

SCALA /		SEDE PROGETTO VIA PRACCHIURO 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			
<div><div><p>Coordinamento generale, opere architettoniche, strutturali e impianti</p><p>sinergo</p><p><small>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</small></p><p>commessa 21049</p><p>Responsabile integrazione prestazioni specialistiche opere architettoniche e progettista opere architettoniche arch. Alberto Muffato</p><p>Responsabile efficientamento energetico, Progetto Impianti elettrici e prevenzione incendi ing. Filippo Bittante</p><p>Coordinamento per la sicurezza in fase di progettazione ing. Stefano Muffato</p><p>Responsabile Progetto Impianti meccanici ing. Giovanni Moreschini</p><p>Responsabile Progetto strutturale ing. Marco Brugnerotto</p><p>Relazione geologica dott. Geol. Daniele Lucchiari</p><p>Responsabile processo BIM e Coordinamento di progetto arch. Francesca Cremasco</p></div><div><p>Gruppo di lavoro Annapaola Villano Nicola Favaro Nicole Fava Elnaz Saadatiyeganeh Shahin Amayeh Davide Potente Alessandro Prete Carlo Laurenti Leonardo Callegarin Jacopo Brighenti Giovanni Palù</p><div></div></div></div>					
<p>Responsabile Relazione archeologica dott. archeologo Claudio Negrelli <small>sede legale: via Mancinelli n. 4, 40141 Bologna (BO)</small></p>					
<p>Responsabile Criteri Ambientali Minimi arch. LEED AP Elisa Sirombo <small>sede legale: via Stampatori n. 21, 10100 Torino (TO)</small></p>					
PROGETTO RESTAURO PALAZZINA PREFETTO EX CASERMA REGINATO PROGETTO ESECUTIVO					
TITOLO OPERE STRUTTURALI RELAZIONE STRUTTURALE (ANALISI STORICO CRITICA ED INDIVIDUAZIONE CARENZE STRUTTURALI)					
<div><p>AGENZIA DEL DEMANIO DIREZIONE REGIONALE FRIULI VENEZIA GIULIA Via Gorgi n. 18, 33100 Udine (UD)</p><div> A G E N Z I A D E L D E M A N I O</div></div> <div><p>r.u.p. Ing. Manuel Rosso</p></div>					
NUMERO DISEGNO UDB0164-ADM-UD0046020-XX-RT-S-E00004					REV 01 01/03/2024

INDICE

1. PREMESSA.....	6
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	8
3.1. Stato di fatto	8
3.2. Destinazione d'uso, classe d'uso e periodo di riferimento dell'azione sismica	9
4. INDAGINI CONOSCITIVE.....	12
4.1. Indagini geognostiche	12
4.1.1. Prove penetrometriche	12
4.1.2. Indagine sismica	14
4.1.2.1. Indagine MASW	14
4.1.2.2. Indagine HVSR	15
4.2. Indagini sulle strutture	16
5. MODELLO GEOTECNICO	17
6. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	18
6.1. Nuovi solai di piano	18
6.2. Interventi di ammorsamento muri perpendicolare	19
6.3. Apertura fori	21
7. MATERIALI.....	23
7.1. Materiali esistenti	23
7.1.1. Muratura	23
7.1.1.1. Livello di conoscenza e fattore di confidenza	25
7.1.1.2. Valori da utilizzare nelle verifiche	26
7.1.2. Acciaio d'armatura	28
7.1.3. Acciaio da carpenteria metallica esistente	28
7.1.4. Calcestruzzo	29
7.2. Materiali elementi nuova realizzazione	29
7.2.1. Elementi in calcestruzzo	29
7.2.2. Elementi in acciaio	29
7.2.3. Legno per travi nuovi solai	30
7.2.3.1. Classe di durata del carico	30
7.2.3.2. Classi di servizio	31
7.2.3.3. Resistenze di progetto	31
7.2.4. Elementi in muratura	33

8. AZIONI SULLA STRUTTURA	34
8.1. Pesi propri dei materiali	34
8.1.1. Peso proprio degli elementi in muratura	34
8.1.2. Peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato	34
8.2. Carichi permanenti	35
8.2.1. Solaio Piano Primo	35
8.2.2. Solaio di copertura.....	35
8.3. Azioni variabili	35
8.3.1. Carico da neve	35
8.3.1.1. Accumolo	38
8.4. Spinte orizzontali sui parapetti.....	39
8.5. Azione sismica.....	40
8.6. Combinazione delle azioni	44
9. ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA.....	45
9.1. Modello di calcolo	45
9.2. Analisi statica non lineare	50
9.3. Metodo di verifica.....	51
9.4. Calcolo degli indicatori di rischio	55
9.5. Verifiche di sicurezza.....	56
9.5.1. Verifiche a sforzo normale	56
9.5.2. Verifica a pressoflessione nel piano.....	56
9.5.3. Verifica a pressoflessione fuori dal piano.....	57
9.5.4. Verifiche a taglio	57
9.5.4.1. Verifica a taglio-scorrimento	57
9.6. Analisi cinematica	59
9.6.1. Inquadramento normativo	59
9.6.2. Ribaltamento semplice di parete.....	60
9.6.3. Ribaltamento semplice di parete.....	62
9.7. Verifica degli elementi in acciaio	63
9.7.1. Verifica a compressione.....	63
9.7.2. Verifica a trazione	63
9.7.3. Verifica a taglio.....	64
9.7.4. Verifica a flessione monoassiale	65
9.7.5. Verifica a presso-tenso flessione.....	66
9.7.6. Saldature a cordone d'angolo.....	66
10. CODICI DI CALCOLO	68

11. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA POST OPERAM	69
11.1. Verifica di vulnerabilità sismica	69
11.2. Verifiche cinematiche	75
11.2.1. Verifica cinematica facciata in muratura_1	78
11.2.2. Verifica cinematica facciata in muratura_2	79
11.2.3. Verifica cinematica facciata in muratura_3	79
11.2.4. Verifica cinematica facciata in muratura_4	80
11.2.5. Verifica cinematica facciata in muratura_5	81
11.2.6. Verifica cinematica facciata in muratura_6	82
11.3. Verifiche locali dei maschi murari	83
11.4. Verifica del sistema fondazionale	84
11.4.1. Trave di fondazione a "Piano terra" 1-3	84
11.4.2. Trave di fondazione a "Piano terra" 1-17	85
11.4.3. Trave di fondazione a "Piano terra" 2-19	85
11.4.4. Trave di fondazione a "Piano terra" 3-20	85
11.4.5. Trave di fondazione a "Piano terra" 4-18	86
11.4.6. Trave di fondazione a "Piano terra" 7-8	86
11.4.7. Trave di fondazione a "Piano terra" 9-10	87
11.4.8. Trave di fondazione a "Piano terra" 11-12	87
11.4.9. Trave di fondazione a "Piano terra" 13-14	88
11.4.10. Trave di fondazione a "Piano terra" 15-16	88
11.4.11. Trave di fondazione a "Piano terra" 17-20	88
11.1. Solai	90
11.1.1. Solaio di copertura	90
11.1.1.1. Carichi agenti e sollecitazioni	90
11.1.1.2. Verifiche SLU	91
11.1.1.3. Verifiche SLE	93
11.1.2. Solaio piano terra	94
11.1.2.1. Carichi agenti e sollecitazioni	94
11.1.2.2. Verifiche SLU	95
11.1.2.3. Verifiche SLE	97
11.1.3. Verifica appoggio	98
11.1.4. Verifica inghisaggi del solaio sulle murature	98
11.2. Portale acciaio piano terra	100
11.2.1. Analisi dei carichi e sollecitazioni agenti	100
11.2.2. Verifiche elevazioni	100
11.2.2.1. Verifica nodi	102
11.2.2.2. Nodo trave - colonna	102

11.2.2.3. Attacco alla base	107
11.2.3. Verifiche fondazioni	108
11.2.4. Verifica piastra di base	110
11.3. Nuove architravi acciaio	112
11.4. Scale e ballatoio	114
11.4.1. Verifiche	116
11.4.1.1. Elementi in acciaio	116
11.4.1.2. Elementi in legno	116
11.4.1.3. Muri in C.A.	120
11.4.1.4. Platea e capacità portante	121
11.4.2. Connessioni	131
11.4.2.1. Connessione IPE160 - IPE 240	131
11.4.2.2. Connessione IPE 160 – Muro C.A.	134
11.5. Tunnel	137
11.5.1. Capriate di copertura	138
11.5.2. Camminamento	142
11.6. Balcone	146
11.7. Parapetti	151
12. PENSILINA AUTO	152
12.1. Materiali	152
12.1.1. Acciaio da carpenteria metallica	152
12.1.2. Calcestruzzo per opere di fondazione	152
12.2. Analisi dei carichi	153
12.2.1. Carichi permanenti strutturali G_1 (§3.1.2 NTC 2018)	153
12.2.2. Carichi permanenti portati G_2 (§3.1.3 NTC 2018)	153
12.2.3. Carichi variabili	153
12.2.3.1. Sovraccarichi accidentali (§3.1.4 NTC 2018)	153
12.2.3.2. Azione del vento (§3.3 NTC 2018)	153
12.2.3.3. Azione della neve (§3.4 NTC 2018)	155
12.2.4. Azione sismica (§3.2 NTC 2018)	156
12.2.5. Combinazioni di carico	157
12.3. Modello di calcolo e analisi	180
12.3.1. Modello di calcolo	180
12.3.2. Risultati	181
12.3.2.1. Analisi modale	181
12.3.2.2. Sollecitazioni agenti	183
12.4. Verifiche	185

12.4.1. Strutture in elevazione	185
12.4.2. Fondazioni	189
12.4.2.1. Verifiche STR.....	190
12.4.2.2. Verifiche GEO	191
12.4.3. Collegamenti.....	192
12.4.3.1. Trave principale secondaria.....	192
12.4.3.2. Collegamento Trave – Colonna.....	197
12.4.3.3. Giunto alla base	203
13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	213
14. CONCLUSIONI	215

1. PREMESSA

Il presente documento costituisce la relazione strutturale del **progetto esecutivo per la ristrutturazione ed il miglioramento sismico della Palazzina del prefetto del complesso "Caserma Reginato", sita in via Pracchiuss 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.

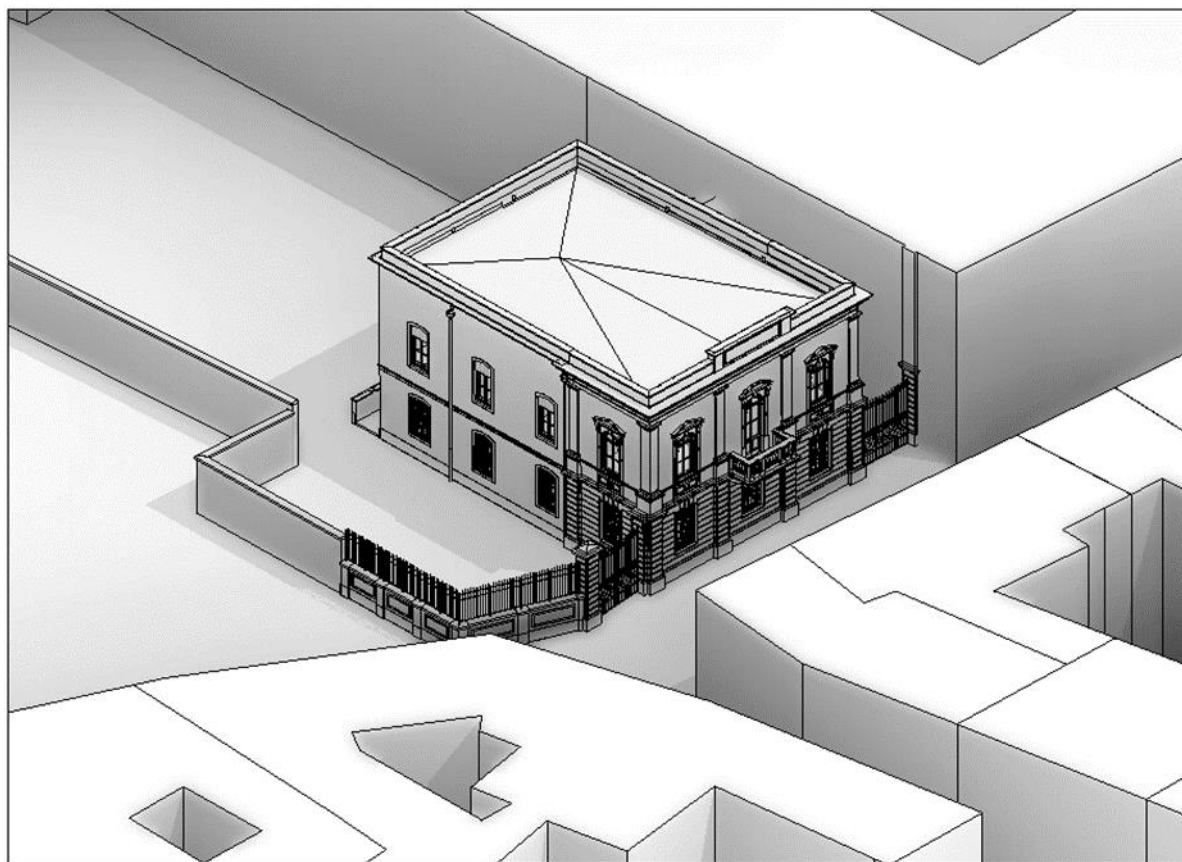


Figura1 - Veduta tridimensionale del progetto

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI di cui al D.M. 17/01/2018 (NTC 2018).
- CIRCOLARE 21 Gennaio 2019
- 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
- DM 14/01/2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008

Nell'edificio in esame non è stato eseguito rilievo geometrico – strutturale ne sono stati indagati i materiali di alcuni elementi, come balcone, scale e tunnel di collegamento, oppure le informazioni sono parzialmente mancanti ai fini dell'esecuzione delle verifiche. Al fine di confermarne o meno l'idoneità statica viene fatto riferimento alla *"Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011: Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008"*, norma specifica per la tutela degli edifici storici di interesse culturale in zona sismica. La norma in particolare consente di scegliere gli interventi più opportuni per il rispetto del bene culturale senza fare riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018).

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. Dighe 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:

► VITA NOMINALE DI PROGETTO (TAB. 2.4.I §2.4.1 NTC 2018)

Tipo di costruzione

Valore minimo vita nominale di progetto V_N (anni)

Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

50

► **CLASSI D'USO (§2.4.2 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera

Classe II

Descrizione:

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.

► **PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA (TAB. 2.4.II §2.4.3 NTC 2018)**

Classe d'uso dell'opera

Classe II

Coefficiente d'uso C_u

1

Periodo di riferimento V_R (anni)

50

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 sito 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.

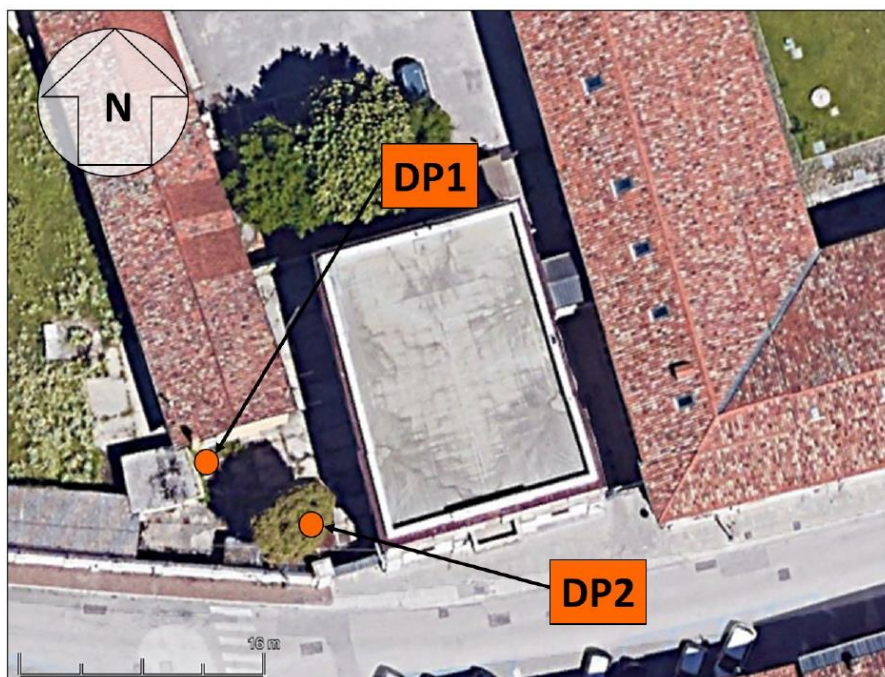


Figura 4 – Ubicazione delle indagini

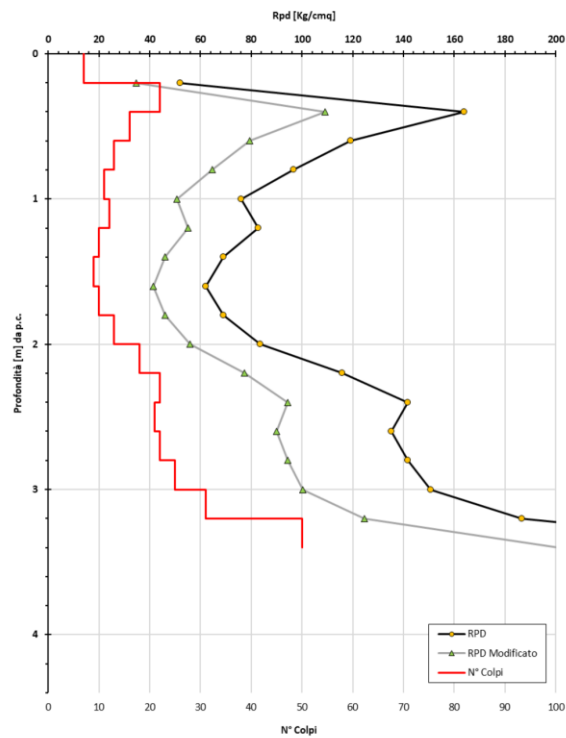


Figura 5 – Diagramma prova DP1

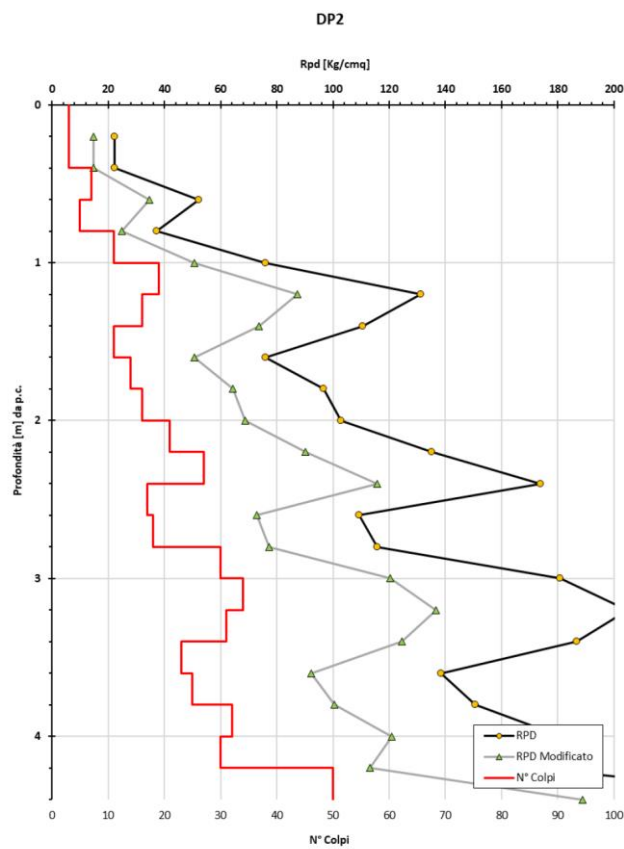


Figura 6 – Diagramma prova DP2

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.

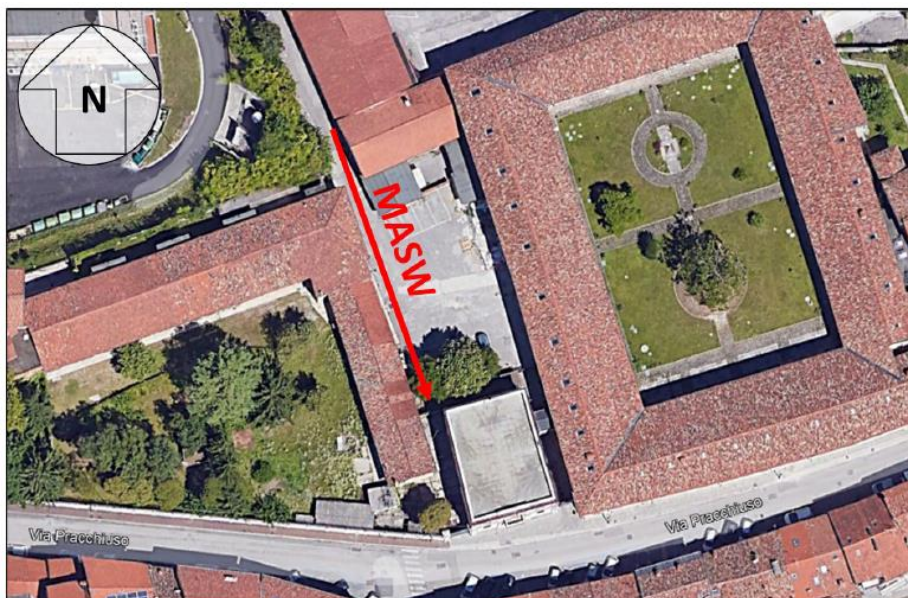


Figura 7 – Ubicazione MASW

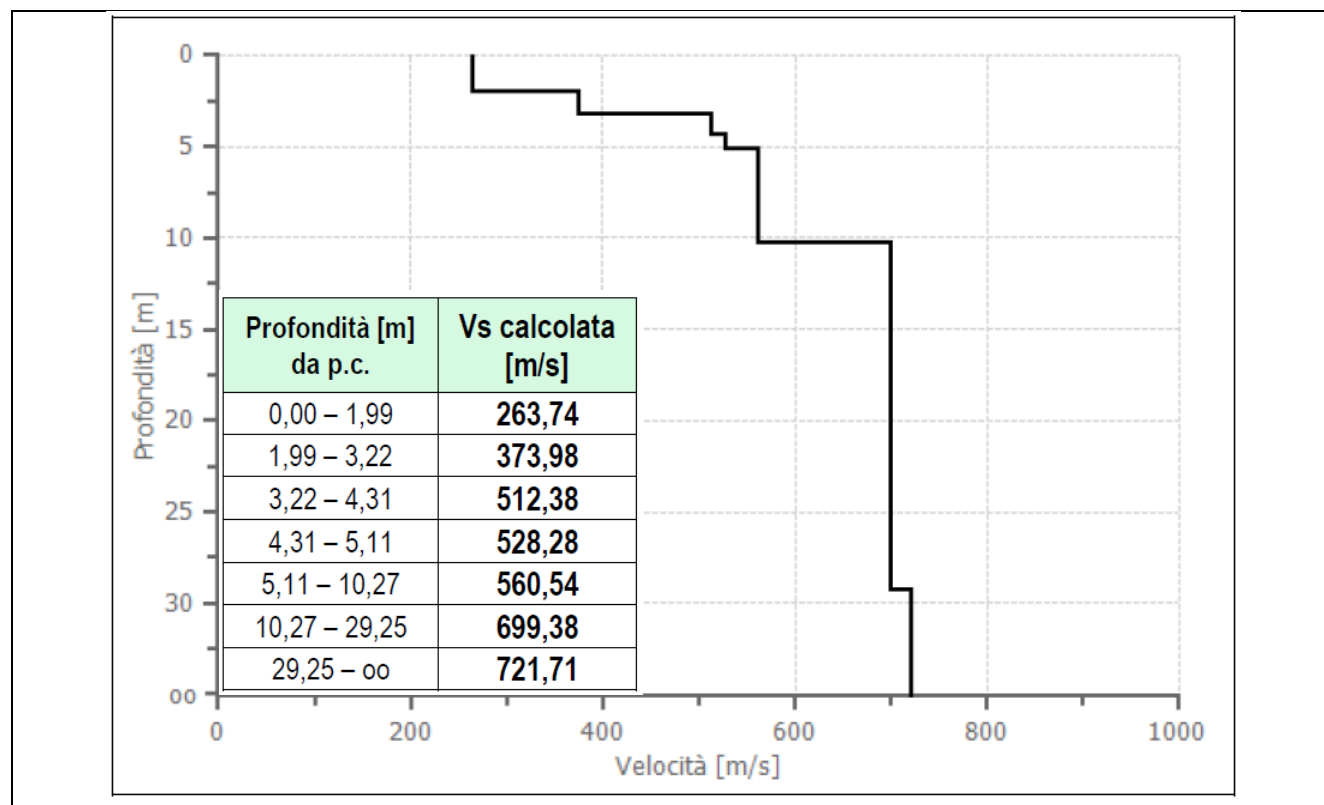


Figura 8 – Modello velocità onde S

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.

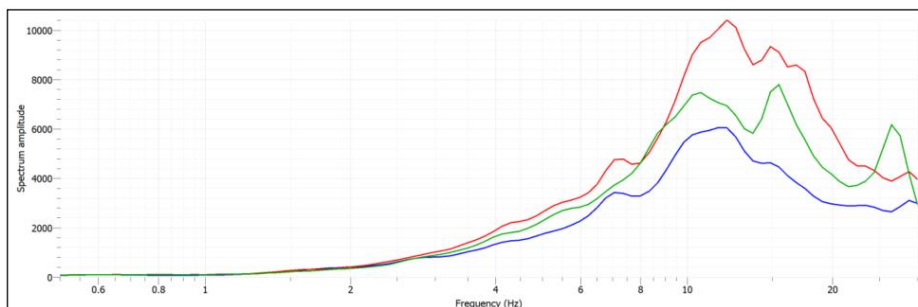


Figura 9 – Componenti spettrali (in blu verticali, in rosso e verde le orizzontali).

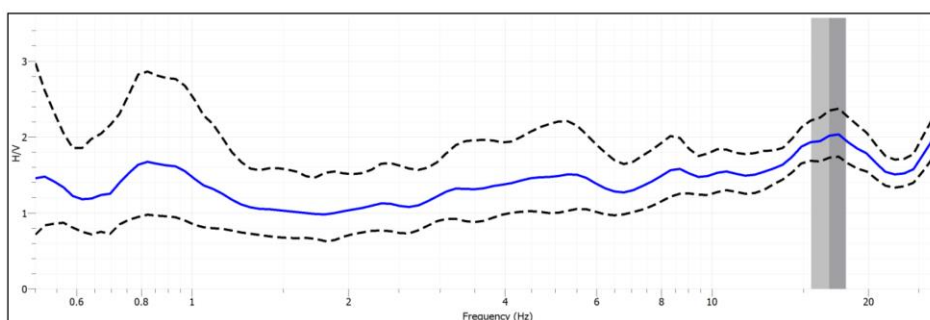


Figura 10 – Rapporto spettri componenti verticali e orizzontali.

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

Tabella 2 – Risultati della prova HVSr

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 allattamento 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 Pracchiussio 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. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

6.1. Nuovi solai di piano

Dalle analisi condotte sullo stato di fatto, la capacità portante degli orizzontamenti non risulta sufficiente a supportare i carichi di progetto (funzione della destinazione d'uso dei vari locali); inoltre, per il miglioramento sismico globale, si necessita la realizzazione del "piano rigido", in modo da ottenere una redistribuzione efficace delle sollecitazioni sismiche sui maschi murari. Il solaio esistente è del tipo putrelle in acciaio IPN 160, interasse 80 cm, tavelle in laterizio e calcestruzzo non armato; lo spessore totale del pacchetto strutturale è di 16 cm.

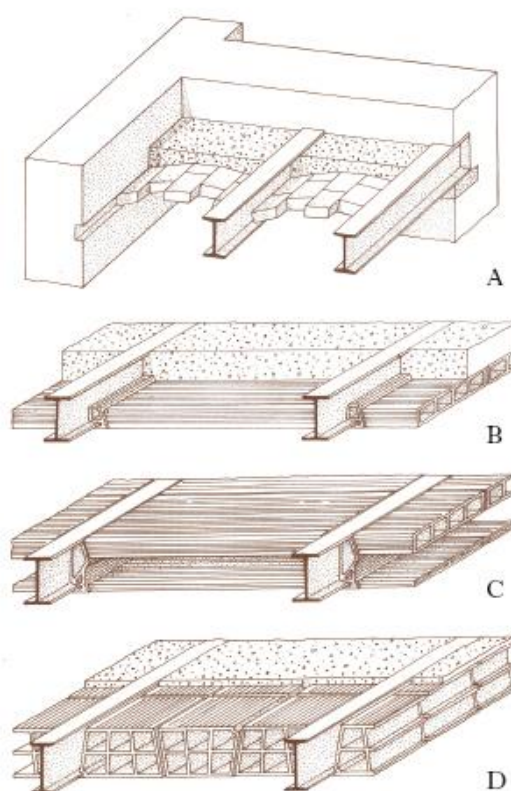


Figura 11: Solaio tipo acciaio + laterizio

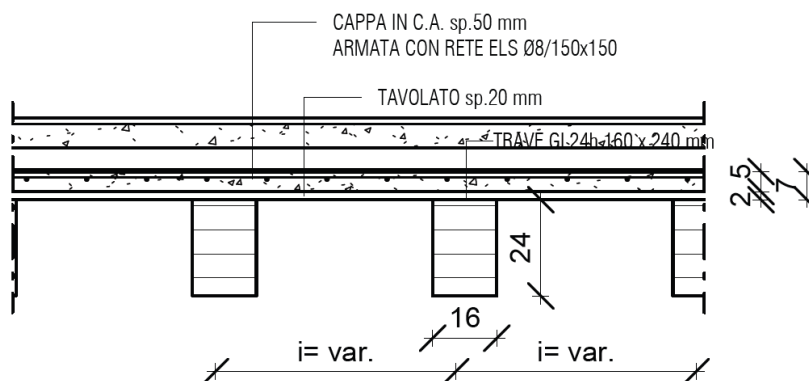
Visti i valori molto bassi di sicurezza ottenuti dalle verifiche statiche, si ipotizza un intervento massiccio sui solai, diviso nelle seguenti macro-fasi:

- Demolizione del pavimento ed eventuale massetto di allettamento.
- Demolizione del pacchetto conglomerato cementizio + tavella in laterizio + putrelle in acciaio
- Posa nuove travi in legno e tavolato di copertura
- Predisposizione inghisaggi laterali sui maschi murari.
- Getto cappa armata in calcestruzzo ($R_{ck} = 25 \text{ MPa}$) di spessore $\approx 5 \text{ cm}$
- Ripristino pavimentazione ed eventuale controsoffitto.

In particolare il solaio in legno e cappa non collaborante presenta travi in legno lamellare GL24h 16x24 cm ad interasse massimo 60 cm, singolo strato di tavolato che funge da cassero per il successivo getto della cappa armata non collaborante, avente sola funzione di garantire piano rigido ai sensi delle normative vigenti. La cappa viene opportunamente inghisata alla muratura esistente ai fini di assicurare il corretto trasferimento delle forze sismiche. Si riporta nel seguito una sezione del solaio.

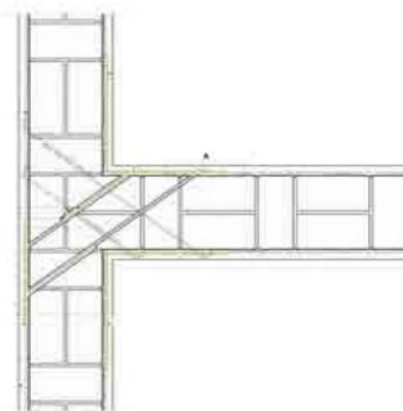
Sezione nuovo solaio in legno

Scala 1 : 20



6.2. Interventi di ammorsamento muri perpendicolare

La tecnica di ripristino degli ammorsamenti dei maschi murari perpendicolari, consiste nel collocare all'interno della muratura barre di armatura ad aderenza migliorata o barre d'acciaio del diametro variabile tra 10 e 16 mm, sigillate da miscele leganti.



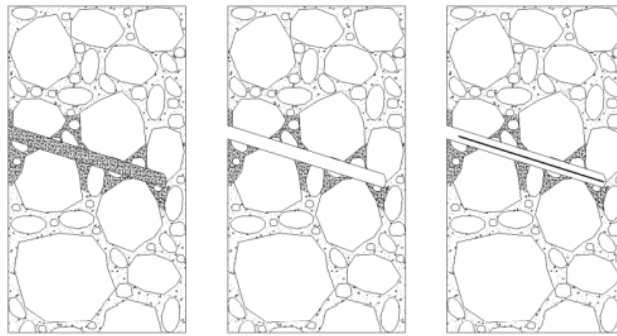
Il vantaggio è l'incremento della resistenza fuori dal piano e l'aumentano notevolmente il grado di connessione, inoltre con questo intervento non viene modificato l'aspetto della parete e non viene modificato lo stato tensionale in fase di esecuzione.

Dalle indagini alcuni muri risultano non ammorsati, si riportano di seguito le posizioni dove tali interventi risultano necessari.

Tuttavia, dal momento che in fase di indagine non sono stati visionati tutti gli ammorsamenti, si prevede la possibilità di applicare tale intervento anche in altri punti qualora in fase di cantiere si verifici la medesima situazione.

L'esecuzione dell'intervento avviene attraverso le seguenti fasi:

- Realizzazione dei fori: i fori vengono realizzati con macchinari a rotazione con fluido di raffreddamento costituito generalmente da acqua. Per quanto possibile, è sempre sconsigliato utilizzare macchine a rotopercolazione per non degradare ulteriormente la muratura. Vengono realizzati inclinati alternativamente verso il basso e verso l'alto (circa 5° - 10° gradi sull'orizzontale), con interasse tra le barre di circa 50 cm, in modo da limitare quanto più possibile parti di muratura priva di perforazioni. Il diametro del foro generalmente è compreso tra i 3 ed i 5 cm e deve essere almeno 5 mm più grande di quello delle armature;
- Pulitura dei fori: successivamente alla realizzazione dei fori occorre effettuare la pulitura degli stessi. Devono essere asportati tutti i detriti formati nella fase di foratura. Generalmente si utilizza la tecnica dell'aria compressa;
- Posa in opera delle barre ed esecuzione delle iniezioni: questa è una delle fasi più delicate di questa tecnica di consolidamento in quanto la buona riuscita dell'intervento richiede un forte legame tra malte iniettate e muratura circostante. Ci sono diversi modi di procedere:
 - Si posizionano le barre di armatura e successivamente si iniettano le miscele leganti. Le barre vengono posizionate all'interno della muratura garantendo, magari con appositi distanziatori, che non siano a contatto con la muratura. Le miscele utilizzate sono simili a quelle viste per le iniezioni di malta (inorganiche o a base di resine sintetiche).
 - L'iniezione di malta può avvenire per gravità o in pressione (la pressione non deve essere eccessivamente alta, circa 2-3 atm). Uno dei problemi che si riscontra con questa tecnica è dovuto alla percolazione della malta all'interno della muratura. Fatta l'iniezione, in fase di maturazione, parte della miscela penetra nei vuoti già presenti della muratura (ricordiamo che spesso questa tecnica si applica su murature in pietrame con alta percentuale di vuoti) provocando un parziale svuotamento del foro e di conseguenza una minore aderenza della miscela alla muratura. Per ridurre le possibilità di svuotamento dei fori, si possono utilizzare resine sintetiche che garantiscono un buon grado di maturazione in tempi rapidi,
 - si effettua l'iniezione in due fasi successive. Una prima iniezione serve per la sigillatura del foro. Successivamente si realizza una nuova perforazione coincidente con il foro precedente, si effettua la pulitura del foro, si alloggia la barra di armatura e si esegue nuovamente l'iniezione. Con questa tecnica si riduce notevolmente la possibilità di parziali svuotamenti dei fori



- Ripristino dell'aspetto originario della testa dei fori: in quest'ultima fase per ripristinare l'aspetto estetico iniziale vengono collocati elementi in pietra o in laterizio sulla testa del foro

6.3. Apertura fori

All'interno dell'edificio si è deciso di aprire alcuni varchi all'interno della muratura portante, in alcuni casi con l'inserimento di sole architravi e in un caso tramite la realizzazione di un portale in acciaio. Non vengono realizzate cerchiature e le forometrie vengono pertanto considerate come tali all'interno della modellazione eseguita.

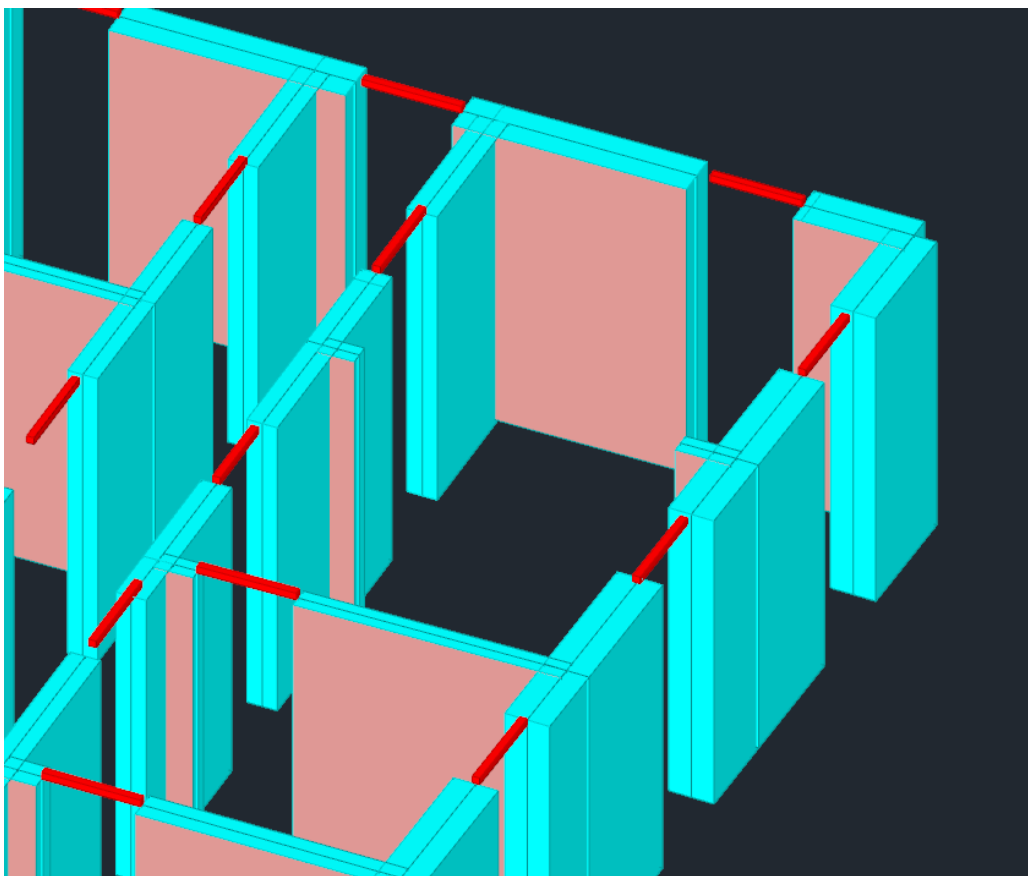


Figura 12: Evidenza del modello con forometria

7. MATERIALI

7.1. Materiali esistenti

7.1.1. 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:

malta 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_{v0}), sia ai moduli elastici (E e G);

presenza di ricorsi (o listature): il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza (f_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_{v0}).

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 13: Muratura esterna

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

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 sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 + 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

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

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

(***) Nella muratura a mattoni 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 14: 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 -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

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

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

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

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

7.1.1.1. 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**.

7.1.1.2. Valori da utilizzare nelle verifiche

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

Muratura

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

E daN/cm^2 32000 ν 0.25 α $^{\circ}\text{C}^{-1}$ 0.000006 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

Blocchi
 Tipo di blocchi Laterizio
 Categoria blocchi II
 fbk_- daN/cm^2 12
 fbk daN/cm^2 60

Malta
 fm daN/cm^2 25
 Tipo malta Composizione prescritta
 Tipo di malta per fvk0 Ordinaria
 Giunti verticali a secco ☐

Classe di esecuzione 2 γ_M 3
 Curva Bilineare (4 punti) Modifica

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
☒ Malta buona
☒ Connessione trasversale
☐ Iniezione di miscele leganti
☐ Intonaco armato
☐ Ristilatura armata con connessione dei paramenti
☐ 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)
 fv0 medio daN/cm^2 Default (2.6)
 fh 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)

Descrizione o nome assegnato all'elemento. OK Annulla

Figura 15: 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 ν 0.25 α $^{\circ}\text{C}^{-1}$ 0.000006 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

Blocchi
 Tipo di blocchi Altro
 Categoria blocchi II
 fbk_- daN/cm^2 5
 fbk daN/cm^2 25

Malta
 fm daN/cm^2 25
 Tipo malta Composizione prescritta
 Tipo di malta per fvk0 Ordinaria
 Giunti verticali a secco ☐

Classe di esecuzione 2 γ_M 3
 Curva Bilineare (4 punti) Modifica

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
☐ Malta buona
☐ Ricorsi o listature
☐ Connessione trasversale
☐ Iniezione di miscele leganti
☐ Intonaco armato
☐ Ristilatura armata con connessione dei paramenti

Esistente
 f medio daN/cm^2 Default (15)
 τ_0 medio daN/cm^2 Default (0.25)
 fv0 medio daN/cm^2 Non presente
 fh 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)

Descrizione o nome assegnato all'elemento. OK Annulla

Figura 16: Caratteristiche meccaniche di progetto per le pareti perimetrali esterne in muratura di pietrame disordinata

7.1.2. Acciaio d'armatura

Per quanto riguarda l'acciaio d'armatura si assume acciaio AQ50 ($f_{yk} = 270$ MPa, $f_{yd} = 174$ 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**.

7.1.3. 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).

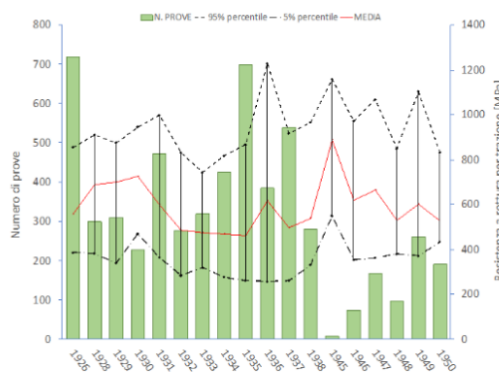


Figure 5. Population-strength graph related to carpentry in the period 1926-1950 / Grafico popolosità-resistenza relativo alla carpenteria nel periodo 1926-1950

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.

7.1.4. 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.

7.2. Materiali elementi nuova realizzazione

7.2.1. Elementi in calcestruzzo

► Caratteristiche del calcestruzzo (§3.1 EN 1992-1-1:2005, §11.2.10 NTC 2018)

Classe di resistenza		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	25	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	14.17	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	33	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.80	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.20	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$	3.08	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	31476	N/mm ²
Coefficiente di Poisson (calcestruzzo fessurato)	$\nu =$	0	-
Coefficiente di Poisson (calcestruzzo non fessurato)	$\nu =$	0.2	-
Peso specifico	$\gamma_{c.a.} =$	25	kN/m ³
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	0.00001	°C ⁻¹

► Classe di resistenza minima raccomandata (Prospetto 4.3N EN 1992-1-1:2005)

Corrosione indotta da carbonatazione

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	XC1
Classe di resistenza minima	C25/30
Rapporto massimo a/c	0.6
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	300
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

7.2.2. Elementi in acciaio

► Classe di resistenza acciaio (EN 1993-1-1:2005+A1:2014, EN 10025-2:2019)

Classe di resistenza	S355JR
Spessore dell'elemento	$t =$ t ≤ 40 mm mm

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	355	MPa
Tensione caratteristica a rottura	$f_u =$	490	MPa
Spessore dell'elemento	$t =$	$40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$	mm
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	335	MPa
Tensione caratteristica a rottura	$f_u =$	470	MPa

► **Modulo elastico, coefficiente di Poisson**

Modulo elastico:	$E_s =$	210000	
Coefficiente di Poisson:	$\nu =$	0.3	
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha =$	1.2×10^{-5}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$

► **Coefficienti di sicurezza**

Resistenza sezioni (cl. 1+4):	$\gamma_{s,M0} =$	1.05
Resistenza instabilità membrature:	$\gamma_{s,M1} =$	1.05
Resistenza sezioni indebolite dai fori:	$\gamma_{s,M2} =$	1.25
Resistenza a fatica, rispetto a D_{SD} e D_{TD} :	$\gamma_{M,f} =$	1.35

7.2.3. Legno per travi nuovi solai

7.2.3.1. Classe di durata del carico

Le azioni di progetto devono essere assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I delle NTC18.

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	--

Classi di durata del carico

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_{sk} , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da attribuire ad una classe di durata del carico da considerarsi in funzione delle caratteristiche del sito per altitudini di riferimento a_s inferiori a 1000 m, mentre è da considerarsi almeno di media durata per altitudini a_s superiori o uguali a 1000 m;
- l'azione del vento medio appartiene alla classe di breve durata;

l'azione di picco del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea.

Per la struttura in esame abbiamo:

- classe di durata del carico "permanente" – più di 10 anni per i carichi permanenti;
- classe di durata del carico "media durata" – 1 settimana/6 mesi per i carichi variabili;

- classe di durata del carico “media durata” – 1 settimana/6 mesi per il sovraccarico da neve;
- classe di durata del carico “breve durata” – meno di 1 settimana per l’azione del vento.

Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all’azione di minor durata.

7.2.3.2. Classi di servizio

Le strutture lignee (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II delle Norme Tecniche. Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali.

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un’umidità del materiale in equilibrio con l’ambiente a una temperatura di 20 °C e un’umidità relativa dell’aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all’anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un’umidità del materiale in equilibrio con l’ambiente a una temperatura di 20 °C e un’umidità relativa dell’aria circostante che superi l’85% solo per poche settimane all’anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

In particolare per il caso in esame le travi in legno lamellare sono di classe 1, essendo interne.

7.2.3.3. Resistenze di progetto

La durata del carico e l’umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno. Il valore di calcolo X_d di una proprietà del materiale (o della resistenza di un collegamento) viene calcolato mediante la relazione ricavata nel §4.4.6 delle NTC18:

$$X_d = \frac{k_{mod} X_k}{\gamma_M}$$

dove:

- X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale;
- γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale;
- k_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell’effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell’umidità della struttura, elencato nella seguente tabella:

Tab. 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312 :2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	HB.LA	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.HLS1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Valori di k_{mod} per legno

Il coefficiente γ_M è stato valutato secondo la colonna A della tabella 4.4.III delle NTC2018.

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

Coefficiente parziale di sicurezza per gli elementi lignei

► Caratteristiche di rigidità e resistenza legno lamellare incollato omogeneo (Tab. 5 §5.1.4.3, EN 14080:2013)

	GL 24h
Classe di resistenza	
Resistenza a flessione	$f_{m,k} = 24$ MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibratura	$f_{t0,k} = 19,2$ MPa
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90,k} = 0,5$ MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibratura	$f_{c0,k} = 24$ MPa
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c90,k} = 2,5$ MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k} = 3,5$ MPa
Resistenza a rolling shear	$f_{r,k} = 1,2$ MPa
Modulo di elasticità long. medio in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,m} = 11500$ N/mm ²
Modulo di elasticità long. caratteristico in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,0.05} = 9600$ N/mm ²
Modulo di elasticità long. medio in direzione perpendicolare alla fibratura	$E_{90,m} = 300$ N/mm ²
Modulo di elasticità long. caratt. in direzione perpendicolare alla fibratura	$E_{90,0.05} = 250$ N/mm ²
Modulo a taglio medio	$G_m = 650$ N/mm ²
Modulo a taglio caratteristico	$G_{0.05} = 540$ N/mm ²
Rolling shear modulus	$G_{r,m} = 65$ N/mm ²
Modulo a rolling shear caratteristico	$G_{r,0.05} = 54$ N/mm ²
Densità caratteristica	$\rho_k = 385$ kg/m ³

Densità media

 $\rho_m =$
 420
 kg/m³

7.2.4. Elementi in muratura

- Categoria elementi resistenti: cat. I - Malta Prest. gar.
- Elementi per muratura portante conformi alla norma UNI EN 771
- Sistema di attestazione di conformità: 2+
- Classe malta: M 5
- Malta conforme alla norma UNI EN 998-2
- Resistenza caratteristica a taglio della muratura f_{vk} limitata
- Tipologia elemento: Laterizio semipieno

$\gamma_{m,stat}$	$\gamma_{m,din}$	f_{bk} [MPa]	f_{bkh} [MPa]	f_k [MPa]	f_{vk0} [MPa]	$f_{vk,lim}$ [MPa]	f_b [MPa]	E_{mur} [MPa]	G_{mur}	ν_{mur} [MPa]
2.00	2.00	6.00	6.00	3.62	0.10	0.39	6.00	3620.00	1448.00	0.25

8. AZIONI SULLA STRUTTURA

8.1. Pesì propri dei materiali

8.1.1. 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

8.1.2. 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 calcestruzzo	[kN/m ³]	25

8.2. Carichi permanenti

8.2.1. Solaio Piano Primo

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

► S01			
Tavolato	0.02	4.6	0.092
Pavimentazione	0.015	25	0.375
Massetto	0.06	20	1.2
Cappa cls	0.05	25	1.25
Pavimento radiante	0.05	8	0.4
Controsoffitto	0.0125	21	0.26
Impianti			0.3
Pesi permanenti non strutturali G₂			3.88

8.2.2. Solaio di copertura

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

► S02			
Tavolato	0.02	4.6	0.092
Cappa cls	0.05	25	1.25
Massetto	0.06	20	1.2
Isolante	0.12	1	0.12
Ghiaia	0.04	24	0.96
Controsoffitto	0.0125	21	0.26
Impianti			0.3
Pesi permanenti non strutturali G₂			4.18

Si aggiunge inoltre il peso dovuto ai pannelli fotovoltaici, considerati in via cautelativa zavorrati, con un peso aggiuntivo di 0,60 kN/m².

8.3. 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.

