10.0	cm
Barre inferiori:	209.0	(1.3 cm ²)
Barre superiori:	000	(0.0 cm ²)
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	1.0	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	1.0	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	1.0	cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNASTA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione
VY	con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
MT	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale
	Momento torcente [kNm]

N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	5.05	7.32	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione non verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	0.5	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.1	cm
Copriferro netto minimo staffe:	0.5	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)
	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. trave [cm ²] in zona tesa. (tra parentesi l'area minima di normativa)

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	N	0.00	5.05	-0.04	1.77	0.350	7.6	0.27	0.77	1.3 (0.2) 1)

1) Combinazione non verificata a flessione

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)

es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
N°Comb	ec max
1	0.00350
	Yc max
	10.0
	es min
	0.00204
	Ys min
	9.0
	es max
	-0.00965
	Ys max
	1.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNAME

Diametro staffe/legature: 0 mm
 Passo staffe: 0.0 cm [Passo massimo di normativa = 0.0 cm]
 N.Bracci staffe: 0
 Area staffe/m : 0.0 cm²/m < Area staffe strettamente necessaria a taglio = 2.1

VERIFICHE A TAGLIO

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Ved Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
 Vrd Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
 Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
 bw|d Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro | Altezza utile sezione
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe.metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	ASt
1	N	7.32	6.59	15.83	0.00	10.0 9.0	2.500	1.000	2.1 1)

1) Sezione non verificata a Taglio (e/o passo staffe superiore al valore massimo di normativa)

10.5. Tunnel

10.5.1. Capriate di copertura

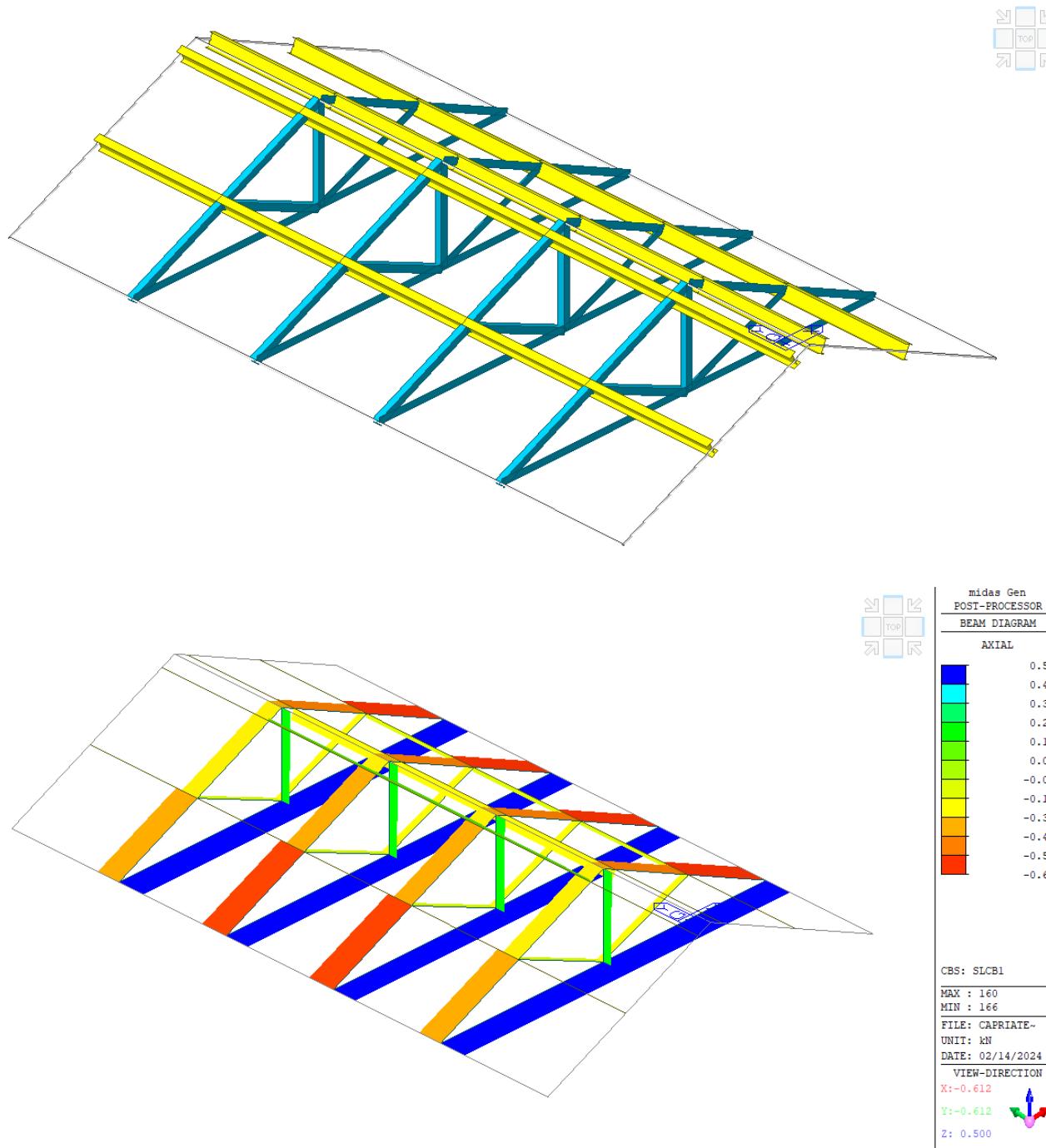
Sulla base della documentazione fotografica ricevuta e delle consuetudini in uso all'epoca di costruzione, catene e diagonali della capriata sono realizzate con profili ad L40x40x4 mm, mentre gli arcarecci per i quali si prescrive in ogni caso verifica geometrica in fase di cantiere quando sarà possibile accedere alla sottotetto, sono stati assunti HEA140 in base alle foto disponibili e al progetto simulato. La copertura è in lamiera grecata poggiante sugli arcarecci.

I carichi agenti sono:

$$G_2 = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

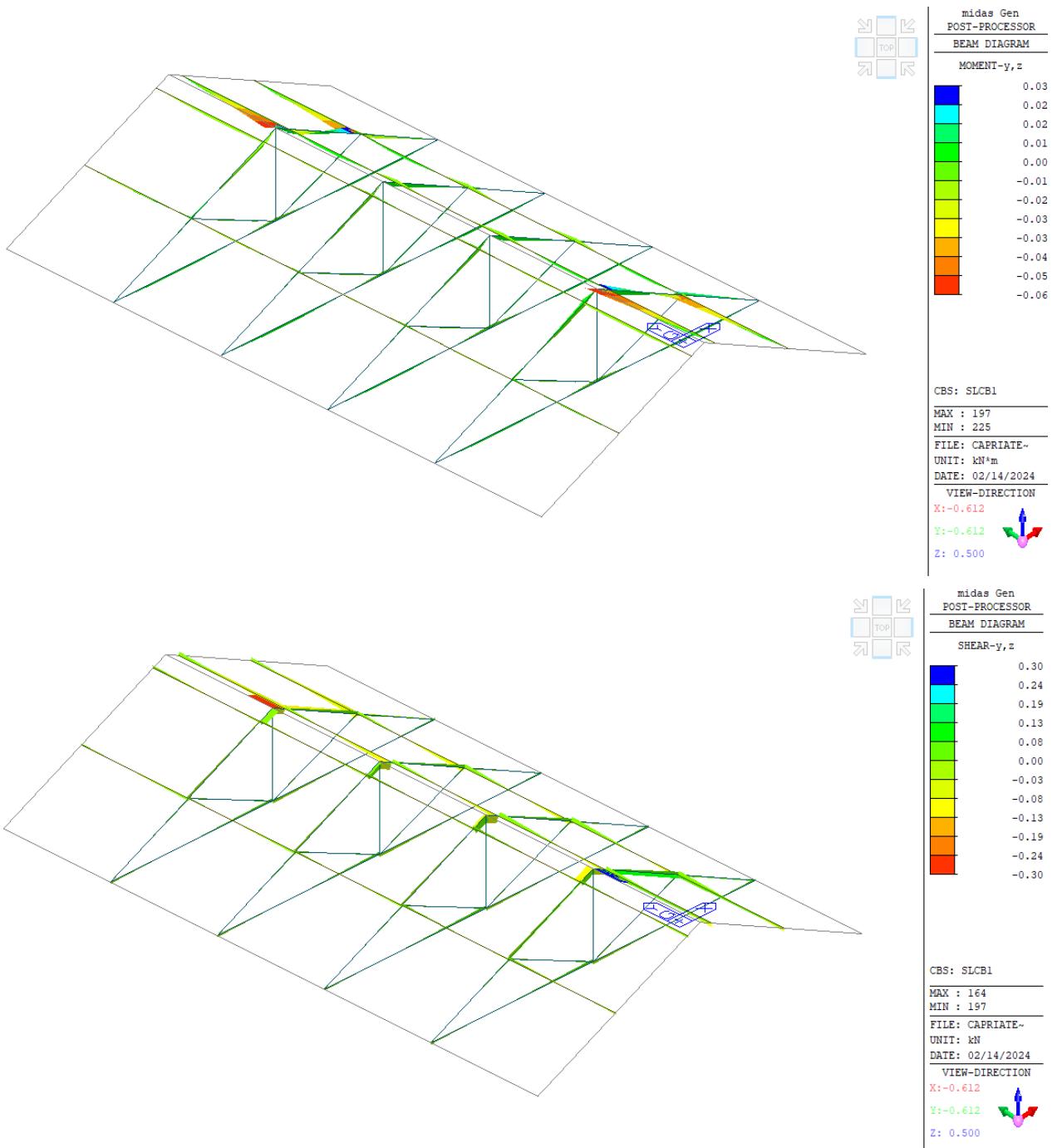
$$Q_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$$



RELAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA

RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
Sinergo Spa
Phoenix Archeologia Srl
Elisa Sirombo



CHK	MEMB	SECT	SEL	Section	Section	LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Ed	Mz,Ed	Vy,Ed	Vz,Ed	T,Ed	Def
CHK	COM	SHR	SEL	Material	Fy	LCB	Lb	Lz	Kz	Bmz	N,Rd	Mb,Rd	My,Rd	Mz,Rd	Vy,Rd	Vz,Rd	T,Rd	Defa
OK	158	1	1	L40x4	L40x4	3	0.60179	0.60179	3.01	0.85	0.2003	0	0	0	0	0	-	0.00001
OK	0.004	0		S235	235000	3	0.60179	0.60179	3.01	0.85	44.679	0	0.42219	0.42219	0	0	-	0.00201
OK	159	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.56833	-0.0001	-0.0001	-0.0057	0.02433	0.00004	-	-0.0001
OK	0.026	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	0.00516
OK	160	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.56884	0.00005	0.00005	-0.0057	-0.0243	0.00004	-	-0.0001
OK	0.026	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	0.00516
OK	161	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.3363	0.00731	0.00731	-0.0048	0.0455	-0.067	-	-
OK	0.036	0.005		S235	235000	3	0.10916	0.10916	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	162	1	1	L40x4	L40x4	3	0.63095	0.63095	1	1	-0.3587	0.00435	0.00435	-0.0075	-0.0258	0.01048	-	-
OK	0.036	0.002		S235	235000	3	0.63095	0.63095	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	163	1	1	L40x4	L40x4	3	0.68323	0.68323	1	1	-0.4924	0.00016	0.00016	0.00241	0.01307	0.00023	-	-
OK	0.017	0.001		S235	235000	3	0.68323	0.68323	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	164	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.3361	-0.0322	-0.0322	0.00484	-0.0459	0.29527	-	-
OK	0.095	0.021		S235	235000	3	0.10916	0.10916	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	165	1	1	L40x4	L40x4	3	0.63554	0.63554	1	1	-0.4321	0.02745	0.02745	0.00757	0.02564	0.09284	-	-
OK	0.093	0.007		S235	235000	3	0.63554	0.63554	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	166	1	1	L40x4	L40x4	3	0.67864	0.67864	1	1	-0.6205	0.01687	0.01687	-0.0024	-0.013	0.02486	-	-
OK	0.059	0.002		S235	235000	3	0.67864	0.67864	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-