8.3.1. 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 sessagesimali, 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	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

8.3.1.1. Accumolo

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:

$$m_1 = 0,8 \quad \text{e} \quad m_2 = \gamma h / q_{sk}, \quad \text{con la limitazione:} \quad 0,8 < m_2 < 2$$

dove:

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

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

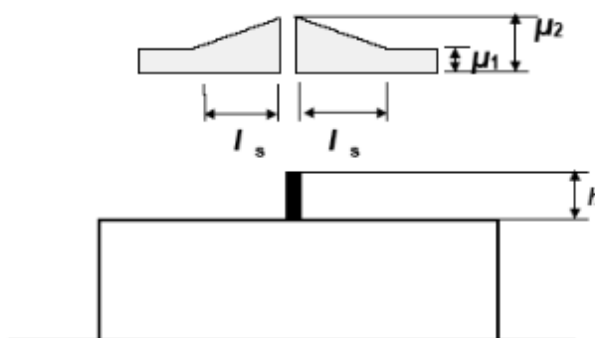


Figura C3.4.6 - Coefficienti di forma per il carico neve in corrispondenza di sporgenze ed ostruzioni

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 al valore base per una distanza di 5 metri.

8.4. Spinte orizzontali sui parapetti

Come da NTC 2018, le spinte orizzontali sui parapetti sono state assunte pari a:

$$H_k = 2 \text{ kN/m (cat. A scale comuni, balconi, ballatoi)}$$

8.5. 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_{VR} ;

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

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 S_T

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.cslp.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

Reticolo di riferimento

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

Interpolazione
superficie rigata

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".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 17 - Fase 1: individuazione della pericolosità del sito

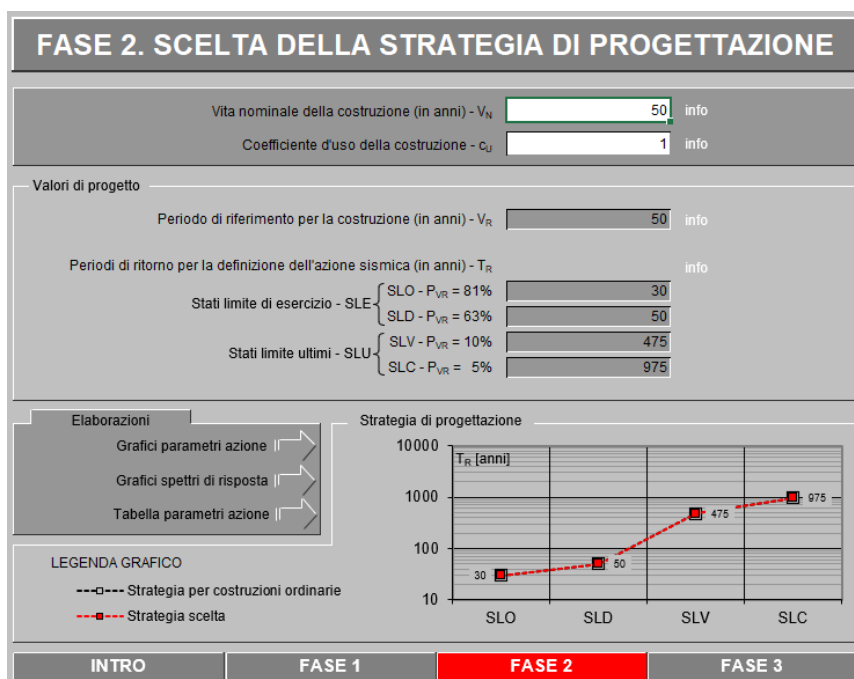


Figura 18 - Fase 2: Scelta della strategia di progettazione

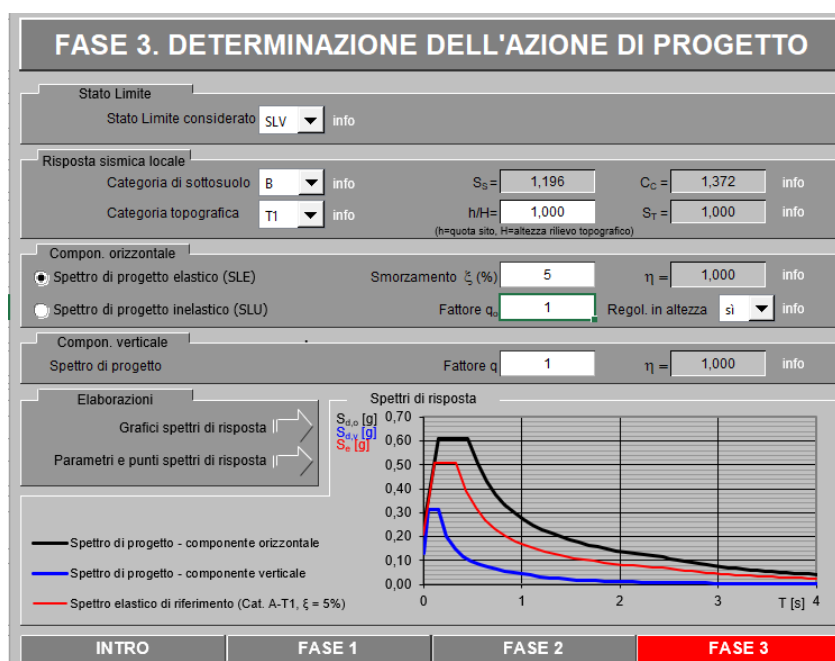


Figura 19 - Fase 3: Determinazione dell'azione di progetto

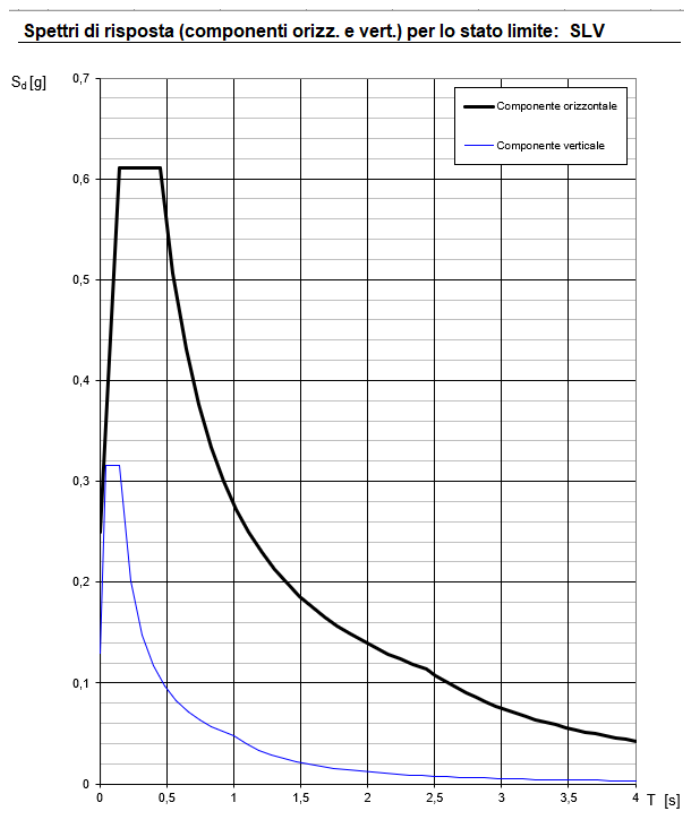


Figura 20 - Spettro elastico di risposta nelle componenti orizzontali e verticali di accelerazione per lo SLV

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		SLD	
Ss orizzontale SLO	Default (1.2)	Ss orizzontale SLD	Default (1.2)
Tb orizzontale SLO	s Default (0.117)	Tb orizzontale SLD	s Default (0.126)
Tc orizzontale SLO	s Default (0.351)	Tc orizzontale SLD	s Default (0.377)
Td orizzontale SLO	s Default (1.826)	Td orizzontale SLD	s Default (1.895)

SLV		SLC	
Ss orizzontale SLV	Default (1.1975)	Ss orizzontale SLC	Default (1.127)
Tb orizzontale SLV	s Default (0.151)	Tb orizzontale SLC	s Default (0.158)
Tc orizzontale SLV	s Default (0.453)	Tc orizzontale SLC	s Default (0.475)
Td orizzontale SLV	s Default (2.428)	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)

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 21 - Parametri caratteristici dello spettro di risposta

8.6. 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:

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

9. ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA

9.1. Modello di calcolo

Il modello di calcolo adottato prevede l'utilizzo di elementi beam per simulare il comportamento dei maschi murari. In accordo al §7.8.1.5.2 NTC 18, il modello adottato è quello a mensole disaccoppiate, come giustificato nel seguito.

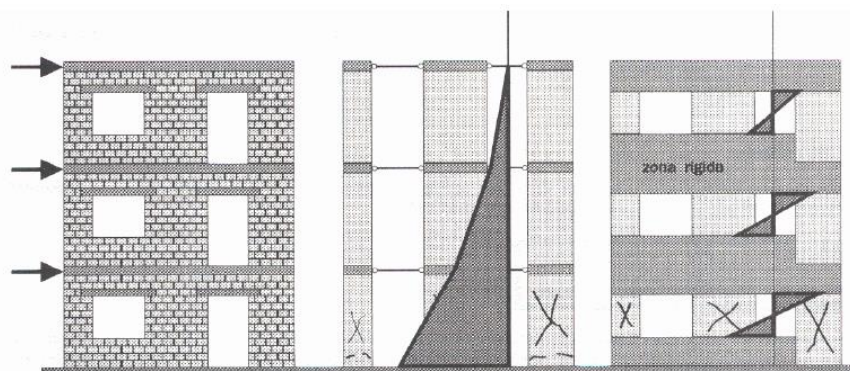
Di fatto, il contributo delle fasce di piano nella resistenza sismica di una parete può essere preso in considerazione solo se all'interno della fascia stessa è presente un elemento in grado di resistere a trazione (cordolo, tirante, ecc.) e se sorretta da un architrave ben ammorsato nella muratura. L'incremento di resistenza della parete dipende dal grado di accoppiamento tra le fasce di piano ed i maschi murari: maggiore è il grado di accoppiamento, maggiore è la resistenza della parete nel suo complesso. Nei casi in cui il grado di accoppiamento sia modesto, l'incremento di resistenza dell'intera parete per effetto delle fasce di piano diventa trascurabile. Nel caso in esame, non essendo stata riscontrata la presenza di cordoli a livello di piano a seguito del rilievo geometrico-strutturale effettuato, si adotta un modello a mensole disaccoppiate. Tale modello si ottiene svincolando a momento le fasce di piano che quindi contribuiscono all'analisi solo in termini di massa.

Nel modello di calcolo si è inoltre tenuto debitamente in conto della presenza o meno di ammorsamento tra le pareti ortogonali (d'angolo o di spina); il buon ammorsamento tra pareti è simulato attraverso un collegamento tra i due elementi con vincolo d'incastro. Nel caso in cui l'ammorsamento tra le pareti non sia sufficiente a garantire un incastro tra le stesse, vengono allora svincolate le aste introducendo una cerniera.

Per il caso in esame si ritiene più opportuno procedere ad un'analisi globale dell'edificio in luogo dell'analisi dei singoli paramenti murari, non potendo trascurare la rigidità degli orizzontamenti nel loro piano.

I solai inoltre, quando non ricadenti all'interno della casistica di impalcati infinitamente rigidi come da normativa vigente, vengono modellati con la loro effettiva rigidità di piano attraverso elementi shell a comportamento membranale. In particolare tutti i solai nel caso in esame risultano deformabili, essendo costituiti da travi in acciaio con cappa in c.a. non collaborante, o da volte a botte o a crociera in muratura. In quest'ultimo caso si è inoltre convenientemente tenuto in conto delle spinte orizzontali causate dalle stesse sugli elementi su cui poggiano.

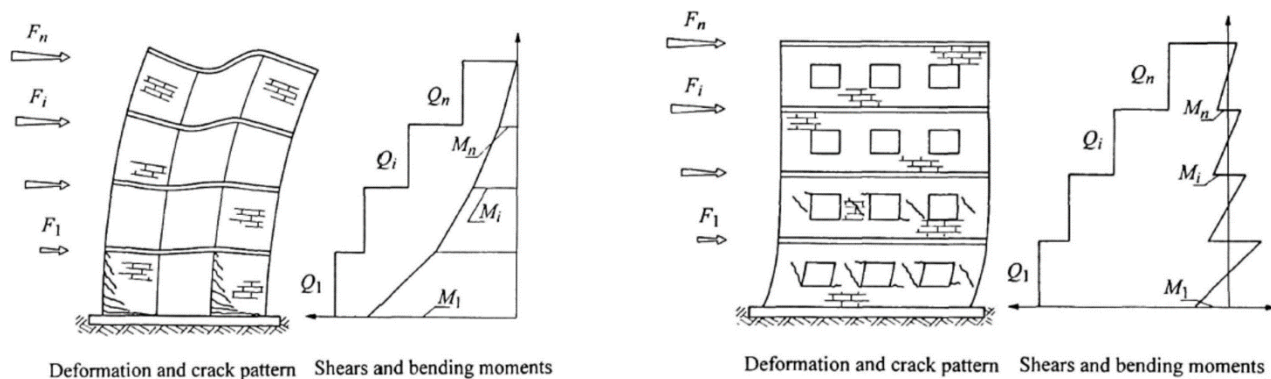
Le pareti sono incastrate alla base.



RELAZIONE STRUTTURALE

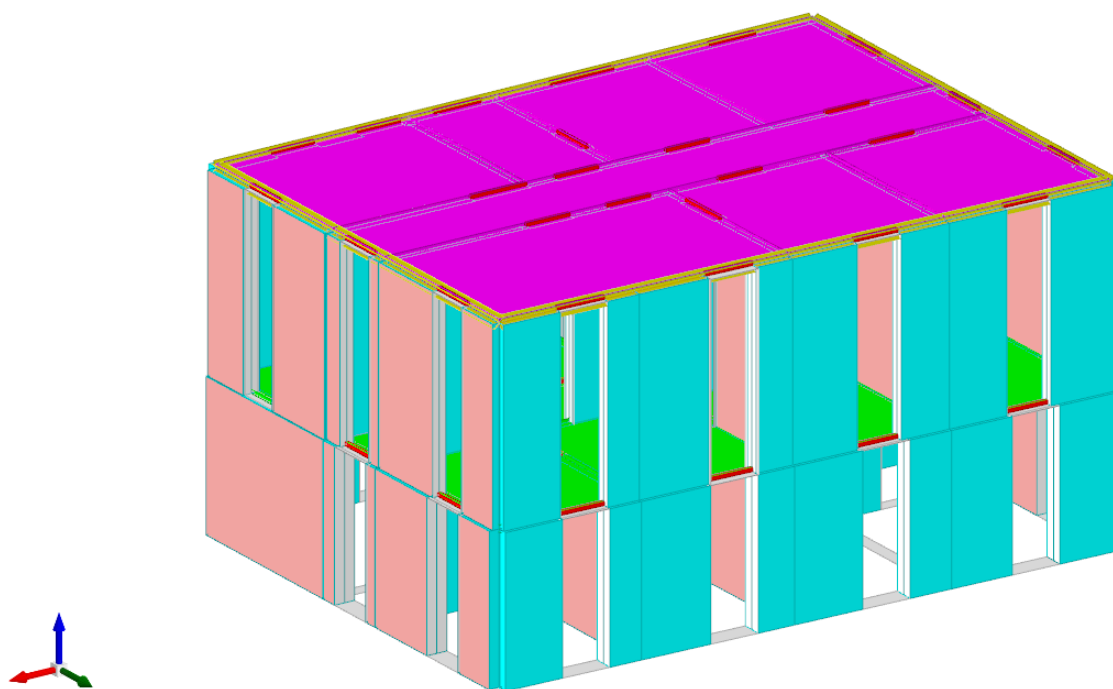
RISTRUTTURAZIONE E MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA PALAZZINA DEL PREFETTO
DEL COMPLESSO "CASERMA REGINATO" SITO IN VIA PRACCHIUO A UDINE
PROGETTO ESECUTIVO

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

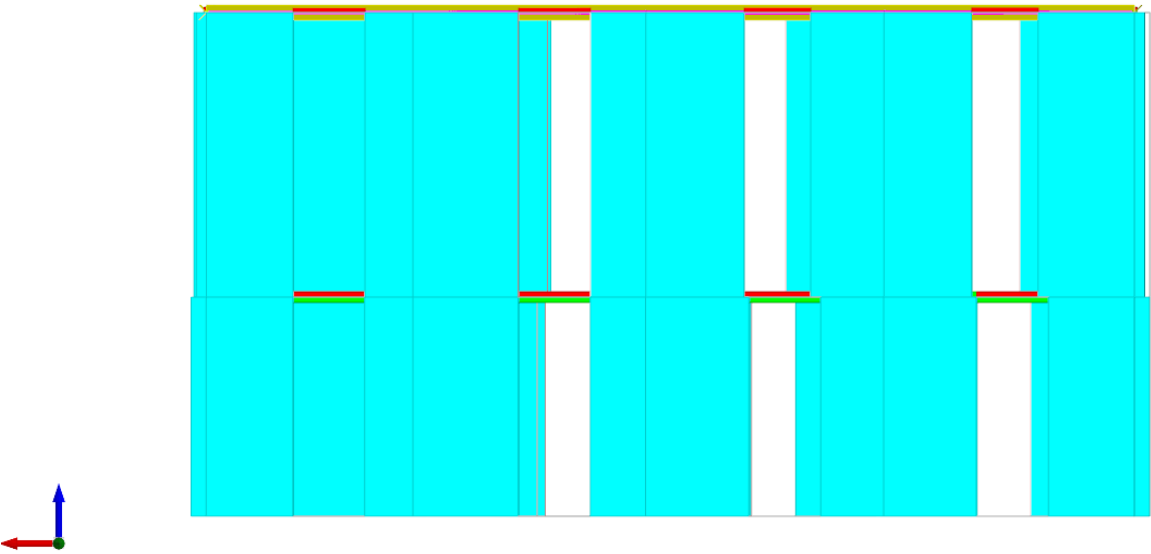


Modello a mensole disaccoppiate (dx) e a telaio equivalente (sx)

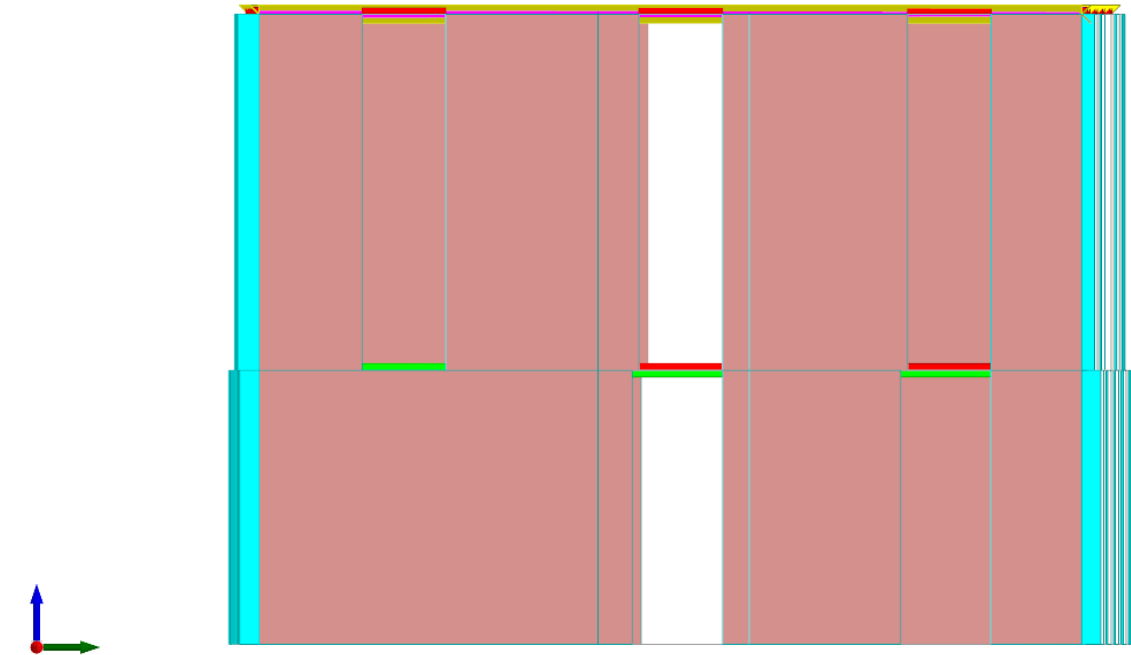
Nell seguito si riportano immagini relative al modello di calcolo adottato.



Modello 3D della struttura



Prospetto fronte



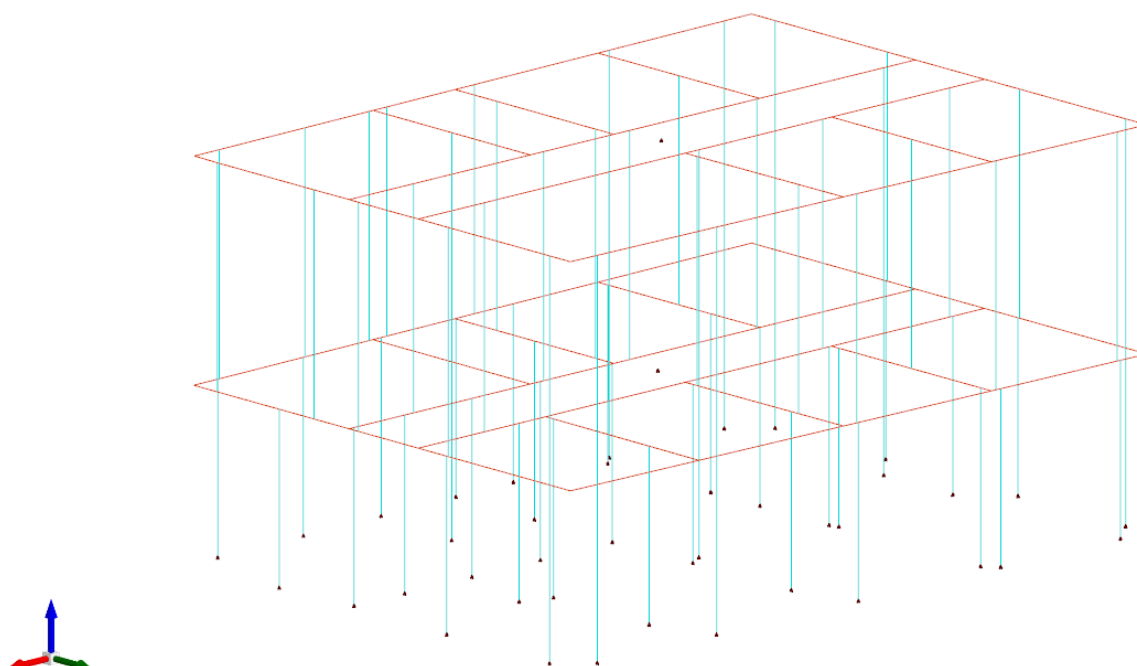
Prospetto lato

RELAZIONE STRUTTURALE

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

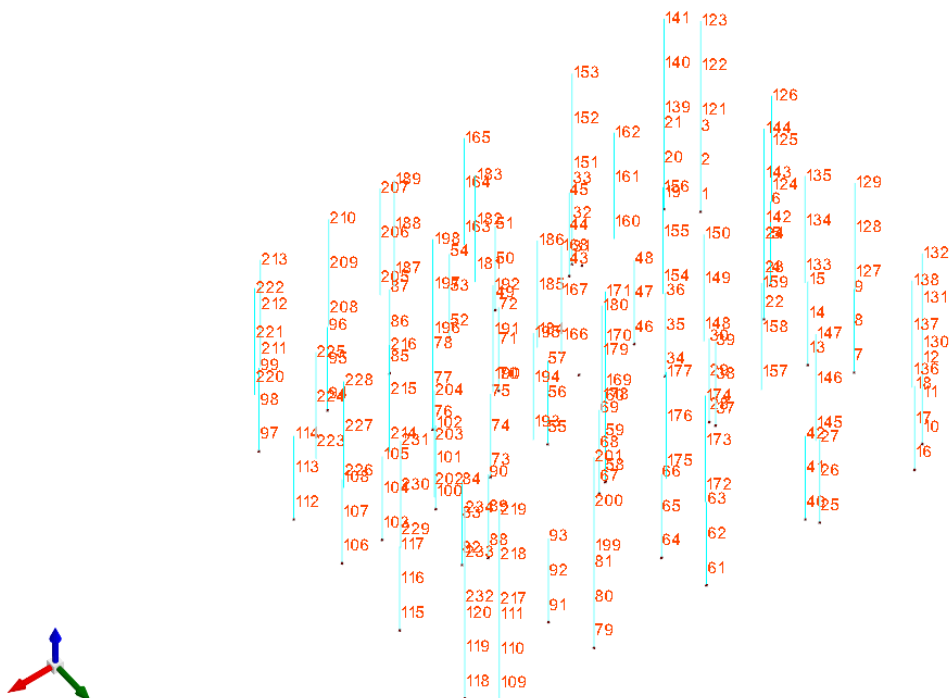
R.T.P.:

Sinergo Spa
Phoenix Archeologia Srl
Elisa Sirombo



Vista filiforme

A favore di sicurezza il telaio in acciaio è stato modellato in maniera tale da resistere ai soli carichi gravitazionali e non a quelli sismici.



Numerazione maschi murari

Nel caso di analisi modale con spettro, gli elementi in muratura sono stati modellati con rigidezze fessurate, così come espresso all'interno dell'Eurocodice 8 – Parte 1 (UNI EN 1998-1) al paragrafo §4.3.3.4.1 (2).

4.3 Analisi strutturale

4.3.1 Modellazione

- (7) A meno che non venga eseguita un'analisi più accurata degli elementi fessurati, le proprietà di rigidità elastica a flessione e a taglio di elementi di calcestruzzo e di muratura possono essere prese uguali a un mezzo della corrispondente rigidità degli elementi non fessurati.

Rigidità fessurata secondo l'EC8-1

Nel caso di analisi statica non lineare le murature sono modellate con elementi aste non lineari a comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale e a taglio (§7.8.1.5.4 D.M. 17.01.18). La norma al §7.8.2.2 prevede che lo spostamento ultimo dipenda dal meccanismo di rottura. Se un maschio in muratura si plasticizza per flessione (cioè viene raggiunta la resistenza a flessione prima della resistenza a taglio) lo spostamento ultimo allo SLC può essere assunto pari all'1% della altezza del pannello. Se invece la rottura avviene per taglio lo spostamento ultimo allo SLC può essere assunto pari allo 0.5% della altezza del pannello.

La Circolare n.7 21.01.19 al §C8.7.1.3.1.1 precisa che in caso di edifici esistenti lo spostamento ultimo è da valutare in base alla rotazione alla corda delle due sezioni di estremità del maschio.

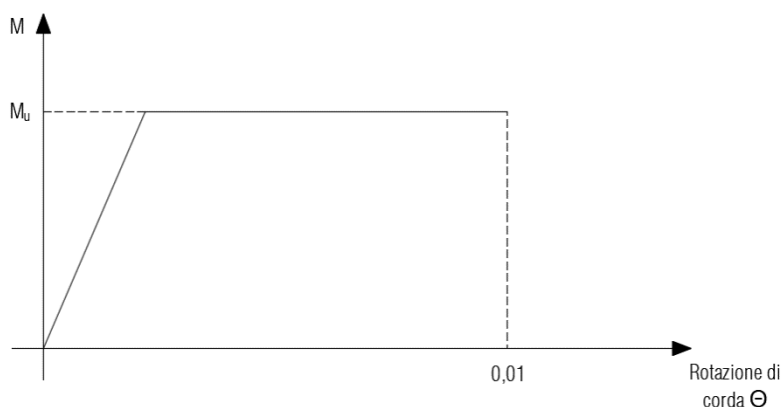
Il punto di controllo adottato per le analisi pushover corrisponde al centro di massa dell'impalcato afferente alla copertura.

4.3.3.4 Metodi non-lineari

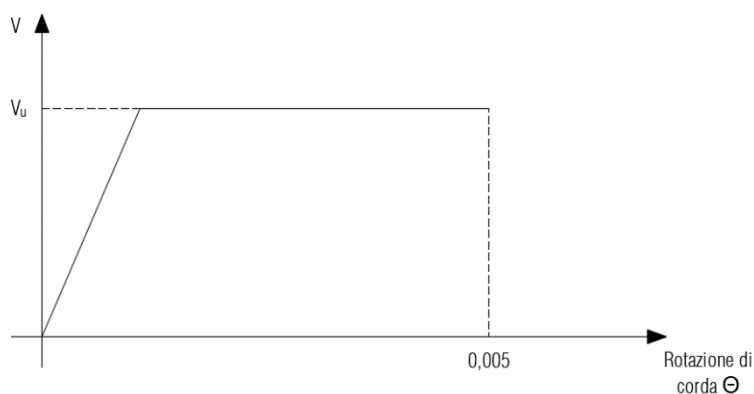
4.3.3.4.1 Generalità

- (1) P Il modello matematico utilizzato per l'analisi elastica deve essere esteso per comprendere la resistenza di elementi strutturali e il loro comportamento post-elastico.
- (2) Come minimo, si raccomanda di utilizzare una relazione bilineare forza-deformazione a livello dell'elemento. In edifici di calcestruzzo e di muratura, si raccomanda che la rigidità elastica di una relazione bilineare forza-deformazione corrisponda a quella di sezioni fessurate [vedere punto 4.3.1(7)]. In elementi duttili, attesi esibire escursioni in campo plastico durante la risposta, si raccomanda che la rigidità elastica di una relazione bilineare sia la rigidità secante al punto di snervamento. Sono permesse relazioni trilineari forza-deformazione, che tengono conto di rigidità prima della fessurazione e dopo la fessurazione.

Criteri di modellazione degli elementi in muratura secondo l'EC8-1



Legame costitutivo a pressoflessione



Legame costitutivo a taglio

9.2. Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare, o analisi di pushover, è una procedura impiegata per determinare il comportamento di una struttura a fronte di una determinata forza applicata. Tale procedura consiste nello "spingere" la struttura fino a quando si raggiunge la condizione di collasso o un altro prefissato stato limite considerato. Essa consente di valutare la distribuzione della domanda anelastica nella costruzione, tramite analisi non lineare statica. In altri termini, l'analisi di spinta è una tecnica di soluzione incrementale – iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata da un sistema di forze che spinge la struttura in campo non lineare, fino a portarla al collasso.

Il risultato dell'analisi è la curva di capacità (vd. *Figura seguente*), cioè il diagramma del taglio alla base (V_b) in funzione dello spostamento orizzontale di un punto di controllo rappresentativo del comportamento globale della struttura. La curva di capacità definisce la capacità di resistenza e di spostamento di una struttura indipendentemente da qualsiasi richiesta sismica, descrive quindi le caratteristiche proprie del sistema resistente. L'analisi si basa sulla descrizione del comportamento non lineare dei materiali da costruzione, per cui deve essere applicata ad elementi finiti che sono in grado di contemplare tale aspetto.

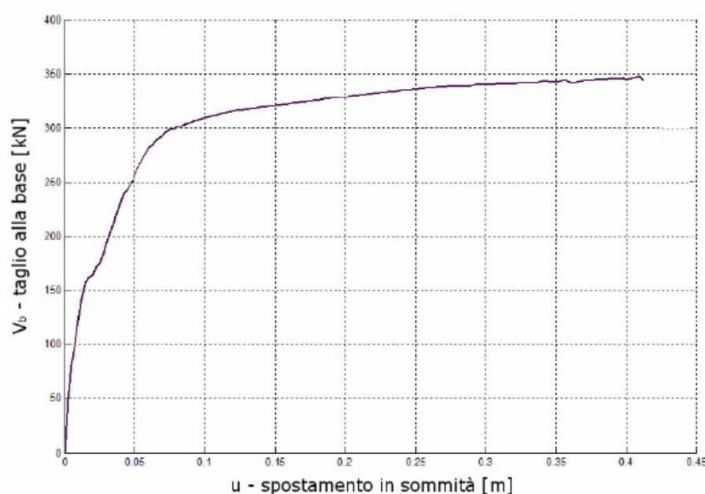


Figura 22 - Esempio di curva di capacità di una struttura

L'assunto sul quale poggia l'analisi di pushover è che la risposta della struttura sia dominata da un solo modo di vibrare; per questo motivo le NTC18 (§7.3.4.2) definiscono due gruppi di forze da applicare alla struttura:

Gruppo 1 – Distribuzioni principali:

se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:

distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al §7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la α) del Gruppo 2;

distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;

in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.

Gruppo 2 – Distribuzioni secondarie:

distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;

distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

In particolare, per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante sul primo modo.

9.3. Metodo di verifica

Per le verifiche di sicurezza nei riguardi del comportamento sismico globale, è possibile applicare quanto prescritto dalle NTC per la progettazione delle nuove costruzioni in muratura, con le precisazioni nel seguito riportate. Nel caso dell'analisi statica non lineare la capacità in spostamento relativa ai diversi stati limite è valutata, sulla curva taglio di base–spostamento, nei modi appresso indicati:

- SLC: per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri indicati al §C.7.3.4.2, lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:
 - quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
 - quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).
- SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a 3/4 dello spostamento a SLC;

- SLD: lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:
 - quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
 - quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a 3/4 del taglio di base massimo).
- SLO: lo spostamento corrispondente è pari a 2/3 di quello allo SLD.

La domanda di spostamento, da confrontarsi con le suddette capacità di spostamento ai diversi stati limite, può essere valutata sul sistema bilineare equivalente attraverso le espressioni indicate nel §C.7.3.4.2, valide sia per la risposta in campo non lineare (SLV, con $q^* \leq 3$, e SLC, con $q^* \leq 4$) che in campo lineare equivalente (SLO e SLD).

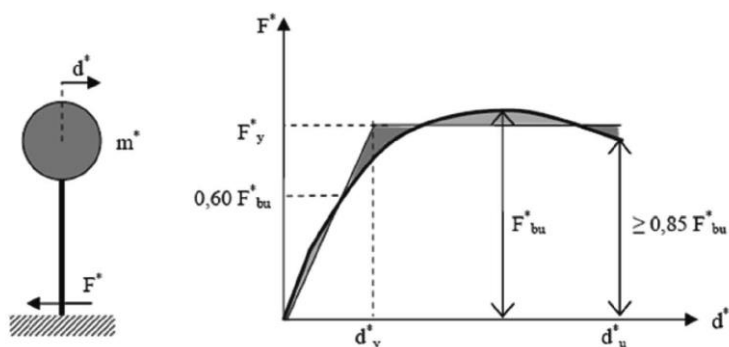


Figura 23 - Sistema e diagramma bilineare equivalente

Il metodo di verifica prevede di ricondurre la curva di capacità di strutture con più gradi di libertà a quella di un sistema equivalente ad un grado di libertà.

Coerentemente a quanto affermato al §C.7.3.4.2 della CNTC18, l'analisi non lineare statica consente di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione $V - \delta$, in cui V è il taglio alla base e δ è lo spostamento di un punto di controllo, che per gli edifici è in genere rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento.

Con riferimento alla figura sopra riportata, la forza F^* e lo spostamento d^* del sistema lineare equivalente sono legati al taglio alla base V e allo spostamento δ del sistema reale dalle seguenti relazioni:

$$F^* = \frac{V}{\Gamma}$$

$$F^* = \frac{\delta}{\Gamma}$$

dove Γ è il coefficiente di partecipazione modale, che tiene conto dell'importanza del modo di vibrare considerato nella determinazione della risposta dinamica della struttura. Esso viene espresso dalla relazione seguente, scritta per il j –esimo modo di vibrare:

$$\Gamma_j = \frac{\Phi_j^T \cdot [M] \cdot \tau}{\Phi_j^T \cdot [M] \cdot \Phi_j}$$

dove:

Φ_j è l'autovettore relativo al modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $\delta = 1$;

$[M]$ è la matrice delle masse del sistema reale;

τ rappresenta il vettore direzionale di trascinamento, corrispondente alla direzione del sisma considerata.

Alla curva del sistema equivalente occorre sostituire la curva bilineare avente un primo tratto elastico e un secondo tratto plastico. Tale approssimazione viene di solito eseguita con il criterio di equivalenza delle aree sottese dalle due curve e consente di calcolare la rigidezza iniziale k^* coincidente con la pendenza iniziale del tratto elastico di un oscillatore lineare equivalente di periodo:

$$T^* = 2 \pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

in cui $m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \Phi_{i,1}^2$ è la sommatoria delle masse del sistema MDOF. In questo modo si approssima la risposta di un sistema non lineare tramite l'interpretazione di quella di un sistema lineare equivalente con la stessa rigidezza iniziale.

Lo spostamento orizzontale massimo raggiunto dal sistema viene calcolato in funzione di T^* , correlando la risposta del sistema non lineare (*rappresentato dalla curva di pushover bilinearizzata*) con la risposta di un sistema elastico con la stessa rigidezza iniziale (k^*), ma con resistenza elastica illimitata.

Per quelle strutture che hanno un periodo proprio iniziale, cioè calcolato in campo elastico, maggiore del periodo in corrispondenza del quale si ha il picco della risposta elastica spettrale, il massimo spostamento raggiunto dal sistema anelastico, entrato in campo non lineare, è mediamente prossimo a quello raggiunto dal corrispondente sistema elastico (*principio di uguaglianza degli spostamenti*). Per tale ragione la CNT08, al punto §C7.3.4.2 (analisi non lineare statica), consente di calcolare, nel caso in cui $T^* > T_c$ (tratto dello spettro a velocità costante) la domanda in spostamento per il sistema anelastico a partire dallo spettro elastico in spostamenti.

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

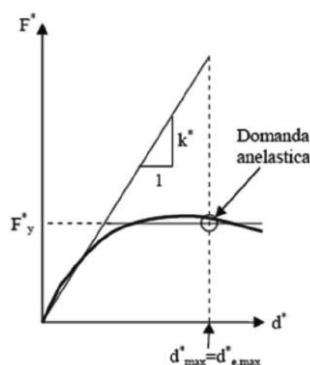


Figura 24 - Spostamento di riferimento per $T^* > T_c$

In questo modo si assume che lo spostamento del sistema anelastico è pari a quella del sistema elastico di pari periodo (vd. Figura sopra).

Per periodi nell'intorno del periodo dominante del sisma si osserva che i due sistemi omologhi (di uguale periodo T^*) presentano uno spostamento tale che l'energia assorbita sotto forma elastica o elasto – plastica può essere considerata all'incirca la stessa. Pertanto nel caso in cui $T^* < T_c$ la domanda di spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella del sistema elastico di pari periodo, e si ottiene da quest'ultima mediante la relazione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \cdot \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

dove $q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^*$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta assorbita dal sistema elastico e la forza di snervamento del sistema anelastico.

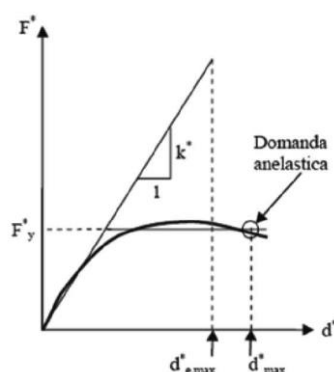


Figura 25 - Spostamento di riferimento per $T^* < T_c$

Se tale parametro risulta uguale o minore di 1, allora significa che la forza d'inerzia è minore di quella di snervamento, per cui il sistema si mantiene in campo elastico e quindi $d_{max}^* = d_{e,max}^*$.

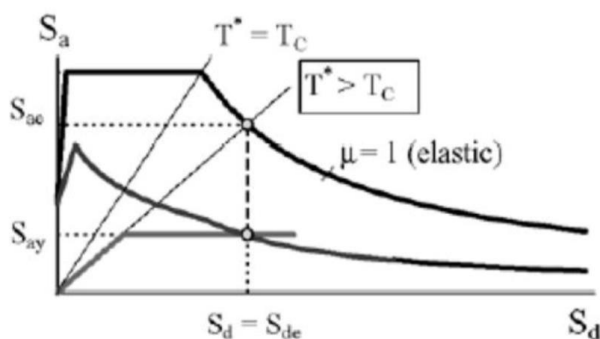


Figura 26 - Calcolo della domanda di spostamento per $T^* > T_c$

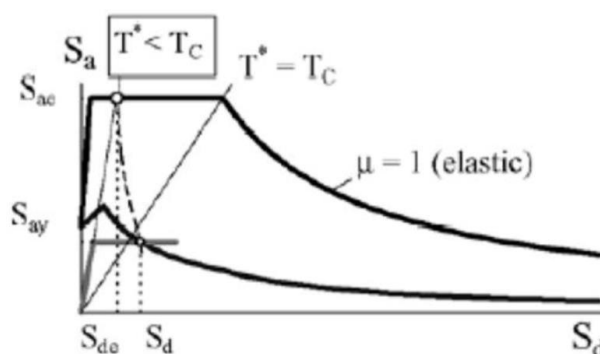


Figura 27 - Calcolo della domanda di spostamento per $T^* < T_c$

Dallo spostamento massimo del sistema equivalente è possibile calcolare lo spostamento effettivo del punto di controllo del sistema reale moltiplicando d_{max}^* per il fattore di partecipazione modale al modo di vibrare relativo alla direzione in cui si effettua l'analisi di pushover.

La verifica consiste nel controllare che in corrispondenza della configurazione deformata della struttura reale, corrispondente allo spostamento massimo del punto di controllo calcolato dall'analisi, le domande di duttilità siano compatibili con le rispettive capacità e che le forze di taglio siano minori delle rispettive resistenze.

9.4. Calcolo degli indicatori di rischio

L'indicatore di rischio è dato dal rapporto fra la capacità di spostamento ultimo e la domanda di spostamento. Tale indicatore può essere espresso anche come rapporto fra l'accelerazione di picco al suolo che porta alla perdita delle capacità della struttura per lo stato limite considerato (capacità) e quella relativa al suolo nel sito dove sorge l'opera (domanda), in formule:

$$I_R = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

La PGA relativa alla capacità di spostamento massima (S_d) viene calcolata ricavando l'accelerazione (S_a) corrispondente in funzione del periodo di vibrazione dell'oscillatore equivalente (T^*), con la seguente relazione:

$$S_a = \omega^2 \cdot S_d = \frac{S_d \cdot 4 \cdot \omega^2}{T^{*2}}$$

La PGA relativa a S_d è stata calcolata in funzione dei parametri relativi al tratto di spettro corrispondente a T^* .

Gli indicatori di rischio relativi alle verifiche di resistenza coincidono con il fattore di sicurezza (FS):

$$I_R = \frac{FS \cdot PGA_C}{PGA_D}$$

9.5. Verifiche di sicurezza

Sono previste le verifiche a sforzo normale, a taglio, a presso flessione 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).

9.5.1. 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:

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

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 .

9.5.2. 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 (comprensiva della 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.

9.5.3. 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.

9.5.4. Verifiche a taglio

9.5.4.1. 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 $f_{yd} = f_{vm0} + 0,4 \sigma_n \leq f_{y,lim}$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$ 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.

1.1.1.1 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:

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

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:

$$V_t = \frac{l \cdot t}{b} (\tilde{f}_{v0d} + \tilde{\mu} \sigma_0) = \frac{l \cdot t}{b} \left(\frac{f_{v0d}}{1 + \mu \Phi} + \frac{\mu}{1 + \mu \Phi} \sigma_0 \right) \leq V_{t,lim}$$

dove: \tilde{f}_{v0d} 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_{v0} 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 sito, eventualmente stimandola a partire dalla resistenza a compressione del blocco f_b , come $f_{bt} = 0,1 f_b$.

9.6. Analisi cinematica

9.6.1. Inquadramento normativo

Negli edifici esistenti, le pareti, se presentano una certa monoliticità ed è impedita la disgregazione del materiale, possono subire dei meccanismi di collasso al di fuori del proprio piano.

La verifica di tali meccanismi può essere svolta tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo. Al par. 2.12.3.2.2 del Manuale RFI DTC SI PS MA IFS 001 E è definita la modalità con la quale è possibile determinare l'accelerazione di innesco del cinematisimo:

[...] Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena le seguenti forze:

- i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro;
- i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi);
- un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati;
- eventuali forze esterne (ad esempio spinte del terreno) ed eventuali forze interne.

Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \cdot \left[\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \cdot \delta_{x,i} \right] - \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

n è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

m è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti della struttura;

o è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

P_i è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

P_j è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti della struttura;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{x,j}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo verso l'alto;
 F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
 δ_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
 L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne. [...].

Al fine di eseguire la verifica sismica con spettro di risposta è necessario trasformare la struttura in un sistema equivalente ad un grado di libertà.

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi associati al cinematismo come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

dove:

$n + m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale α_0^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

dove:

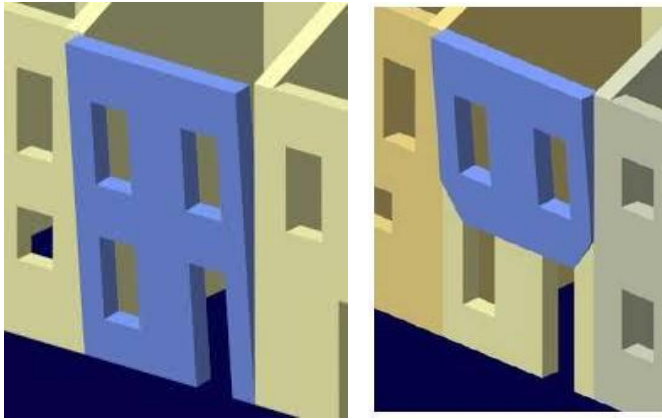
g è l'accelerazione di gravità;

$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i}$ è la frazione di massa partecipante della struttura;

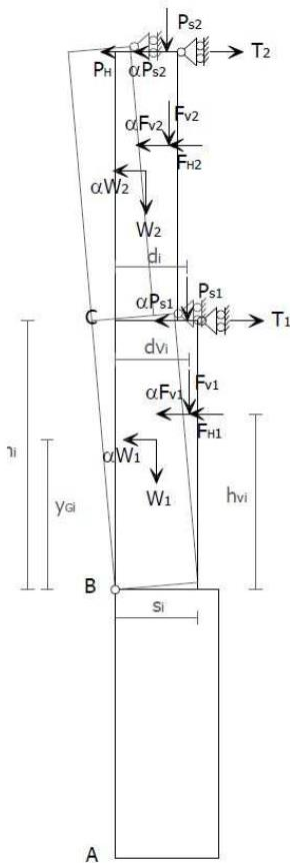
FC è il fattore di confidenza.

9.6.2. Ribaltamento semplice di parete

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.



La verifica eseguita è la seguente:



Momento stabilizzante

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Momento ribaltante

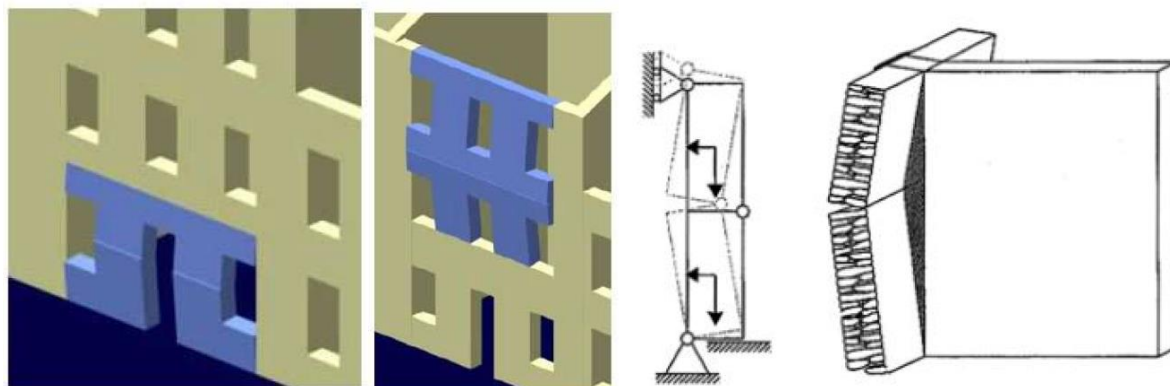
$$M_R = \alpha_0 \cdot \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

Moltiplicatore di collasso

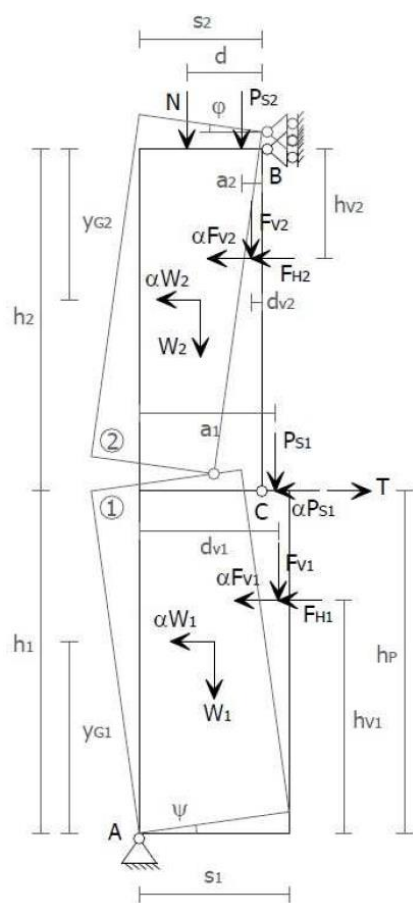
$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

9.6.3. Ribaltamento semplice di parete

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.



La verifica eseguita è la seguente:



Equazione dei lavori virtuali

$$[W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{V1} \delta_{V1x} + F_{V2} \delta_{2x} + P_{S1} \delta_{P1x}] + F_{H1} \delta_{V1x} + F_{H2} \delta_{V2x} = \\ = W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + F_{V1} \delta_{V1y} + F_{V2} \delta_{V2y} + N \delta_{Ny} + P_{S1} \cdot \delta_{P1y} + P_{S2} \cdot \delta_{P2y} \\ + T \delta_{P1x}$$

Moltiplicatore di collasso

$$\alpha_0 = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} \cdot h_p + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \cdot \frac{h_1}{h_2}}$$

Il termine E indica la seguente espressione

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 + \frac{h_1}{h_2} \left[\frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right] + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_p$$

9.7. Verifica degli elementi in acciaio

9.7.1. Verifica a compressione

Le verifiche a compressione si riterranno soddisfatte se:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo della sezione $N_{c,Rd}$ verrà valutata con la seguente formula:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{ayk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

in cui:

- A rappresenta l'area della sezione trasversale del profilato di acciaio;
- f_{ayk} rappresenta la resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio;
- γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio, pari a 1.05;

9.7.2. Verifica a trazione

Le verifiche a trazione si riterranno soddisfatte se:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo della sezione $N_{t,Rd}$ verrà valutata con la seguente formula:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_{ayk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per membrature con sezioni non indebolite dalla presenza di fori}$$

in cui:

- A rappresenta l'area della sezione trasversale del profilato di acciaio;
- f_{ayk} rappresenta la resistenza a trazione caratteristica dell'acciaio;

- γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio, pari a 1.05;

9.7.3. Verifica a taglio

Le verifiche a taglio si riterranno soddisfatte se:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio della sezione $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione verrà valutata con la seguente formula:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove A_v è l'area resistente a taglio. Per i profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

per i profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) \cdot t_f$$

per i profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum h_w t_w$$

per i profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f)$$

per i profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = \frac{A h}{b + h} \quad \text{quando il carico è parallelo all'altezzadel profilo}$$

$$A_v = \frac{A b}{b + h} \quad \text{quando il carico è parallelo all'altezzadel profilo}$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = \frac{2 A}{\pi}$$

in cui:

- A è l'area lorda della sezione del profilo;
- b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave;
- h_w è l'altezza dell'anima;
- h è l'altezza delle sezioni cave;
- r è il raggio di raccordo tra anima ed ala;
- t_f è lo spessore delle ali;
- t_w è lo spessore dell'anima.

Inoltre si precisa che se il taglio di progetto V_{Ed} risulterà inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, verrà trascurata l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione; altrimenti, si utilizzerà nelle formule, come tensione di snervamento dell'acciaio, il valore ridotto $f_{y,red}$ per tener conto dell'azione tagliente:

$$f_{ay,red} = f_{ayk} \cdot (1 - \rho)$$

con:

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right)^2$$

9.7.4. Verifica a flessione monoassiale

Le verifiche a flessione monoassiale retta si riterranno soddisfatte se:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione $M_{c,Rd}$ verrà valutata con la seguente formula:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{ayk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2}$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_{aym}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3}$$

in cui:

- W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione;
- W_{el} è il modulo di resistenza elastico della sezione;
- γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio, pari a 1.05;

9.7.5. Verifica a presso-tenso flessione

Le verifiche a presso- o tenso-flessione biassiale sono state condotte secondo l'Eurocodice 3 per i profili tubolari cavi circolari.

Le verifiche si riterranno soddisfatte se:

$$\left[\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,N,y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Ed,z}}{M_{Rd,N,z}} \right]^\beta \leq 1$$

con $M_{Rd,N,y} = M_{Rd,N,z} = M_{pl,Rd} (1 - n^{1.7})$, essendo $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$.

Per sezioni circolari cave $\alpha = \beta = 2$.

Le verifiche a flessione presso o tenso flessione retta, per sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, con sollecitazione nel piano delle ali, si riterranno soddisfatte se:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad \text{per } n \leq a$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{per } n > a$$

Essendo:

- $M_{pl,z,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima;
- $M_{pl,y,Rd}$ il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali;
- $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$;

$$a = A_v/A \leq 0,5$$

in cui:

- A rappresenta l'area lorda della sezione;
- A_v rappresenta l'area a taglio della sezione.

9.7.6. Saldature a cordone d'angolo

Si è deciso, in accordo col il paragrafo §4.2.8.2.4 delle NTC 2018, di adottare per la verifica delle saldature a cordone d'angolo, il criterio semplificato. Le saldature saranno verificate se sarà soddisfatta la seguente relazione:

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1$$

dove $F_{w,Ed}$ è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza, mentre $F_{w,Rd}$ è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza, pari a:

$$F_{w,Rd} = \frac{a f_{atk}}{\beta \gamma_{M2} \sqrt{3}}$$

dove:

- a è la l'area di gola della saldatura;
- β è un coefficiente in funzione del tipo di acciaio utilizzato;
- γ_{M2} è il coefficiente di sicurezza per la verifica delle unioni.

10. 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 28 - 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.

11. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA POST OPERAM

11.1. Verifica di vulnerabilità sismica

Si riportano nel seguito i risultati delle analisi pushover eseguite per il caso in esame.

Valori di riferimento

Stato limite	Tr,rif	PGA,rif
SLD	50	0.111
SLV	475	0.289
SLC	975	0.355

Riepilogo risultati per le singole curve

Curva	Riepilogo SLD				Riepilogo SLV				Riepilogo SLC			
	spost,d	spost,c	q*	Verifica	spost,d	spost,c	q*	Verifica	spost,d	spost,c	q*	Verifica
Combinazione 1 Gruppo 1	0.01796	0.01209	1.298	No	0.05416	0.02786	3.909	No	0.06967	0.03715	4.872	No
Combinazione 1 Gruppo 2	0.01578	0.01105	1.247	No	0.04582	0.03542	3.297	No	0.05935	0.04722	4.109	No
Combinazione 2 Gruppo 1	0.01787	0.01149	1.339	No	0.05382	0.03018	4.01	No	0.06926	0.04025	4.998	No
Combinazione 2 Gruppo 2	0.01591	0.01129	1.238	No	0.0463	0.03559	3.301	No	0.05994	0.04746	4.115	No
Combinazione 3 Gruppo 1	0.00663	0.00538	1.034	No	0.02535	0.02575	2.672	Si	0.03392	0.03433	3.33	Si
Combinazione 3 Gruppo 2	0.00784	0.00548	1.148	No	0.02798	0.02292	2.967	No	0.03716	0.03055	3.698	No
Combinazione 4 Gruppo 1	0.00677	0.0046	1.107	No	0.02547	0.02249	2.862	No	0.03401	0.02999	3.567	No
Combinazione 4 Gruppo 2	0.00761	0.00487	1.183	No	0.02734	0.02669	3.058	No	0.03632	0.03599	3.811	No
Combinazione 5 Gruppo 1	0.00703	0.00433	1.18	No	0.02589	0.01864	3.05	No	0.03449	0.02485	3.801	No
Combinazione 5 Gruppo 2	0.00787	0.00459	1.265	No	0.02779	0.02278	3.271	No	0.03685	0.03038	4.077	No
Combinazione 6 Gruppo 1	0.00692	0.00464	1.138	No	0.02574	0.02251	2.941	No	0.03432	0.03002	3.666	No
Combinazione 6 Gruppo 2	0.00906	0.00766	1.137	No	0.03088	0.02771	2.938	No	0.04083	0.03695	3.662	No
Combinazione 7 Gruppo 1	0.01867	0.01164	1.463	No	0.05633	0.0313	4.412	No	0.073	0.04173	5.704	No
Combinazione 7 Gruppo 2	0.01633	0.01072	1.387	No	0.04805	0.02876	3.794	No	0.06213	0.03835	4.729	No
Combinazione 8 Gruppo 1	0.01809	0.01036	1.562	No	0.05458	0.02884	4.711	No	0.07035	0.03845	5.901	No
Combinazione 8 Gruppo 2	0.01636	0.01089	1.359	No	0.04814	0.03784	3.725	No	0.06223	0.05	4.642	No

Caratteristiche sistemi equivalenti e curve bilineari per le singole curve

Curva	Γ	Fbu*	du*	F'(du*)	F'(du*) / Fbu*	Fy*	dy*	m*	k*	T*
1 Gr. 1	1.239	892.2	0.03	713.76	0.8	844.98	0.0112	476.37	75661	0.499
1 Gr. 2	1.239	1063.22	0.0332	850.58	0.8	1001.9	0.0102	476.37	98066	0.438
2 Gr. 1	1.239	867.07	0.0325	693.65	0.8	823.61	0.0108	476.37	76439	0.496
2 Gr. 2	1.239	1059.3	0.0326	847.44	0.8	1000.43	0.0104	476.37	96469	0.442
3 Gr. 1	1.255	1345.35	0.0242	1076.28	0.8	1301.61	0.005	501.62	259173	0.276
3 Gr. 2	1.255	1235.08	0.0244	988.06	0.8	1172.17	0.0051	501.62	227941	0.295
4 Gr. 1	1.255	1241.72	0.0242	993.37	0.8	1215.18	0.0046	501.62	262809	0.275
4 Gr. 2	1.255	1175.34	0.0319	940.27	0.8	1137.44	0.0048	501.62	238591	0.288
5 Gr. 1	1.255	1167.7	0.0201	934.16	0.8	1140.36	0.0044	501.62	260653	0.276
5 Gr. 2	1.255	1106.26	0.0242	885.01	0.8	1063.19	0.0045	501.62	236154	0.29
6 Gr. 1	1.255	1227.99	0.0242	982.39	0.8	1182.47	0.0045	501.62	260518	0.276
6 Gr. 2	1.255	1381.97	0.0312	1105.58	0.8	1183.63	0.0061	501.62	193918	0.32
7 Gr. 1	1.239	776.7	0.0337	621.36	0.8	721.6	0.0103	476.37	70015	0.518
7 Gr. 2	1.239	925.33	0.0404	817.26	0.88	870.52	0.0095	476.37	91575	0.453
8 Gr. 1	1.239	754.25	0.031	603.4	0.8	697.52	0.0094	476.37	74586	0.502
8 Gr. 2	1.239	933.33	0.0404	867.6	0.93	886.75	0.0097	476.37	91239	0.454

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per le singole curve

Curva	SLO				SLD				SLV				SLC			
	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA	TR	IR,TR	PGA	IR,PGA
1 Gr. 1					27	0.777	0.08	0.726	139	0.605	0.178	0.614	188	0.509	0.208	0.586
1 Gr. 2					29	0.8	0.083	0.753	249	0.767	0.231	0.798	515	0.77	0.296	0.835
2 Gr. 1					24	0.74	0.075	0.683	129	0.586	0.176	0.608	229	0.552	0.224	0.631
2 Gr. 2					29	0.8	0.083	0.753	245	0.762	0.229	0.793	507	0.765	0.295	0.831
3 Gr. 1					34	0.854	0.09	0.817	493	1.015	0.292	1.011	1012	1.015	0.358	1.01
3 Gr. 2					29	0.8	0.083	0.753	303	0.832	0.247	0.856	588	0.813	0.308	0.868
4 Gr. 1					27	0.777	0.08	0.726	359	0.892	0.263	0.909	704	0.875	0.324	0.915
4 Gr. 2					24	0.74	0.075	0.683	449	0.977	0.283	0.981	951	0.99	0.352	0.993
5 Gr. 1					23	0.727	0.074	0.668	232	0.745	0.225	0.778	432	0.716	0.28	0.789
5 Gr. 2					21	0.701	0.07	0.637	303	0.832	0.247	0.856	591	0.814	0.308	0.87
6 Gr. 1					27	0.777	0.08	0.726	353	0.885	0.261	0.903	689	0.867	0.322	0.909
6 Gr. 2					39	0.903	0.097	0.878	369	0.902	0.265	0.917	747	0.897	0.33	0.93
7 Gr. 1					23	0.727	0.074	0.668	127	0.582	0.174	0.604	225	0.548	0.222	0.627
7 Gr. 2					26	0.765	0.079	0.712	143	0.611	0.184	0.638	268	0.589	0.237	0.667
8 Gr. 1					21	0.701	0.07	0.637	149	0.632	0.193	0.666	200	0.522	0.213	0.6
8 Gr. 2					27	0.777	0.08	0.726	258	0.779	0.234	0.808	525	0.776	0.298	0.84

Indicatori di rischio sismico minimi

I parametri ζE corrispondono ai parametri IR,PGA

Stato limite	IR,TR,min	IR,PGA,min
SLD	0.701	0.637
SLV	0.582	0.604
SLC	0.509	0.586

$$IR_{min,PGA} = 0.604$$

Di seguito si riporta la verifica estesa della curva Pushover che individua l'Indice di Rischio minore ($IR = 0.604$), caratteristiche del livello di vulnerabilità sismica dell'opera:

Curva "Combinazione 7 Gruppo 1"

Coefficienti sismici:

sisma X: 1

sisma Y: 0

eccentricità Y per sisma X: -1

eccentricità X per sisma Y: 0

Grafico curva di capacità

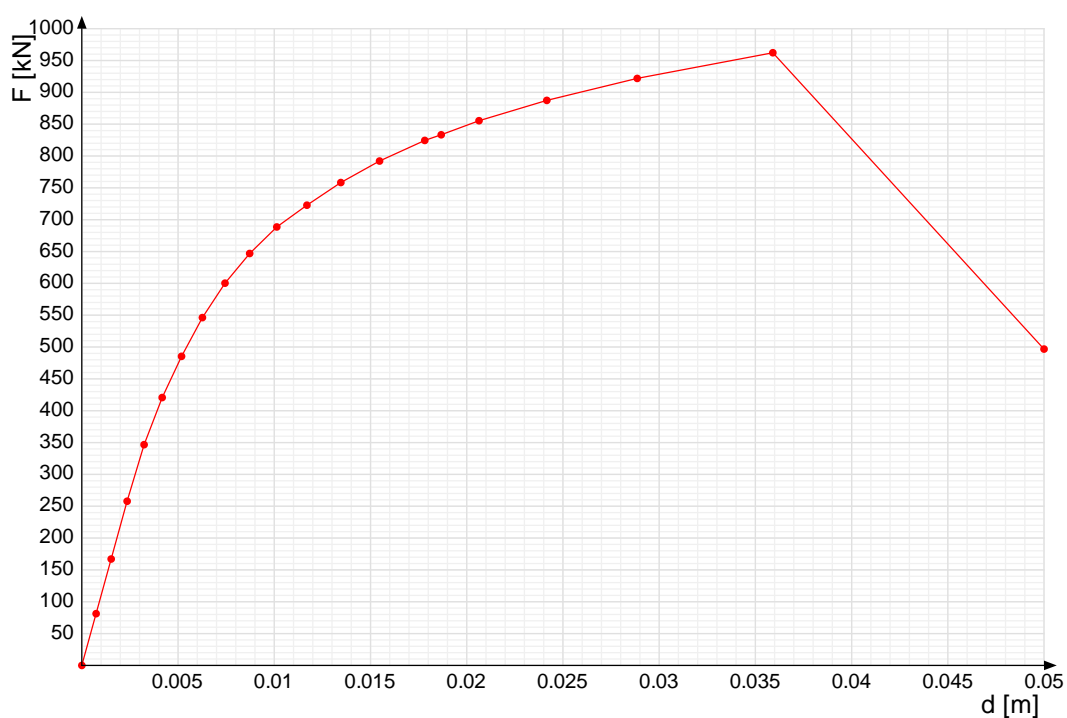
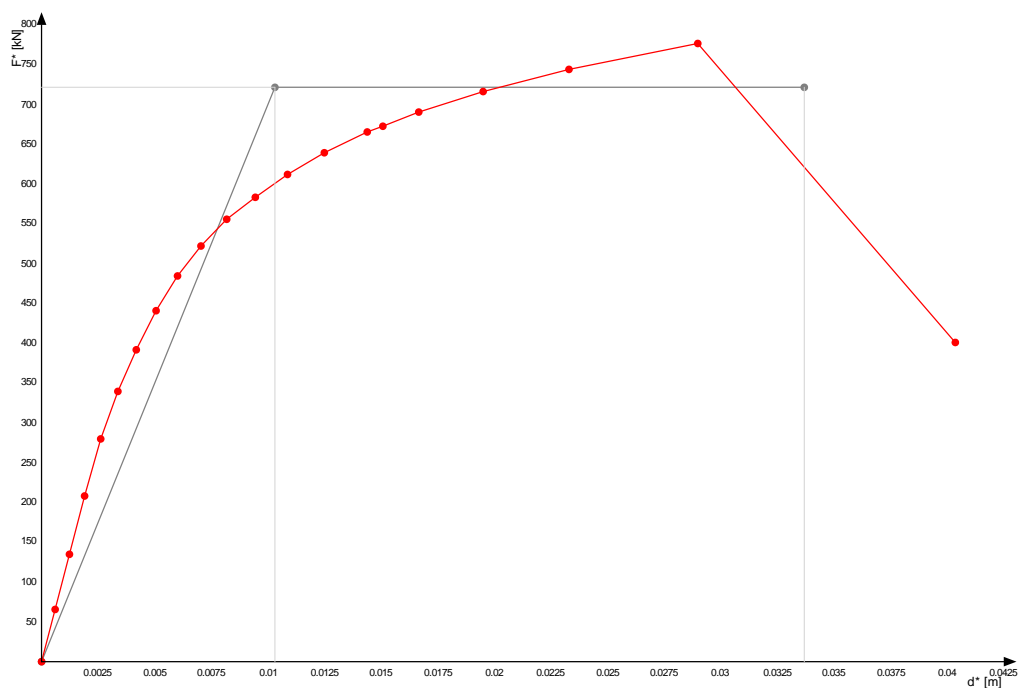
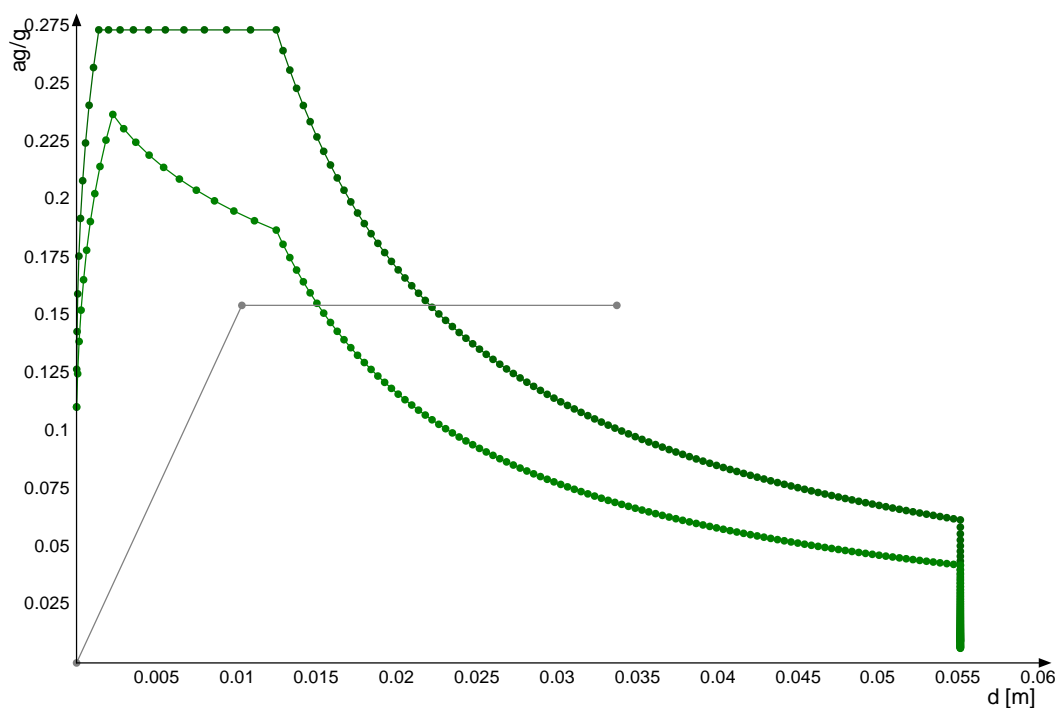


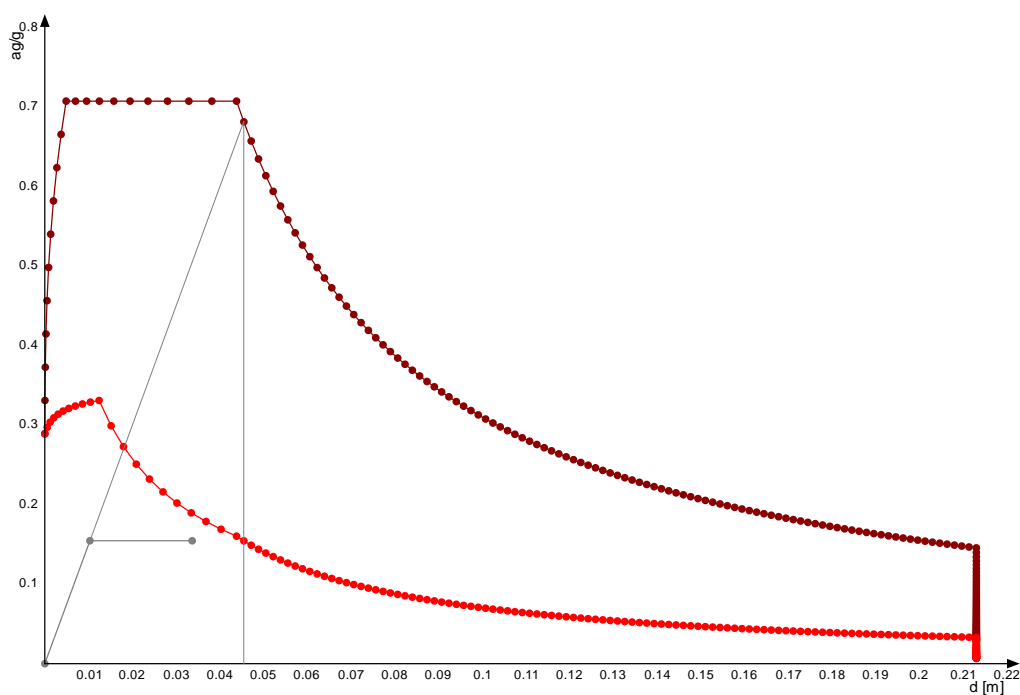
Grafico curva di capacità e curva bilineare del sistema strutturale equivalente



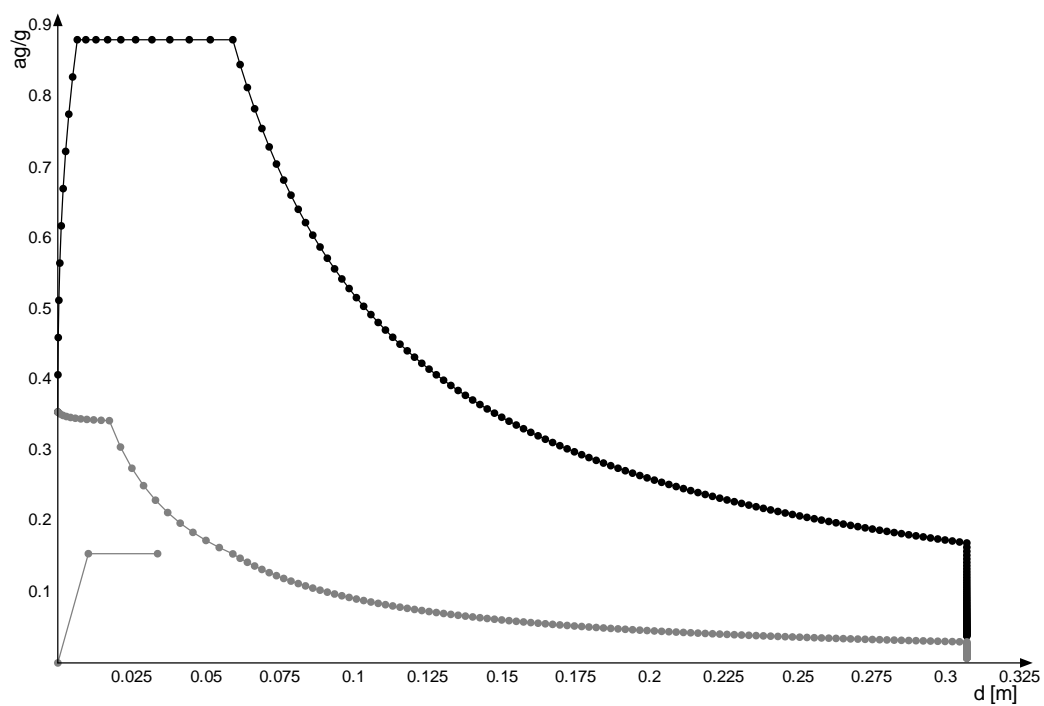
Rappresentazione di domanda e capacità SLD per l'oscillatore in coordinate spettrali



Rappresentazione di domanda e capacità SLV per l'oscillatore in coordinate spettrali



Rappresentazione di domanda e capacità SLC per l'oscillatore in coordinate spettrali



Punti della curva

Punto n.	d	F
1	0	0
2	0.00074	81.31
3	0.00152	167.13
4	0.00235	257.88
5	0.00323	346.72
6	0.00417	420.69
7	0.00518	485.44
8	0.00626	546.27
9	0.00744	600.36
10	0.00872	646.98
11	0.01013	688.62
12	0.0117	722.81
13	0.01346	758.37
14	0.01547	792.16
15	0.01782	824.5
16 (SLD)	0.01867	833.4
17	0.02064	855.46
18	0.02416	887.39
19	0.02886	921.88
20	0.03591	962.23
21	0.05	496.86

Caratteristiche sistema equivalente e curva bilineare (§ C7.3.4.2)

Γ (fattore di partecipazione modale): 1.239

F_{bu}^* (resistenza massima del sistema equivalente): 776.7

du^* (spostamento corrispondente alla riduzione della resistenza del sistema equivalente): 0.0337

$F^*(du^*)$ (forza corrispondente allo spostamento du^*): 621.4

$F^*(du^*) / F_{bu}^*$ (rapporto tra forza corrispondente allo spostamento du^* e la resistenza massima del sistema equivalente): 0.8

F_y^* (forza di plasticizzazione del sistema equivalente): 721.6

dy^* (spostamento corrispondente alla forza di plasticizzazione del sistema equivalente): 0.0103

m^* (prodotto tra il vettore del modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato, la matrice di massa del sistema reale e il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata): 476.37

k^* (rigidezza del sistema bilineare): 70014.5

T^* (periodo elastico del sistema bilineare): 0.518

Domanda di spostamento in termini di sistema strutturale equivalente e sistema strutturale reale

Stato limite	d_{max}^*	Domanda in spostamento
SLD	0.01507	0.01867
SLV	0.04547	0.05633
SLC	0.05892	0.073

Rapporti tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

q^* SLD = 1.463

q^* SLV = 4.412 > 3 (§ C7.8.1.6)

q^* SLC = 5.704 > 4 (§ C7.8.1.6)

Capacità di spostamento

Capacità di spostamento SLD: 0.01164

Capacità di spostamento SLV: 0.0313

Capacità di spostamento SLC: 0.04173

Spostamenti limite notevoli

Meccanismo di rottura	Spostamento
Riduzione del taglio del 20% [SLC] §C7.8.1.5.4	0.04173
Spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC [SLV] §C7.8.1.5.4	0.0313
Spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente [SLD] §C8.7.1.3.1	0.01277
Spostamento corrispondente a 3/4 del taglio alla base massimo [SLD] §C8.7.1.3.1	0.01164
Spostamento corrispondente a $q^* = 3$ [SLV] §C7.8.1.6	0.0383

Meccanismo di rottura	Spostamento
Spostamento corrispondente a $q^* = 4$ [SLC] §C7.8.1.6	0.05

Meccanismi di rottura accaduti nei punti della curva

Attenzione, ricerca dei seguenti meccanismi di rottura non richiesta nelle preferenze di analisi:

- Raggiungimento resistenza a taglio nel piano di maschio in muratura [SLV]
- Raggiungimento resistenza a pressoflessione nel piano di maschio in muratura [SLV]
- Deformazione ultima nel piano per taglio di maschio in muratura [SLC]
- Deformazione ultima nel piano per pressoflessione di maschio in muratura [SLC]
- Rottura fuori piano di maschio in muratura [SLV]
- Ribaltamento fuori piano di maschio in muratura [SLV]

Punto n.	Meccanismi di rottura nel punto
1	Nessuno
2	Nessuno
3	Nessuno
4	Nessuno
5	Nessuno
6	Nessuno
7	Nessuno
8	Nessuno
9	Nessuno
10	Nessuno
11	Nessuno
12	Nessuno
13	Nessuno
14	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4
15	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4
16 (SLD)	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4
17	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4
18	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4
19	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4
20	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4
21	Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4

Indicatori di rischio della curva

Stato limite	IR,TR	IR,PGA
SLD	0.727	0.668
SLV	0.582	0.604
SLC	0.548	0.627

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico per i meccanismi di rottura nella curva

Meccanismo di rottura	TR	PGA	IR,TR	IR,PGA
Superamento dello spostamento limite di interpiano [SLD] §C7.8.1.5.4	29	0.083	0.8	0.753
Riduzione del taglio del 20% [SLC] §C7.8.1.5.4	225	0.222	0.548	0.627
Spostamento corrispondente a 3/4 dello spostamento allo SLC [SLV] §C7.8.1.5.4	127	0.174	0.582	0.604
Spostamento corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente [SLD] §C8.7.1.3.1	27	0.08	0.777	0.726
Spostamento corrispondente a 3/4 del taglio alla base massimo [SLD] §C8.7.1.3.1	23	0.074	0.727	0.668
Spostamento corrispondente a $q^* = 3$ [SLV] §C7.8.1.6	185	0.207	0.679	0.715
Spostamento corrispondente a $q^* = 4$ [SLC] §C7.8.1.6	351	0.26	0.658	0.734

Tempi di ritorno, accelerazioni al suolo ed indicatori di rischio sismico nei punti della curva

Pt. n.	d	TR,C	PGA,C	SLO		SLD		SLV		SLC	
				(TR,C / TR,rif) ^ 0.41	PGA,C / PGA,rif	(TR,C / TR,rif) ^ 0.41	PGA,C / PGA,rif	(TR,C / TR,rif) ^ 0.41	PGA,C / PGA,rif	(TR,C / TR,rif) ^ 0.41	PGA,C / PGA,rif
1	0	1	0.015			0.201	0.132	0.08	0.05	0.059	0.041
2	0.00074	2	0.021			0.267	0.189	0.106	0.072	0.079	0.059
3	0.00152	2	0.021			0.267	0.189	0.106	0.072	0.079	0.059
4	0.00235	2	0.021			0.267	0.189	0.106	0.072	0.079	0.059
5	0.00323	2	0.021			0.267	0.189	0.106	0.072	0.079	0.059
6	0.00417	5	0.034			0.389	0.303	0.155	0.116	0.115	0.095
7	0.00518	7	0.04			0.447	0.361	0.177	0.138	0.132	0.112
8	0.00626	9	0.045			0.495	0.411	0.197	0.157	0.146	0.128
9	0.00744	11	0.05			0.538	0.456	0.214	0.174	0.159	0.142
10	0.00872	14	0.057			0.593	0.517	0.236	0.198	0.176	0.161
11	0.01013	19	0.067			0.673	0.605	0.267	0.232	0.199	0.189
12	0.0117	23	0.074			0.727	0.668	0.289	0.256	0.215	0.208
13	0.01346	29	0.083			0.8	0.753	0.318	0.288	0.237	0.235
14	0.01547	37	0.094			0.884	0.854	0.351	0.327	0.261	0.266
15	0.01782	47	0.107			0.975	0.968	0.387	0.37	0.288	0.302
16 (SLD)	0.01867	49	0.109			0.992	0.989	0.394	0.379	0.293	0.308
17	0.02064	60	0.121			1.078	1.097	0.428	0.42	0.319	0.342
18	0.02416	79	0.139			1.206	1.259	0.479	0.482	0.357	0.392
19	0.02886	109	0.162			1.376	1.469	0.547	0.562	0.407	0.458
20	0.03591	163	0.195			1.623	1.768	0.645	0.676	0.48	0.551
21	0.05	351	0.26			2.223	2.357	0.679	0.715	0.658	0.734

Significato dei simboli utilizzati:

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

Punto n.: indice progressivo del punto della curva di capacità.

d: spostamento del nodo di controllo. [m]

F: forza di taglio alla base. [kN]

Stato limite: stato limite.

dmax*: domanda in spostamento in termini di sistema strutturale equivalente. [m]

Domanda in spostamento: domanda in spostamento in termini di sistema strutturale reale. [m]

Meccanismo di rottura: meccanismo di rottura che limita la capacità nelle curve.

Spostamento: spostamento. [m]

Meccanismi di rottura nel punto: meccanismi di rottura accaduti nel punto della curva di capacità.

IR,TR: indicatore di rischio sismico riferito al tempo di ritorno.

IR,PGA: indicatore di rischio sismico riferito all'accelerazione di aggancio normalizzata a g.

TR: tempo di ritorno.

PGA: accelerazione di aggancio normalizzata a g.

Pt. n.: indice progressivo del punto della curva di capacità.

TR,C: capacità in termini di tempo di ritorno.

PGA,C: capacità in termini di accelerazione di aggancio normalizzata a g.

SLO: stato limite di operatività.

(TR,C / TR,rif) ^ 0.41: indicatore di rischio come rapporto tra tempi di ritorno.

PGA,C / PGA,rif: indicatore di rischio come rapporto tra accelerazioni di aggancio normalizzate a g.

SLD: stato limite di danno.

SLV: stato limite di salvaguardia della vita.

SLC: stato limite di collasso.

11.2. Verifiche cinematiche

Si considera come armatura di vincolo le spinonature di collegamento tra soletta collaborante e muratura. Di seguito le caratteristiche meccaniche degli inghisaggi, nonché la forza di aggancio ai vari piani utilizzata per condurre le verifiche.

			B450 C		
Φ	s	A	f_{yk}	f_{yd}	F_d
[mm]	[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	kN/cm
16	1000	201,06	450	391,30	0,7868
diametro barre	passo inghisaggi	area barre	tensione di snervamento caratteristica barre	tensione di snervamento di progetto delle	forza di aggancio del solaio

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo di collasso locale allo SLD vale:

$$\alpha_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{n=1}^{n+m} P_i}{M^* \cdot FC} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

dove:

g è l'accelerazione di gravità;

$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{n=1}^{n+m} P_i}$ è la frazione di massa partecipante della struttura;

FC è il fattore di confidenza.

La verifica di sicurezza nei confronti dello SLV è soddisfatta se l'accelerazione spettrale α_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$q \cdot \alpha_0^* = a_{g,SLV}$$

dove $q = 2$ rappresenta il fattore di struttura.

Il valore $a_{g,SLV}$ viene determinato sulla base delle formulazioni [C7.2.11] in Circolare 21-01-19 al paragrafo §C7.2.3.

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left[1 + \frac{z}{H} \right] \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{a T_1} \right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a < a T_1 \\ \alpha S \left[1 + \frac{z}{H} \right] a_p & \text{per } a T_1 \leq T_a < b T_1 \\ \alpha S \left[1 + \frac{z}{H} \right] \left[\frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{b T_1} \right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \geq b T_1 \end{cases}$$

dove:

α è il rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel §3.2.3.2.1

T_a è il primo periodo di vibrazione dell'elemento nella direzione considerata;

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;

z è la quota del baricentro dell'elemento misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata dal piano di fondazione;

a , b e a_p sono parametri in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione.

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

	a	b	a_p
$T_1 < 0,5$ s	0,8	1,4	5,0
$0,5$ s $< T_1 < 1,0$ s	0,3	1,2	4,0
$T_1 > 1,0$ s	0,3	1,0	2,5

Figura 29 - Parametri a , b e a_p in accordo con il periodo di vibrazione della costruzione T_1

Di seguito un consuntivo delle verifiche cinematiche lineari effettuate

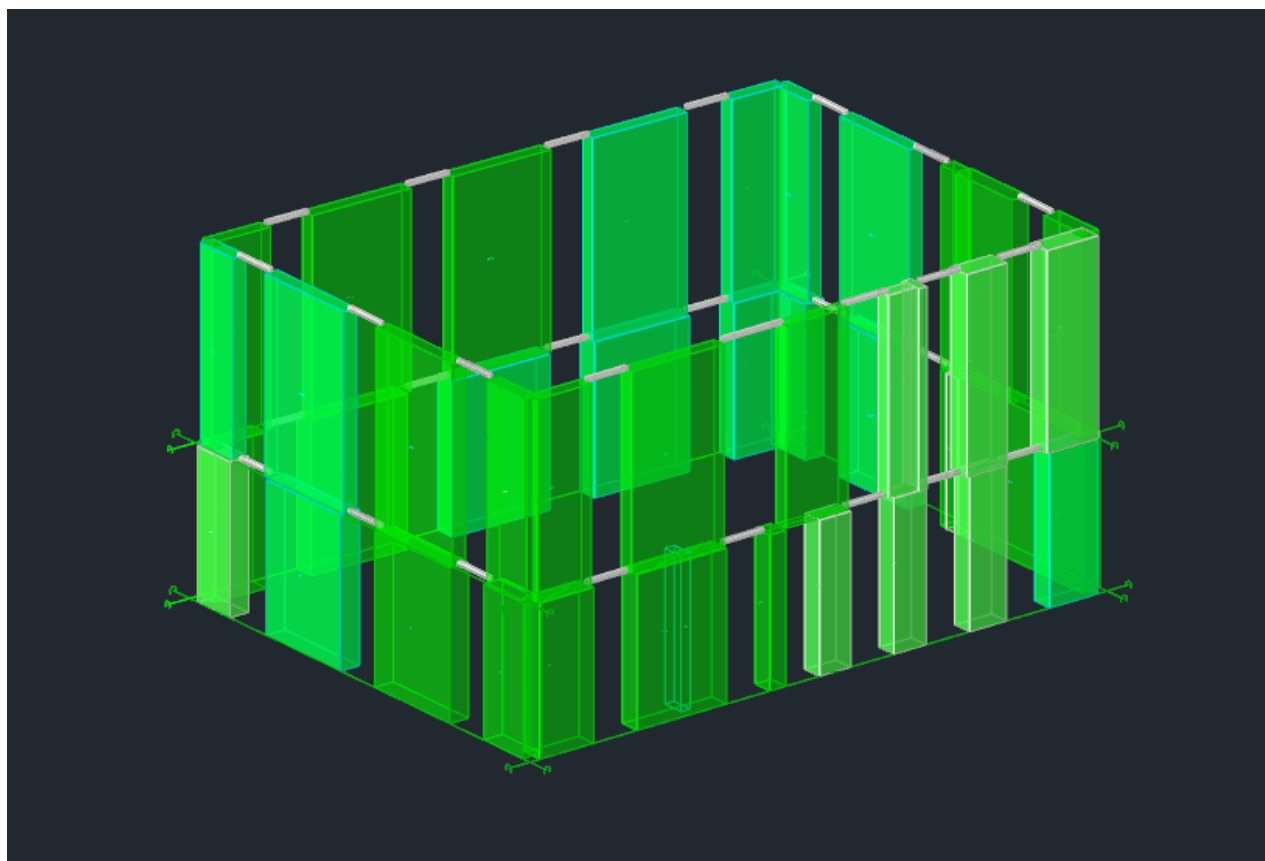


Figura 30: Mappa cromatica delle verifiche cinematiche eseguite

Le unità di misura elencate nel capitolo sono in [cm, daN, deg, s] ove non espressamente specificato.

ag/g: accelerazione orizzontale massima.

Ss: fattore di amplificazione del suolo.

St: fattore topografico.

H: altezza totale dell'edificio rispetto allo zero sismico. [cm]

Zero sismico: quota dello zero sismico. [cm]

α : angolo di distacco del cuneo. [deg]

γ_I : coefficiente di importanza.

Asse rotazione: dati relativi all'asse di rotazione esaminato.

p. Ini: punto iniziale dell'asse di rotazione.

p. Fin: punto finale dell'asse di rotazione.

Arretramento: arretramento dell'asse di rotazione. [cm]

Sistema di riferimento: dati relativi al sistema di riferimento locale.

Origine: origine del sistema di riferimento locale.

ux: versore u_x del sistema di riferimento locale.

uy: versore u_y del sistema di riferimento locale.

uz: versore u_z del sistema di riferimento locale.

Elemento: raggruppamento di appartenenza (facciata o cuneo di distacco).

Tipo: elemento considerato (maschio o trave di accoppiamento in muratura).

Indice: indice dell'elemento.

H: altezza dell'elemento. [cm]

L: lunghezza dell'elemento. [cm]

s: spessore dell'elemento. [cm]

γ : peso specifico. [daN/cm³]

P.p.: peso proprio dell'elemento moltiplicato per il coefficiente di combinazione. [daN]

yg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio. [cm]

zg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio. [cm]

Carico: carico verticale agente sull'elemento. [daN]

Aggancio: forza di aggancio agente sul maschio. [daN]

z: altezza rispetto allo zero sismico del baricentro delle forze peso le cui masse producono azione sismica. [cm]

α_0 : moltiplicatore dei carichi la cui massa produce forza sismica che attiva il meccanismo locale di collasso.

M^* : massa partecipante al cinematismo. [daN/(cm/s²)]

e^* : frazione di massa partecipante al cinematismo [C8.7.1.5].

a0*: accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo [C8.7.1.8]. [cm/s²]

formula: formula utilizzata in verifica.

aLimite: accelerazione limite [C7.2.11]. [cm/s²]

Verifica: stato di verifica.

C.S.: coefficiente di sicurezza minimo.

Quota: quota di riferimento del cinematismo.

TR: tempo di ritorno.

(TR/TRrif)^.41: indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno.

PGA: accelerazione al suolo.

PGA/PGArif: indicatore di rischio sismico in termini di PGA.

11.2.1. Verifica cinematica facciata in muratura_1

Verifiche condotte secondo l'analisi lineare dei meccanismi locali di collasso (Circ. 7 21-01-2019 C8.7.1.2.1.7)

Dati iniziali

ag/g	Ss	St	H	Zero sismico	α	γl
0.207	1.396	1	978.5	-46	30	

Cinematismo n. 1 (Rotazione attorno a: Piano terra)

Asse di rotazione e sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Asse rotazione			Sistema di riferimento			
p. Ini	p. Fin	Arretramento	Origine	ux	uy	uz
1867.72; 1407.69; -46	64.08; 1454.85; -46	0	1867.72; 1407.69; -46	-0.99966; 0.02614; 0	-0.02614; -0.99966; 0	0; 0; 1

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Elementi che costituiscono la verifica cinematica

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Facciatata	maschio	75	553	168.4	40	0.0019	7076	30	702	1918	30	978.5	10439	30	978.5
Facciatata	maschio	6	425.5	166.6	60	0.0019	8079	30	212.8	12	30	425.5	10326	30	425.5
Facciatata	maschio	38	425.5	168.4	60	0.0019	8167	30	212.8	45	30	425.5	10439	30	425.5
Facciatata	maschio	9	425.5	302.5	60	0.0019	14671	30	212.8	66	30	425.5	18753	30	425.5
Facciatata	maschio	21	425.5	308.6	60	0.0019	14968	30	212.8	67	30	425.5	19132	30	425.5
Facciatata	maschio	27	425.5	298.3	60	0.0019	14469	30	212.8	65	30	425.5	18494	30	425.5
Facciatata	maschio	47	553	186.5	40	0.0019	7839	30	702	5	30	978.5	11565	30	978.5
Facciatata	maschio	50	553	312.5	40	0.0019	13132	30	702	44	30	978.5	19372	30	978.5
Facciatata	maschio	59	553	308.6	40	0.0019	12969	30	702	1393	30	978.5	19132	30	978.5
Facciatata	maschio	68	553	298.3	40	0.0019	12537	30	702	3446	30	978.5	18494	30	978.5

Verifica

z	α0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
472.9	1.989	93.5	0.758	3812.9	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	433.7	Si

Coefficienti di sicurezza

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
8.792	-46	3812.9	433.7				

Cinematismo n. 2 (Rotazione attorno a: Piano 1)

Asse di rotazione e sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Asse rotazione			Sistema di riferimento			
p. Ini	p. Fin	Arretramento	Origine	ux	uy	uz
1867.46; 1397.69; 379.5	63.85; 1444.85; 379.5	0	1867.46; 1397.69; 379.5	-0.99966; 0.02614; 0	-0.02614; -0.99966; 0	0; 0; 1

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Elementi che costituiscono la verifica cinematica

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Fac-ciata	maschio	75	553	168.4	40	0.0019	7076	20	276.5	1918	20	553	10439	20	553
Fac-ciata	maschio	47	553	186.5	40	0.0019	7839	20	276.5	5	20	553	11565	20	553
Fac-ciata	maschio	50	553	312.5	40	0.0019	13132	20	276.5	44	20	553	19372	20	553
Fac-ciata	maschio	59	553	308.6	40	0.0019	12969	20	276.5	1393	20	553	19132	20	553
Fac-ciata	maschio	68	553	298.3	40	0.0019	12537	20	276.5	3446	20	553	18494	20	553

Verifica

z	α_0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
733.2	2.417	56.9	0.925	3797.2	Circolare 7 21-01-19 §C8.7.1.2.1.7	509	Si

Coefficienti di sicurezza

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
7.46	379,5	3797.2	509				

11.2.2. Verifica cinematica facciata in muratura_2

Verifiche condotte secondo l'analisi lineare dei meccanismi locali di collasso (Circ. 7 21-01-2019 C8.7.1.2.1.7)

Dati iniziali

ag/g	Ss	St	H	Zero sismico	α	yl
0.207	1.396	1	978.5	-46	30	

Rotazione attorno a: Piano 1

Asse di rotazione e sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Asse rotazione			Sistema di riferimento			
p. Ini	p. Fin	Arretramento	Origine	ux	uy	uz
1866.94; 99.82; 379,5	1866.94; 1377.7; 379,5	0	1866.94; 99.82; 379,5	0; 1; 0	-1; 0; 0	0; 0; 1

Il cinematicismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Elementi che costituiscono la verifica cinematica

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Fac-ciata	maschio	76	553	160.1	50	0.0019	8412	0	276.5	0	0	553	9927	0	553
Fac-ciata	maschio	78	553	63.5	40	0.0019	2668	0	276.5	0	0	553	3935	0	553
Fac-ciata	maschio	41	425.5	141.2	60	0.0019	6851	0	-212.8	1847	0	0	8756	0	0
Fac-ciata	maschio	80	553	140.4	40	0.0019	5902	0	276.5	0	0	553	8707	0	553
Fac-ciata	maschio	39	425.5	580	60	0.0019	28133	0	-212.8	11016	0	0	35958	0	0
Fac-ciata	maschio	40	425.5	276.7	60	0.0019	13421	0	-212.8	3080	0	0	17154	0	0
Fac-ciata	maschio	77	553	236.4	50	0.0019	12418	0	276.5	0	0	553	14655	0	553
Fac-ciata	maschio	79	553	287.5	40	0.0019	12082	0	276.5	0	0	553	17823	0	553

Verifica

z	α_0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
436.6	25.98	0.3	0.002	15606670.1	Circolare 7 21-01-19 §C8.7.1.2.1.7	423.1	Si

Coefficienti di sicurezza

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
36882.54	379,500000000001	15606670.1	423.1				

11.2.3. Verifica cinematica facciata in muratura_3

Verifiche condotte secondo l'analisi lineare dei meccanismi locali di collasso (Circ. 7 21-01-2019 C8.7.1.2.1.7)

Dati iniziali

ag/g	Ss	St	H	Zero sismico	α	yl
0.207	1.396	1	978.5	-46	30	

Cinematismo n. 1 (Rotazione attorno a: Piano terra)

Asse di rotazione e sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Asse rotazione				Sistema di riferimento		
p. Ini	p. Fin	Arretramento	Origine	ux	uy	uz
1896.94; 99.82; -46	1896.94; 1377.7; -46	0	1896.94; 99.82; -46	0; 1; 0	-1; 0; 0	0; 0; 1

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Elementi che costituiscono la verifica cinematica

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Fac- ciata	maschio	39	425.5	580	60	0.0019	28133	30	212.8	11016	30	425.5	35958	30	425.5
Fac- ciata	maschio	41	425.5	141.2	60	0.0019	6851	30	212.8	1847	30	425.5	8756	30	425.5
Fac- ciata	maschio	40	425.5	276.7	60	0.0019	13421	30	212.8	3080	30	425.5	17154	30	425.5

Verifica

z	α_0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
265.5	1.654	58.6	0.893	2691.7	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	373.6	Si

Coefficienti di sicurezza

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
7.205	-46	2691.7	373.6				

11.2.4. Verifica cinematica facciata in muratura_4

Verifiche condotte secondo l'analisi lineare dei meccanismi locali di collasso (Circ. 7 21-01-2019 C8.7.1.2.1.7)

Dati iniziali

ag/g	Ss	St	H	Zero sismico	α	yl
0.207	1.396	1	978.5	-46	30	

Cinematismo n. 1 (Rotazione attorno a: Piano terra)

Asse di rotazione e sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Asse rotazione				Sistema di riferimento		
p. Ini	p. Fin	Arretramento	Origine	ux	uy	uz
33.33; 1424.86; -46	33.3; 82.96; -46	0	33.33; 1424.86; -46	-0.00003; -1; 0	1; -0.00003; 0	0; 0; 1

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Elementi che costituiscono la verifica cinematica

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Fac- ciata	maschio	45	553	134.6	40	0.0019	5658	30	702	1373	30	978.5	8347	30	978.5
Fac- ciata	maschio	4	425.5	134.6	60	0.0019	6530	30	212.8	2031	30	425.5	8347	30	425.5
Fac- ciata	maschio	42	553	160.5	40	0.0019	6744	30	702	1729	30	978.5	9949	30	978.5
Fac- ciata	maschio	3	425.5	306.6	60	0.0019	14872	30	212.8	4223	30	425.5	19009	30	425.5
Fac- ciata	maschio	1	425.5	160.5	60	0.0019	7784	30	212.8	2528	30	425.5	9949	30	425.5
Fac- ciata	maschio	2	425.5	310.2	60	0.0019	15047	30	212.8	4116	30	425.5	19232	30	425.5
Fac- ciata	maschio	43	553	320.2	40	0.0019	13457	30	702	2775	30	978.5	19851	30	978.5

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Fac- ciata	maschio	44	553	326.6	40	0.0019	13727	30	702	3073	30	978.5	20250	30	978.5

Verifica

z	α_0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
486.9	1.64	83.2	0.773	3084.5	Circolare 7 21-01-19 §C8.7.1.2.1.7	437.7	Si

Coefficienti di sicurezza

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
7.047	-46	3084.5	437.7				

Cinematismo n. 2 (Rotazione attorno a: Piano 1)

Asse di rotazione e sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Asse rotazione				Sistema di riferimento			
p. Ini	p. Fin	Arretramento	Origine	ux	uy	uz	
43.3; 1424.86; 379.5	43.3; 82.96; 379.5	0	43.3; 1424.86; 379.5	0; -1; 0	1; 0; 0	0; 0; 1	

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Elementi che costituiscono la verifica cinematica

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Fac- ciata	maschio	45	553	134.6	40	0.0019	5658	20	276.5	1373	20	553	8347	20	553
Fac- ciata	maschio	42	553	160.5	40	0.0019	6744	20	276.5	1729	20	553	9949	20	553
Fac- ciata	maschio	43	553	320.2	40	0.0019	13457	20	276.5	2775	20	553	19851	20	553
Fac- ciata	maschio	44	553	326.6	40	0.0019	13727	20	276.5	3073	20	553	20250	20	553

Verifica

z	α_0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
753	2.093	44.7	0.903	3367.6	Circolare 7 21-01-19 §C8.7.1.2.1.7	514.8	Si

Coefficienti di sicurezza

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
6.542	379.5	3367.6	514.8				

11.2.5. Verifica cinematica facciata in muratura_5

Verifiche condotte secondo l'analisi lineare dei meccanismi locali di collasso (Circ. 7 21-01-2019 C8.7.1.2.1.7)

Dati iniziali

ag/g	Ss	St	H	Zero sismico	α	yl
0.207	1.396	1	978.5	-46	30	

Rotazione attorno a: Piano 1

Asse di rotazione e sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Asse rotazione				Sistema di riferimento			
p. Ini	p. Fin	Arretramento	Origine	ux	uy	uz	
63.3; 82.96; 379.5	1867.58; 99.82; 379.5	0	63.3; 82.96; 379.5	0.99996; 0.00934; 0	-0.00934; 0.99996; 0	0; 0; 1	

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Elementi che costituiscono la verifica cinematica

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Fac- ciata	maschio	48	553	175.5	40	0.0019	7375	0	276.5	3	0	553	10880	0	553
Fac- ciata	maschio	17	425.5	51.3	60	0.0019	2488	0	-212.8	0	0	0	3179	0	0
Fac- ciata	maschio	18	425.5	100	60	0.0019	4851	0	-212.8	0	0	0	6200	0	0

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Fac-ciata	maschio	29	425.5	103.7	60	0.0019	5030	0	-212.8	459	0	0	6429	0	0
Fac-ciata	maschio	32	425.5	119	60	0.0019	5774	0	-212.8	1646	0	0	7380	0	0
Fac-ciata	maschio	64	553	88.3	40	0.0019	3713	0	276.5	0	0	553	5477	0	553
Fac-ciata	maschio	70	553	26	65	0.0019	1776	0	276.5	309	0	553	1613	0	553
Fac-ciata	maschio	71	553	129	65	0.0019	8812	0	276.5	1511	0	553	8000	0	553
Fac-ciata	maschio	72	553	165.2	65	0.0019	11284	0	276.5	1919	0	553	10244	0	553
Fac-ciata	maschio	7	425.5	175.5	60	0.0019	8512	0	-212.8	9	0	0	10880	0	0
Fac-ciata	maschio	11	425.5	289	60	0.0019	14019	0	-212.8	42	0	0	17918	0	0
Fac-ciata	maschio	33	425.5	155.2	60	0.0019	7529	0	-212.8	38	0	0	9624	0	0
Fac-ciata	maschio	56	553	200.6	40	0.0019	8432	0	276.5	12	0	553	12439	0	553
Fac-ciata	maschio	52	553	299	40	0.0019	12567	0	276.5	16	0	553	18538	0	553

Verifica

z	$\alpha 0$	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
487.9	5.505	6.2	0.056	141668.9	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	438	Si

Coefficienti di sicurezza

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
323.433	379,5	141668.9	438				

11.2.6. Verifica cinematica facciata in muratura_6

Verifiche condotte secondo l'analisi lineare dei meccanismi locali di collasso (Circ. 7 21-01-2019 C8.7.1.2.1.7)

Dati iniziali

ag/g	Ss	St	H	Zero sismico	α	yl
0.207	1.396	1	978.5	-46	30	

Cinematismo n. 1 (Rotazione attorno a: Piano terra)

Asse di rotazione e sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Asse rotazione			Sistema di riferimento			
p. Ini	p. Fin	Arretramento	Origine	ux	uy	uz
63.58; 52.96; -46	1867.22; 69.82; -46	0	63.58; 52.96; -46	0.999996; 0.00935; 0	-0.00935; 0.999996; 0	0; 0; 1

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Elementi che costituiscono la verifica cinematica

Elemento	Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
Fac-ciata	maschio	7	425.5	175.5	60	0.0019	8512	30	212.8	9	30	425.5	10880	30	425.5
Fac-ciata	maschio	17	425.5	51.3	60	0.0019	2488	30	212.8	0	30	425.5	3179	30	425.5
Fac-ciata	maschio	18	425.5	100	60	0.0019	4851	30	212.8	0	30	425.5	6200	30	425.5
Fac-ciata	maschio	29	425.5	103.7	60	0.0019	5030	30	212.8	459	30	425.5	6429	30	425.5
Fac-ciata	maschio	32	425.5	119	60	0.0019	5774	30	212.8	1646	30	425.5	7380	30	425.5
Fac-ciata	maschio	11	425.5	289	60	0.0019	14019	30	212.8	42	30	425.5	17918	30	425.5
Fac-ciata	maschio	33	425.5	155.2	60	0.0019	7529	30	212.8	38	30	425.5	9624	30	425.5

Verifica

z	$\alpha 0$	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
222	2.478	49.5	0.963	3739.3	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	361	Si

Coefficienti di sicurezza

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
10.358	-46	3739.3	361				

11.3. Verifiche locali dei maschi murari

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.