RELACIONE DI VULNERABILITA' SISMICA
RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
Sinergo Spa
Phoenix Archeologia Srl
Elisa Sirombo

OK	167	1	1	L40x4	L40x4	3	0.73333	0.73333	1	1	-0.1406	0	0	0.00191	0.0104	0	-	-
OK	0.008	0.001		S235	235000	3	0.73333	0.73333	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	-
OK	168	1	1	L40x4	L40x4	3	0.73027	0.73027	1	1	-0.1403	0	0	-0.0019	-0.0103	0	-	-
OK	0.008	0.001		S235	235000	3	0.73027	0.73027	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	-
OK	169	1	1	L40x4	L40x4	3	0.60179	0.60179	3.01	0.85	0.20846	0	0	0	0	0	0	0
OK	0.005	0		S235	235000	3	0.60179	0.60179	3.01	0.85	44.679	0	0.42219	0.42219	0	0	0.00201	
OK	170	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.50919	0	0	-0.0058	0.02435	0	-	-0.0001
OK	0.025	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	0.00516
OK	171	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.51001	0	0	-0.0058	-0.0243	0	-	-0.0001
OK	0.025	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	0.00516
OK	172	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.3824	0.00255	0.00255	-0.0067	0.06285	-0.0234	-	-
OK	0.03	0.005		S235	235000	3	0.10916	0.10916	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	173	1	1	L40x4	L40x4	3	0.63095	0.63095	1	1	-0.4115	0.00105	0.00105	-0.0067	-0.0235	0.00258	-	-
OK	0.028	0.002		S235	235000	3	0.63095	0.63095	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	174	1	1	L40x4	L40x4	3	0.68323	0.68323	1	1	-0.5553	0.00007	0.00007	0.00258	0.01332	0.00011	-	-
OK	0.019	0.001		S235	235000	3	0.68323	0.68323	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	175	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.3825	0.00296	0.00296	0.00667	-0.0626	-0.0271	-	-
OK	0.031	0.005		S235	235000	3	0.10916	0.10916	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	176	1	1	L40x4	L40x4	3	0.63554	0.63554	1	1	-0.4116	0.00131	0.00131	0.00668	0.02345	0.00325	-	-
OK	0.028	0.002		S235	235000	3	0.63554	0.63554	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	177	1	1	L40x4	L40x4	3	0.67864	0.67864	1	1	-0.5567	0.0001	0.0001	-0.0026	-0.0133	0.00015	-	-
OK	0.019	0.001		S235	235000	3	0.67864	0.67864	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	178	1	1	L40x4	L40x4	3	0.73333	0.73333	1	1	-0.1511	0	0	0.00191	0.0104	0	-	-
OK	0.008	0.001		S235	235000	3	0.73333	0.73333	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	-
OK	179	1	1	L40x4	L40x4	3	0.73027	0.73027	1	1	-0.1505	0	0	-0.0019	-0.0103	0	-	-
OK	0.008	0.001		S235	235000	3	0.73027	0.73027	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	-
OK	180	1	1	L40x4	L40x4	3	0.60179	0.60179	3.01	0.85	0.20846	0	0	0	0	0	0	-
OK	0.005	0		S235	235000	3	0.60179	0.60179	3.01	0.85	44.679	0	0.42219	0.42219	0	0	0.00201	
OK	181	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.50919	0	0	-0.0058	0.02435	0	-	-0.0001
OK	0.025	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	0.00516
OK	182	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.51001	0	0	-0.0058	-0.0243	0	-	-0.0001
OK	0.025	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	0.00516
OK	183	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.3824	-0.0025	-0.0025	-0.0067	0.06285	0.02335	-	-
OK	0.03	0.005		S235	235000	3	0.10916	0.10916	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	184	1	1	L40x4	L40x4	3	0.63095	0.63095	1	1	-0.4115	-0.001	-0.001	-0.0067	-0.0235	-0.0026	-	-
OK	0.028	0.002		S235	235000	3	0.63095	0.63095	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	185	1	1	L40x4	L40x4	3	0.68323	0.68323	1	1	-0.5553	-0.0001	-0.0001	0.00258	0.01332	-0.0001	-	-
OK	0.019	0.001		S235	235000	3	0.68323	0.68323	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	186	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.3825	-0.003	-0.003	0.00667	-0.0626	0.02707	-	-
OK	0.031	0.005		S235	235000	3	0.10916	0.10916	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	187	1	1	L40x4	L40x4	3	0.63554	0.63554	1	1	-0.4116	-0.0013	-0.0013	0.00668	0.02345	-0.0033	-	-
OK	0.028	0.002		S235	235000	3	0.63554	0.63554	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	188	1	1	L40x4	L40x4	3	0.67864	0.67864	1	1	-0.5567	-0.0001	-0.0001	-0.0026	-0.0133	-0.0001	-	-
OK	0.019	0.001		S235	235000	3	0.67864	0.67864	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	189	1	1	L40x4	L40x4	3	0.73333	0.73333	1	1	-0.1511	0	0	0.00191	0.0104	0	-	-
OK	0.008	0.001		S235	235000	3	0.73333	0.73333	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	-
OK	190	1	1	L40x4	L40x4	3	0.73027	0.73027	1	1	-0.1505	0	0	-0.0019	-0.0103	0	-	-
OK	0.008	0.001		S235	235000	3	0.73027	0.73027	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	-
OK	191	1	1	L40x4	L40x4	3	0.60179	0.60179	3.01	0.85	0.2003	0	0	0	0	0	0	0.00001
OK	0.004	0		S235	235000	3	0.60179	0.60179	3.01	0.85	44.679	0	0.42219	0.42219	0	0	0.00201	
OK	192	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.56833	0.00005	0.00005	-0.0057	0.02433	0	-	-0.0001
OK	0.026	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	0.00516
OK	193	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.56884	-0.0001	-0.0001	-0.0057	-0.0243	0	-	-0.0001
OK	0.026	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	0.00516
OK	194	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.3363	-0.0073	-0.0073	-0.0048	0.0455	0.06696	-	-
OK	0.036	0.005		S235	235000	3	0.10916	0.10916	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	195	1	1	L40x4	L40x4	3	0.63095	0.63095	1	1	-0.3587	-0.0043	-0.0043	-0.0075	-0.0258	-0.0105	-	-
OK	0.036	0.002		S235	235000	3	0.63095	0.63095	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	196	1	1	L40x4	L40x4	3	0.68323	0.68323	1	1	-0.4924	-0.0002	-0.0002	0.00241	0.01307	-0.0002	-	-
OK	0.017	0.001		S235	235000	3	0.68323	0.68323	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	197	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.3361	0.03223	0.03223	0.00484	-0.0459	-0.2953	-	-
OK	0.095	0.021		S235	235000	3	0.10916	0.10916	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	198	1	1	L40x4	L40x4	3	0.63554	0.63554	1	1	-0.4321	-0.0275	-0.0275	0.0075	0.02564	-0.0928	-	-
OK	0.093	0.007		S235	235000	3	0.63554	0.63554	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK																		

RELAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA
RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
 Sinergo Spa
 Phoenix Archeologia Srl
 Elisa Sirombo

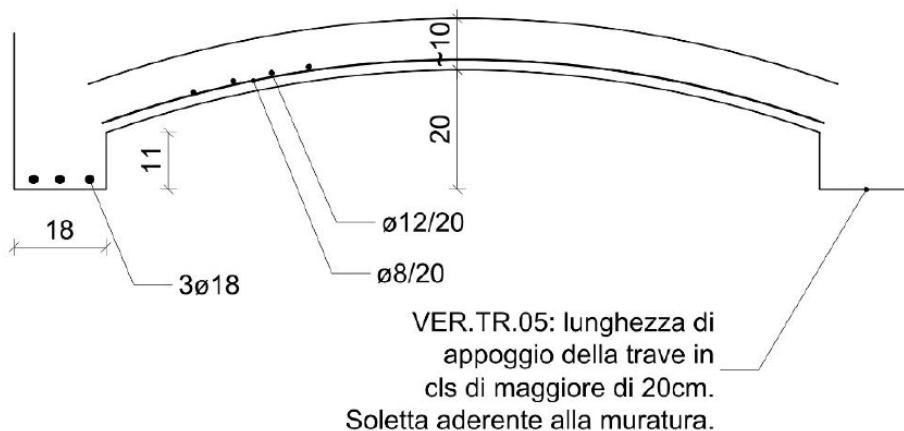
OK	213	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	-0.1989	0.00354	0.00354	0.0022	-0.0154	-0.0358	-	0
OK	0.005	0.001		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	214	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	-0.0676	-0.0055	-0.0055	-0.0029	0.01719	0.03596	-	0
OK	0.006	0.001		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	215	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	-0.0707	-0.0054	-0.0054	-0.0021	0.01373	0.02945	-	0
OK	0.005	0.001		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	216	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	-0.0676	-0.0055	-0.0055	-0.0029	-0.0172	-0.036	-	0
OK	0.006	0.001		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	224	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	-0.0005	-0.0029	-0.0029	0.00263	0.01683	-0.0328	-	0
OK	0.004	0.001		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	225	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	0.00353	0.0015	0.0015	-0.0597	-0.0839	0.03122	-	0.00004
OK	0.072	0.002		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	226	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	0.00038	-0.0029	-0.0029	-0.0486	-0.071	-0.0328	-	0.00004
OK	0.059	0.002		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	229	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	0.00428	0.0069	0.0069	-0.0044	-0.0172	0.03096	-	0
OK	0.007	0.001		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	231	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	-0.0005	-0.0029	-0.0029	0.00263	-0.0168	0.03282	-	0
OK	0.004	0.001		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	232	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	0.00428	0.0069	0.0069	-0.0044	0.01721	-0.031	-	0
OK	0.007	0.001		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	233	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	0.00353	0.0015	0.0015	-0.0597	0.08395	-0.0312	-	0.00004
OK	0.072	0.002		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034
OK	234	2	1	IPE80	IPE80	3	0.85	0.85	1	1	0.00038	-0.0029	-0.0029	-0.0486	0.07096	0.0328	-	0.00004
OK	0.059	0.002		S235	235000	3	0.85	0.85	1	1	110.827	0	3.36543	0.83452	41.8355	29.9294	-	0.0034

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

10.5.2. Camminamento

Si riportano nel seguito le considerazioni fatte a livello del camminamento interno al tunnel in esame.

Il rilievo eseguito ha riscontrato la presenza di armatura come indicato nell'immagine seguente:



La soletta è in semplice appoggio su luce 4.3 m.