PFFP 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	PFFP sismica
Default (Maschio 8)	1.41	1.41	3.016	7.357
Default (Maschio 5)	1.414	1.414	1.563	7.236
Default (Maschio 13)	0.682	0.682	1.461	11.402
Default (Maschio 14)	1.361	1.361	1.542	6.116
Default (Maschio 36)	1.079	1.079	7.986	6.752
Default (Maschio 22)	1.922	1.922	5.538	8.224
Default (Maschio 24)	1.958	1.958	12.632	5.067
Default (Maschio 39)	1.018	1.018	3.791	6.842
Default (Maschio 46)	1.262	1.952	5.125	1.262
Default (Maschio 60)	1.127	1.266	4.328	1.127
Default (Maschio 7)	1.087	1.087	2.501	5.88
Default (Maschio 72)	1.403	1.403	212.714	1.678
Default (Maschio 21)	0.424	0.657	0.424	7.464
Default (Maschio 28)	2.639	2.639	5.192	5.536
Default (Maschio 56)	1.097	2.014	6.1	1.097
Default (Maschio 47)	2.443	2.443	2.028	2.443
Default (Maschio 10)	1.56	1.56	19.644	10.423
Default (Maschio 12)	2.202	2.202	18.064	4.262
Default (Maschio 17)	2.549	2.549	1000	5.045
Default (Maschio 18)	1.97	1.97	16.306	6.472
Default (Maschio 26)	2.127	2.127	3.261	6.774
Default (Maschio 29)	1.749	2.028	1.749	7.008
Default (Maschio 41)	2.443	2.354	1.365	2.443
Default (Maschio 57)	1.476	1.736	6.074	1.476
Default (Maschio 50)	1.423	1.494	3.569	1.423
Default (Maschio 71)	1.444	2.924	4.604	1.444
Default (Maschio 15)	1.272	1.272	1000	1.532
Default (Maschio 16)	1.411	1.846	1000	1.411
Default (Maschio 20)	1.402	1.402	1000	7.054
Default (Maschio 23)	2.406	2.406	1000	6.235
Default (Maschio 32)	1.129	1.129	1000	16.165
Default (Maschio 33)	0.996	0.996	1000	7.51
Default (Maschio 34)	1.297	1.297	1000	14.664
Default (Maschio 35)	1.289	1.289	1000	8.543
Default (Maschio 44)	2.443	2.145	546.741	2.443
Default (Maschio 49)	2.443	2.502	154.841	2.443
Default (Maschio 51)	2.443	2.658	127.814	2.443
Default (Maschio 52)	1.279	2.513	118.639	1.279
Default (Maschio 53)	1.238	2.599	1000	1.238
Default (Maschio 55)	2.443	2.443	10.786	2.443
Default (Maschio 58)	1.071	1.959	1000	1.071
Default (Maschio 59)	1.218	2.447	21.962	1.218
Default (Maschio 61)	1.123	1.123	1000	1.329
Default (Maschio 62)	2.443	1.949	36.826	2.443
Default (Maschio 63)	1.459	1.459	67.471	1.809
Default (Maschio 64)	2.443	2.74	1000	2.443
Default (Maschio 66)	1.266	1.812	1000	1.266
Default (Maschio 68)	1.224	1.224	202.43	2.06
Default (Maschio 69)	1.394	1.394	339.222	1.706
Default (Maschio 70)	2.392	2.449	138.429	2.392
Default (Maschio 73)	1.292	1.928	1000	1.292
Default (Maschio 25)	1.927	1.927	3.318	4.363
Default (Maschio 3)	1.41	1.41	1.739	4.136
Default (Maschio 4)	0.862	0.862	196.66	7.456
Default (Maschio 38)	1.681	1.681	2.111	3.804
Default (Maschio 42)	1.065	1.629	1.065	1.526
Default (Maschio 43)	1.422	1.422	56.554	1.678
Default (Maschio 65)	1.38	1.38	6.441	1.797
Default (Maschio 31)	1.105	1.105	398.353	6.874
Default (Maschio 27)	0.984	0.984	96.296	7.25
Default (Maschio 30)	0.738	0.738	578.267	7.626
Default (Maschio 2)	1.479	1.479	2.108	3.335
Default (Maschio 1)	0.983	0.983	1.783	6.591
Default (Maschio 40)	1.416	1.416	156.484	1.634
Default (Maschio 11)	1.199	1.199	4.843	6.101
Default (Maschio 37)	1.188	1.188	3.8	5.141
Default (Maschio 74)	2.443	2.901	2.781	2.443
Default (Maschio 19)	1.245	1.245	20.452	6.528
Default (Maschio 9)	0.774	0.774	14.021	7.609

Verifica	Sicurezza minima	Verifica a flessione	Verifica a taglio	PFFP sismica
Default (Maschio 48)	1.342	1.627	3.191	1.342
Default (Maschio 6)	1.281	1.281	12.319	6.39
Default (Maschio 45)	1.298	1.94	17.64	1.298
Default (Maschio 76)	1.287	1.913	313.457	1.287
Default (Maschio 75)	0.892	2.159	0.892	1.231
Default (Maschio 67)	1.645	1.645	11.913	1.676
Default (Maschio 54)	2.443	3.69	0.845	2.443

11.4. Verifica del sistema fondazionale

A seguito della demolizione quasi completa del muro portante al Piano Terra, si rende necessario la verifica del sistema fondazionale in quanto è stato modificato lo schema di distribuzione delle sollecitazioni in fondazione.

A seguito dei risultati delle indagini, si è ipotizzato che il maschio murario appoggi direttamente sul terreno ad una profondità di -50 cm dal piano campagna. È stato considerato un ringrosso fondazionale minimo pari a 10 cm rispetto allo spessore reale del maschio murario.

Visto che in Sismicad non è possibile modellare la fondazione come appoggio diretto dei maschi murari, per le sole verifiche geotecniche, si è modellato un reticolo fittizio di travi in c.a., con rigidità e peso trascurabile, in modo da simulare la profondità e la larghezza di appoggio del piano di fondazione.

Si è utilizzata la formulazione di Vesic per il calcolo della capacità portante.

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi:

11.4.1. Trave di fondazione a "Piano terra" 1-3

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1342	80	SLU 10	ST	LT	175	48	-140987	0	0	25	0	0	1.1	59767	182	329.2	Si
1342	80	SLV 13	SIS	LT	-11213	-16831	-93471	-7	-10	25	0	0	1.1	39624	20224	1.96	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste										Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
227,226,225,224,223,222,221,220,219,218,217,231,230,229,228,93,92,91,90,89,88,87,86,85,84,83,82,81										1342	80	SLU 20	ST	LT	2.3	351459	172720	2.03	Si
227,226,225,224,223,222,221,220,219,218,217,231,230,229,228,93,92,91,90,89,88,87,86,85,84,83,82,81										1342	80	SLV 1	SIS	LT	2.3	187396	154924	1.21	Si
227,226,225,224,223,222,221,220,219,218,217,231,230,229,228,93,92,91,90,89,88,87,86,85,84,83,82,81										1342	80	SLD 1	SIS	LT	2.3	284941	134063	2.13	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	52	-172720	5498	-503146	0	0	-3	0	80	1336	0.1	0.00195	35	0	
0	17057	-154924	-1038066	-6391482	0	6	-41	-7	67	1259	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	5165	-134063	-310641	-2138888	0	2	-16	-2	75	1310	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	48	1.04	1.04	0.98	1.16	1.25	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.04	1.04	0.98	1.16	1.25	1	0.8	0.79	0.71	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.04	1.04	0.98	1.16	1.25	1	0.93	0.92	0.89	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.2. Trave di fondazione a "Piano terra" 1-17

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1804	80	SLU 11	ST	LT	215	117	-200374	0	0	25	0	0	1.1	84942	245	346.78	Si
1804	80	SLV 8	SIS	LT	-11149	20600	-111874	-6	10	25	0	0	1.1	47425	23423	2.02	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste													Size X	Size Y	Comb.	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 205, 206, 207, 208, 209, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204													1804	80	SLU 20	ST	LT	2.3	454637	224698	2.02	Si
71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 205, 206, 207, 208, 209, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204													1804	80	SLV 6	SIS	LT	2.3	278701	216702	1.29	Si
71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 210, 211, 212, 213, 214, 215, 216, 205, 206, 207, 208, 209, 195, 196, 197, 198, 199, 200, 201, 202, 203, 204													1804	80	SLD 6	SIS	LT	2.3	386165	179693	2.15	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	-97	-224698	-38941	6969139	0	0	31	0	80	1742	0.1	0.00195	35	0	
0	-20780	-216702	1030366	14519884	0	-5	67	5	70	1670	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	-6301	-179693	293630	7613815	0	-2	42	2	77	1719	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	48	1.03	1.03	0.98	1.16	1.25	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.03	1.03	0.98	1.16	1.25	1	0.82	0.82	0.74	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.03	1.03	0.98	1.16	1.25	1	0.93	0.93	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.3. Trave di fondazione a "Piano terra" 2-19

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1804	60	SLU 11	ST	LT	-134	-138	-152622	0	0	25	0	0	1.1	64699	192	336.13	Si
1804	60	SLV 14	SIS	LT	19663	-4484	-125870	9	-2	25	0	0	1.1	53358	20168	2.65	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste													Size X	Size Y	Comb.	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290													1804	60	SLU 20	ST	LT	2.3	313644	185464	1.69	Si
104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290													1804	60	SLV 5	SI	LT	2.3	196165	142471	1.38	Si
104, 105, 106, 107, 108, 109, 110, 111, 112, 113, 271, 272, 273, 274, 275, 276, 277, 278, 279, 280, 251, 252, 253, 254, 255, 256, 257, 258, 259, 281, 282, 283, 284, 285, 286, 287, 288, 289, 290													1804	60	SLD 5	SI	LT	2.3	271010	134093	2.02	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	8	-185464	16656	-2585357	0	0	-14	0	60	1776	0.1	0.00195	35	0	
0	-13398	-142471	598991	-2802301	0	-5	-20	4	52	1764	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	-4093	-134093	191249	-1822134	0	-2	-14	1	57	1776	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	48	1.02	1.02	0.99	1.21	1.33	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.02	1.02	0.99	1.21	1.33	1	0.82	0.82	0.75	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.02	1.02	0.99	1.21	1.33	1	0.94	0.94	0.91	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.4. Trave di fondazione a "Piano terra" 3-20

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1804	80	SLU 11	ST	LT	-66	-228	-203720	0	0	25	0	0	1.1	86360	237	364.45	Si
1804	80	SLV 1	SIS	LT	-30593	-5693	-161259	-11	-2	25	0	0	1.1	68360	31118	2.2	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste													Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
270,269,268,267,266,265,264,263,262,261,260,241,240,239,238,237,236,235,234,233,232,250,249,248,247,246,245,244,243,242,181,180,179,178,177,176,175,174													1804	80	SLU 20	ST	LT	2.3	455395	232664	1.96	Si
270,269,268,267,266,265,264,263,262,261,260,241,240,239,238,237,236,235,234,233,232,250,249,248,247,246,245,244,243,242,181,180,179,178,177,176,175,174													1804	80	SLV 11	SIS	LT	2.3	305176	193387	1.58	Si
270,269,268,267,266,265,264,263,262,261,260,241,240,239,238,237,236,235,234,233,232,250,249,248,247,246,245,244,243,242,181,180,179,178,177,176,175,174													1804	80	SLD 7	SIS	LT	2.3	404906	175629	2.31	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	-30	-232664	-13390	-7969112	0	0	-34	0	80	1736	0.1	0.00195	35	0	
0	17880	-193387	-750430	5271344	0	5	27	-4	72	1750	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	5303	-175629	-230576	-3966419	0	2	-23	-1	77	1759	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	48	1.03	1.03	0.98	1.16	1.25	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.03	1.03	0.98	1.16	1.25	1	0.83	0.82	0.75	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.03	1.03	0.98	1.16	1.25	1	0.94	0.94	0.91	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.5. Trave di fondazione a "Piano terra" 4-18

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1804	60	SLU 11	ST	LT	5	106	-153578	0	0	25	0	0	1.1	65104	106	614.95	Si
1804	60	SLV 9	SIS	LT	6943	-15350	-80081	5	-11	25	0	0	1.1	33948	16847	2.02	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste													Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
94,95,96,97,98,99,100,101,102,103,182,183,184,185,186,187,188,189,190,191,192,193,194,308,309,310,311,312,313,314,315,316													1804	60	SLU 20	ST	LT	2.3	314265	183180	1.72	Si
94,95,96,97,98,99,100,101,102,103,182,183,184,185,186,187,188,189,190,191,192,193,194,308,309,310,311,312,313,314,315,316													1804	60	SLV 7	SIS	LT	2.3	191953	177953	1.08	Si
94,95,96,97,98,99,100,101,102,103,182,183,184,185,186,187,188,189,190,191,192,193,194,308,309,310,311,312,313,314,315,316													1804	60	SLD 8	SIS	LT	2.3	263663	144966	1.82	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	-37	-183180	5794	2620166	0	0	14	0	60	1775	0.1	0.00195	35	0	
0	15157	-177953	-786223	8653960	0	5	49	-4	51	1706	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	4694	-144966	-243248	3342983	0	2	23	-2	57	1758	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	48	1.02	1.02	0.99	1.21	1.33	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.02	1.02	0.99	1.21	1.33	1	0.84	0.83	0.77	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.02	1.02	0.99	1.21	1.33	1	0.94	0.94	0.91	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.6. Trave di fondazione a "Piano terra" 7-8

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
548	60	SLU 11	ST	LT	68	-26	-46325	0	0	25	0	0	1.1	19638	73	268.21	Si
548	60	SLV 8	SIS	LT	5080	2218	-31551	9	4	25	0	0	1.1	13375	5543	2.41	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste	Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
146,145,144,143,142,141,140,139,138,137,136	548	60	SLU 20	ST	LT	2.3	95950	55589	1.73	Si
146,145,144,143,142,141,140,139,138,137,136	548	60	SLV 13	SIS	LT	2.3	53528	46926	1.14	Si
146,145,144,143,142,141,140,139,138,137,136	548	60	SLD 13	SIS	LT	2.3	80703	41603	1.94	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	-21	-55589	-489	456090	0	0	8	0	60	531	0.1	0.00195	35	0	
0	-4859	-46926	293650	-238598	0	-6	-5	6	47	538	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	-1481	-41603	88365	108004	0	-2	3	2	56	543	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	48	1.08	1.08	0.95	1.21	1.33	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.06	1.06	0.96	1.21	1.33	1	0.81	0.8	0.73	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.07	1.07	0.96	1.21	1.33	1	0.93	0.93	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.7. Trave di fondazione a "Piano terra" 9-10

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
533	60	SLU 11	ST	LT	100	-29	-41059	0	0	25	0	0	1.1	17406	104	166.66	Si
533	60	SLV 1	SIS	LT	518	-6254	-34718	1	-10	25	0	0	1.1	14717	6275	2.35	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste	Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
125,126,127,128,129,130,131,132,133,134,135	533	60	SLU 20	ST	LT	2.3	95842	49025	1.95	Si
125,126,127,128,129,130,131,132,133,134,135	533	60	SLV 16	SIS	LT	2.3	36815	34683	1.06	Si
125,126,127,128,129,130,131,132,133,134,135	533	60	SLD 16	SIS	LT	2.3	73251	34695	2.11	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	-19	-49025	3155	-17123	0	0	0	0	60	532	0.1	0.00195	35	0	
0	6217	-34683	-296117	-334280	0	10	-10	-9	43	514	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	1859	-34695	-87562	-157888	0	3	-5	-3	55	524	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ic	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	48	1.08	1.08	0.96	1.21	1.33	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.21	1.33	1	0.68	0.67	0.56	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.07	1.08	0.96	1.21	1.33	1	0.9	0.9	0.85	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.8. Trave di fondazione a "Piano terra" 11-12

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
540	60	SLU 10	ST	LT	-116	-16	-40712	0	0	25	0	0	1.1	17258	117	147	Si
540	60	SLV 6	SIS	LT	-4935	936	-31470	-9	2	25	0	0	1.1	13341	5023	2.66	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste	Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
160,159,158,157,156,155,154,153,152,151,150,149,148,147	540	60	SLU 20	ST	LT	2.3	97140	48953	1.98	Si
160,159,158,157,156,155,154,153,152,151,150,149,148,147	540	60	SLV 13	SIS	LT	2.3	51522	37350	1.38	Si
160,159,158,157,156,155,154,153,152,151,150,149,148,147	540	60	SLD 13	SIS	LT	2.3	79897	35514	2.25	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	-23	-48953	2569	19387	0	0	0	0	60	540	0.1	0.00195	35	0	
0	-4762	-37350	175483	-696603	0	-7	-19	5	51	503	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	-1453	-35514	54470	-219970	0	-2	-6	2	57	528	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eq
33	46	48	1.08	1.08	0.96	1.21	1.33	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.07	1.07	0.96	1.21	1.33	1	0.77	0.76	0.67	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.08	1.08	0.96	1.21	1.33	1	0.92	0.92	0.89	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.9. Trave di fondazione a "Piano terra" 13-14

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
536	60	SLU 10	ST	LT	-115	-14	-42343	0	0	25	0	0	1.1	17950	116	154.74	Si
536	60	SLV 15	SIS	LT	2593	-4362	-28678	5	-9	25	0	0	1.1	12157	5074	2.4	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste								Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
173,172,171,170,169,168,167,166,165,164,163,162,161								536	60	SLU 20	ST	LT	2.3	96256	51298	1.88	Si
173,172,171,170,169,168,167,166,165,164,163,162,161								536	60	SLV 4	SIS	LT	2.3	57564	45999	1.25	Si
173,172,171,170,169,168,167,166,165,164,163,162,161								536	60	SLD 4	SIS	LT	2.3	81008	39530	2.05	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	-20	-51298	-3403	31662	0	0	1	0	60	535	0.1	0.00195	35	0	0
0	4693	-45999	-174253	779529	0	6	17	-4	52	502	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	1406	-39530	-54171	232302	0	2	6	-1	57	524	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eq
33	46	48	1.08	1.08	0.96	1.21	1.33	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.07	1.08	0.96	1.21	1.33	1	0.81	0.81	0.73	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.08	1.08	0.96	1.21	1.33	1	0.93	0.93	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.10. Trave di fondazione a "Piano terra" 15-16

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
524	60	SLU 11	ST	LT	-103	26	-41718	0	0	25	0	0	1.1	17685	106	167.03	Si
524	60	SLV 16	SIS	LT	2265	-5968	-33557	4	-10	25	0	0	1.1	14225	6383	2.23	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste								Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
124,123,122,121,120,119,118,117,116,115,114								524	60	SLU 20	ST	LT	2.3	93309	48747	1.91	Si
124,123,122,121,120,119,118,117,116,115,114								524	60	SLV 1	SIS	LT	2.3	32779	36167	0.91	No
124,123,122,121,120,119,118,117,116,115,114								524	60	SLD 1	SIS	LT	2.3	69194	35257	1.96	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	16	-48747	-795	-185300	0	0	-4	0	60	517	0.1	0.00195	35	0	0
0	6000	-36167	-357828	-805727	0	9	-22	-10	40	480	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	1818	-35257	-108236	-323641	0	3	-9	-3	54	506	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eq
33	46	48	1.08	1.08	0.95	1.21	1.33	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.06	1.06	0.97	1.21	1.33	1	0.71	0.7	0.59	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.07	1.08	0.96	1.21	1.33	1	0.9	0.9	0.86	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.4.11. Trave di fondazione a "Piano terra" 17-20

Verifiche geotecniche

Verifiche geotecniche di scorrimento sul piano di posa

Size X	Size Y	Comb.	Sis.	Cnd	Fx	Fy	Fz	IncX	IncY	Phi	Ad	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1278	80	SLU 10	ST	LT	178	-6	-141891	0	0	25	0	0	1.1	60150	178	337.07	Si
1278	80	SLV 2	SIS	LT	-13682	16130	-80806	-10	11	25	0	0	1.1	34255	21151	1.62	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante sul piano di posa

Aste												Size X	Size Y	Comb	Type	Cnd	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
307,306,305,304,303,302,301,300,299,298,297,296,295,294,293,292,291,328,327,326,325,324,323,322,321,320,319,318,317												1278	80	SLU 20	ST	LT	2.3	317702	174405	1.82	Si
307,306,305,304,303,302,301,300,299,298,297,296,295,294,293,292,291,328,327,326,325,324,323,322,321,320,319,318,317												1278	80	SLV 14	SIS	LT	2.3	187675	174825	1.07	Si
307,306,305,304,303,302,301,300,299,298,297,296,295,294,293,292,291,328,327,326,325,324,323,322,321,320,319,318,317												1278	80	SLD 14	SIS	LT	2.3	262823	141163	1.86	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - parametri utilizzati nel calcolo di Rd

Fx	Fy	Fz	Mx	My	Inc.x	Inc.y	Ecc.x	Ecc.y	B'	L'	qd	ys	Fi	Coes	Amax
0	-4	-174405	-3303	-6340133	0	0	-36	0	80	1205	0.1	0.00195	35	0	
0	-16056	-174825	1080876	-9039948	0	-5	-52	6	68	1174	0.1	0.00195	35	0	0.05
0	-4843	-141163	325041	-5949784	0	-2	-42	2	75	1194	0.1	0.00195	35	0	0.02

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

N			S			D			I			B			G			P			E		
Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	Ik	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eg
33	46	48	1.05	1.05	0.97	1.16	1.25	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
33	46	48	1.04	1.04	0.98	1.16	1.25	1	0.83	0.82	0.75	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.98	0.97
33	46	48	1.04	1.05	0.97	1.16	1.25	1	0.93	0.93	0.9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

11.1. Solai

Si prevedono solai con travetti in legno e cappa di calcestruzzo non collaborante. Si riporta nel seguito la verifica per la luce maggiore.

11.1.1. Solaio di copertura

11.1.1.1. Carichi agenti e sollecitazioni

► Geometria e carichi

Lunghezza trave	$l =$	4.9	m
Lunghezza di influenza del solaio	$l_i =$	0.6	m
Classe di servizio	CL	1	
Peso proprio trave	$g_{1, \text{trave}} =$	0.04	kN/m
Peso proprio tavolato	$g_{1, \text{solaio}} =$	0.092	kN/m ²
Carico permanente portato solaio	$g_2 =$	4.69	kN/m ²

Sovraccarico accidentale

Neve (< 1000 m.s.l.m.)

Carichi agenti sulla trave

Carichi permanenti	$g_1 =$	0.09	kN/m
Carichi permanenti non strutturali	$g_2 =$	2.81	kN/m
Sovraccarico accidentale	$q_k =$	0.30	kN/m
Neve (< 1000 m.s.l.m.)	$q_{k,1} =$	1.32	kN/m

► Caratterizzazione delle azioni elementari (§2.5.2 NTC 2018)

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Carichi permanenti G_1	$\gamma_{G1} =$	1.3
Carichi permanenti non strutturali G_2	$\gamma_{G2} =$	1.5
Azioni Variabili Q	$\gamma_Q =$	1.5

Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria / Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
H-I-K	0	0	0
Neve (< 1000 m.s.l.m.)	0.5	0.2	0

Valori dei coefficienti di modificazione k_{mod}

Carico	Classe di durata del carico	k_{mod}
Carichi permanenti	Azione permanente	0.6
Carichi permanenti non strutturali	Azione permanente	0.6
Sovraccarico accidentale	Azione breve durata	0.9
Neve (< 1000 m.s.l.m.)	Azione breve durata	0.9

► Combinazione delle azioni (§2.5.3 NTC 2018)

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione fondamentale SLU 1 (sovraccarico accidentale dominante)	$Q_{Ed,SLU 1} =$	5.8	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 2 (carico neve dominante)	$Q_{Ed,SLU 2} =$	6.3	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 3 (solo carichi permanenti)	$Q_{Ed,SLU 3} =$	0.1	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 4 (carichi permanenti+permanentemente portati)	$Q_{Ed,SLU 4} =$	4.3	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 5 (carichi permanenti+permanentemente portati+neve)	$Q_{Ed,SLU 5} =$	6.3	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 6 (carichi permanenti+permanentemente portati+sovraccarico accidentale)	$Q_{Ed,SLU 6} =$	4.8	kN/m
SLU 1 / $k_{mod,1} =$		6.4	
SLU 2 / $k_{mod,2} =$		7.0	
SLU 3 / $k_{mod,3} =$		0.2	
SLU 4 / $k_{mod,4} =$		7.2	
SLU 5 / $k_{mod,5} =$		7.0	
SLU 6 / $k_{mod,6} =$		5.3	

Combinazione dimensionante:

Combinazione fondamentale SLU 4 (carichi permanenti+permanentemente portati)	$Q_{Ed,SLU} =$	4.3	kNm
--	----------------	-----	-----

Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio

Combinazione rara SLE Rara 1	$Q_{Ed,SLE Rara 1} =$	3.87	kN/m
------------------------------	-----------------------	------	------

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

Combinazione rara SLE Rara 2
Combinazione frequente SLE Frequente 1
Combinazione frequente SLE Frequente 2
Combinazione quasi permanente SLE Q.P.

$Q_{Ed,SLE\ Rara\ 2} = 4.23$ kN/m
 $Q_{Ed,SLE\ Frequente\ 1} = 2.91$ kN/m
 $Q_{Ed,SLE\ Frequente\ 2} = 3.17$ kN/m
 $Q_{Ed,SLE\ Q.P.} = 2.91$ kN/m

► Sollecitazioni agenti**Combinazione**

Combinazione fondamentale dimensionante
Combinazione rara SLE Rara 1
Combinazione rara SLE Rara 2
Combinazione frequente SLE Frequente 1
Combinazione frequente SLE Frequente 2
Combinazione quasi permanente SLE Q.P.

Momento agente M_{Ed} (kNm)	Taglio agente V_{Ed} (kN)
13.03	10.64
11.60	9.47
12.68	10.35
8.72	7.12
9.52	7.77
8.72	7.12

11.1.1.2. Verifiche SLU**► PROPRIETÀ GEOMETRICHE E INERZIALI**

Base della sezione
Altezza della sezione
Luce di calcolo dell'elemento
Schema statico instabilità per carico di punta (direzione y)
Coefficiente lunghezza libera di inflessione direzione y
Schema statico instabilità per carico di punta (direzione z)
Coefficiente lunghezza libera di inflessione direzione z
Schema statico instabilità flessotorsionale
Tipo di carico
Lunghezza efficace espressa in rapporto alla luce
Area della sezione
Momento d'inerzia (asse forte)
Momento d'inerzia (asse debole)
Modulo di resistenza (asse forte)
Modulo di resistenza (asse debole)
Momento di inerzia torsionale (Larsen e Riberholt, 1994)

$b =$	160	mm
$h =$	240	mm
$I =$	4.9	m
	Cerniera-Cerniera	
$k_y =$	1	
	Cerniera-Cerniera	
$k_z =$	1	
	Semplicemente appoggiata	
	Carico uniformemente distribuito	
$l_{ef} / l =$	0.9	
$A =$	38400	mm ²
$J_y =$	1.84E+08	mm ⁴
$J_z =$	8.19E+07	mm ⁴
$W_y =$	1.54E+06	mm ³
$W_z =$	1.02E+06	mm ³
$J_t =$	2.34E+08	mm ⁴

► SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzo normale agente
Momento agente (asse forte)
Momento agente (asse debole)
Taglio agente (asse forte)
Taglio agente (asse debole)
Momento torcente agente

$N_{Ed} =$	0	kN
$M_{Ed,y} =$	13.03	kNm
$M_{Ed,z} =$	0	kNm
$V_{Ed,y} =$	10.64	kN
$V_{Ed,z} =$	0	kN
$M_{t,Ed} =$	0	kNm

► PROPRIETÀ DEI MATERIALI (§2-§3 EN 1995-1-1)**Materiali**

Tipologia legno
Classe di resistenza
Resistenza a flessione
Resistenza a trazione parallela alla fibratura
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura
Resistenza a compressione parallela alla fibratura
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura
Resistenza a taglio
Resistenza a rolling shear
Modulo di elasticità long. medio in direzione parallela alla fibratura
Modulo di elasticità long. caratteristico in direzione parallela alla fibratura
Modulo di elasticità long. medio in direzione perpendicolare alla fibratura
Modulo di elasticità long. caratt. in direzione perpendicolare alla fibratura
Modulo a taglio medio
Modulo a taglio caratteristico
Rolling shear modulus
Modulo a rolling shear caratteristico
Densità caratteristica

**Legno lamellare
GL 24h**

$f_{m,k} =$	24	MPa
$f_{t0,k} =$	19.2	MPa
$f_{t90,k} =$	0.5	MPa
$f_{c0,k} =$	24	MPa
$f_{c90,k} =$	2.5	MPa
$f_{v,k} =$	3.5	MPa
$f_{r,k} =$	1.2	MPa
$E_{0,m} =$	11500	N/mm ²
$E_{0,0.05} =$	9600	N/mm ²
$E_{90,m} =$	300	N/mm ²
$E_{90,0.05} =$	250	N/mm ²
$G_m =$	650	N/mm ²
$G_{0.05} =$	540	N/mm ²
$G_{r,m} =$	65	N/mm ²
$G_{r,0.05} =$	54	N/mm ²
$\rho_k =$	385	kg/m ³

Densità media	$\rho_m =$	420	kg/m ³
Coefficienti parziali di sicurezza (§2.4 EN 1995-1-1)			
Normativa		NTC 2018	
Coefficiente di sicurezza legno lamellare incollato	$\gamma_M =$	1.45	
Coefficiente k_{mod} (Prospetto 3.1 EN 1995-1-1)			
Classe di servizio	CL	1	
Coefficiente di correzione per effetti combinati durata carico e umidità	$k_{mod} =$	0.6	
Valori di progetto delle proprietà dei materiali (§2.4 EN 1995-1-1)			
Resistenza a flessione	$f_{m,d} =$	9.9	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibratura	$f_{t0,d} =$	7.9	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90,d} =$	0.2	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibratura	$f_{c0,d} =$	9.9	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c90,d} =$	1.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,d} =$	1.4	MPa
Resistenza a rolling shear	$f_{r,d} =$	0.5	MPa
Modulo di elasticità long. di progetto in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,d} =$	7931.0	N/mm ²
Modulo di elasticità long. di progetto in direzione perpendicolare alla fibratura	$E_{90,d} =$	206.9	N/mm ²
Modulo a taglio di progetto	$G_d =$	448.3	N/mm ²
Rolling shear modulus	$G_{r,d} =$	44.8	N/mm ²
► STATI LIMITE ULTIMI (§6 EN 1995-1-1)			
Dimensionamento di sezioni trasversali soggette a tensione in una direzione principale (§6.1 EN 1995-1-1)			
Trazione parallela alla fibratura (§6.1.2 EN 1995-1-1)			
Tensione a trazione di progetto parallela alla fibratura	$\sigma_{t0,d} =$	-	MPa
Coefficiente amplificativo della resistenza a trazione	$k_h =$	1.20	
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t0,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{t0,k} / \gamma_M$	$f_{t0,d} =$	9.54	MPa
Verifica $\sigma_{t0,d} / f_{t0,d} < 1$	$\sigma_{t0,d} / f_{t0,d} =$	-	
Compressione parallela alla fibratura (§6.1.4 EN 1995-1-1)			
Tensione a compressione di progetto parallela alla fibratura	$\sigma_{c0,d} =$	0.00	MPa
Verifica $\sigma_{c0,d} / f_{c0,d} < 1$	$\sigma_{c0,d} / f_{c0,d} =$	0.00	✓
Flessione (§6.1.6 EN 1995-1-1)			
Tensione di progetto a flessione intorno all'asse y	$\sigma_{m,y,d} =$	8.48	MPa
Tensione di progetto a flessione intorno all'asse z	$\sigma_{m,z,d} =$	0.00	MPa
Coefficiente amplificativo della resistenza (y)	$k_{h,y} =$	1	
Coefficiente amplificativo della resistenza (z)	$k_{h,z} =$	1	
Resistenza a flessione di progetto (y)	$f_{m,y,d} =$	9.9	MPa
Resistenza a flessione di progetto (z)	$f_{m,z,d} =$	9.9	MPa
Coefficiente ridistribuzione tensioni e non omogeneità materiale	$k_m =$	0.7	
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	0.85	< 1	✓
$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	0.60	< 1	✓
Taglio (§6.1.7 EN 1995-1-1)			
Coefficiente di riduzione per fessurazione	$k_{cr} =$	0.67	
Area efficace dell'elemento $A_{ef} = k_{cr} \cdot b \cdot h$	$A_{ef} =$	25728	mm ²
Tensione massima tangenziale di progetto (y)	$\tau_{d,y} =$	0.62	MPa
Tensione massima tangenziale di progetto (z)	$\tau_{d,z} =$	0.00	MPa
Tensione tangenziale massima agente $\tau_d = (\tau_{d,y}^2 + \tau_{d,z}^2)^{0.5}$	$\tau_d =$	0.62	MPa
Verifica $\tau_d / f_{v,d} < 1$	$\tau_d / f_{v,d} =$	0.43	✓
Torsione (§6.1.8 EN 1995-1-1)			
Tensione torsionale di progetto $\tau_{tor,d} = b \cdot M_{t,Ed} / J_t$	$\tau_{tor,d} =$	0.00	MPa
Coefficiente di forma della sezione	$k_{sh} =$	1.23	
Verifica $\tau_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d}) < 1$	$\tau_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d}) =$	0.00	✓
Taglio e torsione (§7.6.1.1.11 CNR-DT 206 R1/2018)			
Verifica combinata taglio - torsione: $\tau_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d}) + (\tau_d / f_{v,d})^2 =$	-		
Progettazione di sezioni trasversali soggette a tensioni combinate (§6.2 EN 1995-1-1)			
Flessione e trazione assiale combinate (tensoflessione) (§6.2.3 EN 1995-1-1)			
$\sigma_{t0,d} / f_{t0,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	-		

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

$$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

Flessione e compressione assiale combinate (pressoflessione) (§6.2.4 EN 1995-1-1)

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

$$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

Stabilità degli elementi portanti (§6.3 EN 1995-1-1)

Colonne soggette a compressione o a pressoflessione (§6.3.2 EN 1995-1-1)

Raggio giratore d'inerzia $i_y = (J_y / A)^{0.5}$ (y)

$i_y =$ - mm

Raggio giratore d'inerzia $i_z = (J_z / A)^{0.5}$ (z)

$i_z =$ - mm

Lunghezza libera di inflessione attorno all'asse y

$l_{0,y} =$ - mm

Lunghezza libera di inflessione attorno all'asse z

$l_{0,z} =$ - mm

Snellezza rispetto all'inflessione attorno all'asse y $\lambda_y = l_{0,y} / i_y$

$\lambda_y =$ -

Snellezza rispetto all'inflessione attorno all'asse z $\lambda_z = l_{0,z} / i_z$

$\lambda_z =$ -

Rapporto di snellezza relativa $\lambda_{rel,y} = \lambda_y / \pi \cdot (f_{c,0,k} / E_{0,05})^{0.5}$ (y)

$\lambda_{rel,y} =$ - > 0.3

Rapporto di snellezza relativa $\lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \cdot (f_{c,0,k} / E_{0,05})^{0.5}$ (z)

$\lambda_{rel,z} =$ - > 0.3

Coefficiente per elementi rientranti nei limiti di rettilineità

$\beta_c =$ -

$k_y = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2)$

$k_y =$ -

$k_z = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2)$

$k_z =$ -

Coefficiente di tensione critica (y)

$k_{c,y} =$ -

Coefficiente di tensione critica (z)

$k_{c,z} =$ -

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

Travi soggette a flessione o a pressoflessione (§6.3.3 EN 1995-1-1)

Lunghezza efficace della trave

$l_{ef} =$ 4410 mm

Momento critico per instabilità flessio-torsionale attorno all'asse forte y

$M_{y,crit} =$ 224.6 kNm

Tensione critica per instabilità flessotorsionale $\sigma_{m,crit} = M_{y,crit} / W_y$

$\sigma_{m,crit} =$ 146.22 MPa

Snellezza relativa per flessione

$\lambda_{rel,m} =$ 0.41

Coefficiente di riduzione resistenza a flessione per instabilità flessotorsionale

$k_{crit} =$ 1

Verifica (flessione semplice) $\sigma_{m,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$

0.85 < 1 ✓

Verifica a flessione composta o tensoflessione

$$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

$$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

Elementi presso-inflessi (Instabilità composta di trave e di colonna) (§7.6.1.2.3 CNR-DT 206 R1/2018)

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

$$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$$

-

11.1.1.3. Verifiche SLE

► Verifica agli Stati Limite di Esercizio

Verifica di deformabilità

Lunghezza trave

$l =$ 4900 mm

Classe di servizio

CL 1

Modulo di elasticità long. medio in direzione parallela alla fibratura

$E_{0,m} =$ 11500 N/mm²

Modulo a taglio medio

$G_m =$ 650 N/mm²

Area della sezione

$A =$ 38400 mm²

Momento d'inerzia (asse forte)

$J_y =$ 1.84E+08 mm⁴

Carichi agenti in combinazione caratteristica

$Q_{Ed,SLE CC} =$ 4.23 kN/m

Carichi agenti in combinazione quasi permanente

$Q_{Ed,SLE Q.P.} =$ 2.91 kN/m

Freccia istantanea in combinazione caratteristica

$u_{CC,ist} =$ 15.58 mm

Freccia istantanea in combinazione quasi permanente

$u_{QP,ist} =$ 10.71 mm

Coefficiente di viscosità

$k_{def} =$ 0.6

Verifica della freccia istantanea in combinazione di caratteristica

Freccia istantanea in combinazione caratteristica

$u_{CC,ist} =$ 15.58 mm

Verifica limitazione freccia

$L/200 =$ 24.5 mm

Verifica: ✓

Verifica della freccia differita in combinazione quasi permanente

Freccia differita in combinazione quasi permanente

$u_{ist,QP} =$ 19.49 mm

Verifica limitazione freccia

L/250 = 19.60 mm
Verifica: ✓

11.1.2. Solaio piano terra

11.1.2.1. Carichi agenti e sollecitazioni

► Geometria e carichi

Lunghezza trave
Lunghezza di influenza del solaio
Classe di servizio
Peso proprio trave
Peso proprio tavolato
Carico permanente portato solaio

$l = 5$ m
 $l_i = 0.6$ m
CL **1**
 $g_{1, \text{trave}} = 0.16$ kN/m
 $g_{1, \text{solaio}} = 0.092$ kN/m²
 $g_2 = 3.78$ kN/m²
Categoria **A**

Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali

Sovraccarico accidentale

Neve (< 1000 m.s.l.m.)

$q_k = 2$ kN/m²
 $q_{k,1} = 0$ kN/m²

Carichi agenti sulla trave

Carichi permanenti
Carichi permanenti non strutturali
Sovraccarico accidentale
Neve (< 1000 m.s.l.m.)

$g_1 = 0.22$ kN/m
 $g_2 = 2.27$ kN/m
 $q_k = 1.20$ kN/m
 $q_{k,1} = 0.00$ kN/m

► Caratterizzazione delle azioni elementari (§2.5.2 NTC 2018)

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Carichi permanenti G_1
Carichi permanenti non strutturali G_2
Azioni Variabili Q

$\gamma_{G1} = 1.3$
 $\gamma_{G2} = 1.5$
 $\gamma_Q = 1.5$

Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria / Azione variabile
A
Neve (< 1000 m.s.l.m.)

$\psi_0 = 0.7$ $\psi_1 = 0.5$ $\psi_2 = 0.3$
 0.5 0.2 0

Valori dei coefficienti di modificazione k_{mod}

Carico

Carichi permanenti
Carichi permanenti non strutturali
Sovraccarico accidentale
Neve (< 1000 m.s.l.m.)

Classe di durata del carico	k_{mod}
Azione permanente	0.6
Azione permanente	0.6
Azione breve durata	0.9
Azione breve durata	0.9

► Combinazione delle azioni (§2.5.3 NTC 2018)

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione fondamentale SLU 1 (sovraccarico accidentale dominante)
Combinazione fondamentale SLU 2 (carico neve dominante)
Combinazione fondamentale SLU 3 (solo carichi permanenti)
Combinazione fondamentale SLU 4 (carichi permanenti+permanentemente portati)
Combinazione fondamentale SLU 5 (carichi permanenti+permanentemente portati+neve)
Combinazione fondamentale SLU 6 (carichi permanenti+permanentemente portati+sovraccarico accidentale)
SLU 1 / $k_{mod,1} =$
SLU 2 / $k_{mod,2} =$
SLU 3 / $k_{mod,3} =$
SLU 4 / $k_{mod,4} =$

$q_{Ed,SLU 1} = 5.3$ kN/m
 $q_{Ed,SLU 2} = 4.8$ kN/m
 $q_{Ed,SLU 3} = 0.1$ kN/m
 $q_{Ed,SLU 4} = 3.5$ kN/m
 $q_{Ed,SLU 5} = 3.5$ kN/m
 $q_{Ed,SLU 6} = 5.3$ kN/m
5.9
5.3
0.2
5.9

SLU 5 / $k_{mod,5}$ =	3.9	
SLU 6 / $k_{mod,6}$ =	5.9	
<i>Combinazione dimensionante:</i>		
Combinazione fondamentale SLU 1 (sovraccarico accidentale dominante)	$q_{Ed,SLU}$ =	5.3 kNm
Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio		
Combinazione rara SLE Rara 1	$q_{Ed,SLE\ Rara\ 1}$ =	3.56 kN/m
Combinazione rara SLE Rara 2	$q_{Ed,SLE\ Rara\ 2}$ =	3.20 kN/m
Combinazione frequente SLE Frequente 1	$q_{Ed,SLE\ Frequente\ 1}$ =	2.96 kN/m
Combinazione frequente SLE Frequente 2	$q_{Ed,SLE\ Frequente\ 2}$ =	2.72 kN/m
Combinazione quasi permanente SLE Q.P.	$q_{Ed,SLE\ Q.P.}$ =	2.72 kN/m

► Sollecitazioni agenti

Combinazione	Momento agente M_{Ed} (kNm)	Taglio agente V_{Ed} (kN)
Combinazione fondamentale dimensionante	16.64	13.31
Combinazione rara SLE Rara 1	11.13	8.90
Combinazione rara SLE Rara 2	10.01	8.00
Combinazione frequente SLE Frequente 1	9.26	7.40
Combinazione frequente SLE Frequente 2	8.51	6.80
Combinazione quasi permanente SLE Q.P.	8.51	6.80

11.1.2.2. Verifiche SLU

► PROPRIETÀ GEOMETRICHE E INERZIALI

Base della sezione	b =	160	mm
Altezza della sezione	h =	240	mm
Luce di calcolo dell'elemento	l =	5	m
Schema statico instabilità per carico di punta (direzione y)	Cerniera-Cerniera		
Coefficiente lunghezza libera di inflessione direzione y	k_y =	1	
Schema statico instabilità per carico di punta (direzione z)	Cerniera-Cerniera		
Coefficiente lunghezza libera di inflessione direzione z	k_z =	1	
Schema statico instabilità flessotorsionale	Semplicemente appoggiata		
Tipo di carico	Carico uniformemente distribuito		
Lunghezza efficace espressa in rapporto alla luce	l_{ef} / l =	0.9	
Area della sezione	A =	38400	mm ²
Momento d'inerzia (asse forte)	J_y =	1.84E+08	mm ⁴
Momento d'inerzia (asse debole)	J_z =	8.19E+07	mm ⁴
Modulo di resistenza (asse forte)	W_y =	1.54E+06	mm ³
Modulo di resistenza (asse debole)	W_z =	1.02E+06	mm ³
Momento di inerzia torsionale (Larsen e Riberholt, 1994)	J_t =	2.34E+08	mm ⁴

► SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzo normale agente	N_{Ed} =	0	kN
Momento agente (asse forte)	$M_{Ed,y}$ =	16.64	kNm
Momento agente (asse debole)	$M_{Ed,z}$ =	0	kNm
Taglio agente (asse forte)	$V_{Ed,y}$ =	13.31	kN
Taglio agente (asse debole)	$V_{Ed,z}$ =	0	kN
Momento torcente agente	$M_{t,Ed}$ =	0	kNm

► PROPRIETÀ DEI MATERIALI (§2-§3 EN 1995-1-1)

Materiali

Tipologia legno	Legno lamellare		
Classe di resistenza	GL 24h		
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$ =	24	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibratura	$f_{t0,k}$ =	19.2	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90,k}$ =	0.5	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibratura	$f_{c0,k}$ =	24	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c90,k}$ =	2.5	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$ =	3.5	MPa
Resistenza a rolling shear	$f_{r,k}$ =	1.2	MPa
Modulo di elasticità long. medio in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,m}$ =	11500	N/mm ²
Modulo di elasticità long. caratteristico in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,0.05}$ =	9600	N/mm ²
Modulo di elasticità long. medio in direzione perpendicolare alla fibratura	$E_{90,m}$ =	300	N/mm ²

Modulo di elasticità long. caratt. in direzione perpendicolare alla fibratura	$E_{90,0.05} =$	250	N/mm ²
Modulo a taglio medio	$G_m =$	650	N/mm ²
Modulo a taglio caratteristico	$G_{0.05} =$	540	N/mm ²
Rolling shear modulus	$G_{r,m} =$	65	N/mm ²
Modulo a rolling shear caratteristico	$G_{r,0.05} =$	54	N/mm ²
Densità caratteristica	$\rho_k =$	385	kg/m ³
Densità media	$\rho_m =$	420	kg/m ³

Coefficienti parziali di sicurezza (§2.4 EN 1995-1-1)

Normativa		NTC 2018
Coefficiente di sicurezza legno lamellare incollato	$\gamma_M =$	1.45

Coefficiente k_{mod} (Prospetto 3.1 EN 1995-1-1)

Classe di servizio	CL	1
Coefficiente di correzione per effetti combinati durata carico e umidità	$k_{mod} =$	0.9

Valori di progetto delle proprietà dei materiali (§2.4 EN 1995-1-1)

Resistenza a flessione	$f_{m,d} =$	14.9	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibratura	$f_{t0,d} =$	11.9	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90,d} =$	0.3	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibratura	$f_{c0,d} =$	14.9	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c90,d} =$	1.6	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,d} =$	2.2	MPa
Resistenza a rolling shear	$f_{r,d} =$	0.7	MPa
Modulo di elasticità long. di progetto in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,d} =$	7931.0	N/mm ²
Modulo di elasticità long. di progetto in direzione perpendicolare alla fibratura	$E_{90,d} =$	206.9	N/mm ²
Modulo a taglio di progetto	$G_d =$	448.3	N/mm ²
Rolling shear modulus	$G_{r,d} =$	44.8	N/mm ²

► STATI LIMITE ULTIMI (§6 EN 1995-1-1)

Dimensionamento di sezioni trasversali soggette a tensione in una direzione principale (§6.1 EN 1995-1-1)

Trazione parallela alla fibratura (§6.1.2 EN 1995-1-1)

Tensione a trazione di progetto parallela alla fibratura	$\sigma_{t0,d} =$	-	MPa
Coefficiente amplificativo della resistenza a trazione	$k_h =$	1.20	
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t0,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{t0,k} / \gamma_M$	$f_{t0,d} =$	14.31	MPa
Verifica $\sigma_{t0,d} / f_{t0,d} < 1$	$\sigma_{t0,d} / f_{t0,d} =$	-	

Compressione parallela alla fibratura (§6.1.4 EN 1995-1-1)

Tensione a compressione di progetto parallela alla fibratura	$\sigma_{c0,d} =$	0.00	MPa
Verifica $\sigma_{c0,d} / f_{c0,d} < 1$	$\sigma_{c0,d} / f_{c0,d} =$	0.00	✓

Flessione (§6.1.6 EN 1995-1-1)

Tensione di progetto a flessione intorno all'asse y	$\sigma_{m,y,d} =$	10.83	MPa
Tensione di progetto a flessione intorno all'asse z	$\sigma_{m,z,d} =$	0.00	MPa
Coefficiente amplificativo della resistenza (y)	$k_{h,y} =$	1	
Coefficiente amplificativo della resistenza (z)	$k_{h,z} =$	1	
Resistenza a flessione di progetto (y)	$f_{m,y,d} =$	14.9	MPa
Resistenza a flessione di progetto (z)	$f_{m,z,d} =$	14.9	MPa
Coefficiente ridistribuzione tensioni e non omogeneità materiale	$k_m =$	0.7	
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	0.73	< 1	✓
$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	0.51	< 1	✓

Taglio (§6.1.7 EN 1995-1-1)

Coefficiente di riduzione per fessurazione	$k_{cr} =$	0.67	
Area efficace dell'elemento $A_{ef} = k_{cr} \cdot b \cdot h$	$A_{ef} =$	25728	mm ²
Tensione massima tangenziale di progetto (y)	$\tau_{d,y} =$	0.78	MPa
Tensione massima tangenziale di progetto (z)	$\tau_{d,z} =$	0.00	MPa
Tensione tangenziale massima agente $\tau_d = (\tau_{d,y}^2 + \tau_{d,z}^2)^{0.5}$	$\tau_d =$	0.78	MPa
Verifica $\tau_d / f_{v,d} < 1$	$\tau_d / f_{v,d} =$	0.36	✓

Torsione (§6.1.8 EN 1995-1-1)

Tensione torsionale di progetto $\tau_{tor,d} = b \cdot M_{t,Ed} / J_t$	$\tau_{tor,d} =$	0.00	MPa
Coefficiente di forma della sezione	$k_{sh} =$	1.23	
Verifica $\tau_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d}) < 1$	$\tau_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d}) =$	0.00	✓

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

Taglio e torsione (§7.6.1.1.11 CNR-DT 206 R1/2018)

Verifica combinata taglio - torsione: $T_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d}) + (T_d / f_{v,d})^2 =$ -

Progettazione di sezioni trasversali soggette a tensioni combinate (§6.2 EN 1995-1-1)

Flessione e trazione assiale combinate (tensoflessione) (§6.2.3 EN 1995-1-1)

$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$ -

$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$ -

Flessione e compressione assiale combinate (pressoflessione) (§6.2.4 EN 1995-1-1)

$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$ -

$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$ -

Stabilità degli elementi portanti (§6.3 EN 1995-1-1)

Colonne soggette a compressione o a pressoflessione (§6.3.2 EN 1995-1-1)

Raggio giratore d'inerzia $i_y = (J_y / A)^{0.5}$ (y)

Raggio giratore d'inerzia $i_z = (J_z / A)^{0.5}$ (z)

Lunghezza libera di inflessione attorno all'asse y

Lunghezza libera di inflessione attorno all'asse z

Snellezza rispetto all'inflessione attorno all'asse y $\lambda_y = l_{0,y} / i_y$

Snellezza rispetto all'inflessione attorno all'asse z $\lambda_z = l_{0,z} / i_z$

Rapporto di snellezza relativa $\lambda_{rel,y} = \lambda_y / \pi \cdot (f_{c,0,k} / E_{0,05})^{0.5}$ (y)

Rapporto di snellezza relativa $\lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \cdot (f_{c,0,k} / E_{0,05})^{0.5}$ (z)

$i_y =$	-	mm
$i_z =$	-	mm
$l_{0,y} =$	-	mm
$l_{0,z} =$	-	mm
$\lambda_y =$	-	
$\lambda_z =$	-	
$\lambda_{rel,y} =$	-	> 0.3
$\lambda_{rel,z} =$	-	> 0.3

Coefficiente per elementi rientranti nei limiti di rettilinearità

$k_y = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2)$

$k_z = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.3) + \lambda_{rel,z}^2)$

Coefficiente di tensione critica (y)

Coefficiente di tensione critica (z)

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\beta_c =$	-
$k_y =$	-
$k_z =$	-
$k_{c,y} =$	-
$k_{c,z} =$	-
-	-
-	-

Travi soggette a flessione o a pressoflessione (§6.3.3 EN 1995-1-1)

Lunghezza efficace della trave

Momento critico per instabilità flessio-torsionale attorno all'asse forte y

Tensione critica per instabilità flessio-torsionale $\sigma_{m,crit} = M_{y,crit} / W_y$

Snellezza relativa per flessione

Coefficiente di riduzione resistenza a flessione per instabilità flessio-torsionale

Verifica (flessione semplice) $\sigma_{m,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$

Verifica a flessione composta o tensoflessione

$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

Elementi presso-inflessi (Instabilità composta di trave e di colonna) (§7.6.1.2.3 CNR-DT 206 R1/2018)

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$l_{ef} =$	4500	mm
$M_{y,crit} =$	220.1	kNm
$\sigma_{m,crit} =$	143.30	MPa
$\lambda_{rel,m} =$	0.41	
$k_{crit} =$	1	
0.73	< 1	✓

11.1.2.3. Verifiche SLE

► Verifica agli Stati Limite di Esercizio

Verifica di deformabilità

Lunghezza trave

Classe di servizio

Modulo di elasticità long. medio in direzione parallela alla fibratura

Modulo a taglio medio

Area della sezione

Momento d'inerzia (asse forte)

Carichi agenti in combinazione caratteristica

Carichi agenti in combinazione quasi permanente

Coefficiente di viscosità

$l =$	5000	mm
CL	1	
$E_{0,m} =$	11500	N/mm ²
$G_m =$	650	N/mm ²
$A =$	38400	mm ²
$J_y =$	1.84E+08	mm ⁴
$q_{Ed,SLE\ CC} =$	3.56	kN/m
$q_{Ed,SLE\ Q.P.} =$	2.72	kN/m
$k_{def} =$	0.6	

Verifica della freccia istantanea in combinazione di caratteristica

Freccia istantanea in combinazione caratteristica

Verifica limitazione freccia

$u_{CC,ist} =$	14.21	mm
$L/200 =$	25	mm

Verifica: ✓

Verifica della freccia differita in combinazione quasi permanente

Freccia differita in combinazione quasi permanente

Verifica limitazione freccia

$U_{ist,QP} = 19.72$ mm
 $L/250 = 20.00$ mm
Verifica: ✓

11.1.3. Verifica appoggio

La verifica dell'appoggio viene condotta controllando lo schiacciamento localizzato sulla muratura e la compressione perpendicolare alla fibra sulla trave in legno.

Verifica a compressione perpendicolare alla fibra nella zona di appoggio

Compressione perpendicolare alla fibratura (§6.1.5 EN 1995-1-1)

Lunghezza zona di appoggio

Lunghezza di contatto efficace $l_{ef} = l_o + 30$ mm

Area di contatto efficace

Carico di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura

Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura

Coefficiente di incremento delle resistenze (appoggi discreti)

Tensione a compressione nell'area di contatto efficace perpendicolare alla fibratura

Verifica $\sigma_{c90,d} / k_{c,90} f_{c,90,d} < 1$

$l_o = 150$ mm
 $l_{ef} = 180$ mm
 $A_{ef} = 28800$ mm²
 $F_{c,90,d} = 12.5$ kN
 $f_{c,90,d} = 1.55$ MPa
 $k_{c,90} = 1.75$
 $\sigma_{c90,d} = 0.43$ MPa
 $\sigma_{c90,d} / k_{c,90} f_{c,90,d} = 0.16$ ✓

VERIFICA A CARICO CONCENTRATO MURATURA		
CARATTERISTICHE MURATURA		
f_m [N/cm ²]	150.00	Resistenza media a compressione
g_m	3.00	Coefficiente di sicurezza parziale
F.C.	1.20	Fattore di confidenza
f_d [N/cm ²]	41.67	Resistenza a compressione di calcolo
CARATTERISTICHE APPOGGIO		
a [cm]	16.00	Larghezza di appoggio carico
b [cm]	15.00	profondità appoggio carico
A_b [cm ²]	240.00	impronta del carico sul muro
H [cm]	350.00	altezza dell'appoggio dal piede del muro
a_1 [cm]	1000.00	distanza minima del bordo dell'impronta di carico alla fine parete
CARATTERISTICHE MURO		
t [cm]	30.00	spessore del muro
l_{ef} [cm]	218.07	lunghezza effettiva della parete portante a metà altezza
A_{eff} [cm ²]	528.00	area efficace
b_{max} [cm]	1.50	massimo valore di beta utilizzabile
b [cm]	1.50	coefficiente amplificativo di diffusione
VERIFICA		
N_{Rdc} [kN]	15.00	Resistenza a compressione per carichi concentrati
N_{Edc} [kN]	12.50	Carico di progetto applicato
Verifica soddisfatta		

11.1.4. Verifica inghisaggi del solaio sulle murature

Si riporta nel seguito la verifica degli inghisaggi della cappa del solaio sulle murature.

I massimi tagli sismici a livello di piano sono:

Livello	Cont.	Totale
Nome	N.br.	F [kN]

Livello	Cont.	Totale
Nome	N.br.	F [kN]

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

		X	Y
Piano terra	SLV X	3052.41	268.84
Piano terra	SLV Y	40.04	3411.87
Piano terra	SLV 1	-3064.42	-1292.4
Piano terra	SLV 2	-3064.42	-1292.4
Piano terra	SLV 3	-3040.4	754.72
Piano terra	SLV 4	-3040.4	754.72
Piano terra	SLV 5	-955.76	-3492.52
Piano terra	SLV 6	-955.76	-3492.52
Piano terra	SLV 7	-875.68	3331.21
Piano terra	SLV 8	-875.68	3331.21
Piano terra	SLV 9	875.68	-3331.21
Piano terra	SLV 10	875.68	-3331.21
Piano terra	SLV 11	955.76	3492.52
Piano terra	SLV 12	955.76	3492.52
Piano terra	SLV 13	3040.4	-754.72
Piano terra	SLV 14	3040.4	-754.72
Piano terra	SLV 15	3064.42	1292.4
Piano terra	SLV 16	3064.42	1292.4

Valori massimi **3064.42** **3492.52**

		X	Y
Piano 1	SLV X	2305.72	315.67
Piano 1	SLV Y	28.48	2276.67
Piano 1	SLV 1	-2314.26	-998.67
Piano 1	SLV 2	-2314.26	-998.67
Piano 1	SLV 3	-2297.17	367.33
Piano 1	SLV 4	-2297.17	367.33
Piano 1	SLV 5	-720.2	-2371.37
Piano 1	SLV 6	-720.2	-2371.37
Piano 1	SLV 7	-663.23	2181.97
Piano 1	SLV 8	-663.23	2181.97
Piano 1	SLV 9	663.23	-2181.97
Piano 1	SLV 10	663.23	-2181.97
Piano 1	SLV 11	720.2	2371.37
Piano 1	SLV 12	720.2	2371.37
Piano 1	SLV 13	2297.17	-367.33
Piano 1	SLV 14	2297.17	-367.33
Piano 1	SLV 15	2314.26	998.67
Piano 1	SLV 16	2314.26	998.67

Valori massimi **2314.26** **2371.37**

A favore di sicurezza il calcolo viene eseguito per i soli valori di taglio sismico a livello del primo orizzontamento, essendo maggiori rispetto a quelli del piano di copertura.

	E [kN]
Forza sismica direzione X	3064.4
Forza sismica direzione Y	3492.5

La lunghezza delle pareti nelle due direzioni è pari a:

	L [m]
Lunghezza totale pareti direzione X	74.4
Lunghezza totale pareti direzione Y	71

Lo sforzo di taglio agente al metro lineare è pari a:

	V _{Ed} [kN/m]
Sforzo di taglio al metro lineare direzione X	41.2
Sforzo di taglio al metro lineare direzione Y	49.2

Essendo presenti barre $\varnothing 14/60$ cm, le verifiche risultano soddisfatte:

VERIFICA A TAGLIO BARRA CIRCOLARE**Materiali**

Tensione di snervamento acciaio B450C	f _{yk} =	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	γ _M =	1.15	

Armatura

Diametro barre	φ =	14	mm
Numero di barre infisse	n° =	1.67	
Area singola barra	A ₁ =	153.9	mm ²
Area totale barre d'armatura	A =	256.5	mm ²

Azioni agenti

Forza orizzontale agente (x)	H _x =	49.20	kN
Forza orizzontale agente (y)	H _y =	0	kN
Taglio agente V _{Ed} = (H _x ² + H _y ²) ^{0.5}	V _{Ed} =	49.2	kN

Verifica a tranciamento armatura longitudinale

Area resistente a taglio singola barra $A_{v,1} = \pi \cdot \phi^2 / 4$

Area resistente a taglio totale $A_v = A_{v,1} \cdot n^\circ$

Resistenza a tranciamento armature baggiolo $V_{Rd} = A_v \cdot f_{yd} / (3^{0.5})$

Verifica di resistenza

$A_{v,1} =$	153.9	mm ²
$A_v =$	256.5	mm ²
$V_{Rd} =$	57.9	kN
$V_{Ed} / V_{Rd} =$	0.8	✓

11.2. Portale acciaio piano terra

Si riporta nel seguito la verifica del portale in acciaio al piano terra a sostegno della muratura soprastante. Montanti e traversi sono costituiti da profili HEA 180 e HEA 220, acciaio S355, rispettivamente. Il portale ha sola funzione di sostegno dei carichi verticali provenienti dalla muratura al piano superiore e pertanto non è da considerarsi elemento resistente alle azioni orizzontali.

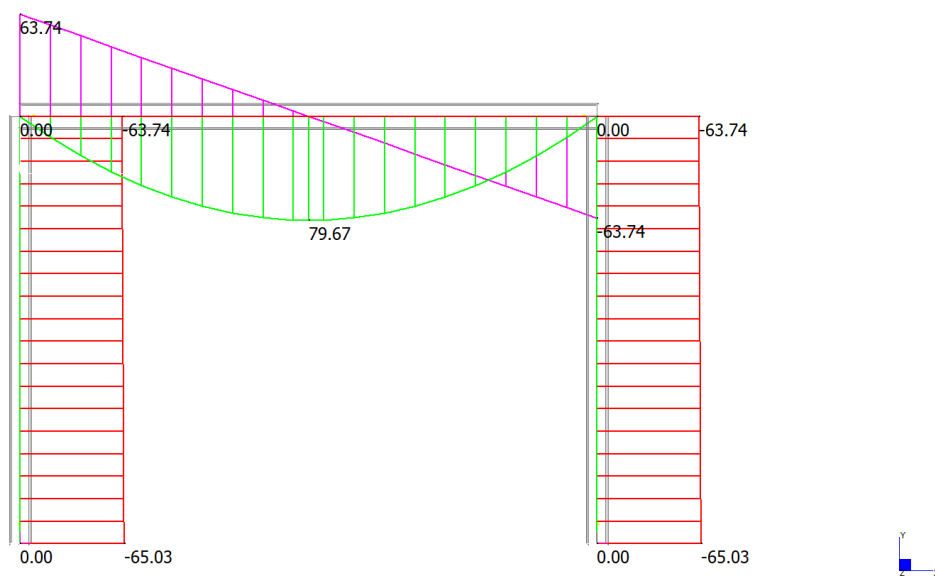
11.2.1. Analisi dei carichi e sollecitazioni agenti

I carichi agenti sono quelli provenienti dalla muratura posta al piano superiore, oltre al peso proprio:

$$g_2 = \gamma \cdot sp. \cdot h = 25 \text{ kN/m}$$

Si riportano nel seguito le sollecitazioni agenti (involuppo SLU):

	MIN	MAX
SF2(kN)	-63.74	63.74
	[Bm:3]	[Bm:3]
BM2(kN.m)	0.00	79.67
	[Bm:3]	[Bm:3]
AxForce(kN)	-65.03	0.00
	[Bm:2]	[Bm:3]



11.2.2. Verifiche elevazioni

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

- Trave

ELEMENTO E SEZIONE	CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE IN ACCIAIO (§5.6 EN 1993-1-1)									
HE 220 A	Profilo inflesso secondo M+ (asse forte)	Profilo inflesso secondo M- (asse forte)	Profilo inflesso secondo M+ (asse debole)	Profilo inflesso secondo M- (asse debole)	Profilo compresso	Profilo presoinflesso M+ (asse forte)	Profilo presoinflesso M- (asse forte)	Profilo presoinflesso M+ (asse debole) Profilo	presoinflesso M- (asse debole)	Classificazione globale della sezione
Beam 3: 0.00 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 3: 1.25 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 3: 2.50 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 3: 3.75 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 3: 5.00 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2

ELEMENTO E SEZIONE	RESISTENZA DELLE MEMBRATURE (§6.2 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)													TABILITÀ DELLE MEMBRATURE (§6.3 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)				
HE 220 A	Resistenza ad azioni assiali		Resistenza a flessione (§6.2.5 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)		Resistenza a torsione (§6.2.7 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)		Resistenza a taglio (§6.2.6 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)		Flessione e taglio (§6.2.8 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)		Flessione e forza assiale (§6.2.9 EN 1993-1-1:2005+A1:2014) - Flessione, taglio e forza assiale (§6.2.10 EN 1993-1-1:2005)		Stabilità delle membrature compresse (§6.3.1 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)	Stabilità delle membrature inflesse (§6.3.2 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)	Flessione e forza assiale (§6.3.3 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)	Coefficiente di sicurezza minimo		
	N_{Ed} / N_{Rd}	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	$M_{Ed,y} / M_{c,Rd,y}$	$M_{Ed,z} / M_{c,Rd,z}$	T_{Ed} / T_{Rd}	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	η_3	$M_{Ed} / M_{V,Rd}$	$M_{Ed} / M_{V,Rd}$	$M_{Ed} / M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed} / M_{N,z,Rd}$	$\sigma_{x,Ed,max} / f_{yd}$	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	$M_{Ed} / M_{b,Rd}$	(6.61)	(6.62)	C.S.-min
Beam 3: 0.00 m	-	-	0.00	0.00	-	0.21	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.00	-	-	0.21
Beam 3: 1.25 m	-	-	0.40	0.00	-	0.10	0.00	-	-	-	0.40	0.00	0.16	-	0.52	-	-	0.52
Beam 3: 2.50 m	-	-	0.54	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.54	0.00	0.29	-	0.70	-	-	0.70
Beam 3: 3.75 m	-	-	0.40	0.00	-	0.10	0.00	-	-	-	0.40	0.00	0.16	-	0.52	-	-	0.52
Beam 3: 5.00 m	-	-	0.00	0.00	-	0.21	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.00	-	-	0.21

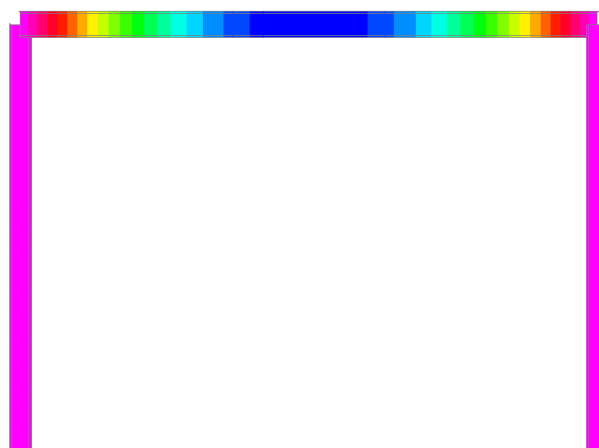
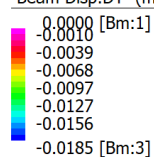
- Colonne

ELEMENTO E SEZIONE	CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE IN ACCIAIO (§5.6 EN 1993-1-1)									
HE 180 A	Profilo inflesso secondo M+ (asse forte)	Profilo inflesso secondo M- (asse forte)	Profilo inflesso secondo M+ (asse debole)	Profilo inflesso secondo M- (asse debole)	Profilo compresso	Profilo presoinflesso M+ (asse forte)	Profilo presoinflesso M- (asse forte)	Profilo presoinflesso M+ (asse debole) Profilo	presoinflesso M- (asse debole)	Classificazione globale della sezione
Beam 1: 0.00 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 1: 0.93 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 1: 1.85 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 1: 2.78 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 1: 3.70 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 2: 0.00 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 2: 0.93 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 2: 1.85 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 2: 2.78 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2
Beam 2: 3.70 m	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2	Classe 2

ELEMENTO E SEZIONE		RESISTENZA DELLE MEMBRATURE (§6.2 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)												TABILITÀ DELLE MEMBRATURE (§6.3 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)						
HE 180 A	Resistenza ad azioni assiali	Resistenza a flessione (§6.2.5 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)		Resistenza a torsione (§6.2.7 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)	Resistenza a taglio (§6.2.6 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)			Flessione e taglio (§6.2.8 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)		Flessione e forza assiale (§6.2.9 EN 1993-1-1:2005+A1:2014) - Flessione, taglio e forza assiale (§6.2.10 EN 1993-1-1:2005)				Stabilità delle membrane compresse (§6.3.1 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)	Stabilità delle membrane inflesse (§6.3.2 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)	Flessione e forza assiale (§6.3.3 EN 1993-1-1:2005+A1:2014)	Coefficiente di sicurezza minimo			
		N_{Ed} / N_{Rd}	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	$M_{Ed,y} / M_{c,Rd,y}$	$M_{Ed,z} / M_{c,Rd,z}$	T_{Ed} / T_{Rd}	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	$V_{Ed} / V_{s,Rd}$	η_3	$M_{Ed} / M_{V,Rd}$	$M_{Ed} / M_{V,Rd}$	$M_{Ed} / M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed} / M_{N,z,Rd}$	(6.41)	$\sigma_{x,Ed,max} / f_{yEd}$	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	$M_{Ed} / M_{b,Rd}$	(6.61)	(6.62)	c.s._min
		N_{Ed} / N_{Rd}	$N_{Ed} / N_{c,Rd}$	$M_{Ed,y} / M_{c,Rd,y}$	$M_{Ed,z} / M_{c,Rd,z}$	T_{Ed} / T_{Rd}	$V_{Ed} / V_{c,Rd}$	$V_{Ed} / V_{s,Rd}$	η_3	$M_{Ed} / M_{V,Rd}$	$M_{Ed} / M_{V,Rd}$	$M_{Ed} / M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed} / M_{N,z,Rd}$	(6.41)	$\sigma_{x,Ed,max} / f_{yEd}$	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$	$M_{Ed} / M_{b,Rd}$	(6.61)	(6.62)	c.s._min
Beam 1: 0.00 m	-	0.06	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	
Beam 1: 0.93 m	-	0.05	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	
Beam 1: 1.85 m	-	0.05	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	
Beam 1: 2.78 m	-	0.05	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	
Beam 1: 3.70 m	-	0.05	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	
Beam 2: 0.00 m	-	0.06	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	
Beam 2: 0.93 m	-	0.05	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	
Beam 2: 1.85 m	-	0.05	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	
Beam 2: 2.78 m	-	0.05	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	
Beam 2: 3.70 m	-	0.05	0.00	0.00	-	0.00	0.00	-	-	-	0.00	0.00	0.00	-	0.12	-	-	-	0.12	

La massima freccia è pari a:

Beam Disp: DY (m)



Le verifiche a SLE sono soddisfatte:

$$f_{max} = L/250 = 2 \text{ cm} > f = 1.85 \text{ cm}$$

11.2.2.1. Verifica nodi

11.2.2.2. Nodo trave - colonna

Si riporta nel seguito la verifica dei nodi di collegamento tra montanti e traversi, realizzato con bulloni M12 cl. 8.8.

Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β - Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
C	1 - CON1(HEA220)	0.0	0.0	0.0	0	0	0
B	2 - CON1(HEA180)	0.0	-90.0	0.0	0	0	90

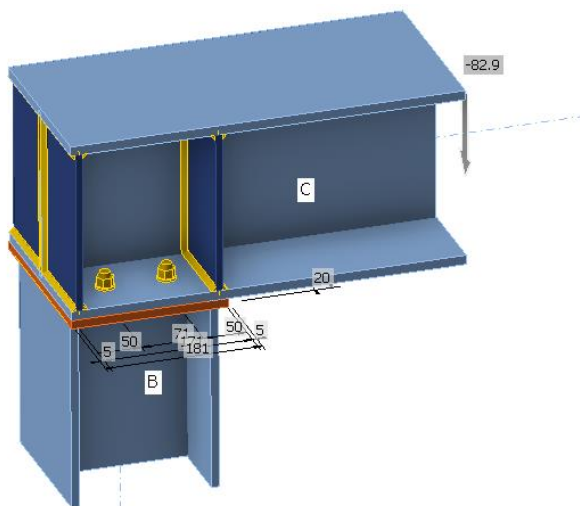
Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
C / fine		Nodo	0
B / fine	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

**Sezioni**

Nome	Materiale
1 - CON1(HEA220)	S 355
2 - CON1(HEA180)	S 355

Bulloni

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	f_u [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M12 8.8	M12 8.8	12	800.0	113

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C / Fine	0.0	0.0	-82.9	0.0	0.0	0.0
	B / Fine	-85.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	0.0	0.0	2.1	0.0	-7.7	0.0

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	0.0 < 5.0%	OK
Bulloni	10.0 < 100%	OK
Saldature	33.4 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

Nome	t_p [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Stato
C-bfl 1	11.0	LE1	97.2	0.0	35.7	OK
C-tfl 1	11.0	LE1	78.7	0.0	0.0	OK
C-w 1	7.0	LE1	119.4	0.0	0.0	OK
B-bfl 1	9.5	LE1	68.7	0.0	0.0	OK
B-tfl 1	9.5	LE1	24.7	0.0	0.0	OK
B-w 1	6.0	LE1	49.5	0.0	0.0	OK
EP1	10.0	LE1	60.1	0.0	35.0	OK
IRR1a	8.0	LE1	89.6	0.0	0.0	OK
IRR1b	8.0	LE1	89.8	0.0	0.0	OK
IRR1c	8.0	LE1	34.2	0.0	0.0	OK
IRR1d	8.0	LE1	34.2	0.0	0.0	OK

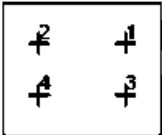
Dati Progetto

Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 355	355.0	5.0

Spiegazione dei simboli

t_p	Spessore piastra
σ_{Ed}	Sforzo equivalente
ϵ_{pl}	Deformazione Plastica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensione di contatto
f_y	Tensione di snervamento
ϵ_{lim}	Limite di deformazione plastica

Bulloni

Forma	Elemento	Classe	Carichi	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Dettagli costruttivi	Stato
	B1	M12 8.8 - 1	LE1	4.8	0.1	117.6	10.0	0.2	7.3	OK	OK
	B2	M12 8.8 - 1	LE1	4.8	0.1	117.6	10.0	0.2	7.3	OK	OK
	B3	M12 8.8 - 1	LE1	0.5	0.1	117.6	1.0	0.2	0.9	OK	OK
	B4	M12 8.8 - 1	LE1	0.5	0.1	117.6	1.0	0.2	0.9	OK	OK


















Dati Progetto

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M12 8.8 - 1	48.6	140.5	32.4

Spiegazione dei simboli

$F_{t,Ed}$	Forza di trazione
$F_{v,Ed}$	Risultante delle forze di taglio del bullone Vy e Vz nei piani di taglio
$F_{b,Rd}$	Resistenza di progetto della piastra EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
U_{t_t}	Utilizzo in trazione
U_{t_s}	Utilizzo a taglio
$U_{t_{ts}}$	Interazione di trazione e taglio EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{t,Rd}$	Resistenza a trazione dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$B_{p,Rd}$	Resistenza a taglio a punzonamento EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{v,Rd}$	Resistenza a taglio dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.4

Saldature

Elemento	Bordo	 T _w [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	U _t [%]	U _{t,c} [%]	Dettagli costruttivi	Stato
EP1	B-bfl 1	 3.0	178	LE1	145.6	0.0	-60.1	-74.0	19.9	33.4	28.2	OK	OK
		 3.0	178	LE1	136.7	0.0	-77.3	63.5	-14.5	31.4	29.7	OK	OK
EP1	B-tfl 1	 3.0	178	LE1	22.8	0.0	-5.1	-1.3	12.8	5.2	5.2	OK	OK
		 3.0	178	LE1	28.5	0.0	11.4	-7.7	13.0	6.5	6.5	OK	OK
EP1	B-w 1	 3.0	161	LE1	77.1	0.0	-37.8	-38.0	-7.9	17.7	13.7	OK	OK
		 3.0	161	LE1	76.3	0.0	-37.6	37.5	7.8	17.5	13.6	OK	OK
C-bfl 1	IRR1a	 4.0	106	LE1	69.9	0.0	-12.6	-33.3	21.6	16.0	12.8	OK	OK
		 4.0	106	LE1	93.2	0.0	-45.8	45.9	-9.5	21.4	16.2	OK	OK
C-w 1	IRR1a	 4.0	187	LE1	50.2	0.0	-4.8	1.2	-28.8	11.5	10.4	OK	OK
		 4.0	187	LE1	44.8	0.0	15.4	-9.5	22.3	10.3	8.8	OK	OK
C-tfl 1	IRR1a	 4.0	106	LE1	26.3	0.0	-18.2	-5.6	9.4	6.0	6.0	OK	OK
		 4.0	106	LE1	35.7	0.0	4.8	7.7	-18.9	8.2	8.2	OK	OK
C-bfl 1	IRR1b	 4.0	106	LE1	93.3	0.0	-45.9	-46.0	9.1	21.4	16.2	OK	OK
		 4.0	106	LE1	70.0	0.0	-12.4	33.3	-21.7	16.1	12.8	OK	OK
C-w 1	IRR1b	 4.0	187	LE1	44.7	0.0	15.5	9.6	-22.3	10.3	8.8	OK	OK
		 4.0	187	LE1	50.1	0.0	-4.8	-1.1	28.8	11.5	10.4	OK	OK

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

C-tfl 1	IRR1b	▲4.0	106	LE1	35.6	0.0	4.8	-7.7	18.8	8.2	8.2	OK	OK
		▲4.0	106	LE1	26.2	0.0	-18.2	5.6	-9.4	6.0	6.0	OK	OK
C-bfl 1	IRR1c	▲4.0	106	LE1	23.3	0.0	17.0	-8.0	-4.6	5.3	5.3	OK	OK
		▲4.0	106	LE1	22.8	0.0	-21.5	-3.4	2.8	6.1	6.1	OK	OK
C-w 1	IRR1c	▲4.0	188	LE1	17.5	0.0	14.8	-4.5	-3.0	4.2	4.2	OK	OK
		▲4.0	188	LE1	23.2	0.0	-8.3	-11.0	-5.9	5.3	5.3	OK	OK
C-tfl 1	IRR1c	▲4.0	106	LE1	24.7	0.0	-17.0	7.2	-7.5	5.7	5.7	OK	OK
		▲4.0	106	LE1	23.1	0.0	22.9	1.3	-1.2	6.5	6.5	OK	OK
C-bfl 1	IRR1d	▲4.0	106	LE1	22.8	0.0	-21.7	3.0	-2.7	6.2	6.2	OK	OK
		▲4.0	106	LE1	23.2	0.0	16.4	8.3	4.6	5.3	5.3	OK	OK
C-w 1	IRR1d	▲4.0	188	LE1	23.2	0.0	-8.3	11.0	5.9	5.3	5.3	OK	OK
		▲4.0	188	LE1	17.5	0.0	14.8	4.5	3.0	4.2	4.2	OK	OK
C-tfl 1	IRR1d	▲4.0	106	LE1	23.1	0.0	22.9	-1.2	1.2	6.5	6.5	OK	OK
		▲4.0	106	LE1	24.7	0.0	-17.0	-7.2	7.5	5.7	5.7	OK	OK

Dati Progetto

Materiale	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 355	490.0	0.90	435.6	352.8

Spiegazione dei simboli


T_w	Spessore della gola a
L	Lunghezza
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
ε_{pl}	Deformazione
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
T_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
$T_{ }$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
Ut	Utilizzo
Ut_c	Stima della capacità della saldatura
▲	Saldatura riempita
f_u	Resistenza ultima della saldatura
β_w	Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$

11.2.2.3. Attacco alla base

Il portale trasmette soli carichi verticali alla base pertanto il sistema di inghisaggio risulta sempre compresso e non necessita di verifica. Si utilizzano in ogni caso barre e resine come esplicitato nell'immagine seguente:

1 Dimensionamento ancorante

1.1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A V3 + HIT-Z 100 Years M16	 SAFE-ET
Vita utile (durata in anni):	100	
Codice articolo:	2018418 HIT-Z M16x205 (inserire) / 2377669 HIT-HY 200-A V3 (resina)	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef, opti} = 161,0 \text{ mm}$ ($h_{ef, limit} = 192,0 \text{ mm}$)	
Materiale:	DIN EN ISO 4042	
Certificazione No.:	ETA 19/0632	
Emesso l'Valido:	08/06/2023 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, meccanica	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio ^{CBFEM} :	$l_x \times l_y \times t = 300,0 \text{ mm} \times 300,0 \text{ mm} \times 10,0 \text{ mm}$;	
Profilo:	IPBi/HEA, IPBi 180 / HE 180 A; (L x W x T x FT) = 171,0 mm x 180,0 mm x 6,0 mm x 9,5 mm	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c, cyl} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10.000,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

CBFEM - Il calcolo dell'ancorante è basato su un Metodo ad Elementi Finiti basato sui componenti (CBFEM)

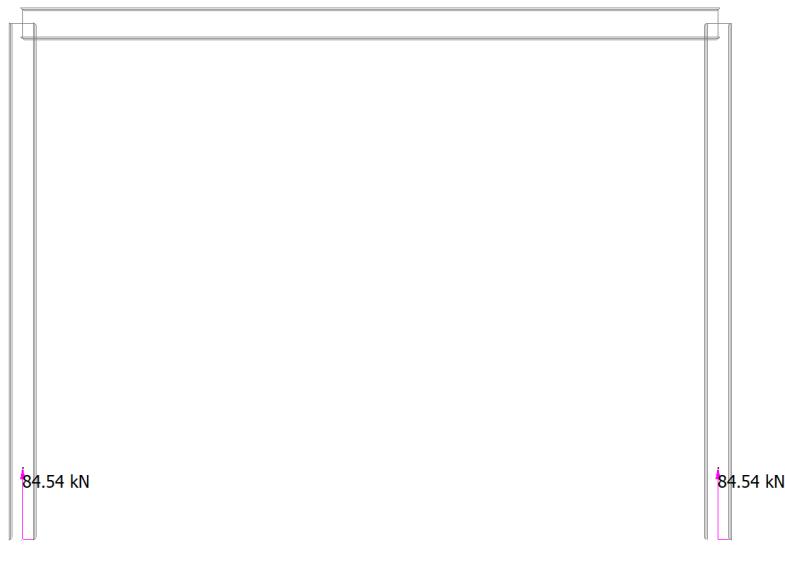
11.2.3. Verifiche fondazioni

Si realizzano nuovi plinti di fondazione a sostegno del portale in acciaio. Se ne riporta nel seguito la verifica.

Gli scarichi agenti in fondazione in condizione SLU sono:

Beam React: Mag(T) (kN)

84.54 [Bm:2, Nd:3]
80.09
66.74
53.39
40.04
26.70
13.35
0.00 [Bm:1, Nd:2]



Le verifiche sono pertanto soddisfatte:

Dati di input generale e geometria fondazione

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

Teoria statica: TERZAGHI (1943)

Geometria fondazione [B] Larghezza (dir y): 0.70 m [L] Lunghezza (dir x): 0.70 m
[D] Profondità (dir z): 0.50 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B: 0.0° [β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]: 0.00 kPa Profondità falda dal piano di campagna: -10.00 m
Criterio di punzonamento: NESSUNO Condizione di verifica: DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	Y _{nat}	Y _{sat}	φ	c'	c _u	H _{str}	E _{ed}	D _r
1	19.10	19.10	30.0	0.00	0.67	0.20	0.00	33.00
2	20.50	20.50	35.8	0.00	0.00	0.40	0.00	63.00
3	19.70	19.70	32.2	0.00	0.00	1.40	0.00	45.00
4	20.60	20.60	36.6	0.00	0.00	0.80	0.00	67.00
5	21.10	21.10	39.3	0.00	0.00	0.40	0.00	77.00

Legenda

N.: Numero strato dal piano di campagna verso il basso

Y_{nat}: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)

Y_{sat}: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)

φ: angolo d'attrito interno (deg)

c': Coesione drenata (kPa)

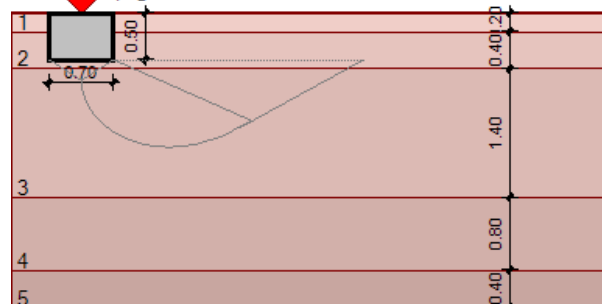
c_u: Coesione non drenata (kPa)

H_{str}: Spessore dello strato (m)

E_{ed}: Modulo edometrico (kPa)

D_r: Densità relativa

Piano campagna



Dati geotecnici di calcolo strato equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.50 m e 1.90 m	φ	c'	c _u	E _{ed}	D _r
19.76	32.5	0.00	0.00	46.29	

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot p_c + q' \cdot N_q \cdot p_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_y \cdot p_y$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B \cdot L$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$$

$$N_q = e^{2 \cdot (3\pi/4 - \phi/2) \cdot \tan(\phi)} / (2 \cdot \cos^2(\pi/4 + \phi/2))$$

N_y = Interpolazione da grafico di Terzaghi (1943)

Fattori di forma

s_c = 1.0 per fondazione nastriforme

1.3 per fondazione quadrata

s_q = 1.0 per fondazione nastriforme/par

0.8 per fondazione quadrata

Fattori di punzonamento

p_c = 1.0 (punzonamento non ritenuto possibile)

p_q = 1.0 (punzonamento non ritenuto possibile)

p_y = 1.0 (punzonamento non ritenuto possibile)

q': pressione litostatica alla profondità D (0.50 m di imposta fondazione): 9.97 kPa

I valori di γ, φ, c' sono i parametri geotecnici di calcolo dello strato equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B, L: Dimensioni reali della fondazione (se B > L le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

π: valore di phi greco (3.14159...)

Verifiche a scorrimento

H = radq(V_x² + V_y²) - forza di scorrimento

R_{scorr} = N' · tan(b · φ) / γ_m + a · c' · B' · L' - resistenza allo scorrimento

b = 1.00 - b · φ: angolo di attrito fondazione-terreno

γ_m = 1.00 - fattore parziale di sicurezza applicato a tan(b · φ)

a = 1.00 - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione

N' = N · cos(α) + V_y · sen(α) - V_y' = N · sen(α) + V_y · cos(α) - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

N _c =	45.873	N _q =	30.188	N _y =	28.784
c' =	0.00 kPa	q =	9.97 kPa	q =	19.76 kN/m³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

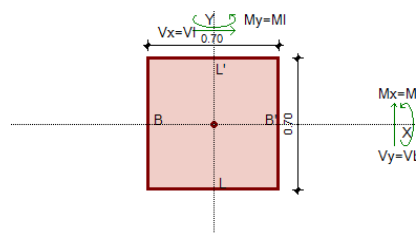
Combinazione di carico: 1 - statica $B'=0.70$ m; $L'=0.70$ m

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)
84.54				
84.54				

Riferimento globale
Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.300							1.300
q	1.000							1.000
y	0.800							0.800

$q_{ult}= 460.21$ kPa	$Q_{ult}= 225.50$ kN	$R=Q_{ult}/N = 2.667$	$> R3=2.3$
$H= 0.00$ kN	$R_{scorr}= 53.79$ kN	$R=R_{scorr}/H= \text{Infinito}$	$> R3=1.1$



11.2.4. Verifica piastra di base

Si riporta nel seguito la verifica di dettaglio della connessione alla base del portale. La verifica viene condotta con analisi statica non lineare in accordo all'Appendice C di EN 1993-1-5. Le saldature sono tutte a completa penetrazione da realizzarsi in officina. Si verifica che le massime tensioni di Von Mises agenti siano minori delle rispettive resistenze.

Per il caso in esame la resistenza degli elementi in acciaio è pari a $f_{yd} = 355 \text{ MPa} / 1.05 = 338 \text{ MPa}$, essendo tutti gli spessori inferiori a 40 mm. Il legame costitutivo del materiale utilizzato è quello riportato nel seguito:

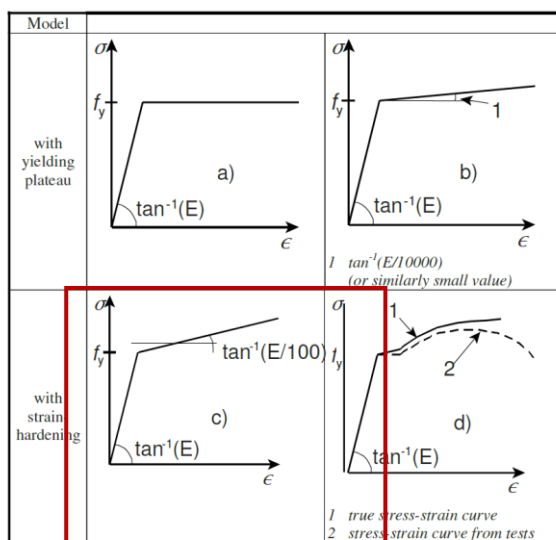
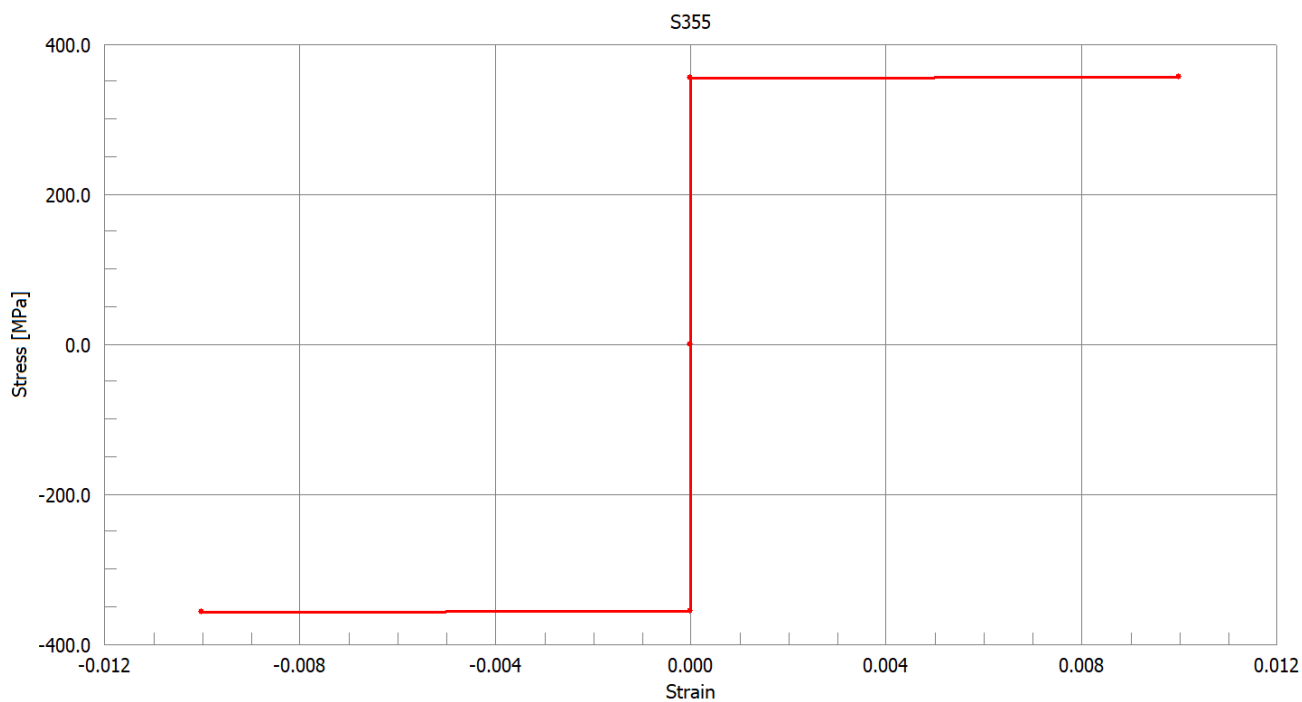
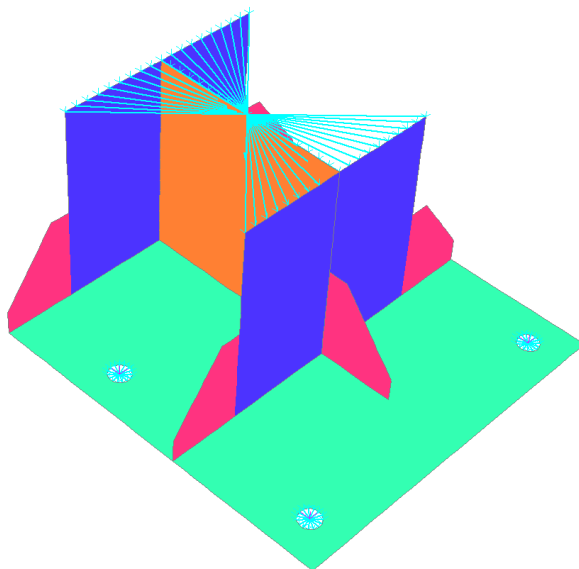
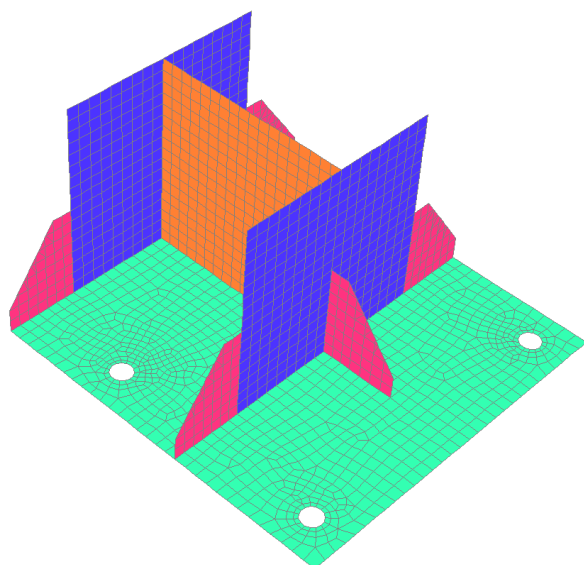


Figure C.2: Modelling of material behaviour



Il profilo della colonna è HEA180; la piastra di base è spessa 15 mm, i fazzoletti di irrigidimento 8 mm. Nelle immagini seguenti si riportano alcune viste del modello di calcolo realizzato.

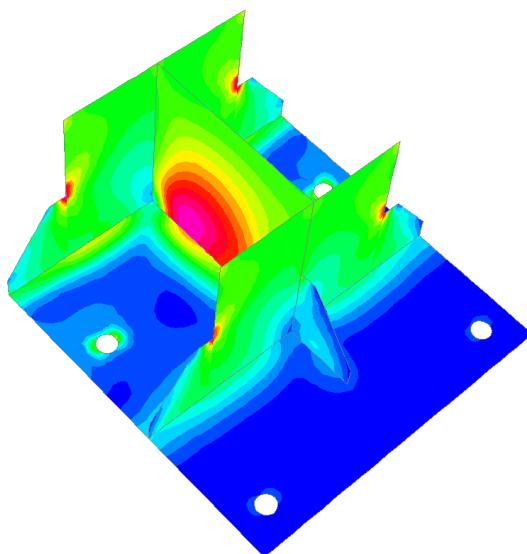




Nell'immagine che segue si riportano i contour delle tensioni ideali di Von Mises limitate al valore di resistenza sopra indicato. La verifica è soddisfatta a meno di picchi puntuali ingegneristicamente trascurabili in quanto dipendenti dal tipo di discretizzazione e dalle ipotesi semplificative adottate.