I carichi e sollecitazioni agenti sono:

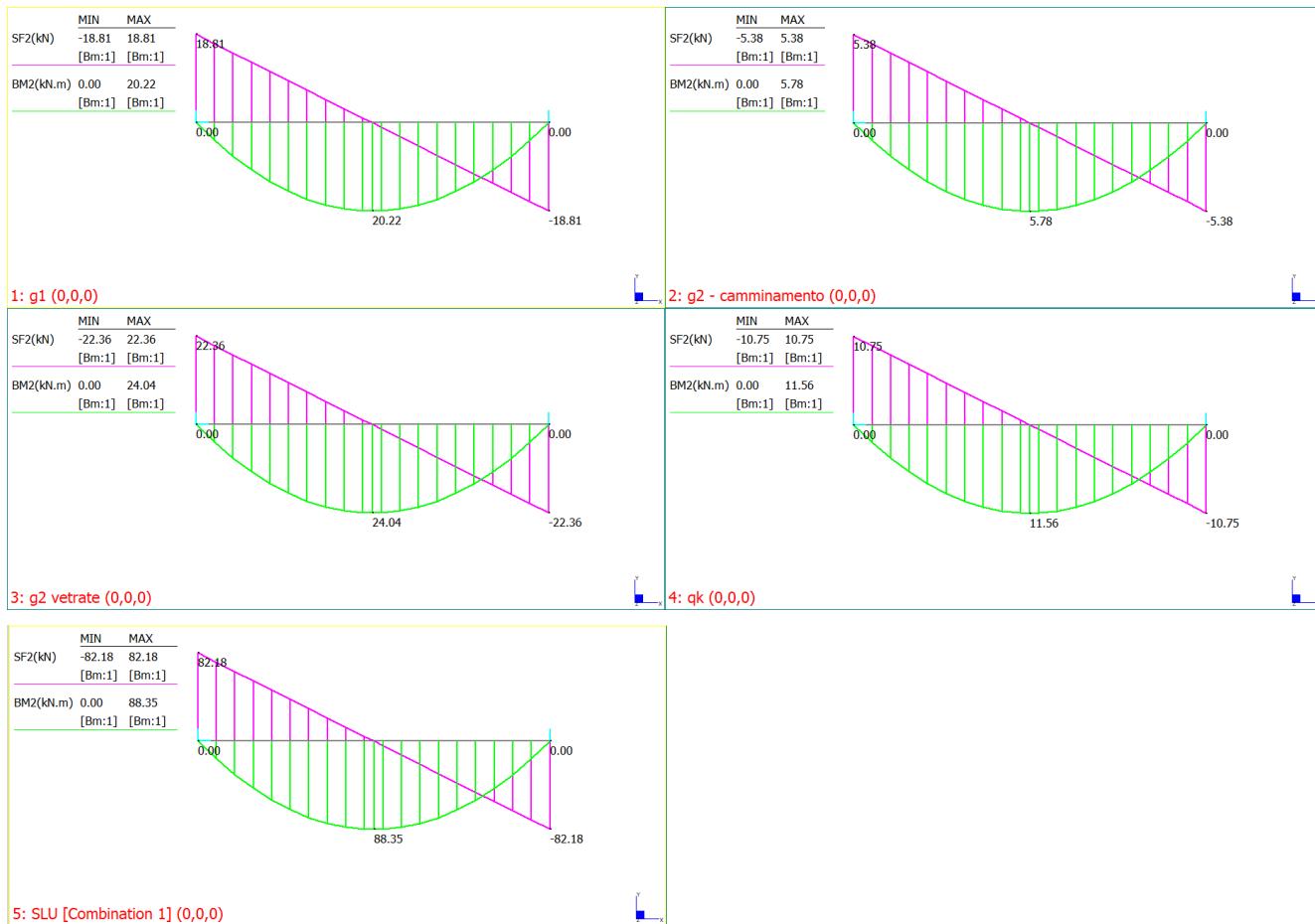
$g_1 =$	3.5	kN/m^2
$g_2 =$	1.0	kN/m^2
$q_k =$	2.0	kN/m^2

Oltre al carico proveniente dalla soletta si aggiunge il carico dei muretti e vetrate esterne.

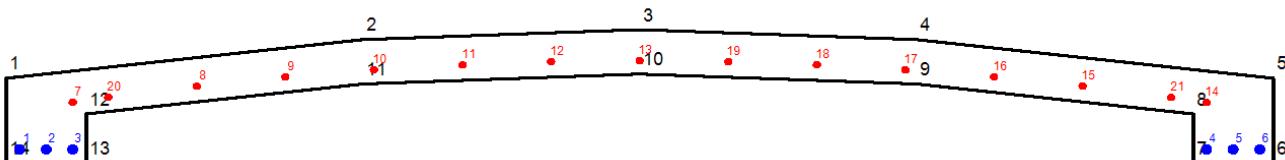
	b	h	kN/m³	kN/m
Muretti	0.17	0.96	18.00	2.94
Vetrate	0.05	1.88	24.00	2.25
				5.19

$$G_{2,tamponamento} = 5.2 \cdot 2 = 10.4 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni agenti pertanto sono:



Le verifiche non sono soddisfatte:



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: 21049_camminamento_SDF

(Percorso File: C:\Users\francesco.fraccaro\Desktop\Lavoro\43 - Caserma Reginato\21049_CamminamentoValidazione\21049_camminamento_SDF sez)

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi

Tipologia sezione: Sezione generica di Trave (solette, nervature solai) senza staffe

Normativa di riferimento: N.T.C.

Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia

Riferimento alla sismicità: Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -

Classe:

Reginato

Resis. compr. di progetto fcd:

8.7 MPa

Def.unit. max resistenza ec2:

0.0020

Def.unit. ultima ecu:

0.0035

Diagramma tensione-deformaz.:

Parabola-Rettangolo

Modulo Elastico Normale Ec:

28375.1 MPa

RELAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA
RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
 Sinergo Spa
 Phoenix Archeologia Srl
 Elisa Sirombo

	Resis. media a trazione fctm:	1.90	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	AQ50	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	270.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	500.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	173.0	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	173.0	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.023	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Calcestruzzo: Reginato

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	19.1
2	80.5	27.8
3	143.0	30.0
4	205.5	27.8
5	286.0	19.1
6	286.0	0.0
7	268.0	0.0
8	268.0	11.0
9	205.5	17.8
10	143.0	20.0
11	80.5	17.8
12	18.0	11.0
13	18.0	0.0
14	0.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	3.0	3.0	18.0
2	9.0	3.0	18.0
3	15.0	3.0	18.0
4	271.0	3.0	18.0
5	277.0	3.0	18.0
6	283.0	3.0	18.0
7	15.0	13.6	12
8	43.0	17.3	12
9	63.0	19.3	12
10	83.0	20.9	12
11	103.0	22.1	12
12	123.0	22.8	12
13	143.0	23.0	12
14	271.0	13.6	12
15	243.0	17.3	12
16	223.0	19.3	12
17	203.0	20.9	12
18	183.0	22.1	12
19	163.0	22.8	12
20	23.0	14.7	12
21	263.0	14.7	12