Plate Stress:VM Mid plane (MPa)

41.76 [Pt:1800,Nd:1908]
39.57
33.00
26.43
19.86
13.29
6.72
0.15 [Pt:6,Nd:90]



11.3. Nuove architravi acciaio

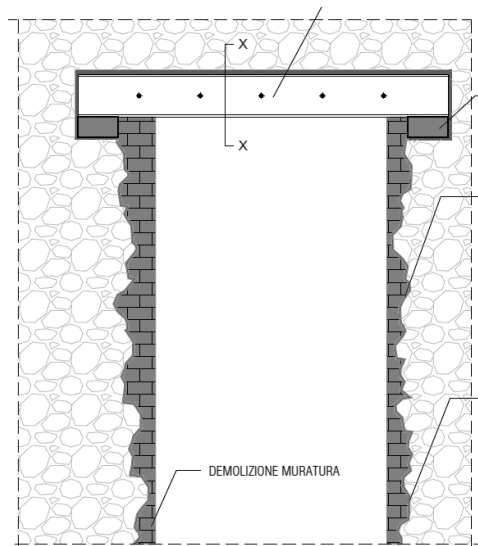
Si riportano nel seguito le verifiche relative alle nuove architravi in acciaio. Dal punto di vista sismico l'apertura dei varchi senza cerchiatura comporta la riduzione di lunghezza resistente totale dei muri alle azioni orizzontali.

La massima luce di calcolo è pari a 1.3 m.

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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



I carichi agenti sono:

$$g_2 = 0.45\text{m} \cdot 2\text{m} \cdot 20\text{kN/mc} = 18 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni agenti sono pari a:

$$M_{ed} = 1/8 \cdot 1.5 \cdot 18 \cdot 1.3^2 = 5.7 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 1.5 \cdot 18 \cdot 1.3/2 = 17.55 \text{ kN}$$

Si utilizzano due profili IPE 200; le verifiche sono soddisfatte:

Software di calcolo strutturale per profili IPE. Configurazione: Acciaio S355 (Fe510), fy (N/mm²) 355, fu 510. Ordina per: Wy, ly, g. Lunghezze di libera inflessione [m]: I_{0y} 0, I_{0z} 0. N_{Sd} [kN] 0.

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
IPE 140	12.9	140	73	4.70	6.90	7.00
IPE 160	15.8	160	82	5.00	7.40	9.00
IPE 180	18.8	180	91	5.30	8.00	9.00
IPE 200	22.4	200	100	5.60	8.50	12.00
IPE 220	26.2	220	110	5.90	9.20	12.00
IPE 240	30.7	240	120	6.20	9.80	15.00

Classe Sezione: Compressione 2, Flessione My 1, Flessione Mz 1, Presso-Flessione 1.

Verifiche: Presso Flessione, Svergolamento.

Parametri IPE 200:

g (Kg/m):	22.4	r2 (mm):	0
h (mm):	200	A (cm²):	28.48
b (mm):	100	iy (cm):	8.26
tw (mm):	5.6	iz (cm):	2.24
tf (mm):	8.5	Iy (cm⁴):	1943
r1 (mm):	12	Iz (cm⁴):	142.4
		IT (cm⁴):	6.98
		Iw (cm⁶):	12990
		Wpl,y (cm³):	194.3
		Wpl,z (cm³):	44.61
		Wz (cm³):	28.47

Forze e Momenti:

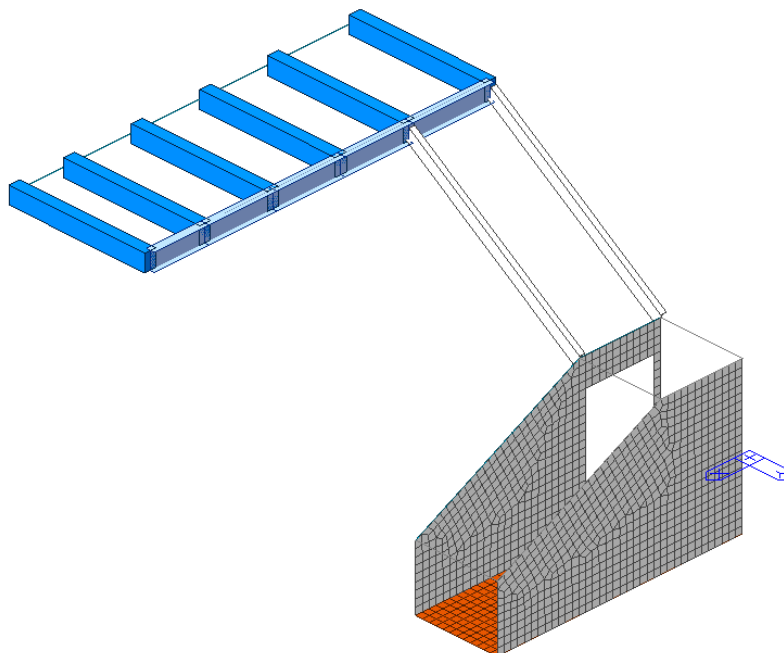
N _{by,Rd} [kN]	962.9	M _{cy,Rd} [kNm]	74.58
N _{bz,Rd} [kN]	962.9	M _{cz,Rd} [kNm]	15.08
V _{ply,Rd} [kN]	273.2	V _{plz,Rd} [kN]	331.8

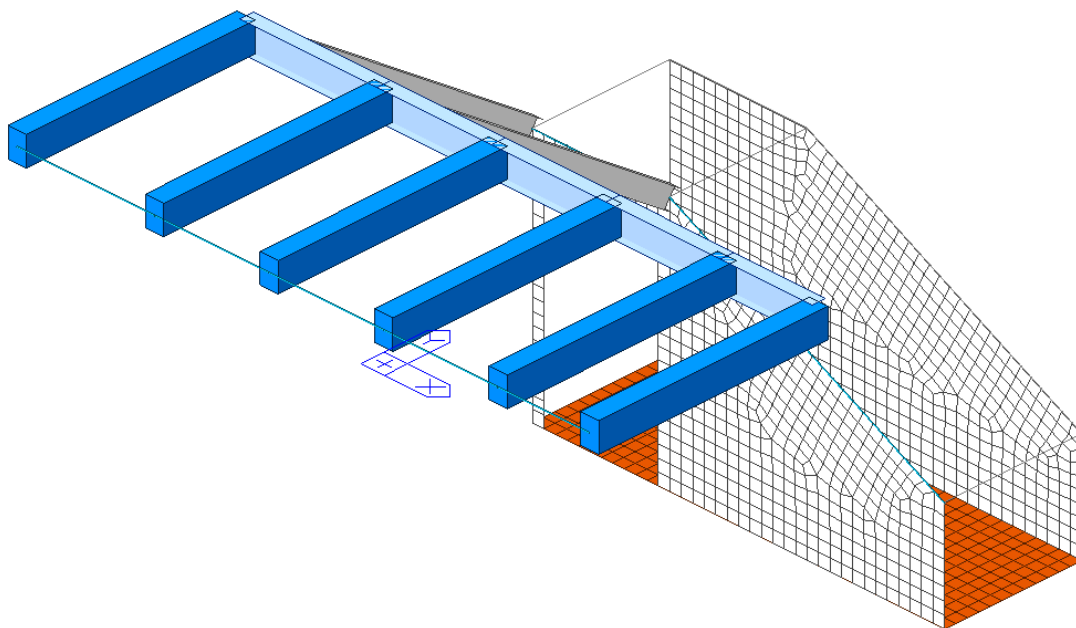
IPE 200		Coefficienti C	
Acciaio S355 (Fe510)		Momenti all'estremità ? Carichi trasversali ?	
fy (N/mm2) 355		C ₁ 1.132	C ₂ 0.459 C ₃ 0.525
z _a [mm] 0.0	L [m] 1.3	Coefficienti di lunghezza efficace	
= I _{0z} [m]		k 1	k _ψ 1.0
Momento resistente di progetto all'instabilità flessione-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.			
M _{cr} [kNm] = 219.7	M _{e,Rd} [kNm] = 74.58		
$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{e,Rd} \gamma M_0}{M_{cr}}} = 0.597$		$\chi_{LT} = 0.891$ M _{b,Rd} [kNm] = 66.46	
Resistenza all'instabilità flessione torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)			
N _{Sd} [kN] 0.0	M _{y,Sd} [kNm] 5.7	M _{z,Sd} [kNm] 0	
$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{bz,Rd1}} = \frac{0}{721.2} + \frac{1 \times 5.7}{66.46} + \frac{1 \times 0}{15.08}$			
= 0 + 0.086 + 0 = 0.086			
			OK

11.4. Scale e ballatoio

Essendo le scale non verificate, come emerso dalla relazione di vulnerabilità sismica, è necessario procedere al rinforzo delle stesse tramite intelaiatura in acciaio e muro in calcestruzzo. Il nuovo solaio del ballatoio, per il quale è prevista la demolizione e ricostruzione, viene realizzato con travi in legno ad interasse 80 cm.

Si riporta nelle immagini seguenti il modello di calcolo utilizzato per la verifica.





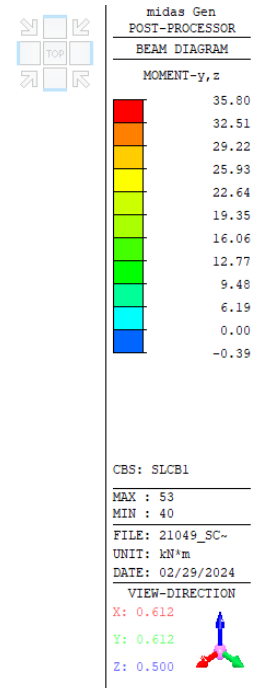
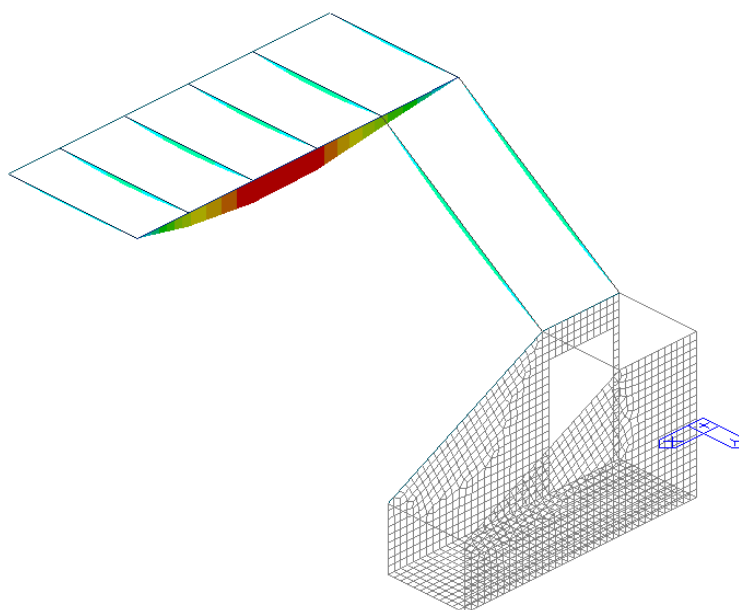
A favore di sicurezza, in virtù delle incertezze in gioco, si assumono cautelativamente i seguenti carichi agenti sulla scala:

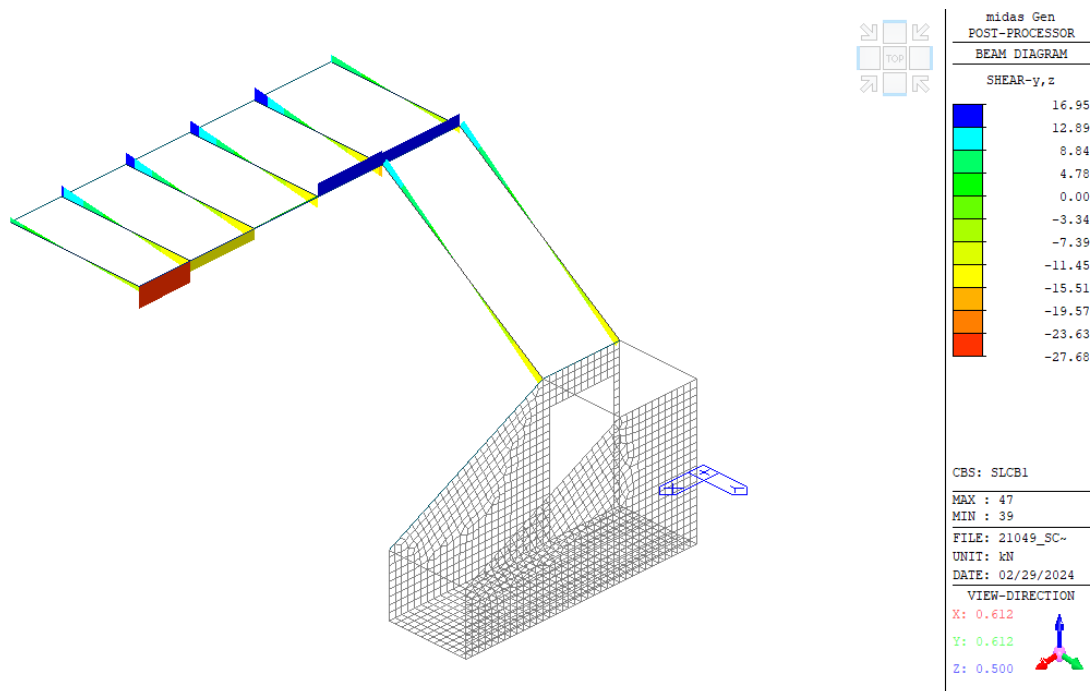
$$G_1 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$G_2 = 3.5 \text{ kN/m}^2$$

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

Le sollecitazioni agenti allo Stato Limite Ultimo sono:





11.4.1. Verifiche

11.4.1.1. Elementi in acciaio

Le verifiche sono soddisfatte:

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	12	1	0	IPE160	IPE160	1	3.02888	2.8	1	1	-57.993	8.64039	8.64039	0	0	11.4107	-	-
OK	0.641	0.06		S355	355000	1	2.8	2.8	1	1	148.224	20.7369	41.8562	8.71823	0	188.68	-	-
OK	17	1	0	IPE160	IPE160	1	3.02888	2.8	1	1	39.6587	8.64039	8.64039	0	0	11.4107	-	-
OK	0.417	0.06		S355	355000	1	2.8	2.8	1	1	679.571	20.7369	41.8562	8.71823	0	188.68	-	-
OK	39	3	0	IPE240	IPE240	1	5	3.8	1	1	0	34.7967	34.7967	0.18682	0.68289	-27.684	-	-0.008
OK	0.289	0.074		S355	355000	1	1	1	1	1	1321.95	0	123.743	24.5721	496.494	373.37	-	0.02

11.4.1.2. Elementi in legno

Per le verifiche relative alle travi in legno si ha:

► Geometria e carichi

Lunghezza trave	$l =$	2	m
Lunghezza di influenza del solaio	$l_i =$	0.8	m
Classe di servizio	CL	2	
Peso proprio trave	$g_{1,trave} =$	0.16	kN/m
Peso proprio tavolato	$g_{1,solaio} =$	4	kN/m ²
Carico permanente portato solaio	$g_2 =$	4	kN/m ²
Sovraccarico accidentale	Categoria	A	
Neve (< 1000 m.s.l.m.)	Scale comuni, balconi, ballatoi		
	$q_k =$	4	kN/m ²
	$q_{k,1} =$	1.2	kN/m ²
Carichi agenti sulla trave			
Carichi permanenti	$g_1 =$	3.36	kN/m

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

Carichi permanenti non strutturali	$g_2 =$	3.20	kN/m
Sovraccarico accidentale	$q_k =$	3.20	kN/m
Neve (< 1000 m.s.l.m.)	$q_{k,1} =$	0.96	kN/m

► Caratterizzazione delle azioni elementari (§2.5.2 NTC 2018)

Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Carichi permanenti G_1	$\gamma_{G1} =$	1.3
Carichi permanenti non strutturali G_2	$\gamma_{G2} =$	1.5
Azioni Variabili Q	$\gamma_Q =$	1.5

Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria / Azione variabile	ψ_0	ψ_1	ψ_2
A	0.7	0.5	0.3
Neve (< 1000 m.s.l.m.)	0.5	0.2	0

Valori dei coefficienti di modificazione k_{mod}

Carico	Classe di durata del carico	k_{mod}
Carichi permanenti	Azione permanente	0.6
Carichi permanenti non strutturali	Azione permanente	0.6
Sovraccarico accidentale	Azione breve durata	0.9
Neve (< 1000 m.s.l.m.)	Azione breve durata	0.9

► Combinazione delle azioni (§2.5.3 NTC 2018)

Combinazioni agli Stati Limite Ultimi

Combinazione fondamentale SLU 1 (sovraccarico accidentale dominante)	$Q_{Ed,SLU 1} =$	14.7	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 2 (carico neve dominante)	$Q_{Ed,SLU 2} =$	14.0	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 3 (solo carichi permanenti)	$Q_{Ed,SLU 3} =$	4.4	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 4 (carichi permanenti+permanentemente portati)	$Q_{Ed,SLU 4} =$	9.2	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 5 (carichi permanenti+permanentemente portati+neve)	$Q_{Ed,SLU 5} =$	10.6	kN/m
Combinazione fondamentale SLU 6 (carichi permanenti+permanentemente portati+sovraccarico accidentale)	$Q_{Ed,SLU 6} =$	14.0	kN/m
SLU 1 / $k_{mod,1} =$		16.3	
SLU 2 / $k_{mod,2} =$		15.5	
SLU 3 / $k_{mod,3} =$		7.3	
SLU 4 / $k_{mod,4} =$		15.3	
SLU 5 / $k_{mod,5} =$		11.8	
SLU 6 / $k_{mod,6} =$		15.5	

Combinazione dimensionante:

Combinazione fondamentale SLU 1 (sovraccarico accidentale dominante)	$Q_{Ed,SLU} =$	14.7	kN/m
--	----------------	------	------

Combinazioni agli Stati Limite di Esercizio

Combinazione rara SLE Rara 1	$Q_{Ed,SLE Rara 1} =$	10.24	kN/m
Combinazione rara SLE Rara 2	$Q_{Ed,SLE Rara 2} =$	9.76	kN/m
Combinazione frequente SLE Frequente 1	$Q_{Ed,SLE Frequente 1} =$	8.16	kN/m
Combinazione frequente SLE Frequente 2	$Q_{Ed,SLE Frequente 2} =$	7.71	kN/m
Combinazione quasi permanente SLE Q.P.	$Q_{Ed,SLE Q.P.} =$	7.52	kN/m

► Sollecitazioni agenti

Combinazione	Momento agente M_{Ed} (kNm)	Taglio agente V_{Ed} (kN)
Combinazione fondamentale dimensionante	7.34	14.69
Combinazione rara SLE Rara 1	5.12	10.24
Combinazione rara SLE Rara 2	4.88	9.76
Combinazione frequente SLE Frequente 1	4.08	8.16
Combinazione frequente SLE Frequente 2	3.86	7.71
Combinazione quasi permanente SLE Q.P.	3.76	7.52

► PROPRIETÀ GEOMETRICHE E INERZIALI

Base della sezione	$b =$	160	mm
Altezza della sezione	$h =$	240	mm
Luce di calcolo dell'elemento	$l =$	2	m
Schema statico instabilità per carico di punta (direzione y)			
Coefficiente lunghezza libera di inflessione direzione y	$k_y =$	1	
Schema statico instabilità per carico di punta (direzione z)			
Coefficiente lunghezza libera di inflessione direzione z	$k_z =$	1	
Schema statico instabilità flessotorsionale			
Tipo di carico			Semplicemente appoggiata Carico uniformemente distribuito

Lunghezza efficace espressa in rapporto alla luce	$l_{ef} / l =$	0.9	
Area della sezione	$A =$	38400	mm ²
Momento d'inerzia (asse forte)	$J_y =$	1.84E+08	mm ⁴
Momento d'inerzia (asse debole)	$J_z =$	8.19E+07	mm ⁴
Modulo di resistenza (asse forte)	$W_y =$	1.54E+06	mm ³
Modulo di resistenza (asse debole)	$W_z =$	1.02E+06	mm ³
Momento di inerzia torsionale (Larsen e Riberholt, 1994)	$J_t =$	2.34E+08	mm ⁴

► SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzo normale agente	$N_{Ed} =$	0	kN
Momento agente (asse forte)	$M_{Ed,y} =$	7.34	kNm
Momento agente (asse debole)	$M_{Ed,z} =$	0	kNm
Taglio agente (asse forte)	$V_{Ed,y} =$	14.69	kN
Taglio agente (asse debole)	$V_{Ed,z} =$	0	kN
Momento torcente agente	$M_{t,Ed} =$	0	kNm

► PROPRIETÀ DEI MATERIALI (§2-§3 EN 1995-1-1)

Materiali

Tipologia legno	Legno lamellare		
Classe di resistenza	GL 24h		
Resistenza a flessione	$f_{m,k} =$	24	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibratura	$f_{t0,k} =$	19.2	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90,k} =$	0.5	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibratura	$f_{c0,k} =$	24	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c90,k} =$	2.5	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k} =$	3.5	MPa
Resistenza a rolling shear	$f_{r,k} =$	1.2	MPa
Modulo di elasticità long. medio in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,m} =$	11500	N/mm ²
Modulo di elasticità long. caratteristico in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,0.05} =$	9600	N/mm ²
Modulo di elasticità long. medio in direzione perpendicolare alla fibratura	$E_{90,m} =$	300	N/mm ²
Modulo di elasticità long. caratt. in direzione perpendicolare alla fibratura	$E_{90,0.05} =$	250	N/mm ²
Modulo a taglio medio	$G_m =$	650	N/mm ²
Modulo a taglio caratteristico	$G_{0.05} =$	540	N/mm ²
Rolling shear modulus	$G_{r,m} =$	65	N/mm ²
Modulo a rolling shear caratteristico	$G_{r,0.05} =$	54	N/mm ²
Densità caratteristica	$\rho_k =$	385	kg/m ³
Densità media	$\rho_m =$	420	kg/m ³

Coefficienti parziali di sicurezza (§2.4 EN 1995-1-1)

Normativa	NTC 2018	
Coefficiente di sicurezza legno lamellare incollato	$\gamma_M =$	1.45

Coefficiente k_{mod} (Prospetto 3.1 EN 1995-1-1)

Classe di servizio	CL	2
Coefficiente di correzione per effetti combinati durata carico e umidità	$k_{mod} =$	0.9

Valori di progetto delle proprietà dei materiali (§2.4 EN 1995-1-1)

Resistenza a flessione	$f_{m,d} =$	14.9	MPa
Resistenza a trazione parallela alla fibratura	$f_{t0,d} =$	11.9	MPa
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90,d} =$	0.3	MPa
Resistenza a compressione parallela alla fibratura	$f_{c0,d} =$	14.9	MPa
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c90,d} =$	1.6	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,d} =$	2.2	MPa
Resistenza a rolling shear	$f_{r,d} =$	0.7	MPa
Modulo di elasticità long. di progetto in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,d} =$	7931.0	N/mm ²
Modulo di elasticità long. di progetto in direzione perpendicolare alla fibratura	$E_{90,d} =$	206.9	N/mm ²
Modulo a taglio di progetto	$G_d =$	448.3	N/mm ²
Rolling shear modulus	$G_{r,d} =$	44.8	N/mm ²

► STATI LIMITE ULTIMI (§6 EN 1995-1-1)

Dimensionamento di sezioni trasversali soggette a tensione in una direzione principale (§6.1 EN 1995-1-1)

Trazione parallela alla fibratura (§6.1.2 EN 1995-1-1)

Tensione a trazione di progetto parallela alla fibratura	$\sigma_{t,0,d} =$	-	MPa
Coefficiente amplificativo della resistenza a trazione	$k_h =$	1.20	
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t0,d} = k_{mod} \cdot k_h \cdot f_{t0,k} / \gamma_M$	$f_{t0,d} =$	14.31	MPa

Verifica $\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} < 1$

$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} =$ -

Compressione parallela alla fibratura (§6.1.4 EN 1995-1-1)

Tensione a compressione di progetto parallela alla fibratura

Verifica $\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} < 1$

$\sigma_{c,0,d} =$ 0.00 MPa
 $\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d} =$ 0.00 ✓

Flessione (§6.1.6 EN 1995-1-1)

Tensione di progetto a flessione intorno all'asse y

Tensione di progetto a flessione intorno all'asse z

Coefficiente amplificativo della resistenza (y)

Coefficiente amplificativo della resistenza (z)

Resistenza a flessione di progetto (y)

Resistenza a flessione di progetto (z)

Coefficiente ridistribuzione tensioni e non omogeneità materiale

$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\sigma_{m,y,d} =$ 4.78 MPa
 $\sigma_{m,z,d} =$ 0.00 MPa
 $k_{n,y} =$ 1
 $k_{n,z} =$ 1
 $f_{m,y,d} =$ 14.9 MPa
 $f_{m,z,d} =$ 14.9 MPa
 $k_m =$ 0.7
 $0.32 < 1$ ✓
 $0.22 < 1$ ✓

Taglio (§6.1.7 EN 1995-1-1)

Coefficiente di riduzione per fessurazione

Area efficace dell'elemento $A_{ef} = k_{cr} \cdot b \cdot h$

Tensione massima tangenziale di progetto (y)

Tensione massima tangenziale di progetto (z)

Tensione tangenziale massima agente $\tau_d = (\tau_{d,y}^2 + \tau_{d,z}^2)^{0.5}$

Verifica $\tau_d / f_{v,d} < 1$

$k_{cr} =$ 0.67
 $A_{ef} =$ 25728 mm²
 $\tau_{d,y} =$ 0.86 MPa
 $\tau_{d,z} =$ 0.00 MPa
 $\tau_d =$ 0.86 MPa
 $\tau_d / f_{v,d} =$ 0.39 ✓

Torsione (§6.1.8 EN 1995-1-1)

Tensione torsionale di progetto $\tau_{tor,d} = b \cdot M_{t,Ed} / J_t$

Coefficiente di forma della sezione

Verifica $\tau_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d}) < 1$

$\tau_{tor,d} =$ 0.00 MPa
 $k_{sh} =$ 1.23
 $\tau_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d}) =$ 0.00 ✓

Taglio e torsione (§7.6.1.1.11 CNR-DT 206 R1/2018)

Verifica combinata taglio - torsione: $\tau_{tor,d} / (k_{sh} \cdot f_{v,d}) + (\tau_d / f_{v,d})^2 =$

-

Progettazione di sezioni trasversali soggette a tensioni combinate (§6.2 EN 1995-1-1)

Flessione e trazione assiale combinate (tensoflessione) (§6.2.3 EN 1995-1-1)

$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

-

-

Flessione e compressione assiale combinate (pressoflessione) (§6.2.4 EN 1995-1-1)

$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$(\sigma_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

-

-

Stabilità degli elementi portanti (§6.3 EN 1995-1-1)

Colonne soggette a compressione o a pressoflessione (§6.3.2 EN 1995-1-1)

Raggio giratore d'inerzia $i_y = (J_y / A)^{0.5}$ (y)

Raggio giratore d'inerzia $i_z = (J_z / A)^{0.5}$ (z)

Lunghezza libera di inflessione attorno all'asse y

Lunghezza libera di inflessione attorno all'asse z

Snellezza rispetto all'inflessione attorno all'asse y $\lambda_y = l_{0,y} / i_y$

Snellezza rispetto all'inflessione attorno all'asse z $\lambda_z = l_{0,z} / i_z$

Rapporto di snellezza relativa $\lambda_{rel,y} = \lambda_y / \pi \cdot (f_{c,0,k} / E_{0,05})^{0.5}$ (y)

Rapporto di snellezza relativa $\lambda_{rel,z} = \lambda_z / \pi \cdot (f_{c,0,k} / E_{0,05})^{0.5}$ (z)

$i_y =$ - mm
 $i_z =$ - mm
 $l_{0,y} =$ - mm
 $l_{0,z} =$ - mm
 $\lambda_y =$ -
 $\lambda_z =$ -
 $\lambda_{rel,y} =$ - > 0.3
 $\lambda_{rel,z} =$ - > 0.3

Coefficiente per elementi rientranti nei limiti di rettilinearità

$k_y = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2)$

$k_y = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + \lambda_{rel,y}^2)$

Coefficiente di tensione critica (y)

Coefficiente di tensione critica (z)

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$

$\beta_c =$ -
 $k_y =$ -
 $k_z =$ -
 $k_{c,y} =$ -
 $k_{c,z} =$ -
 $-$
 $-$

Travi soggette a flessione o a pressoflessione (§6.3.3 EN 1995-1-1)

Lunghezza efficace della trave

Momento critico per instabilità flesso-torsionale attorno all'asse forte y

Tensione critica per instabilità flessotorsionale $\sigma_{m,crit} = M_{y,crit} / W_y$

Snellezza relativa per flessione

Coefficiente di riduzione resistenza a flessione per instabilità flessotorsionale

$l_{ef} =$ 1800 mm
 $M_{y,crit} =$ 550.3 kNm
 $\sigma_{m,crit} =$ 358.24 MPa
 $\lambda_{rel,m} =$ 0.26
 $k_{crit} =$ 1

Verifica (flessione semplice) $\sigma_{m,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$	0.32	< 1	✓
<u>Verifica a flessione composta o tensoflessione</u>			
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	-		
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	-		
<u>Elementi presso-inflessi (Instabilità composta di trave e di colonna) (§7.6.1.2.3 CNR-DT 206 R1/2018)</u>			
$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	-		
$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	-		
$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	-		
$\sigma_{c,0,d} / (k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}) + k_m \cdot \sigma_{m,y,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d} =$	-		

► Verifica agli Stati Limite di Esercizio

Verifica di deformabilità

Lunghezza trave	$l =$	2000	mm
Classe di servizio	CL	2	
Modulo di elasticità long. medio in direzione parallela alla fibratura	$E_{0,m} =$	11500	N/mm ²
Modulo a taglio medio	$G_m =$	650	N/mm ²
Area della sezione	$A =$	38400	mm ²
Momento d'inerzia (asse forte)	$J_y =$	1.84E+08	mm ⁴
Carichi agenti in combinazione caratteristica	$q_{Ed,SLE\ CC} =$	10.24	kN/m
Carichi agenti in combinazione quasi permanente	$q_{Ed,SLE\ Q.P.} =$	7.52	kN/m
Freccia istantanea in combinazione caratteristica	$u_{CC,ist} =$	1.25	mm
Freccia istantanea in combinazione quasi permanente	$u_{QP,ist} =$	0.92	mm
Coefficiente di viscosità	$k_{def} =$	0.8	

Verifica della freccia istantanea in combinazione di caratteristica

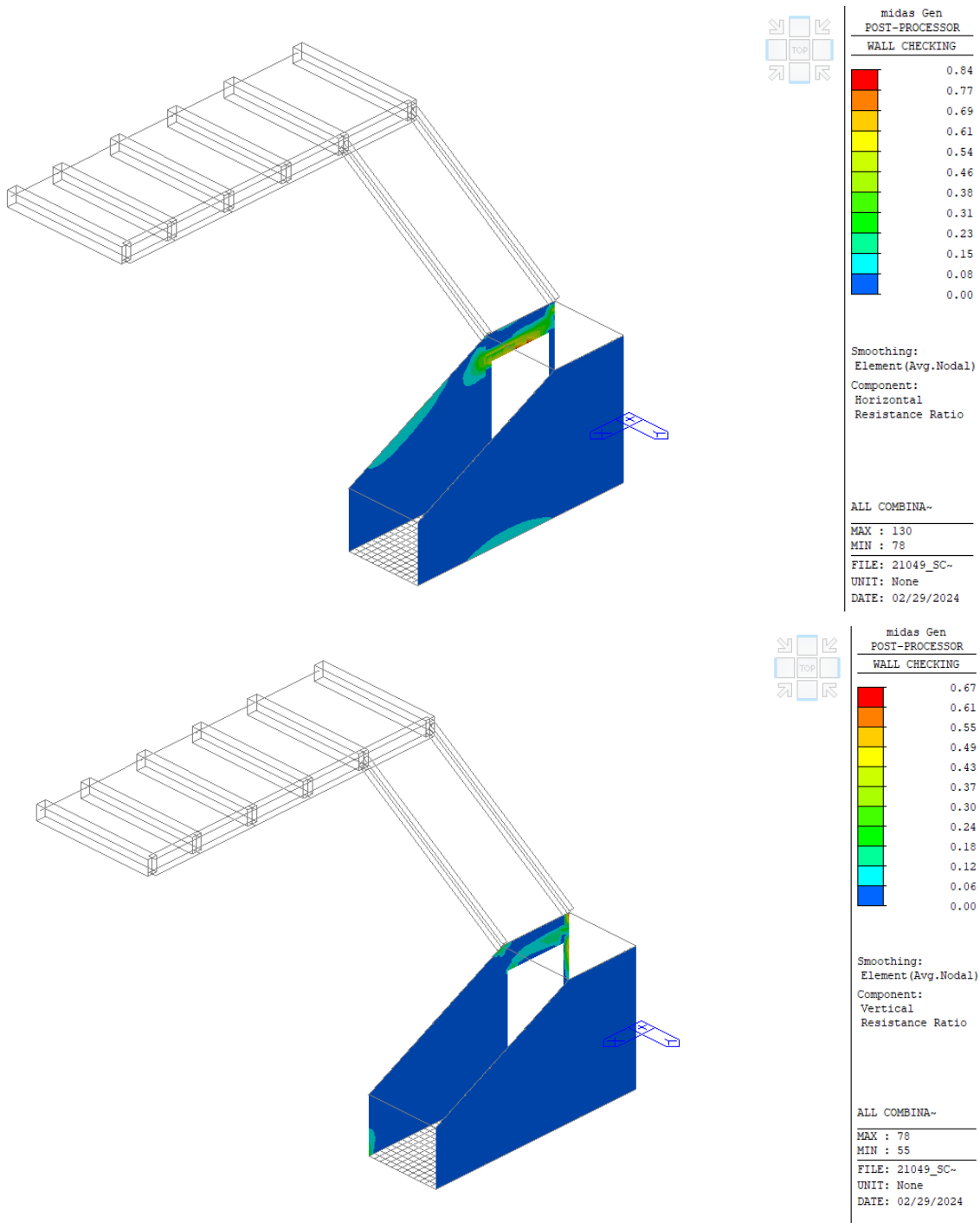
Freccia istantanea in combinazione caratteristica	$u_{CC,ist} =$	1.25	mm
Verifica limitazione freccia	$L/200 =$	10	mm
	Verifica:	✓	

Verifica della freccia differita in combinazione quasi permanente

Freccia differita in combinazione quasi permanente	$u_{ist,QP} =$	1.99	mm
Verifica limitazione freccia	$L/250 =$	8.00	mm
	Verifica:	✓	

11.4.1.3. Muri in C.A.

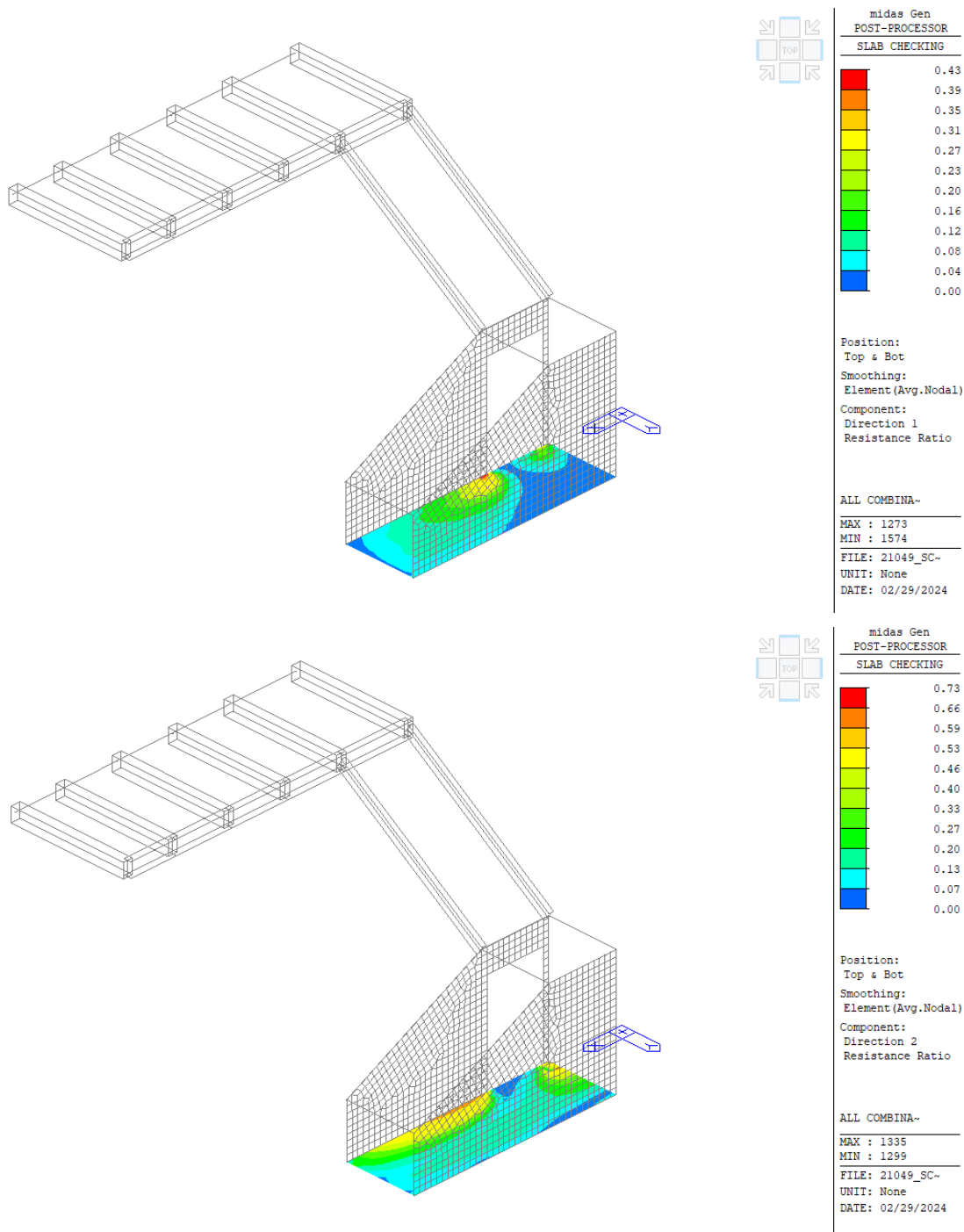
Si riportano nel seguito le verifiche in forma grafica (coefficienti di sicurezza):



11.4.1.4. Platea e capacit  portante

La platea   spessa 25 cm e armati con  12/20 superiori ed inferiori in entrambe le direzioni. Si riportano nel seguito le verifiche in forma grafica (coefficienti di sicurezza) e scritta.

- SLU:



midas Gen - RC-Slab Flexural Checking [Eurocode2:04 & NTC2018] Gen 2023

[[[*]]] SLAB CHECKING MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 3-[1], Dir 2.

Thk	Elem	POS	AsReq	AsUse	M_Ed(LCB)	M_Rd	Rat	CHK
0.2500	1360	BOT	0.0003	0.0004	23.1430	(1) 33.5968	0.689	OK
1276	TOP	0.0005	0.0008	41.4957	(1) 65.5259	0.633	OK	

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 1360
Node No. : 128
Thickness : 0.2500 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
 fcd = 14166.6667 KPa.
 fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0260 m.
 dT = 0.0260 m.
LCB No. : 1

-. Information of Design.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2240 m.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 0.011 m.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 0.1537 kN.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 33.5968 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P10 @200
As_req = 0.0003 m^2/m. (0.0003 m^2/m.)
M_Ed = 23.1430 kN-m./m.
M_Rd = 33.5968 kN-m./m.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.689 < 1.0 ---> O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

x/d = 0.061
Limit(x/d) = 0.450 (fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.061/ 0.450 = 0.135 ---> O.K

<< TOP >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 1276
Node No. : 46
Thickness : 0.2500 m.
Materials : fck = 25000.0000 KPa.
 fcd = 14166.6667 KPa.
 fyk = 450000.0000 KPa.
Covering : dB = 0.0260 m.
 dT = 0.0260 m.
LCB No. : 1

midas Gen - RC-Slab Flexural Checking [Eurocode2:04 & NTC2018] Gen 2023
=====

-. Information of Design.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
d = 0.2240 m.
lambda = 0.800
a = lambda * x = 0.022 m.
eta = 1.000
Cc = eta*fcd*b*a = 0.3074 kN.
M_Rd = Cc*(d-a/2) = 65.5259 kN-m./m.

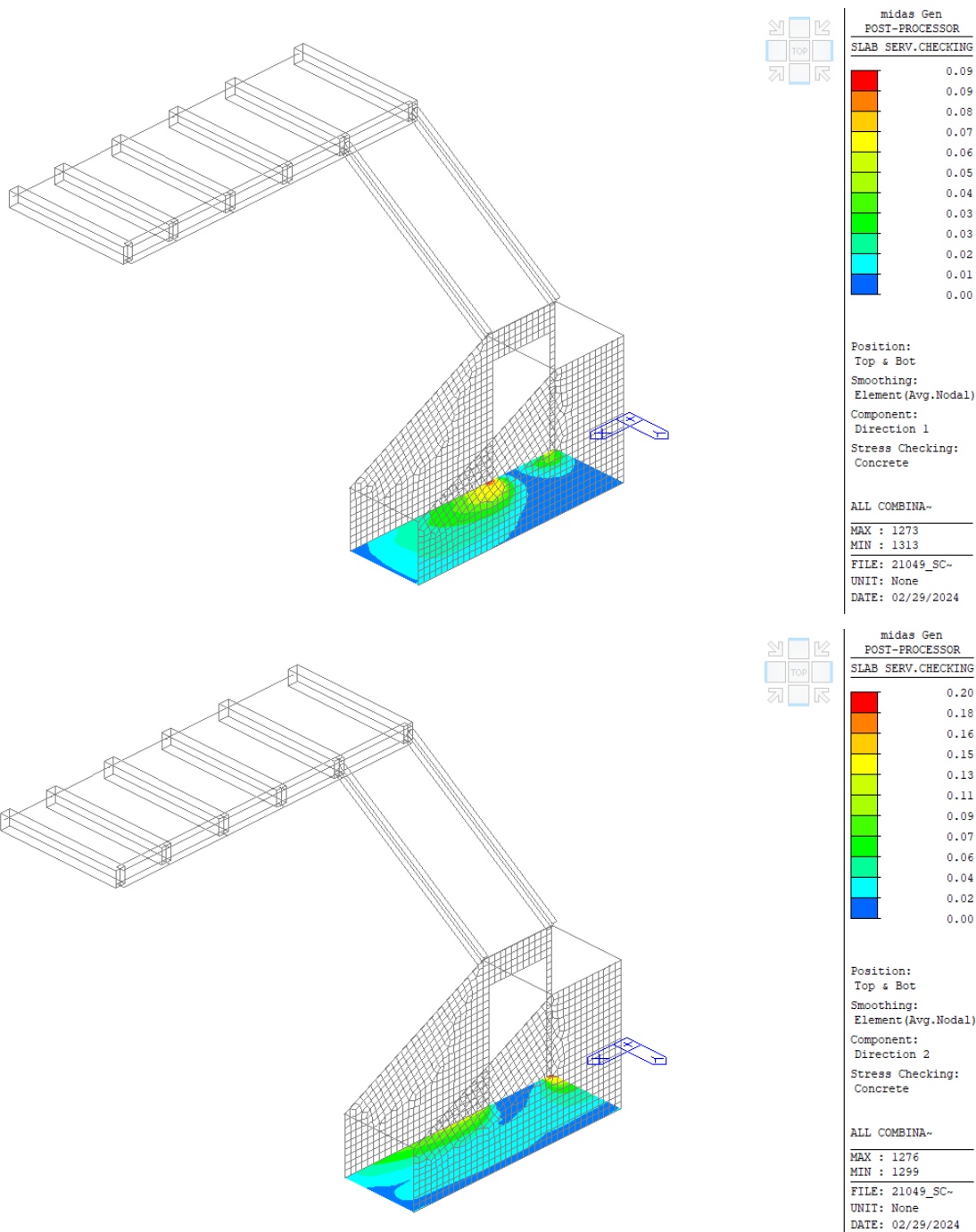
-. Information of Moments and Result.

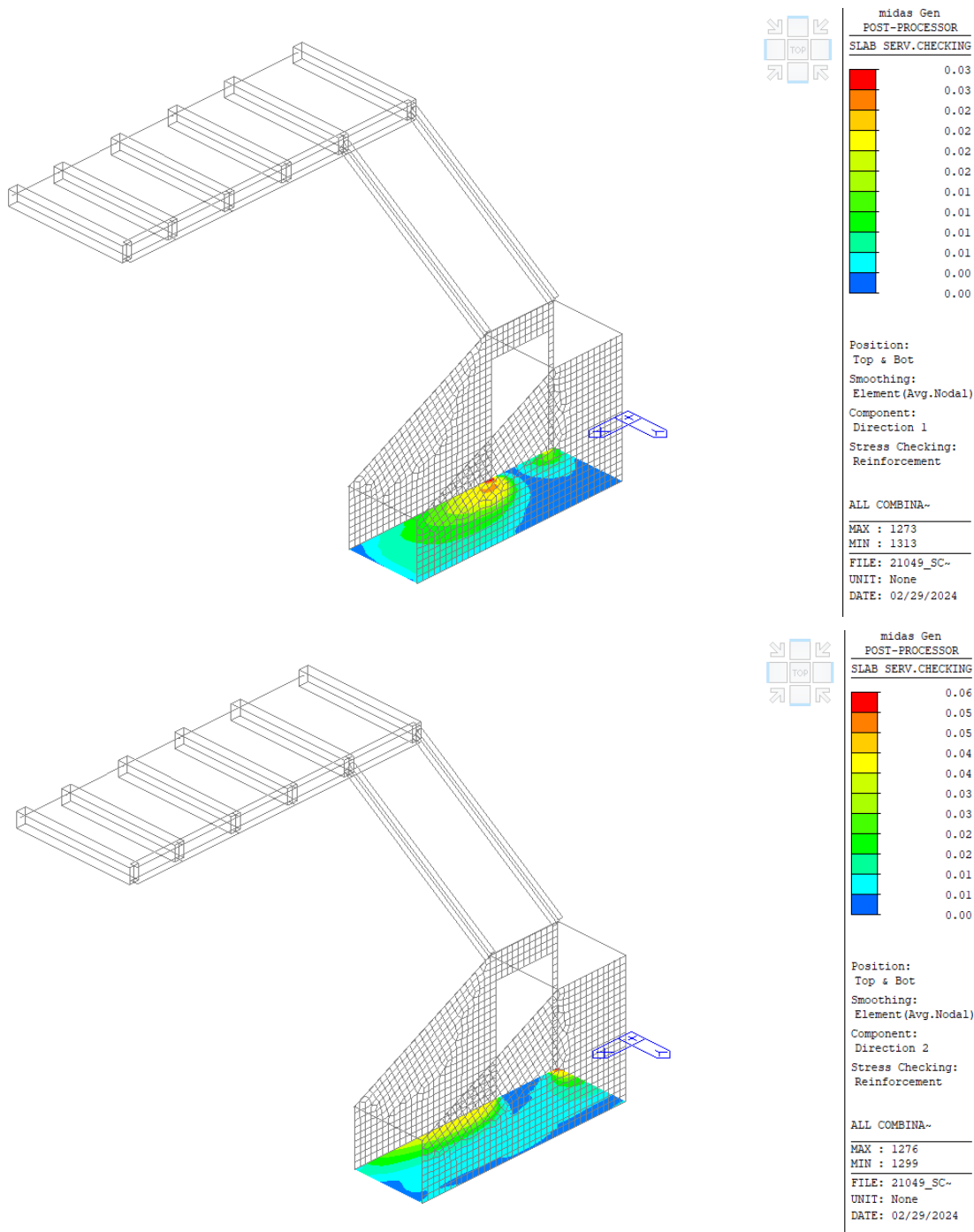
Rein. Bar : P10 @200 / P10 @200
As_req = 0.0005 m^2/m. (0.0005 m^2/m.)
M_Ed = 41.4957 kN-m./m.
M_Rd = 65.5259 kN-m./m.
RatM = M_Ed / M_Rd = 0.633 < 1.0 ---> O.K !

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

x/d = 0.122
Limit(x/d) = 0.450 (fck <= 50 MPa.)
x/d ratio = 0.122/ 0.450 = 0.271 ---> O.K

- SLE:





midas Gen - RC-Slab Serviceability Checking [Eurocode2:04 & NTC2018] Gen 2023

[[[*]]] SLAB STRESS MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 3-[1], Dir 2.

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.
Elem No. : 1273
LCB No. : 2

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

Materials : $f_{ck} = 2.5000e+07$ Pa.

$f_{yk} = 4.5000e+08$ Pa.

Thickness : 0.2500 m.

Covering : $d_B = 0.0260$ m.

$d_T = 0.0260$ m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)

$\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 1.66667e+07$ Pa.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3.91304e+08$ Pa.

$b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).

$d = 0.2240$ m.

$A_{s_use} = 0.0004 \text{ m}^2/\text{m}. (0.0004 \text{ m}^2/\text{m}.)$

- Information of Stress Checking Result.

$k_1 = 0.60000$

$k_2 = 0.45000$

$k_3 = 0.80000$

(Assumed Uncracked Section)

$M_{Ed} = 16721.21$ N-m/m.

$n = 12.70817$ (Long Term).

$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 2.56496e+06$ Pa.

$fr_1 = (1.6 - H/1000) * f_{ctm} = 3.46270e+06$ Pa.

$f_{ctm,fl} = \text{MAX}[f_{ctm}, fr_1] = 3.46270e+06$ Pa.

$y_{bar_t} = 0.12680$ m.

$I_{yy} = 0.00135 \text{ m}^4/\text{m}.$

$S_{s_con} (\text{Tens.}) = M_{Ed} * (H - y_{bar_t}) / I_{yy} = 1.52986e+06$ Pa.

$S_{s_con} (\text{Tens.}) <= f_{ctm,fl}$ ---> Uncracked Section !

- Compressive stress in concrete.

$S_{s_con} (\text{Comp.}) = M_{Ed} * y_{bar_t} / I_{yy} = 1.57451e+06$ Pa.

$S_{s_con} (\text{Comp.}) < k_1 * f_{ck} = 1.50000e+07$ Pa. ---> O.K !

- Tensile stress in reinforcement.

$S_{s_stl} = M_{Ed} * (d - X) * n / I_{yy} = 1.53388e+07$ Pa.

$S_{s_stl} < k_3 * f_{yk} = 3.60000e+08$ Pa. ---> O.K !

<< TOP >>

midas Gen - RC-Slab Serviceability Checking [Eurocode2:04 & NTC2018] Gen 2023

- Information of Parameters.

Elem No. : 1276

LCB No. : 2

Materials : $f_{ck} = 2.5000e+07$ Pa.

$f_{yk} = 4.5000e+08$ Pa.

Thickness : 0.2500 m.

Covering : $d_B = 0.0260$ m.

$d_T = 0.0260$ m.

- Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500$ (for Concrete)

$\gamma_s = 1.150$ (for Reinforcement)

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 1.66667e+07$ Pa.

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3.91304e+08$ Pa.

$b = 0.0010$ m. (by Code Unit Length).

$d = 0.2240$ m.

$A_{s_use} = 0.0008 \text{ m}^2/\text{m}. (0.0008 \text{ m}^2/\text{m}.)$

- Information of Stress Checking Result.

$k_1 = 0.60000$

$k_2 = 0.45000$

$k_3 = 0.80000$

(Assumed Uncracked Section)

$M_{Ed} = 30536.08$ N-m/m.

$n = 12.70817$ (Long Term).

$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{(2/3)} = 2.56496e+06$ Pa.

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

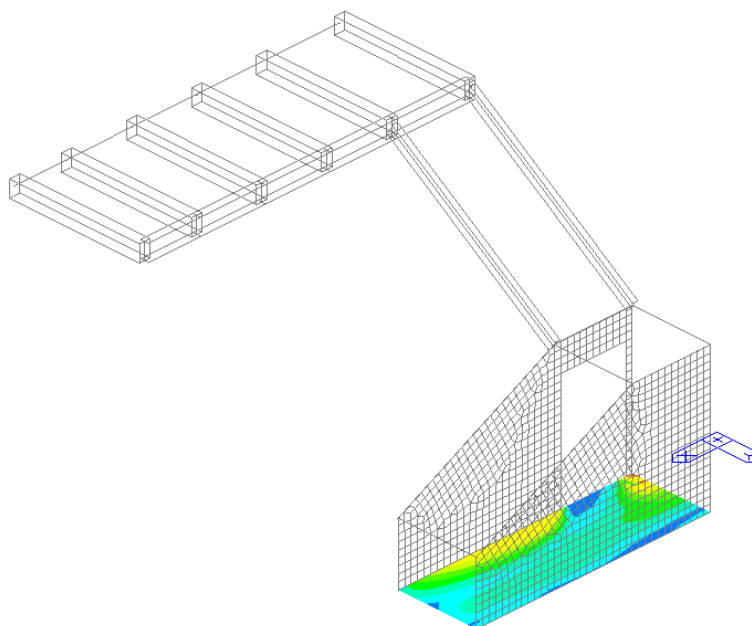
$fr1 = (1.6 - H/1000) * fctm = 3.46270e+06 \text{ Pa.}$
 $fctm, fl = \text{MAX}[fctm, fr1] = 3.46270e+06 \text{ Pa.}$
 $ybar_t = 0.12853 \text{ m.}$
 $lyy = 0.00139 \text{ m}^4/\text{m.}$
 $Ss_con \text{ (Tens.)} = M_Ed * (H - ybar_t) / lyy = 2.66941e+06 \text{ Pa.}$
 $Ss_con \text{ (Tens.)} <= fctm, fl \text{ ---> Uncracked Section !}$

-. Compressive stress in concrete.

$Ss_con \text{ (Comp.)} = M_Ed * ybar_t / lyy = 2.82466e+06 \text{ Pa.}$
 $Ss_con \text{ (Comp.)} < k1 * fck = 1.50000e+07 \text{ Pa. ---> O.K !}$

-. Tensile stress in reinforcement.

$Ss_stl = M_Ed * (d - X) * n / lyy = 2.66621e+07 \text{ Pa.}$
 $Ss_stl < k3 * fyk = 3.60000e+08 \text{ Pa. ---> O.K !}$



midas Gen POST-PROCESSOR SLAB SERV. CHECKING	
	0.05
	0.04
	0.04
	0.03
	0.03
	0.03
	0.02
	0.02
	0.01
	0.01
	0.00
	0.00
Position: Top & Bot	
Smoothing: Element (Avg. Nodal)	
Component: Direction 2	
Crack Control: Crack Width	
ALL COMBINA~	
MAX :	1335
MIN :	1313
FILE:	21049_SC~
UNIT:	None
DATE:	02/29/2024

midas Gen - RC-Slab Serviceability Checking [Eurocode2:04 & NTC2018] Gen 2023

[[[*]]] SLAB CRACK MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 3-[1], Dir 2.

<< BOTTOM >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 1273
LCB No. : 4
Materials : $fck = 2.5000e+07 \text{ Pa.}$
 $fyk = 4.5000e+08 \text{ Pa.}$
Thickness : 0.2500 m.
Covering : $dB = 0.0260 \text{ m.}$
 $dT = 0.0260 \text{ m.}$

-. Information of Checking.

$\gamma_{c_c} = 1.500 \text{ (for Concrete)}$
 $\gamma_{c_s} = 1.150 \text{ (for Reinforcement)}$
 $fcd = fck / \gamma_{c_c} = 1.66667e+07 \text{ Pa.}$
 $fyd = fyk / \gamma_{c_s} = 3.91304e+08 \text{ Pa.}$
 $b = 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).}$
 $d = 0.2240 \text{ m.}$
 $As_use = 0.0004 \text{ m}^2/\text{m.} \text{ (} 0.0004 \text{ m}^2/\text{m.})$

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

-. Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]
 $f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa}) = 3.30000\text{e}+07 \text{ Pa.}$
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.56496\text{e}+06 \text{ Pa. (} f_{ck} \leq C50/60 \text{)}$
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ (by 28 days).}$
 $\sigma_s = 10826420.250 \text{ Pa.}$
 $k_t = 0.4 \text{ (for long term loading).}$
 $X = 0.04267 \text{ m.}$
 $h_{c,ef} = \text{MIN}[2.5 \cdot (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.06500 \text{ m.}$
 $A_{c,eff} = B_c \cdot h_{c,ef} = 0.00006 \text{ m}^2.$
 $\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.0061$
 $E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0.3} \cdot 1000 = 3.148\text{e}+10 \text{ Pa. (by Table 3.1)}$
 $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 6.35409$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})) / E_s$
 $= -0.000823$
 $< 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000032$
 $(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.000032$

midas Gen - RC-Slab Serviceability Checking [Eurocode2:04 & NTC2018] Gen 2023
=====

Bond coefficient(k_1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k_2) = 0.5000
NAD Value (k_3) = 3.4000
NAD Value (k_4) = 0.4250
 $c = 0.02100 \text{ m.}$
 $\Phi = 0.01000 \text{ m.}$
 $S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \Phi / \rho_{p,eff} = 0.35115 \text{ m.}$
 $w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 0.00001 \text{ m.}$
 $w_k < 3.000\text{e}-04 \text{ m. ---> O.K !}$

<< TOP >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 1335
LCB No. : 4
Materials : $f_{ck} = 2.5000\text{e}+07 \text{ Pa.}$
 $f_{yk} = 4.5000\text{e}+08 \text{ Pa.}$
Thickness : 0.2500 m.
Covering : $d_B = 0.0260 \text{ m.}$
 $d_T = 0.0260 \text{ m.}$

-. Information of Checking.

$\gamma_c = 1.500 \text{ (for Concrete)}$
 $\gamma_s = 1.150 \text{ (for Reinforcement)}$
 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 1.66667\text{e}+07 \text{ Pa.}$
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 3.91304\text{e}+08 \text{ Pa.}$
 $b = 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).}$
 $d = 0.2240 \text{ m.}$
 $A_{s,use} = 0.0004 \text{ m}^2/\text{m. (} 0.0004 \text{ m}^2/\text{m.)}$

midas Gen - RC-Slab Serviceability Checking [Eurocode2:04 & NTC2018] Gen 2023
=====

-. Information of Crack Checking Result.

[Check Crack Width]
 $f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa}) = 3.30000\text{e}+07 \text{ Pa.}$
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2.56496\text{e}+06 \text{ Pa. (} f_{ck} \leq C50/60 \text{)}$
 $f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ (by 28 days).}$
 $\sigma_s = 13099776.635 \text{ Pa.}$
 $k_t = 0.4 \text{ (for long term loading).}$
 $X = 0.04267 \text{ m.}$

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

$h_{c,ef} = \min[2.5 \cdot (h-d), (h-X)/3, h/2] = 0.06500 \text{ m.}$
 $A_{c,eff} = B_c \cdot h_{c,ef} = 0.00006 \text{ m}^2.$
 $\rho_{p,eff} = A_s/A_{c,eff} = 0.0061$
 $E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{\wedge} 0.3 \cdot 10000 = 3.148e+10 \text{ Pa. (by Table 3.1)}$
 $\alpha_e = E_s/E_{cm} = 6.35409$
 $(\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}) = (\sigma_{s-kt} \cdot f_{ct,eff}/\rho_{p,eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}))/E_s$
 $= -0.000811$
 $< 0.6 \cdot \sigma_{s-kt}/E_s = 0.000039$
 $(\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}) = 0.6 \cdot \sigma_{s-kt}/E_s = 0.000039$

Bond coefficient(k_1) = 0.8000
Strain distribution coefficient(k_2) = 0.5000
NAD Value (k_3) = 3.4000
NAD Value (k_4) = 0.4250
 $c = 0.02100 \text{ m.}$
 $\phi = 0.01000 \text{ m.}$
 $S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,eff} = 0.35115 \text{ m.}$

$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}) = 0.00001 \text{ m.}$
 $w_k < 3.000e-04 \text{ m.} \rightarrow 0. \text{ K!}$

La capacità portante del terreno è:

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: TERZAGHI (1943)

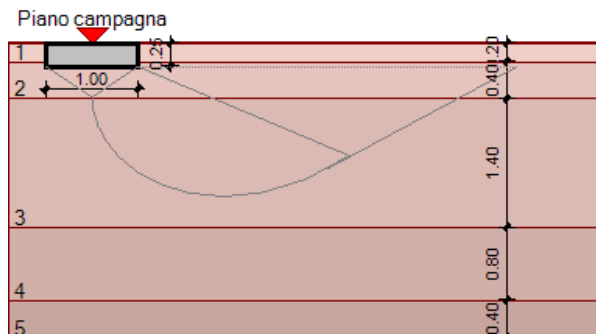
Geometria fondazione [B] Larghezza (dir y): 1.00 m [L] Lunghezza (dir x): 3.60 m
[D] Profondità (dir z): 0.25 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B: 0.0° [β] Angolo di inclinazione del pendio: 0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]: 0.00 kPa Profondità falda dal piano di campagna: -10.00 m
Criterio di punzonamento: NESSUNO Condizione di verifica: DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	Y _{nat}	Y _{sat}	φ	c'	c _u	H _{str}	E _{ed}	D _r
1	19.10	19.10	30.0	0.00	0.67	0.20	0.00	33.00
2	20.50	20.50	35.8	0.00	0.00	0.40	0.00	63.00
3	19.70	19.70	32.2	0.00	0.00	1.40	0.00	45.00
4	20.60	20.60	36.6	0.00	0.00	0.80	0.00	67.00
5	21.10	21.10	39.3	0.00	0.00	0.40	0.00	77.00

Legenda

N.: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
Y_{nat}: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)
Y_{sat}: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)
φ: angolo d'attrito interno (deg)
c': Coesione drenata (kPa)
c_u: Coesione non drenata (kPa)
H_{str}: Spessore dello strato (m)
E_{ed}: Modulo edometrico (kPa)
D_r: Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo strato equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.25 m e 2.25 m	φ	c'	c _u	E _{ed}	D _r
19.95	33.4	0.00	0.00	50.90	

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot p_c + q' \cdot N_q \cdot p_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot p_\gamma$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B \cdot L$$

Fattori di capacità portante

$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$
 $N_q = e^{2 \cdot (3\pi/4 - \phi/2) \cdot \tan(\phi)} / (2 \cdot \cos^2(\pi/4 + \phi/2))$
 N_γ = Interpolazione da grafico di Terzaghi (1943)

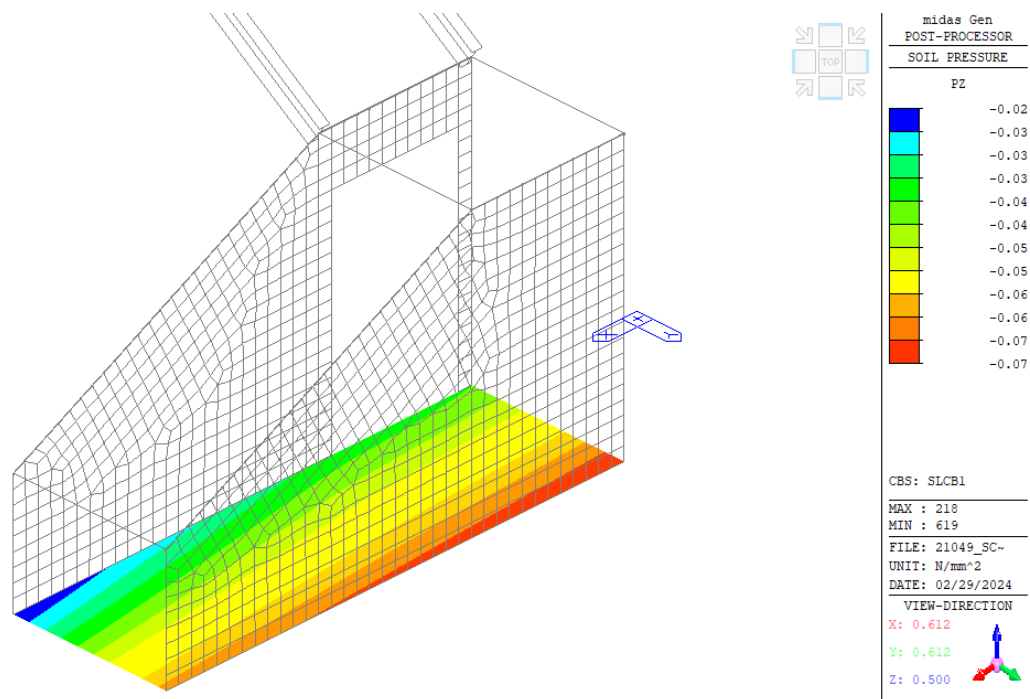
Fattori di forma

s_c = 1.0 per fondazione nastriforme
1.3 per fondazione quadrata
 s_q = 1.0 per fondazione nastriforme
0.8 per fondazione quadrata

Fattori di punzonamento

p_c = 1.0 (punzonamento non ritenuto possibile)
 p_q = 1.0 (punzonamento non ritenuto possibile)
 p_γ = 1.0 (punzonamento non ritenuto possibile)

Pag 130/215



$$q_{Ed} = 0.07 \text{ MPa} < q_{ult} = 0.497 \text{ MPa} \rightarrow Ok$$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

11.4.2. Connessioni

11.4.2.1. Connessione IPE160 - IPE 240

Connessione a cerniera bullonata per mezzo di fin plate.

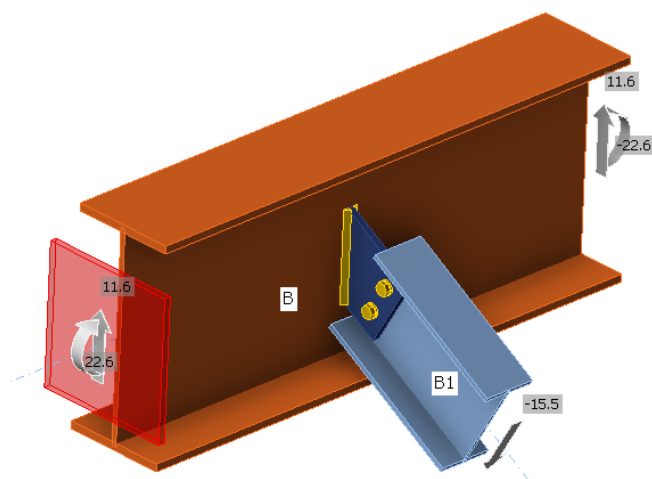
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β - Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
B	1 - CON1(IPE330)	0.0	0.0	0.0	0	0	0
B1	2 - CON1(IPE160)	-90.0	-30.0	0.0	60	0	-10

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
B / inizio	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0
B / fine		Nodo	0
B1 / fine		Bulloni	25



Sezioni

Nome	Materiale
1 - CON1(IPE330)	S 355
2 - CON1(IPE160)	S 355

Bulloni

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	f_u [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M12 8.8	M12 8.8	12	800.0	113

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B / Inizio	0.0	0.0	11.6	0.0	22.6	0.0
	B / Fine	0.0	0.0	11.6	0.0	-22.6	0.0
	B1 / Fine	0.0	0.0	-15.5	0.0	0.0	0.0

Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	0.0	7.8	9.8	1.3	0.0	0.0

Verifica

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	0.0 < 5.0%	OK
Bulloni	27.4 < 100%	OK
Saldature	73.3 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

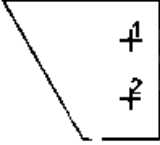
Piastre

Nome	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{p1} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
B-bfl 1	11.5	LE1	78.6	0.0	0.0	OK
B-tfl 1	11.5	LE1	69.3	0.0	0.0	OK
B-w 1	7.5	LE1	273.6	0.0	0.0	OK
B1-bfl 1	7.4	LE1	33.3	0.0	0.0	OK
B1-tfl 1	7.4	LE1	32.8	0.0	0.0	OK
B1-w 1	5.0	LE1	133.0	0.0	12.8	OK
FP1	10.0	LE1	159.6	0.0	12.8	OK

Dati Progetto

Materiale	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
S 355	355.0	5.0

Bulloni

Forma	Elemento	Classe	Carichi	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Dettagli costruttivi	Stato
	B1	M12 8.8 - 1	LE1	2.4	7.7	58.8	5.0	23.8	27.4	OK	OK
	B2	M12 8.8 - 1	LE1	1.1	7.8	58.8	2.2	24.1	25.7	OK	OK



Dati Progetto

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M12 8.8 - 1	48.6	70.3	32.4

Spiegazione dei simboli

$F_{t,Ed}$	Forza di trazione
$F_{v,Ed}$	Risultante delle forze di taglio del bullone Vy e Vz nei piani di taglio
$F_{b,Rd}$	Resistenza di progetto della piastra EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
U_{t_t}	Utilizzo in trazione
U_{t_s}	Utilizzo a taglio
$U_{t_{ts}}$	Interazione di trazione e taglio EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{t,Rd}$	Resistenza a trazione dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$B_{p,Rd}$	Resistenza a taglio a punzonamento EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{v,Rd}$	Resistenza a taglio dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.4

Saldature

Elemento	Bordo	T_w [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	U_t [%]	U_c [%]	Dettagli costruttivi	Stato
B-w 1	FP1	 5.0	138	LE1	315.8	0.0	-133.7	-117.6	115.9	72.5	41.1	OK	OK
		 5.0	138	LE1	319.1	0.0	-99.1	115.3	-131.8	73.3	40.2	OK	OK

Dati Progetto

Materiale	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 355	490.0	0.90	435.6	352.8

11.4.2.2. Connessione IPE 160 – Muro C.A.

La connessione a taglio avviene per mezzo di inghisaggi tipo HIT-RE 100 + HAS-U 5.8 M16, profondità di inghisaggio 120 mm. A favore di sicurezza si esegue nel seguito la verifica con un solo ancorante.

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-RE 100 + HAS-U 5.8 M16
Vita utile (durata in anni):	50
Codice articolo:	2223829 HAS-U 5.8 M16x165 (inserire) / 2123381 HIT-RE 100 (resina)
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 120,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)
Materiale:	5.8
Certificazione No.:	ETA-15/0882
Emesso l Validato:	02/08/2019 -
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica
Fissaggio distanziato:	
Profilo:	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 200,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 0,000$; $V_x = 20,000$; $V_y = 0,000$; $M_x = 0,000$; $M_y = 0,000$; $M_z = 0,000$; $N_{sus} = 0,000$; $M_{x,sus} = 0,000$; $M_{y,sus} = 0,000$;	no	no	64

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	20,000	20,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm^2]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura conica del calcestruzzo**	N/A	N/A	N/A	N/A
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	20,000	31,440	64	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	20,000	96,399	21	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
39,300	1,000	39,300	1,250	31,440	20,000

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
129.600	129.600	180,0	360,0	2,000	25,00	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11.000	72.299	1.500	96.399	20.000		

ID gruppo ancoranti

1

5 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

N_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_N	=	0,0000 [mm]
V_{Sk}	=	14,815 [kN]	δ_V	=	0,5926 [mm]
			δ_{NV}	=	0,5926 [mm]

Carichi a lungo termine:

N_{Sk}	=	0,000 [kN]	δ_N	=	0,0000 [mm]
V_{Sk}	=	14,815 [kN]	δ_V	=	0,8889 [mm]
			δ_{NV}	=	0,8889 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: -

Profilo: -

Diametro del foro nella piastra: -

Spessore della piastra (input): -

Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione

Pulizia: E' necessaria la pulizia manuale del foro in conformità alle istruzioni di posa.

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 100 + HAS-U 5.8 M16

Codice articolo: 2223829 HAS-U 5.8 M16x165 (inserire) / 2123381 HIT-RE 100 (resina)

Coppia di serraggio massima: 80 Nm

Diametro del foro nel materiale base: 18,0 mm

Profondità del foro nel materiale base: 120,0 mm

Spessore minimo del materiale base: 156,0 mm

Hilti HAS-U barra filettata with HIT-RE 100 Resina ad iniezione with 120 mm embedment h_{ef} , M16, Acciaio zincato, Foro eseguito con roto-percussione installation per ETA-15/0882

7.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> Idoneo per rotopercussione Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> Pompetta soffiante manuale Diametro appropriato dello scovolino 	<ul style="list-style-type: none"> Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore Per installazioni profonde è necessario utilizzare l'ugello per iniezione Chiave dinamometrica

Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	c_x	c_{+x}	c_y	c_{+y}
1	0,0	0,0	-	-	-	-

11.5. Tunnel

Il tunnel si compone di una copertura in acciaio e da una soletta in c.a. sorretta da due travi di bordo. È prevista la demolizione e ricostruzione delle vetrate; conseguentemente vengono inseriti dei profili di supporto che reggono interamente il peso delle capriate.

Essendo, come da relazione di vulnerabilità sismica, non verificato il tunnel per i sovraccarichi di categoria A, si declassa lo stesso ad una Categoria d'Uso H, coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione, motivo per cui il sovraccarico

accidentale adottato è $q_k = 50 \text{ kg/m}^2$. Si adotteranno quindi le opportune misure preventive per scongiurare usi diversi. Si vedano gli elaborati architettonici per maggiori dettagli.

11.5.1. Capriate di copertura

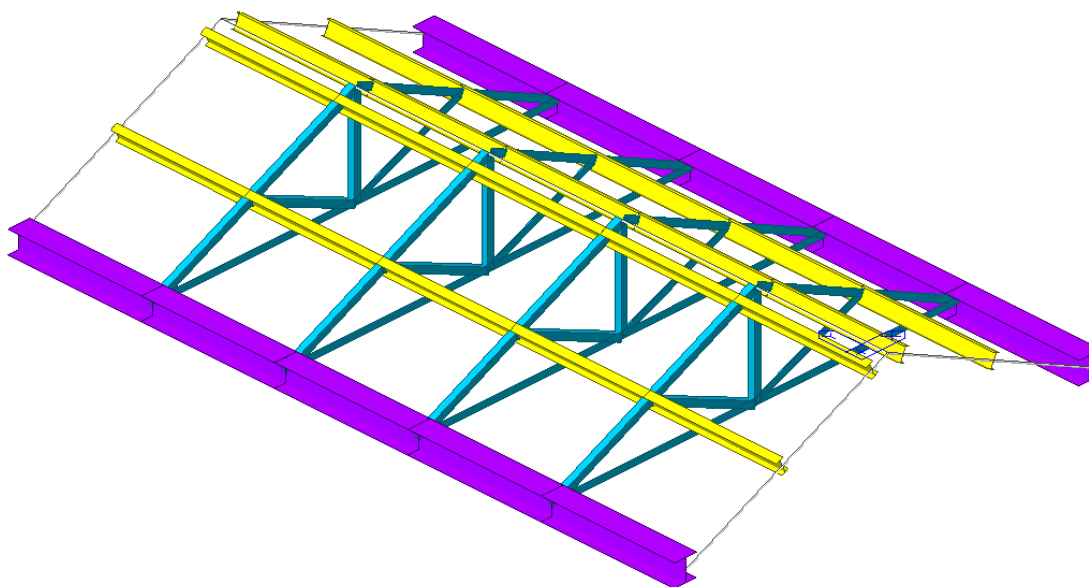
Sulla base della documentazione fotografica ricevuta e delle consuetudini in uso all'epoca di costruzione, catene e diagonali della capriata sono realizzate con profili ad L40x40x4 mm, mentre gli arcarecci per i quali si prescrive in ogni caso verifica geometrica in fase di cantiere quando sarà possibile accedere alla sottotetto, sono stati assunti IPE80 in base alle foto disponibili e al progetto simulato. La copertura è in lamiera grecata poggiate sugli arcarecci.

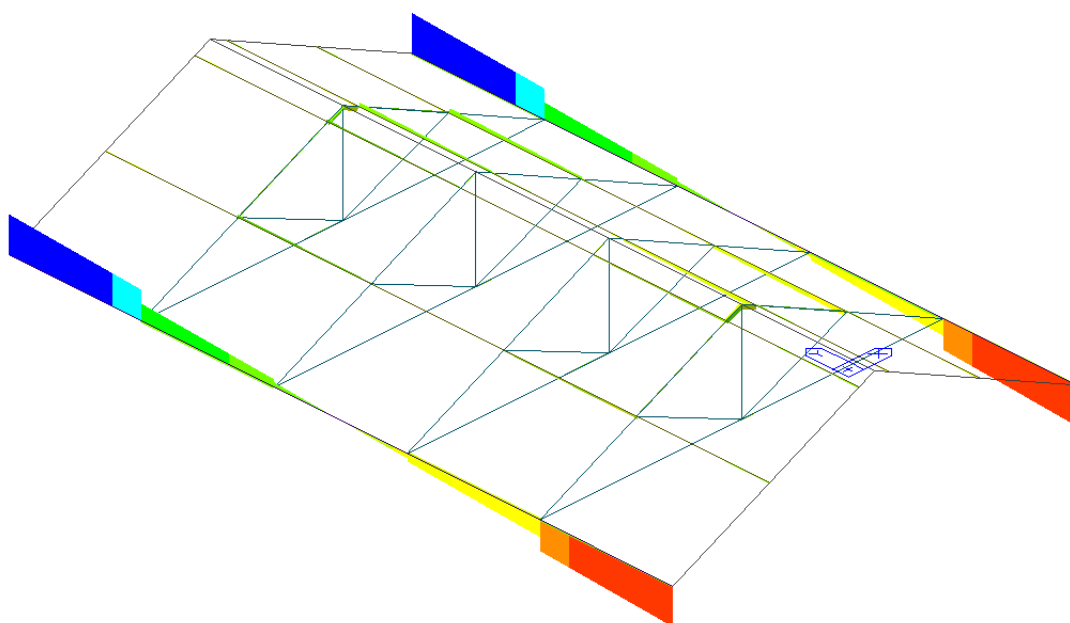
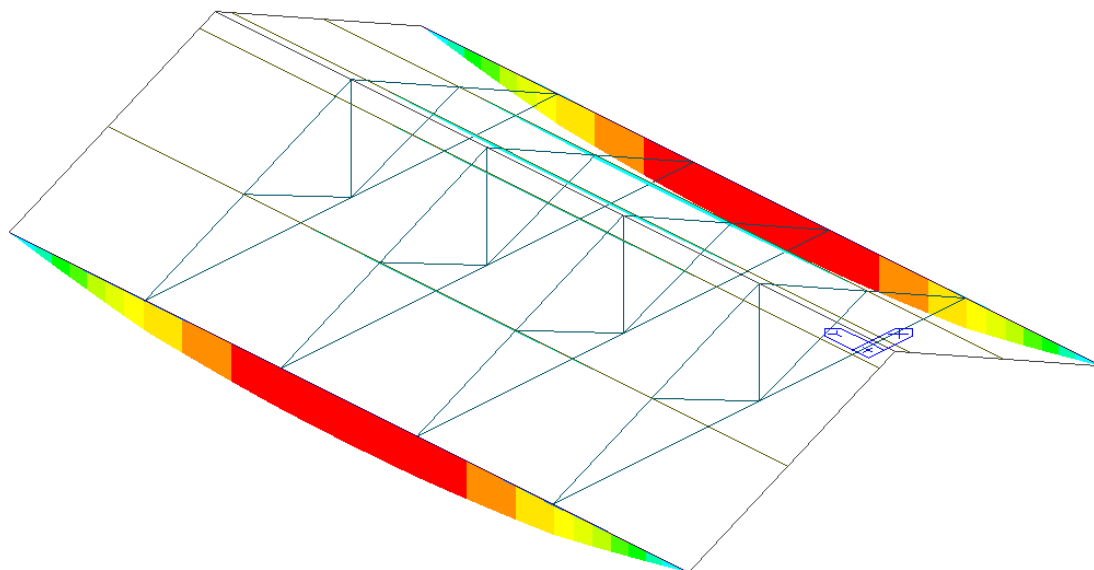
I carichi agenti sono:

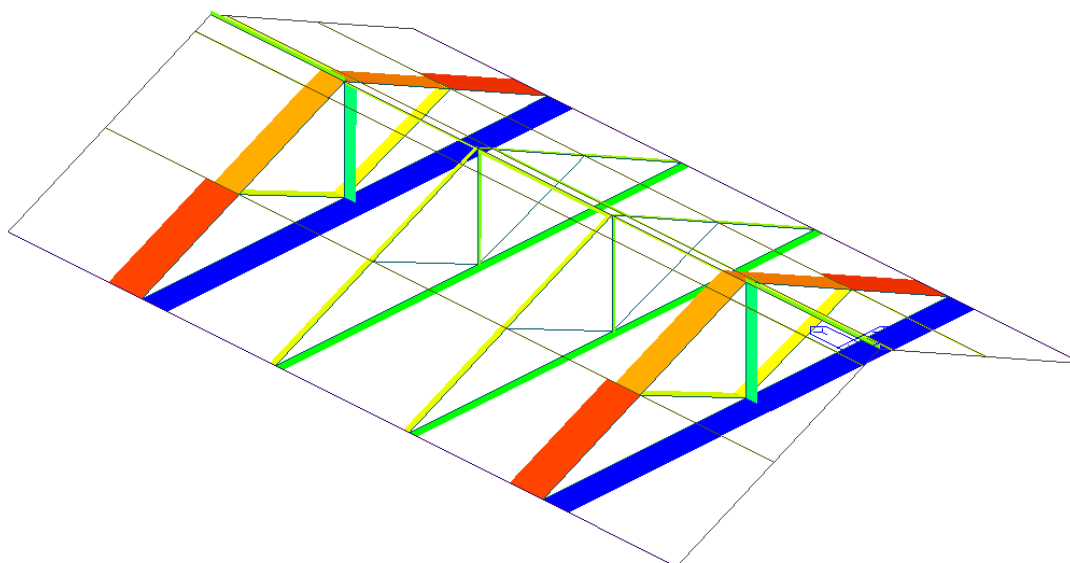
$$G_2 = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

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

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







CHK	MEMB	SECT	SEL	Section	Section	LCB	Len	Ly	Ky	Bmy	N,Ed	My,Ed	My,Rd	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	0.31258	0	0	0	0	0	-	0
OK	0.007	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	0.6714	0	0	-0.0055	0.02412	0	-	-0.0001
OK	0.028	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	0.00516
OK	160	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.67297	0	0	-0.0055	-0.0241	0	-	-0.0001
OK	0.028	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	0.00516
OK	161	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.6329	0.00737	0.00737	-0.0132	0.12209	-0.0675	-	-
OK	0.063	0.009		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	-0.6498	-0.0067	-0.0067	-0.0129	-0.0357	-0.0226	-	-
OK	0.061	0.003		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	-0.8707	-0.0039	-0.0039	0.00394	0.01531	-0.0057	-	-
OK	0.038	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	-0.6328	0.0074	0.0074	0.01318	-0.1222	-0.0678	-	-
OK	0.063	0.009		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	-0.6497	-0.0067	-0.0067	0.01288	0.0356	-0.0223	-	-
OK	0.061	0.003		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	-0.8725	-0.0039	-0.0039	-0.004	-0.0153	-0.0058	-	-
OK	0.038	0.001		S235	235000	3	0.67864	0.67864	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	167	1	1	L40x4	L40x4	3	0.73333	0.73333	1	1	-0.2843	0	0	0.00191	0.0104	0	-	-
OK	0.011	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	-0.2831	0	0	-0.0019	-0.0103	0	-	-
OK	0.011	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	0.08799	0	0	0	0	0	-	0
OK	0.002	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	0.20883	0	0	-0.0062	0.02468	0	-	-0.0001
OK	0.019	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	0.20889	0	0	-0.0062	-0.0247	0	-	-0.0001
OK	0.019	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	-0.0894	0.00261	0.00261	0.00099	-0.0106	-0.024	-	-
OK	0.011	0.002		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	-0.1191	0.00309	0.00309	0.00091	-0.0089	-0.0094	-	-
OK	0.012	0.001		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	-0.1436	-0.0016	-0.0016	0.001	0.011	-0.0023	-	-
OK	0.009	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	-0.0894	0.00263	0.00263	-0.001	0.01049	-0.024	-	-
OK	0.011	0.002		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	-0.1191	0.00307	0.00307	-0.0009	0.00901	-0.0093	-	-
OK	0.012	0.001		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	-0.1437	-0.0016	-0.0016	-0.001	-0.0109	-0.0023	-	-
OK	0.009	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	0.0031	0	0	0.00191	0.0104	0	-	-
OK	0.005	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	0.00317	0	0	-0.0019	-0.0103	0	-	-
OK	0.005	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	0.08799	0	0	0	0	0	-	0
OK	0.002	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	0.20883	0	0	-0.0062	0.02468	0	-	-0.0001
OK	0.019	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	0.20889	0	0	-0.0062	-0.0247	0	-	-0.0001
OK	0.019	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	0.00516

RELAZIONE STRUTTURALE

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

R.T.P.:

Sinergo Spa
Phoenix Archeologia Srl
Elisa Siroombo

OK	183	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.0894	-0.0026	-0.0026	0.00099	-0.0106	0.02395	-	-
OK	0.011	0.002		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	-0.1191	-0.0031	-0.0031	0.00091	-0.0089	0.00937	-	-
OK	0.012	0.001		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	-0.1436	0.00157	0.00157	0.001	0.011	0.00229	-	-
OK	0.009	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	-0.0894	-0.0026	-0.0026	-0.001	0.01049	0.02405	-	-
OK	0.011	0.002		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	-0.1191	-0.0031	-0.0031	-0.0009	0.00901	0.00926	-	-
OK	0.012	0.001		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	-0.1437	0.00158	0.00158	-0.001	-0.0109	0.00233	-	-
OK	0.009	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	0.0031	0	0	0.00191	0.0104	0	-	-
OK	0.005	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	0.00317	0	0	-0.0019	-0.0103	0	-	-
OK	0.005	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	0.31258	0	0	0	0	0	-	0
OK	0.007	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	0.6714	0	0	-0.0055	0.02412	0	-	-0.0001
OK	0.028	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	0.00516
OK	193	1	1	L40x4	L40x4	3	1.28986	1.28986	1	1	0.67297	0	0	-0.0055	-0.0241	0	-	-0.0001
OK	0.028	0.002		S235	235000	3	1.28986	1.28986	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	0.00516
OK	194	1	1	L40x4	L40x4	3	0.10916	0.10916	1	1	-0.6329	-0.0074	-0.0074	-0.0132	0.12209	0.0675	-	-
OK	0.063	0.009		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	-0.6498	0.00672	0.00672	-0.0129	-0.0357	0.0226	-	-
OK	0.061	0.003		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	-0.8707	0.0039	0.0039	0.00394	0.01531	0.0057	-	-
OK	0.038	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	-0.6328	-0.0074	-0.0074	0.01318	-0.1222	0.06777	-	-
OK	0.063	0.009		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	-0.6497	0.00669	0.00669	0.01288	0.0356	0.02232	-	-
OK	0.061	0.003		S235	235000	3	0.63554	0.63554	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	199	1	1	L40x4	L40x4	3	0.67864	0.67864	1	1	-0.8725	0.00393	0.00393	-0.004	-0.0153	0.00579	-	-
OK	0.038	0.001		S235	235000	3	0.67864	0.67864	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	13.7352	-	-
OK	200	1	1	L40x4	L40x4	3	0.73333	0.73333	1	1	-0.2843	0	0	0.00191	0.0104	0	-	-
OK	0.011	0.001		S235	235000	3	0.73333	0.73333	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	-
OK	201	1	1	L40x4	L40x4	3	0.73027	0.73027	1	1	-0.2831	0	0	-0.0019	-0.0103	0	-	-
OK	0.011	0.001		S235	235000	3	0.73027	0.73027	1	1	44.679	0	0.42219	0.42219	13.7352	0	-	-
OK	249	4	1	HEA140	HEA140	3	4.25	4.25	1	1	0.00412	1.18943	1.18943	0.02048	-0.074	1.14561	-	-0.0008
OK	0.032	0.009		S355	355000	3	0.85	0.85	1	1	688.086	0	37.9981	18.4462	316.548	127.878	-	0.017
OK	254	4	1	HEA140	HEA140	3	4.25	4.25	1	1	0.00418	1.18983	1.18983	-0.0205	0.07405	1.14616	-	-0.0008
OK	0.032	0.009		S355	355000	3	0.85	0.85	1	1	688.086	0	37.9981	18.4462	316.548	127.878	-	0.017

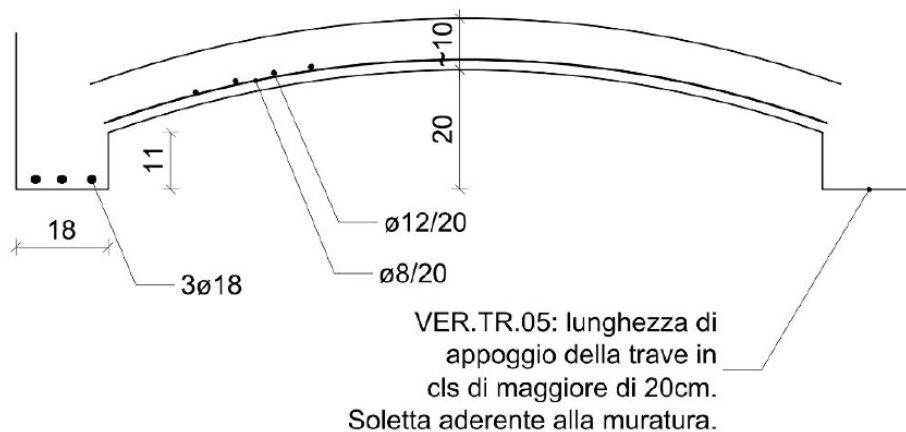
- Verifica schiacciamento muratura:

CARATTERISTICHE MURATURA		
f_m [N/cm ²]	150.00	Resistenza media a compressione
γ_m	3.00	Coefficiente di sicurezza parziale
F.C.	1.20	Fattore di confidenza
f_d [N/cm ²]	41.67	Resistenza a compressione di calcolo
CARATTERISTICHE APPOGGIO		
a [cm]	14.00	Larghezza di appoggio carico
b [cm]	15.00	profondità appoggio carico
A_b [cm ²]	210.00	impronta del carico sul muro
H [cm]	350.00	altezza dell'appoggio dal piede del muro
a_1 [cm]	1000.00	distanza minima del bordo dell'impronta di carico alla fine parete
CARATTERISTICHE MURO		
t [cm]	40.00	spessore del muro
L_{ef} [cm]	216.07	lunghezza effettiva della parete portante a metà altezza
A_{eff} [cm ²]	462.00	area efficace
β_{max} [cm]	1.50	massimo valora di beta utilizzabile
β [cm]	1.50	coefficiente amplificativo di diffusione
VERIFICA		
N_{Rdc} [kN]	13.13	Resistenza a compressione per carichi concentrati
N_{Edc} [kN]	1.22	Carico di progetto applicato
Verifica soddisfatta		

11.5.2. 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
$q_k =$	0.5	kN/m ²

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

	b	h	kN/m ³	kN/m
Muretti	0.17	0.96	18.00	2.94
Vetrare	0.05	1.88	24.00	2.25
				5.19

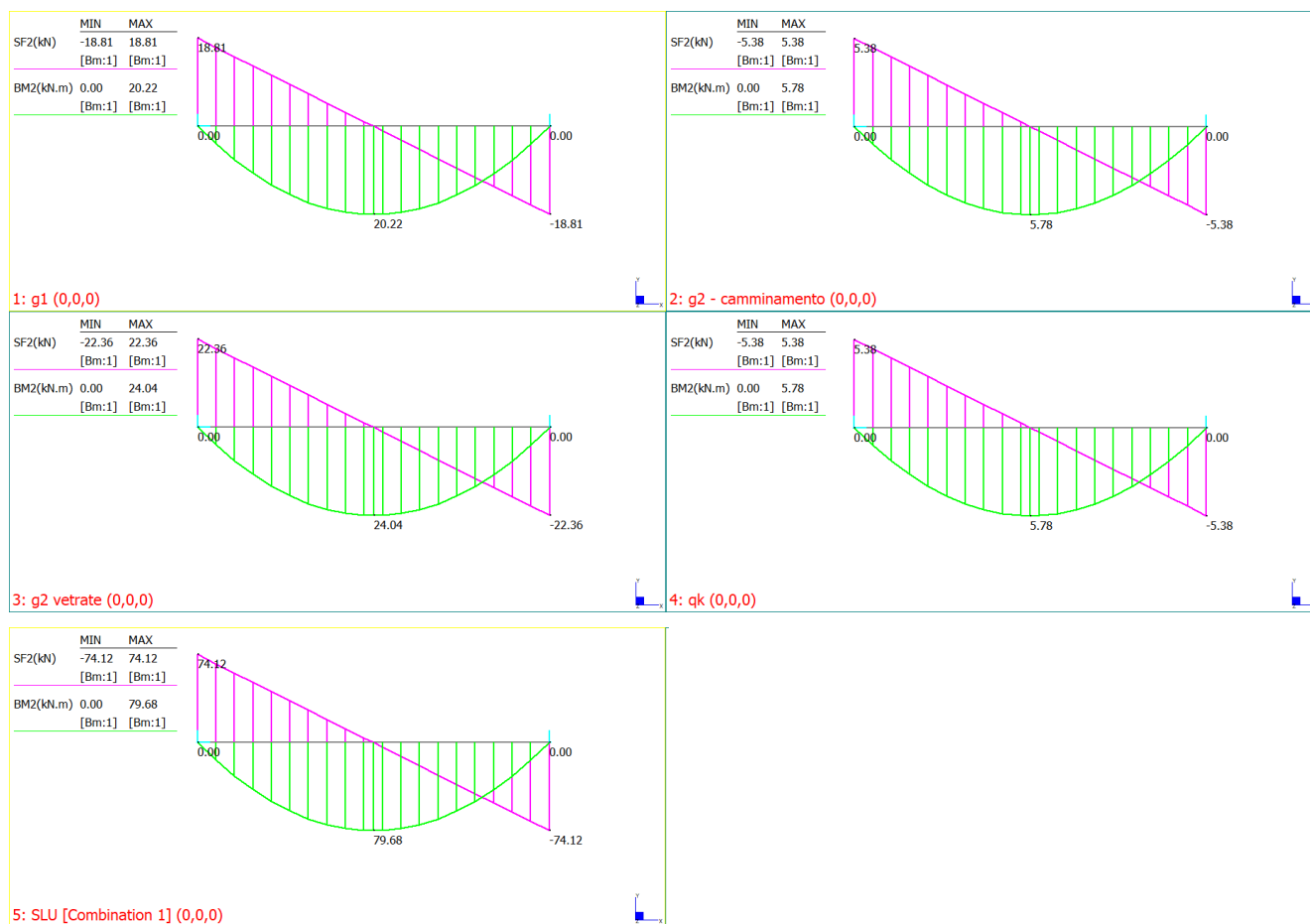
$$G_{2,tamponamento} = 5.2 \cdot 2 = 10.4 \text{ kN/m}$$

Le sollecitazioni agenti pertanto sono:

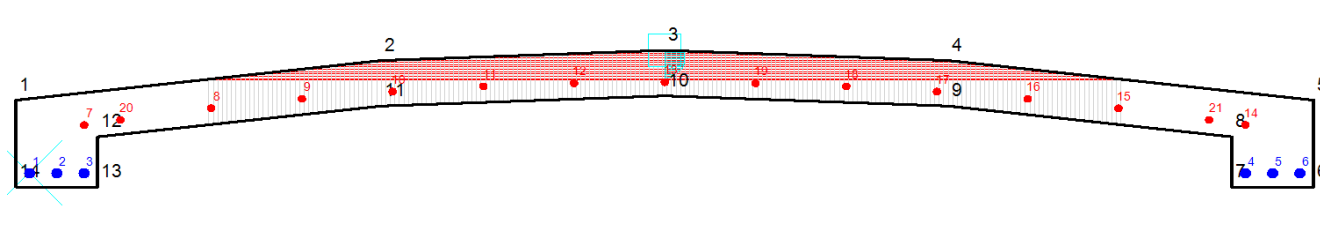
RELAZIONE STRUTTURALE

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

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



Le verifiche sono soddisfatte:



DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: 21049_camminamento

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

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Tipologia sezione:

Normativa di riferimento:

Percorso sollecitazione:

Riferimento Sforzi assegnati:

Riferimento alla sismicità:

Resistenze agli Stati Limite Ultimi

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

N.T.C.

A Sforzo Norm. costante

Assi x,y principali d'inerzia

Comb. non sismiche

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -

Classe:

Resis. compr. di progetto fcd:

Def.unit. max resistenza ec2:

Def.unit. ultima ecu:

Diagramma tensione-deformaz.:

Modulo Elastico Normale Ec:

Resis. media a trazione fctm:

Reginato

8.7 MPa

0.0020

0.0035

Parabola-Rettangolo

28375.1 MPa

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/cm²
	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 ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y

Vx		Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x			
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	79.68	0.00	74.12	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO 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 r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] 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	S	0.00	79.68	0.00	0.00	83.46	0.00	1.05	28.8(3.5)

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	74.12	121.46	8.0	202.0	0.0199	0.00

11.6. Balcone

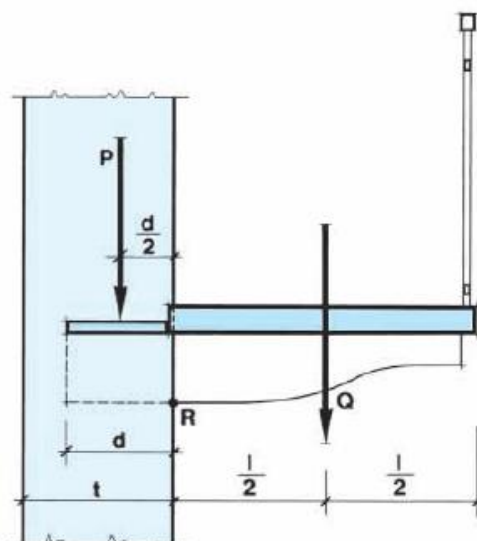
Si riportano nel seguito considerazioni in merito al balcone presente fronte strada per il fabbricato in esame:



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)

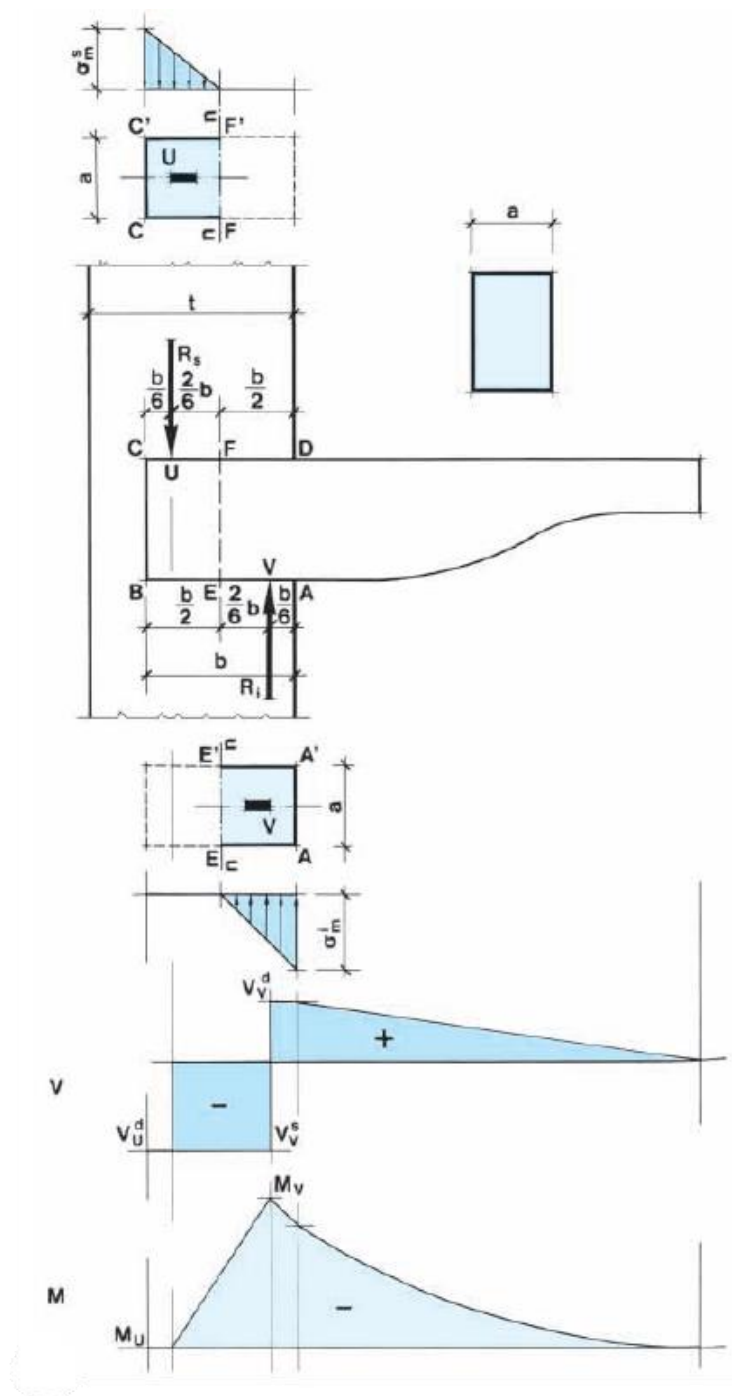


$$M_i = Q \cdot \frac{l}{2}$$

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

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

- Verifica della muratura all'incastro



Essendo, come da relazione di vulnerabilità sismica, non verificato il balcone per i sovraccarichi di 400 kg/m^2 , si declassa lo stesso ad una Categoria d'Uso H, coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione, motivo per cui il sovraccarico accidentale adottato è $q_k = 50 \text{ kg/m}^2$. Si adotteranno quindi le opportune misure preventive per scongiurarne usi diversi. Si vedano gli elaborati architettonici per maggiori dettagli.