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 M_x Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 M_y Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia

RELACIONE DI VULNERABILITA' SISMICA
RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
 Sinergo Spa
 Phoenix Archeologia Srl
 Elisa Sirombo

Vy con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	88.35	0.00	82.18	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione non verificata

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 2.1 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.2 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
As Tesa	Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000 Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	88.35	0.00	0.00	83.46	0.00	0.94	28.8(3.5) 1)

1) Momento flettente (vettoriale) superiore al momento flettente resistente

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.238	143.0	30.0	-0.00031	143.0	23.0	-0.01119	3.0	3.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000544154	-0.012824612	0.238	0.738

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (\$ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	82.18	121.46	8.0	202.0	0.0199	0.00 1)

10.6. Balcone

Si riportano nel seguito considerazioni in merito al balcone presente fronte strada per il fabbricato in esame:

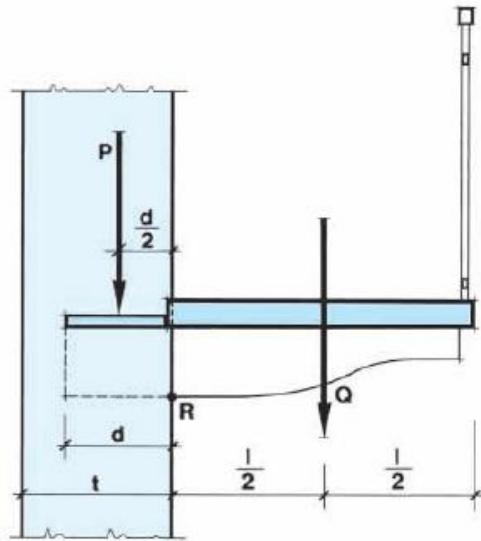


I carichi accidentali sono pari a 400 kg/m².

Con un sistema costruttivo oggi in disuso, nelle costruzioni realizzate sino a circa un secolo fa i balconi venivano ottenuti con una lastra di pietra di adeguato spessore, appoggiata su due o più mensole dette modiglioni, sempre in pietra, incastrate nelle murature perimetrali portanti, non essendo possibile prolungare all'esterno la struttura degli orizzontamenti come attualmente viene fatto con i solai in c.a.

Le modalità di verifica del balcone riguardano:

- Verifica a taglio e flessione della lastra/soletta in pietra poggiante sui modiglioni
- Verifica a taglio/flessione dei modiglioni
- Verifica a ribaltamento (equilibrio corpo rigido)

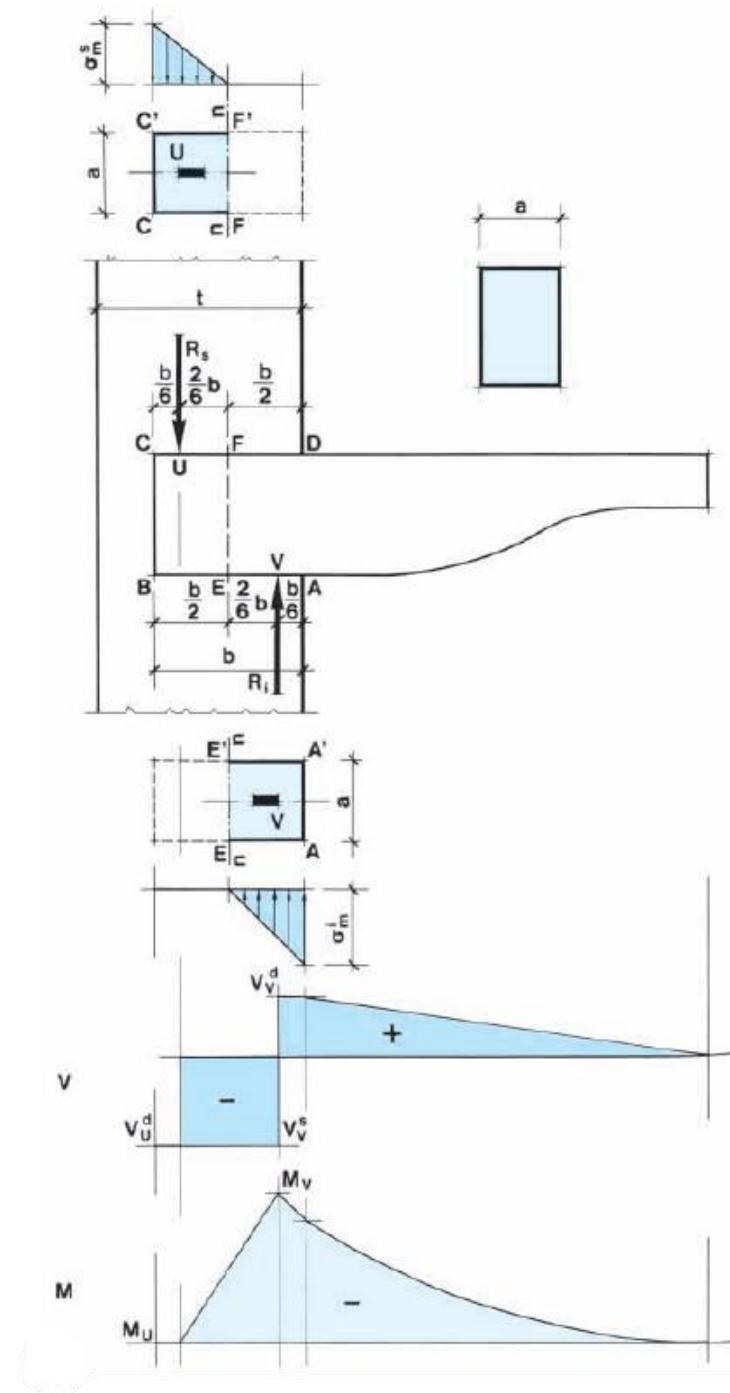


$$M_i = Q \cdot \frac{l}{2}$$

$$M_s = P \cdot \frac{d}{2}$$

$$\frac{M_s}{M_i} \geq 1,5$$

- Verifica della muratura all'incastro



I carichi agenti sul balcone sono pari a:

$$g_{1,\text{soletta pietra}} = 0.125 \text{ m} \times 28 \text{ kN/m}^3 = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 4 \text{ kN/m}^2$$

Viene ipotizzata la presenza di una lastra di ripartizione in pietra all'incastro delle mensole, come da pratica costruttiva usuale. Si assume cautelativamente, sulla base di esperienze pregresse su elementi della medesima tipologia, nonché da letteratura vigente e prove di resistenza eseguiti su elementi simili, tensione ammissibile a flessione per la pietra pari a 1.4 MPa e 0.5 MPa a taglio.

Si riportano nel seguito le verifiche:

Verifica sbalzo in pietra

Materiali

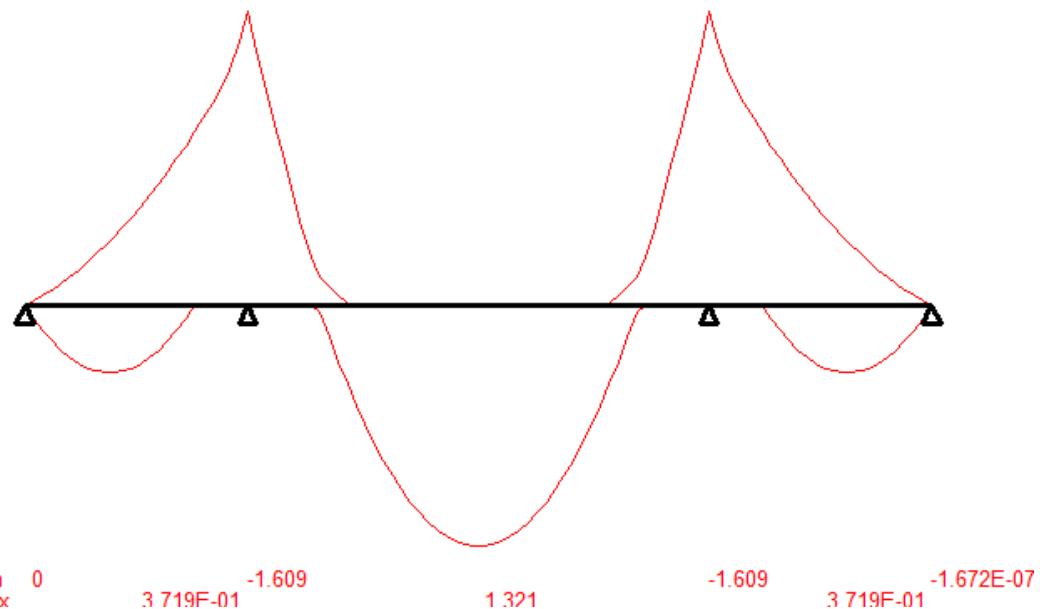
Resistenza media a compressione muratura

$f_m = 3 \text{ N/mm}^2$

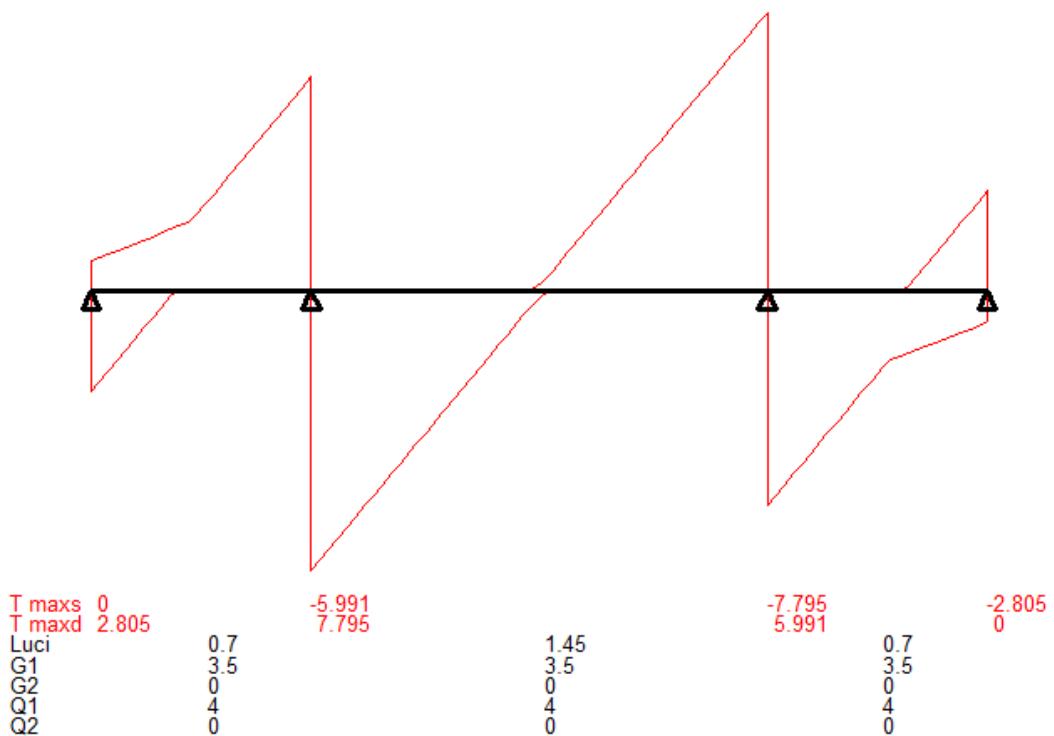
Fattore di confidenza
 Resistenza di progetto a compressione muratura
 Tensione ammisible a flessione pietra
 Tensione ammisible a taglio pietra
 Peso volumico pietra
 Peso volumico muratura

FC =	1.2	
f_d =	0.83	N/mm ²
σ_{fl} =	1.4	N/mm ²
T =	0.5	N/mm ²
γ =	28	kN/m ³
γ =	19	kN/m ³

File : -
Scala momenti 1:2 - Sollecitazioni SLU



File : -
Scala tagli 1:10 - Sollecitazioni SLU



Verifica lastrone

Larghezza	b =	100	cm
Altezza	h =	12.5	cm
Momento agente	M _{Ed} =	1.61	kNm
Taglio agente	V _{Ed} =	7.79	kN
Modulo di resistenza W = 1/6 · b · h ²	W =	2604167	mm ³
Verifica a flessione σ _{Ed} = M _{Ed} / W	σ _{Ed} =	0.62	N/mm ²
Verifica a taglio τ _{Ed} = 1.5 · V _{Ed} / A	τ _{Ed} =	0.09	N/mm ²

Verifica modiglioni

Larghezza lastra di ripartizione	l _p =	0.6	m
Base mensola	b =	0.32	m
Altezza sezione iniziale	h ₁ =	0.3	m
Altezza sezione finale	h ₂ =	0.15	m
Lunghezza mensola	L =	1.1	m
Carico trasmesso dalla lastra (SLU)	q _{lastra} =	7.79	kN/m
Carico dovuto al p.p. della mensola	q _{p.p.} =	2.02	kN/m
Carico totale agente (SLU)	q _{Ed} =	10.4	kN/m
Carico concentrato parapetto	P _{parapetto} =	1	kN
Momento agente (sezione d'incastro)	M _{Ed} =	7.73	kNm
Taglio agente (sezione d'incastro)	V _{Ed} =	12.75	kN
Modulo di resistenza W = 1/6 · b · h ²	W =	4800000	mm ³
Verifica a flessione σ _{Ed} = M _{Ed} / W	σ _{Ed} =	1.61	N/mm ²
Verifica a taglio τ _{Ed} = 1.5 · V _{Ed} / A	τ _{Ed} =	0.20	N/mm ²

Verifica incastro sul muro

Altezza muro	h =	6	m
Spessore muro	s =	0.45	m
Profondità appoggio	d =	0.45	m
Verifica a ribaltamento			
Peso muro gravante su mensola	P _m =	30.8	kN
Momento stabilizzante	M _S =	6.93	kNm
Momento ribaltante	M _R =	7.73	kNm
Verifica a ribaltamento	M _R / M _S =	1.12	x
Verifica muratura			
Reazione R _s	R _s =	-28.9	kN
Reazione R _i	R _i =	41.7	kN
Momento flettente M _v	M _v =	-8.68	kNm
Momento flettente M _c	M _c =	-7.73	kNm
Tensione agente sulla muratura (superficie superiore)	σ _{Ed,sup} =	0.80	N/mm ²
Tensione agente sulla muratura (superficie inferiore)	σ _{Ed,inf} =	1.16	N/mm ²

10.7. Verifica delle fondazioni

Per quanto concerne la verifica delle fondazioni, le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, riportano che tale verifica è obbligatoria solo nel caso sussistano alcune particolari condizioni. Nello specifico, il par. §8.3 delle NTC2018 recita quanto segue: "Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;

siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;
siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti”.

Relativamente all'opera in esame, dalla documentazione messa a disposizione dalla stazione appaltante, si può affermare che essa non rientra nel primo caso in quanto non si evidenzia alcun dissesto strutturale dovuto a cedimenti del piano di fondazione.

Dalla relazione delle indagini geognostiche e sismiche, risulta inoltre che dal punto di vista morfologico il territorio ove è sita l'opera in esame è rappresentato da un paesaggio pianeggiante e non è riportata alcuna modifica al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni.

Infine, nello stesso elaborato, a valle di una specifica verifica, viene scongiurata la possibilità di liquefazione per i terreni presenti nel sottosuolo del sito di ubicazione dell'opera.

In ragione di quanto appena descritto, non ricadendo in nessuna delle casistiche riportate nella norma, non si ritiene necessaria la verifica del sistema di fondazione.

11. CONCLUSIONI

Il miglioramento sismico dell'edificio è stato valutato su un modello FEM analizzato con analisi statica non lineare e con cinematica lineare per i meccanismi locali.

Gli indicatori di rischio sismico, che rappresentano la vulnerabilità sismica dell'edificio, evidenziano una verifica negativa nei confronti delle azioni sismiche previste dalle NTC18 sia per i meccanismi di tipo globale, in direzione longitudinale e trasversale, che locali. In particolare l'indice di rischio minore è individuato per l'azione sismica trasversale ed è quantificata dall'indicatore:

$$\textbf{IR} = \textbf{0.01}$$

Le condizioni attuali possono essere soggette a decadimento nel tempo, con riduzione dei livelli di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche ad oggi stimati, in dipendenza dell'evoluzione delle difettosità presenti e di quelle che potrebbero insorgere.

Si raccomanda, pertanto, di eseguire gli interventi di rinforzo previsti nel più breve tempo possibile dalla consegna del presente elaborato, al fine di conseguire nell'opera un livello di sicurezza reale quanto più prossimo al valore determinato mediante le analisi effettuate.

Le verifiche dei solai di piano, pur condotte considerando un Livello di Conoscenza LC3, risultano ampiamente insoddisfatte a flessione. Per questo motivo, si dispone la totale demolizione dei solai e ricostruzione utilizzando travi in legno e cappa in c.a..

In questo modo si garantisce il piano rigido necessario all'assorbimento delle azioni sismiche, e si rispetta la storicità dell'edificio utilizzando una tipologia costruttiva (travi in legno e perlinato) gradevole alla vista.

RELAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA
RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUSO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

R.T.P.:
Sinergo Spa
Phoenix Archeologia Srl
Elisa Sirombo