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, tensione ammissibile a flessione per la pietra pari a 1.4 MPa e 0.5 MPa a taglio.

Si riportano nel seguito le verifiche:

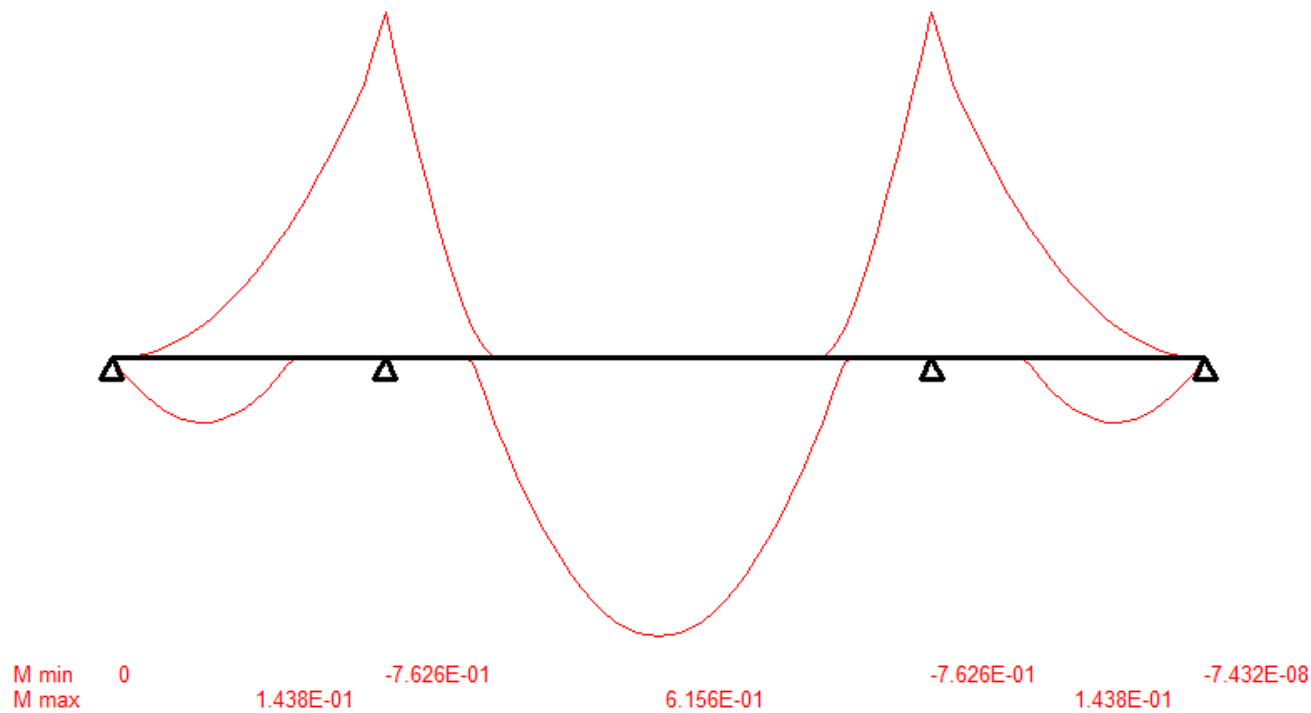
Verifica sbalzo in pietra

Materiali

Resistenza media a compressione muratura
 Coefficiente di sicurezza
 Fattore di confidenza
 Resistenza di progetto a compressione muratura
 Tensione ammissibile a flessione pietra
 Tensione ammissibile a taglio pietra
 Peso volumico pietra
 Peso volumico muratura

$f_m = 3$ N/mm²
 $\gamma_m = 3$
 $FC = 1.2$
 $f_d = 0.83$ N/mm²
 $\sigma_{fl} = 1.4$ N/mm²
 $\tau = 0.5$ N/mm²
 $\gamma = 28$ kN/m³
 $\gamma = 19$ kN/m³

File : -
 Scala momenti 1:1 - Sollecitazioni SLU

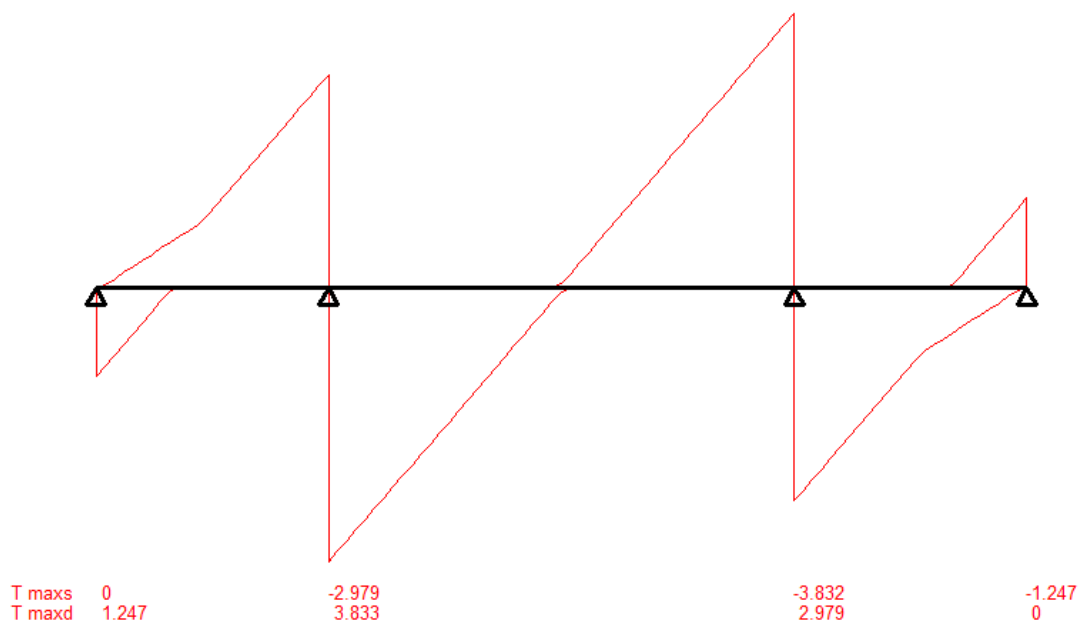


RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

File : -
Scala tagli 1:5 - Sollecitazioni SLU

**Verifica lastrone**

Larghezza
Altezza
Momento agente
Taglio agente
Modulo di resistenza $W = 1/6 \cdot b \cdot h^2$
Verifica a flessione $\sigma_{Ed} = M_{Ed} / W$
Verifica a taglio $\tau_{Ed} = 1.5 \cdot V_{Ed} / A$

b =	100	cm
h =	12.5	cm
M_{Ed} =	0.76	kNm
V_{Ed} =	3.83	kN
W =	2604167	mm ³
σ_{Ed} =	0.29	N/mm ²
	✓	
τ_{Ed} =	0.05	N/mm ²
	✓	

Verifica modiglioni

Larghezza lastra di ripartizione
Base mensola
Altezza sezione iniziale
Altezza sezione finale
Lunghezza mensola
Carico trasmesso dalla lastra (SLU)
Carico dovuto al p.p. della mensola
Carico totale agente (SLU)
Carico concentrato parapetto
Momento agente (sezione d'incastro)
Taglio agente (sezione d'incastro)
Modulo di resistenza $W = 1/6 \cdot b \cdot h^2$
Verifica a flessione $\sigma_{Ed} = M_{Ed} / W$
Verifica a taglio $\tau_{Ed} = 1.5 \cdot V_{Ed} / A$

l_p =	0.65	m
b =	0.32	m
h_1 =	0.3	m
h_2 =	0.15	m
L =	1.1	m
q_{lastra} =	3.83	kN/m
$q_{p.p.}$ =	2.02	kN/m
q_{Ed} =	6.5	kN/m
$P_{parapetto}$ =	1	kN
M_{Ed} =	5.33	kNm
V_{Ed} =	8.40	kN
W =	4800000	mm ³
σ_{Ed} =	1.11	N/mm ²
	✓	
τ_{Ed} =	0.13	N/mm ²
	✓	

Verifica incastro sul muro

Altezza muro
Spessore muro
Profondità appoggio
Verifica a ribaltamento
Peso muro gravante su mensola
Momento stabilizzante
Momento ribaltante
Verifica a ribaltamento

h =	6	m
s =	0.45	m
d =	0.45	m
P_m =	33.3	kN
M_S =	7.50	kNm
M_R =	5.33	kNm
M_R / M_S =	0.71	✓

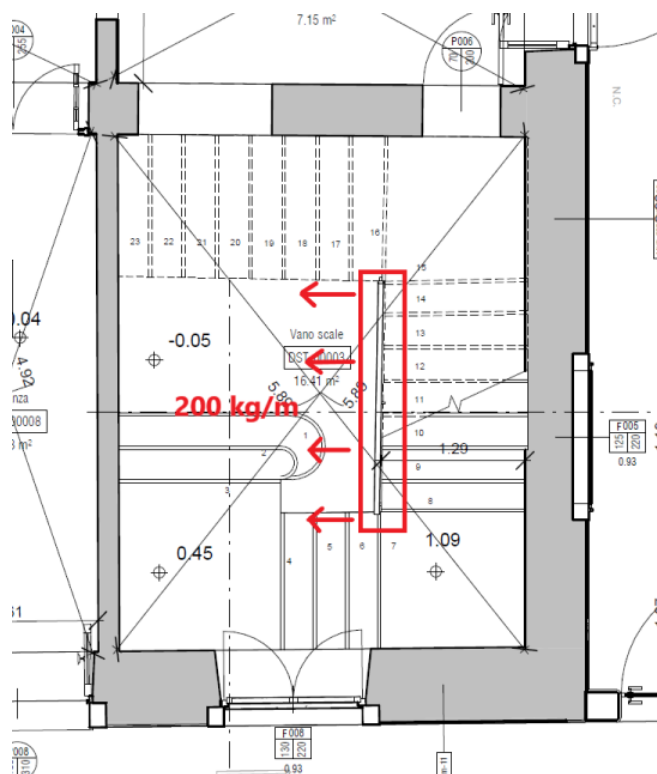
Verifica muratura

Reazione R_s	$R_s =$	-19.9	kN
Reazione R_i	$R_i =$	28.3	kN
Momento flettente M_v	$M_v =$	-5.96	kNm
Momento flettente M_c	$M_c =$	-5.33	kNm
Tensione agente sulla muratura (superficie superiore)	$\sigma_{Ed,sup} =$	0.55	N/mm ²
Tensione agente sulla muratura (superficie inferiore)	$\sigma_{Ed,inf} =$	0.79	N/mm ²

11.7. Parapetti

I parapetti presenti sulle scale, essendo elementi vincolati di pregio, vanno conservati mantenendone le caratteristiche originarie. Vista la mancanza di indagini, la complessità geometrica e le incertezze relativamente al loro stato di degrado, saranno oggetto di certificazione tramite apposita prova di carico da realizzarsi durante i lavori con le seguenti modalità:

- Lettura posizioni parapetto
- Applicazione di un tiro pari a 200 kg/m sul parapetto in figura.
- Lettura delle deformazioni sotto sforzo
- Lettura delle deformazioni residue



L'esito della prova è da ritenersi soddisfatto se le deformazioni rilevate all'atto dell'esecuzione della prova sono minori dei seguenti limiti:

$$\frac{l}{300} = \frac{2500}{300} = 8.3 \text{ mm}$$

Ed inoltre se la deformazione residua è nulla o al limite di entità trascurabile, ed in ogni caso se non sono state rilevate deformazioni plastiche degli elementi portanti del parapetto.

12. PENSILINA AUTO

12.1. Materiali

12.1.1. Acciaio da carpenteria metallica

Classe di resistenza acciaio (EN 1993-1-1:2005+A1:2014, EN 10025-2:2019)

Classe di resistenza		S355J0	
Spessore dell'elemento	$t =$	$t \leq 40 \text{ mm}$	mm
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	355	MPa
Tensione caratteristica a rottura	$f_u =$	490	MPa
Spessore dell'elemento	$t =$	$40 \text{ mm} \leq t \leq 80 \text{ mm}$	mm
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	335	MPa
Tensione caratteristica a rottura	$f_u =$	470	MPa

Modulo elastico, coefficiente di Poisson

Modulo elastico:	$E_s =$	210000	
Coefficiente di Poisson:	$\nu =$	0.3	
Coefficiente di dilatazione termica:	$\alpha =$	1.2×10^{-5}	$^{\circ}\text{C}^{-1}$

Coefficienti di sicurezza

Resistenza sezioni (cl. 1+4):	$\gamma_{s,M0} =$	1.05
Resistenza instabilità membrature:	$\gamma_{s,M1} =$	1.05
Resistenza sezioni indebolite dai fori:	$\gamma_{s,M2} =$	1.25
Resistenza a fatica, rispetto a D_{SD} e D_{TD} :	$\gamma_{M,f} =$	1.35

12.1.2. Calcestruzzo per opere di fondazione

Caratteristiche del calcestruzzo (§3.1 EN 1992-1-1:2005, §11.2.10 NTC 2018)

Classe di resistenza		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} =$	30	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	25	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	14.17	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	33	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} =$	1.80	MPa
Resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c =$	1.20	MPa
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	2.56	MPa
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} =$	3.08	MPa
Modulo elastico medio	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	31476	N/mm ²
Coefficiente di Poisson (calcestruzzo fessurato)	$\nu =$	0	-
Coefficiente di Poisson (calcestruzzo non fessurato)	$\nu =$	0.2	-
Peso specifico	$\gamma_{c,a} =$	25	kN/m ³
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	0.00001	$^{\circ}\text{C}^{-1}$

Classe di resistenza minima raccomandata (Prospetto 4.3N EN 1992-1-1:2005)

Corrosione indotta da carbonatazione

Classe di esposizione (prospetto 4.1 EN 1992-1-1:2005)	XC2
Classe di resistenza minima	C25/30
Rapporto massimo a/c	0.6
Contenuto minimo di cemento (kg/m ³)	300
Contenuto minimo di aria (%)	-
Altri requisiti	-

12.2. Analisi dei carichi

12.2.1. Carichi permanenti strutturali G_1 (§3.1.2 NTC 2018)

I carichi permanenti strutturali vengono calcolati automaticamente dal programma di calcolo secondo i seguenti pesi specifici.

- Calcestruzzo armato	25	kN/m ³
- Calcestruzzo non armato	24	kN/m ⁴
- Acciaio	78.5	kN/m ⁵
- Legno	variabile	kN/m ⁶

12.2.2. Carichi permanenti portati G_2 (§3.1.3 NTC 2018)

Si assume cautelativamente un peso permanente portato g_2 pari ad 1 kN/m², corrispondente al pacchetto di copertura costituito da una lamiera coibentata.

12.2.3. Carichi variabili

12.2.3.1. Sovraccarichi accidentali (§3.1.4 NTC 2018)

► Sovraccarichi accidentali (Tab. 3.1.II NTC 2018)

Categoria	Ambienti	q_k kN / m ²	Q_k kN	H_k kN / m
H-I-K	Coperture Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0.5	1.2	1

12.2.3.2. Azione del vento (§3.3 NTC 2018)

► AZIONI DEL VENTO (§3.3 NTC 2018)

Velocità base di riferimento (§3.3.1 NTC 2018)

Regione in cui sorge la costruzione	Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)
Altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione a_s (m)	113
Velocità base di riferimento al livello del mare $V_{b,0}$ (m/s)	25
Parametro a_0 (Tab. 3.3.I)	1000
Parametro k_s (Tab. 3.3.I)	0.4
Zona (Tab. 3.3.I)	1
Coefficiente di altitudine c_a	1.000

Velocità di riferimento (§3.3.2 NTC 2018)

Periodo di ritorno di progetto T_R (anni)	50
Velocità base di riferimento V_b (m/s)	25.00
Coefficiente di ritorno c_r	1.00
Velocità di riferimento V_r (m/s)	25.02

Pressione cinetica di riferimento (§3.3.6 NTC 2018)

Velocità di riferimento del vento V_r (m/s)	25.02
Densità dell'aria ρ (kg/m ³)	1.25

Pressione cinetica di riferimento q_r (N/m²) 391.20

Coefficiente di esposizione (§3.3.7 NTC 2018)

Distanza dalla costa (km) 35

Altezza sul suolo del punto considerato z (m) 2.85

Classe di rugosità del terreno B

Descrizione:

Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione del sito IV

Coefficiente K_r 0.22

Coefficiente z_0 (m) 0.3

Coefficiente z_{min} (m) 8

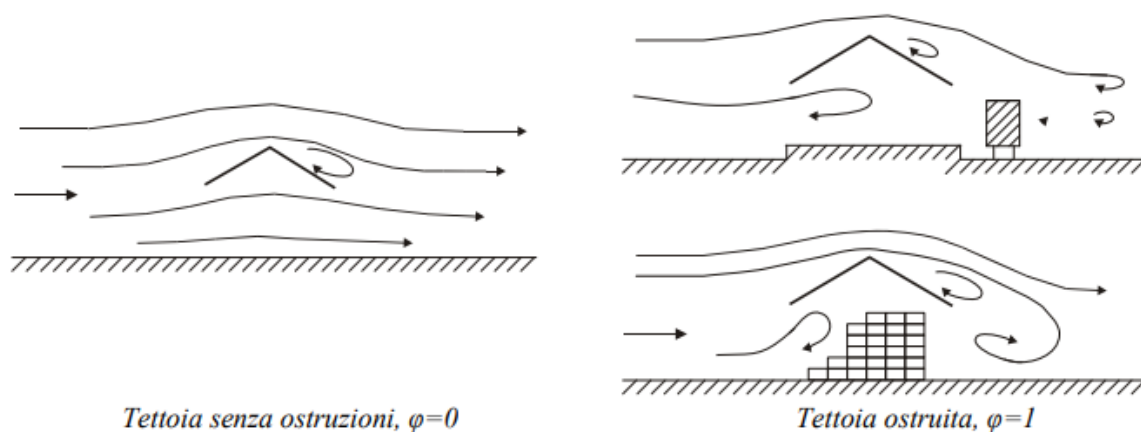
Coefficiente di topografia c_t 1

Coefficiente di esposizione c_e 1.63

Coefficiente dinamico (§3.3.9 NTC 2018)

Coefficiente dinamico c_d 1

Per quanto riguarda il coefficiente di forma si fa riferimento a Si definisce grado di bloccaggio φ , il rapporto tra l'area esposta al vento di un'eventuale ostruzione presente al di sotto della tettoia e l'area totale della superficie ortogonale alla direzione del vento al di sotto della tettoia (vd. figura seguente).



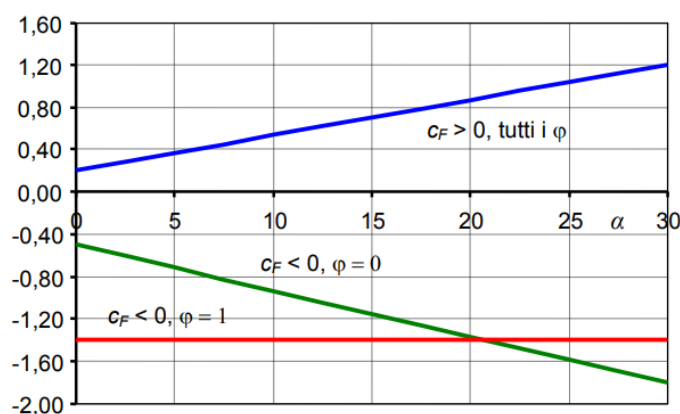
Si identificano due situazioni limite:

- $\varphi = 0$ corrisponde all'assenza di ostruzioni al di sotto della tettoia (tettoia libera);
- $\varphi = 1$ corrisponde alla situazione in cui lo spazio al di sotto della tettoia risulti completamente ostruito.

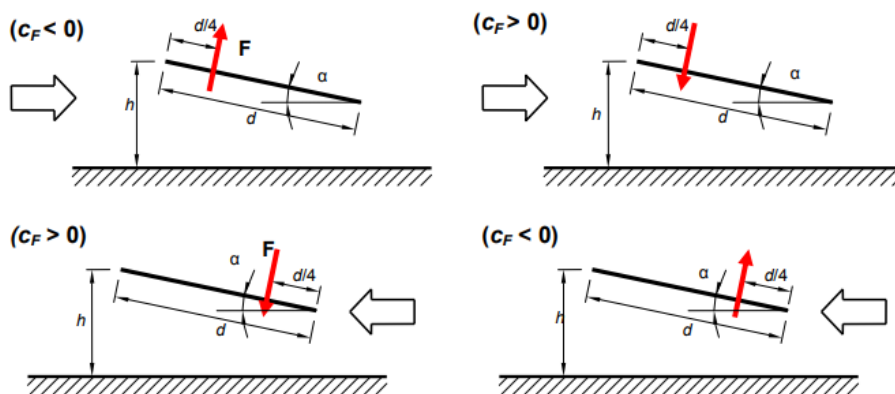
La Tabella G.XII riportata nelle CNR-DT 207/2018, e la relativa Figura G.26, riportano i valori dei coefficienti di forza per le tettoie a semplice falda con vento agente perpendicolarmente alla linea di colmo. I valori dei coefficienti di forza sono espressi in funzione del grado di bloccaggio φ e dell'inclinazione α della falda. Per valori intermedi di φ è ammessa un'interpolazione lineare tra i valori relativi ai casi $\varphi = 0$ e $\varphi = 1$. La quota di riferimento z è pari all'altezza massima h della tettoia. L'area di riferimento L^2 , ossia l'area su cui è applicata la forza risultante, è pari all'area dei pannelli di copertura.

Tabella G.XII – Coefficienti di forza per tettoie a semplice falda (α in $^{\circ}$).

Valori positivi	Tutti i valori di φ	$c_F = +0,2 + \alpha/30$
Valori negativi	$\varphi = 0$ $\varphi = 1$	$c_F = -0,5 - 1,3 \cdot \alpha/30$ $c_F = -1,4$



Per il calcolo della forza dovuta al vento si considerano le condizioni di carico più gravose tra le quattro indicate nella seguente figura, dove la forza risultante $F_V = q_p(z) \cdot L^2 \cdot c_f(\alpha)$ è applicata sopravvento ad una distanza pari a $d/4$ dal bordo investito dal flusso, dove d è la luce dell'elemento investito dal vento.



Per il caso in esame i coefficienti c_f sono pari a $c_{f,-} = -1,4$ e $c_{f,+} = 0,2$ rispettivamente per il caso sopravvento e sottovento.

Coefficiente aerodinamico (§3.3.8 NTC 2018)

Coefficiente di pressione faccia sopravvento $c_{p,+}$ 1.4

Coefficiente di pressione faccia sottovento $c_{p,-}$ 0.2

Pressione del vento (§3.3.4 NTC 2018)

Pressione del vento faccia sopravvento p^+ (kN/m²) 0.895

Pressione del vento faccia sottovento p^- (kN/m²) 0.128

12.2.3.3. Azione della neve (§3.4 NTC 2018)

► **AZIONI DELLA NEVE (§3.4 NTC 2018)**

Valore di riferimento del carico della neve al suolo (§3.4.2 NTC 2018)

Altitudine di riferimento a_s (m)

Provincia

Zona

Valore di riferimento del carico della neve al suolo q_{sk} (kN/m²)

113
Udine
Zona I - Alpina
1.50

Coefficiente di esposizione (§3.4.4 NTC 2018)

Topografia

Descrizione:

Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi

Coefficiente di esposizione C_E

Normale

1

Coefficiente termico (§3.4.5 NTC 2018)

Coefficiente termico C_t

1

► **COPERTURA AD UNA FALDA (§3.4.3.2 NTC 2018)**

Coefficiente di forma delle coperture (coperture ad una o due falde) (§3.4.3 NTC 2018)

Angolo di inclinazione della copertura α (°)

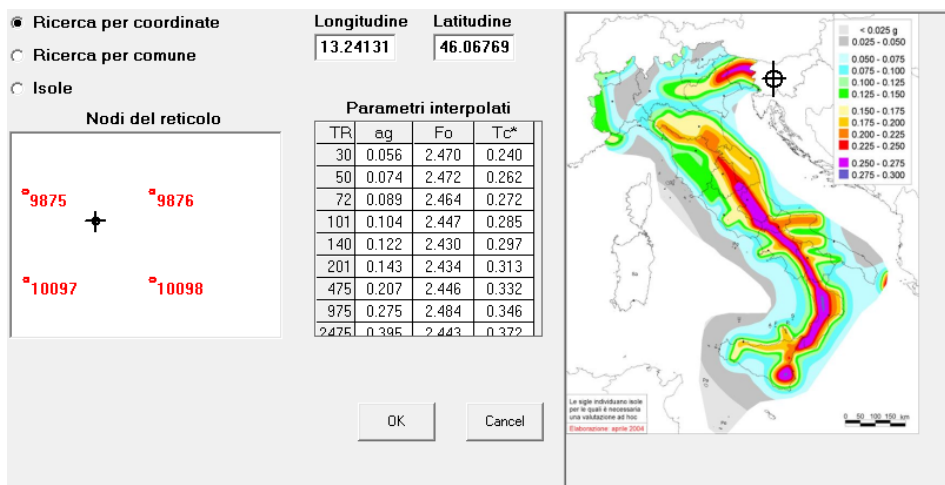
Coefficiente di forma μ_1 (tab. 3.4.II)

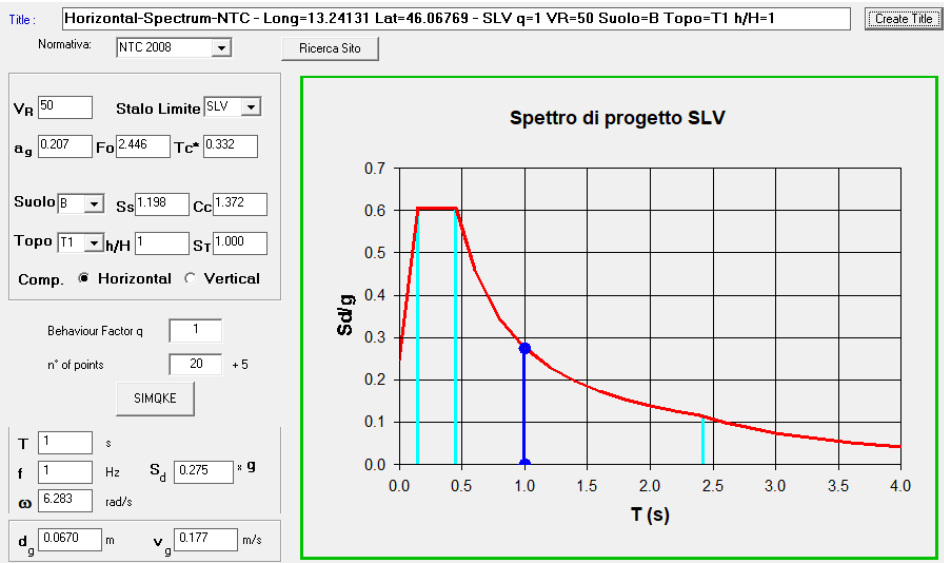
Carico della neve sulle coperture (§3.4.1 NTC 2018)

Carico provocato dalla neve sulle coperture q_s (kN/m²)

0
0.8
1.20

12.2.4. Azione sismica (§3.2 NTC 2018)





12.2.5. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono le seguenti:

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	
				LOADCASE(FACTOR) + LOADCASE(FACTOR) + LOADCASE(FACTOR)
1	SLU 1	Strength/Stress	Add	G1(1.300) + G2(1.300) + Qk(1.500)
				+ Temperatura + (0.900)
2	SLU 2	Strength/Stress	Add	G1(1.300) + G2(1.300) + Qk(1.050)
				+ Temperatura + (1.500)
3	SLU 3	Strength/Stress	Add	G1(1.300) + G2(1.300) + Qk(1.500)
				+ Qs(0.750) + Temperatura + (0.900)
4	SLU 4	Strength/Stress	Add	G1(1.300) + G2(1.300) + Qk(1.050)
				+ Qs(0.750) + Temperatura + (1.500)
5	SLU 5	Strength/Stress	Add	G1(1.300) + G2(1.300) + Qk(1.050)
				+ Qs(1.500) + Temperatura + (0.900)
6	SLU 6	Strength/Stress	Add	G1(1.300) + G2(1.300) + Qk(1.500)
				+ Vento +X(0.900) + Temperatura + (0.900)
7	SLU 7	Strength/Stress	Add	G1(1.300) + G2(1.300) + Qk(1.500)
				+ Vento -X(0.900) + Temperatura + (0.900)
8	SLU 8	Strength/Stress	Add	G1(1.300) + G2(1.300) + Qk(1.500)
				+ Vento +Y(0.900) + Temperatura + (0.900)
9	SLU 9	Strength/Stress	Add	G1(1.300) + G2(1.300) + Qk(1.500)
				+ Vento -Y(0.900) + Temperatura + (0.900)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

10	SLU 10	Strength/Stress G1(1.300) + Vento +X(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(1.500)	Qk(1.050)
11	SLU 11	Strength/Stress G1(1.300) + Vento -X(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(1.500)	Qk(1.050)
12	SLU 12	Strength/Stress G1(1.300) + Vento +Y(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(1.500)	Qk(1.050)
13	SLU 13	Strength/Stress G1(1.300) + Vento -Y(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(1.500)	Qk(1.050)
14	SLU 14	Strength/Stress G1(1.300) + Vento +X(1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.050)
15	SLU 15	Strength/Stress G1(1.300) + Vento -X(1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.050)
16	SLU 16	Strength/Stress G1(1.300) + Vento +Y(1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.050)
17	SLU 17	Strength/Stress G1(1.300) + Vento -Y(1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.050)
18	SLU 18	Strength/Stress G1(1.300) + Vento +X(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.500)
19	SLU 19	Strength/Stress G1(1.300) + Vento -X(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.500)
20	SLU 20	Strength/Stress G1(1.300) + Vento +Y(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.500)
21	SLU 21	Strength/Stress G1(1.300) + Vento -Y(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.500)
22	SLU 22	Strength/Stress G1(1.300) + Vento +X(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(1.500)	Qk(1.050)
23	SLU 23	Strength/Stress G1(1.300) + Vento -X(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(1.500)	Qk(1.050)
24	SLU 24	Strength/Stress G1(1.300) + Vento +Y(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(1.500)	Qk(1.050)
25	SLU 25	Strength/Stress G1(1.300) + Vento -Y(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(1.500)	Qk(1.050)
26	SLU 26	Strength/Stress G1(1.300) + Vento +X(-1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.050)
27	SLU 27	Strength/Stress G1(1.300) + Vento -X(-1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura +(0.900)	Qk(1.050)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

28	SLU 28	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento +Y(-1.500) +	Temperatura +(0.900)	
<hr/>				
29	SLU 29	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento -Y(-1.500) +	Temperatura +(0.900)	
<hr/>				
30	SLU 30	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento +X(0.900) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
31	SLU 31	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento -X(0.900) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
32	SLU 32	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento +Y(0.900) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
33	SLU 33	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento -Y(0.900) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
34	SLU 34	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento +X(0.900) +	Temperatura +(1.500)
<hr/>				
35	SLU 35	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento -X(0.900) +	Temperatura +(1.500)
<hr/>				
36	SLU 36	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento +Y(0.900) +	Temperatura +(1.500)
<hr/>				
37	SLU 37	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento -Y(0.900) +	Temperatura +(1.500)
<hr/>				
38	SLU 38	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento +X(1.500) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
39	SLU 39	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento -X(1.500) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
40	SLU 40	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento +Y(1.500) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
41	SLU 41	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento -Y(1.500) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
42	SLU 42	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento +X(-0.900) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
43	SLU 43	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento -X(-0.900) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
44	SLU 44	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento +Y(-0.900) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				
45	SLU 45	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento -Y(-0.900) +	Temperatura +(0.900)
<hr/>				

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

46	SLU 46	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +X(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(1.500)
47	SLU 47	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -X(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(1.500)
48	SLU 48	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +Y(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(1.500)
49	SLU 49	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -Y(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(1.500)
50	SLU 50	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +X(-1.500) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
51	SLU 51	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -X(-1.500) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
52	SLU 52	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +Y(-1.500) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
53	SLU 53	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -Y(-1.500) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
54	SLU 54	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento +X(0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
55	SLU 55	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento -X(0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
56	SLU 56	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento +Y(0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
57	SLU 57	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento -Y(0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
58	SLU 58	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento +X(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
59	SLU 59	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento -X(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
60	SLU 60	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento +Y(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
61	SLU 61	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento -Y(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura +(0.900)
62	SLU 62	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Temperatura -(0.900)	G2(1.300) +	Qk(1.500)
63	SLU 63	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Temperatura -(1.500)	G2(1.300) +	Qk(1.050)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

64	SLU 64	Strength/Stress G1(1.300) + + Qs(0.750) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.500)
65	SLU 65	Strength/Stress G1(1.300) + + Qs(0.750) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(1.500)	Qk(1.050)
66	SLU 66	Strength/Stress G1(1.300) + + Qs(1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.050)
67	SLU 67	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento +X(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.500)
68	SLU 68	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento -X(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.500)
69	SLU 69	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento +Y(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.500)
70	SLU 70	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento -Y(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.500)
71	SLU 71	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento +X(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(1.500)	Qk(1.050)
72	SLU 72	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento -X(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(1.500)	Qk(1.050)
73	SLU 73	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento +Y(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(1.500)	Qk(1.050)
74	SLU 74	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento -Y(0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(1.500)	Qk(1.050)
75	SLU 75	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento +X(1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.050)
76	SLU 76	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento -X(1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.050)
77	SLU 77	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento +Y(1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.050)
78	SLU 78	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento -Y(1.500) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.050)
79	SLU 79	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento +X(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.500)
80	SLU 80	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento -X(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.500)
81	SLU 81	Strength/Stress G1(1.300) + + Vento +Y(-0.900) +	Add G2(1.300) + Temperatura -(0.900)	Qk(1.500)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

82	SLU 82	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Vento -Y(-0.900) +	Temperatura -(0.900)	
83	SLU 83	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento +X(-0.900) +	Temperatura -(1.500)	
84	SLU 84	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento -X(-0.900) +	Temperatura -(1.500)	
85	SLU 85	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento +Y(-0.900) +	Temperatura -(1.500)	
86	SLU 86	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento -Y(-0.900) +	Temperatura -(1.500)	
87	SLU 87	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento +X(-1.500) +	Temperatura -(0.900)	
88	SLU 88	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento -X(-1.500) +	Temperatura -(0.900)	
89	SLU 89	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento +Y(-1.500) +	Temperatura -(0.900)	
90	SLU 90	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Vento -Y(-1.500) +	Temperatura -(0.900)	
91	SLU 91	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento +X(0.900) +	Temperatura -(0.900)
92	SLU 92	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento -X(0.900) +	Temperatura -(0.900)
93	SLU 93	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento +Y(0.900) +	Temperatura -(0.900)
94	SLU 94	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.500)
+		Qs(0.750) +	Vento -Y(0.900) +	Temperatura -(0.900)
95	SLU 95	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento +X(0.900) +	Temperatura -(1.500)
96	SLU 96	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento -X(0.900) +	Temperatura -(1.500)
97	SLU 97	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento +Y(0.900) +	Temperatura -(1.500)
98	SLU 98	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento -Y(0.900) +	Temperatura -(1.500)
99	SLU 99	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(0.750) +	Vento +X(1.500) +	Temperatura -(0.900)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

100	SLU 100	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -X(1.500) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)
101	SLU 101	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +Y(1.500) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)
102	SLU 102	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -Y(1.500) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)
103	SLU 103	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +X(-0.900) +	Qk(1.500) Temperatura -(0.900)
104	SLU 104	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -X(-0.900) +	Qk(1.500) Temperatura -(0.900)
105	SLU 105	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +Y(-0.900) +	Qk(1.500) Temperatura -(0.900)
106	SLU 106	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -Y(-0.900) +	Qk(1.500) Temperatura -(0.900)
107	SLU 107	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +X(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura -(1.500)
108	SLU 108	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -X(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura -(1.500)
109	SLU 109	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +Y(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura -(1.500)
110	SLU 110	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -Y(-0.900) +	Qk(1.050) Temperatura -(1.500)
111	SLU 111	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +X(-1.500) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)
112	SLU 112	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -X(-1.500) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)
113	SLU 113	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento +Y(-1.500) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)
114	SLU 114	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(0.750) +	G2(1.300) + Vento -Y(-1.500) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)
115	SLU 115	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento +X(0.900) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)
116	SLU 116	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento -X(0.900) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)
117	SLU 117	Strength/Stress	Add	
+		G1(1.300) + Qs(1.500) +	G2(1.300) + Vento +Y(0.900) +	Qk(1.050) Temperatura -(0.900)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

118	SLU 118	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(1.500) +	Vento -Y(0.900) +	Temperatura -(0.900)
<hr/>				
119	SLU 119	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(1.500) +	Vento +X(-0.900) +	Temperatura -(0.900)
<hr/>				
120	SLU 120	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(1.500) +	Vento -X(-0.900) +	Temperatura -(0.900)
<hr/>				
121	SLU 121	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(1.500) +	Vento +Y(-0.900) +	Temperatura -(0.900)
<hr/>				
122	SLU 122	Strength/Stress	Add	
		G1(1.300) +	G2(1.300) +	Qk(1.050)
+		Qs(1.500) +	Vento -Y(-0.900) +	Temperatura -(0.900)
<hr/>				
123	SLV 1	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-1.000) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(-1.000)
+		Ey SLV(0.300)		
<hr/>				
124	SLV 2	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-1.000) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(1.000)
+		Ey SLV(-0.300)		
<hr/>				
125	SLV 3	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-1.000) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(-1.000)
+		Ey SLV(0.300)		
<hr/>				
126	SLV 4	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-1.000) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(1.000)
+		Ey SLV(-0.300)		
<hr/>				
127	SLV 5	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-1.000) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(-1.000)
+		Ey SLV(0.300)		
<hr/>				
128	SLV 6	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-1.000) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(1.000)
+		Ey SLV(-0.300)		
<hr/>				
129	SLV 7	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-1.000) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(-1.000)
+		Ey SLV(0.300)		
<hr/>				
130	SLV 8	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-1.000) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(1.000)
+		Ey SLV(-0.300)		
<hr/>				
131	SLV 9	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(-1.000) +	Ex SLV(-0.300)
+		Ey SLV(1.000)		
<hr/>				
132	SLV 10	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(-1.000) +	Ex SLV(0.300)
+		Ey SLV(-1.000)		
<hr/>				
133	SLV 11	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(-1.000) +	Ex SLV(-0.300)
+	Ey SLV(1.000)		

134	SLV 12	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(-1.000) +	Ex SLV(0.300)
+	Ey SLV(-1.000)		

135	SLV 13	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(-0.300)
+	Ey SLV(0.300)		

136	SLV 14	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(0.300)
+	Ey SLV(-0.300)		

137	SLV 15	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(-0.300)
+	Ey SLV(0.300)		

138	SLV 16	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(0.300)
+	Ey SLV(-0.300)		

139	SLV 17	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(-0.300)
+	Ey SLV(0.300)		

140	SLV 18	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(0.300)
+	Ey SLV(-0.300)		

141	SLV 19	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(-0.300)
+	Ey SLV(0.300)		

142	SLV 20	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(0.300)
+	Ey SLV(-0.300)		

143	SLV 21	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(1.000) +	Ex SLV(-0.300)
+	Ey SLV(1.000)		

144	SLV 22	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(1.000) +	Ex SLV(0.300)
+	Ey SLV(-1.000)		

145	SLV 23	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(1.000) +	Ex SLV(-0.300)
+	Ey SLV(1.000)		

146	SLV 24	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(-0.300) +	Ey SLV(1.000) +	Ex SLV(0.300)
+	Ey SLV(-1.000)		

147	SLV 25	Strength/Stress	Add
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+	Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(-1.000) +	Ex SLV(-0.300)
+	Ey SLV(1.000)		

148	SLV 26	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(-1.000) +	Ex SLV(0.300)
+		Ey SLV(-1.000)		
149	SLV 27	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(-1.000) +	Ex SLV(-0.300)
+		Ey SLV(1.000)		
150	SLV 28	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(-1.000) +	Ex SLV(0.300)
+		Ey SLV(-1.000)		
151	SLV 29	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(-0.300)
+		Ey SLV(0.300)		
152	SLV 30	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(0.300)
+		Ey SLV(-0.300)		
153	SLV 31	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(-0.300)
+		Ey SLV(0.300)		
154	SLV 32	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(-0.300) +	Ex SLV(0.300)
+		Ey SLV(-0.300)		
155	SLV 33	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(-0.300)
+		Ey SLV(0.300)		
156	SLV 34	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(0.300)
+		Ey SLV(-0.300)		
157	SLV 35	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(-0.300)
+		Ey SLV(0.300)		
158	SLV 36	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(0.300) +	Ex SLV(0.300)
+		Ey SLV(-0.300)		
159	SLV 37	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(1.000) +	Ex SLV(-0.300)
+		Ey SLV(1.000)		
160	SLV 38	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(1.000) +	Ex SLV(0.300)
+		Ey SLV(-1.000)		
161	SLV 39	Strength/Stress	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Ex SLV(0.300) +	Ey SLV(1.000) +	Ex SLV(-0.300)
+		Ey SLV(1.000)		
162	SLV 40	Strength/Stress	Add	

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

				G1(1.000) + Ex SLV(0.300) + Ey SLV(-1.000)	G2(1.000) + Ey SLV(1.000) +	Qk(0.600) Ex SLV(0.300)
163	SLV 41	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) + Ex SLV(1.000) + Ey SLV(0.300)	G2(1.000) + Ey SLV(-0.300) +	Qk(0.600) Ex SLV(-1.000)
164	SLV 42	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) + Ex SLV(1.000) + Ey SLV(-0.300)	G2(1.000) + Ey SLV(-0.300) +	Qk(0.600) Ex SLV(1.000)
165	SLV 43	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) + Ex SLV(1.000) + Ey SLV(0.300)	G2(1.000) + Ey SLV(-0.300) +	Qk(0.600) Ex SLV(-1.000)
166	SLV 44	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) + Ex SLV(1.000) + Ey SLV(-0.300)	G2(1.000) + Ey SLV(-0.300) +	Qk(0.600) Ex SLV(-1.000)
167	SLV 45	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) + Ex SLV(1.000) + Ey SLV(0.300)	G2(1.000) + Ey SLV(0.300) +	Qk(0.600) Ex SLV(1.000)
168	SLV 46	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) + Ex SLV(1.000) + Ey SLV(-0.300)	G2(1.000) + Ey SLV(0.300) +	Qk(0.600) Ex SLV(-1.000)
169	SLV 47	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) + Ex SLV(1.000) + Ey SLV(0.300)	G2(1.000) + Ey SLV(0.300) +	Qk(0.600) Ex SLV(1.000)
170	SLV 48	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) + Ex SLV(1.000) + Ey SLV(-0.300)	G2(1.000) + Ey SLV(0.300) +	Qk(0.600) Ex SLV(-1.000)
171	SLO 1	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
172	SLO 2	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
173	SLO 3	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
174	SLO 4	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
175	SLO 5	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
176	SLO 6	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
177	SLO 7	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
178	SLO 8	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
179	SLO 9	Strength/Stress	Add			
				G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
180	SLO 10	Strength/Stress	Add			

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
181	SLO 11	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
182	SLO 12	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
183	SLO 13	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
184	SLO 14	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
185	SLO 15	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
186	SLO 16	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
187	SLO 17	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
188	SLO 18	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
189	SLO 19	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
190	SLO 20	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
191	SLO 21	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
192	SLO 22	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
193	SLO 23	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
194	SLO 24	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
195	SLO 25	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
196	SLO 26	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
197	SLO 27	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
198	SLO 28	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
199	SLO 29	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
200	SLO 30	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
201	SLO 31	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
202	SLO 32	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
203	SLO 33	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
204	SLO 34	Strength/Stress	Add	

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
205	SLO 35	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
206	SLO 36	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
207	SLO 37	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
208	SLO 38	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
209	SLO 39	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
210	SLO 40	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
211	SLO 41	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
212	SLO 42	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
213	SLO 43	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
214	SLO 44	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
215	SLO 45	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
216	SLO 46	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
217	SLO 47	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
218	SLO 48	Strength/Stress G1(1.000) +	Add G2(1.000) +	Qk(0.600)
219	SLE Rara 1	Serviceability G1(1.000) + + Temperatura +(0.600)	Add G2(1.000) +	Qk(1.000)
220	SLE Rara 2	Serviceability G1(1.000) + + Temperatura +(1.000)	Add G2(1.000) +	Qk(0.700)
221	SLE Rara 3	Serviceability G1(1.000) + + Qs(0.500) +	Add G2(1.000) + Temperatura +(0.600)	Qk(1.000)
222	SLE Rara 4	Serviceability G1(1.000) + + Qs(0.500) +	Add G2(1.000) + Temperatura +(1.000)	Qk(0.700)
223	SLE Rara 5	Serviceability G1(1.000) + + Qs(1.000) +	Add G2(1.000) + Temperatura +(0.600)	Qk(0.700)
224	SLE Rara 6	Serviceability G1(1.000) + + Vento +X(0.600) +	Add G2(1.000) + Temperatura +(0.600)	Qk(1.000)
225	SLE Rara 7	Serviceability G1(1.000) + + Vento -X(0.600) +	Add G2(1.000) + Temperatura +(0.600)	Qk(1.000)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

226	SLE Rara 8	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Vento +Y(0.600) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
227	SLE Rara 9	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Vento -Y(0.600) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
228	SLE Rara 10	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +X(0.600) +	Temperatura +(1.000)		
<hr/>				
229	SLE Rara 11	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -X(0.600) +	Temperatura +(1.000)		
<hr/>				
230	SLE Rara 12	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +Y(0.600) +	Temperatura +(1.000)		
<hr/>				
231	SLE Rara 13	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -Y(0.600) +	Temperatura +(1.000)		
<hr/>				
232	SLE Rara 14	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Vento +X(-0.600) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
233	SLE Rara 15	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Vento -X(-0.600) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
234	SLE Rara 16	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Vento +Y(-0.600) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
235	SLE Rara 17	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Vento -Y(-0.600) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
236	SLE Rara 18	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +X(-0.600) +	Temperatura +(1.000)		
<hr/>				
237	SLE Rara 19	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -X(-0.600) +	Temperatura +(1.000)		
<hr/>				
238	SLE Rara 20	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +Y(-0.600) +	Temperatura +(1.000)		
<hr/>				
239	SLE Rara 21	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -Y(-0.600) +	Temperatura +(1.000)		
<hr/>				
240	SLE Rara 22	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +X(1.000) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
241	SLE Rara 23	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -X(1.000) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
242	SLE Rara 24	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +Y(1.000) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
243	SLE Rara 25	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -Y(1.000) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

244	SLE Rara 26	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Vento +X(-1.000) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
245	SLE Rara 27	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Vento -X(-1.000) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
246	SLE Rara 28	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Vento +Y(-1.000) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
247	SLE Rara 29	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Vento -Y(-1.000) +	Temperatura +(0.600)		
<hr/>				
248	SLE Rara 30	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+	Qs(0.500) +	Vento +X(0.600) +	Temperatura +(0.600)	
<hr/>				
249	SLE Rara 31	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+	Qs(0.500) +	Vento -X(0.600) +	Temperatura +(0.600)	
<hr/>				
250	SLE Rara 32	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+	Qs(0.500) +	Vento +Y(0.600) +	Temperatura +(0.600)	
<hr/>				
251	SLE Rara 33	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+	Qs(0.500) +	Vento -Y(0.600) +	Temperatura +(0.600)	
<hr/>				
252	SLE Rara 34	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Qs(0.500) +	Vento +X(0.600) +	Temperatura +(1.000)	
<hr/>				
253	SLE Rara 35	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Qs(0.500) +	Vento -X(0.600) +	Temperatura +(1.000)	
<hr/>				
254	SLE Rara 36	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Qs(0.500) +	Vento +Y(0.600) +	Temperatura +(1.000)	
<hr/>				
255	SLE Rara 37	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Qs(0.500) +	Vento -Y(0.600) +	Temperatura +(1.000)	
<hr/>				
256	SLE Rara 38	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+	Qs(0.500) +	Vento +X(-0.600) +	Temperatura +(0.600)	
<hr/>				
257	SLE Rara 39	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+	Qs(0.500) +	Vento -X(-0.600) +	Temperatura +(0.600)	
<hr/>				
258	SLE Rara 40	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+	Qs(0.500) +	Vento +Y(-0.600) +	Temperatura +(0.600)	
<hr/>				
259	SLE Rara 41	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+	Qs(0.500) +	Vento -Y(-0.600) +	Temperatura +(0.600)	
<hr/>				
260	SLE Rara 42	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Qs(0.500) +	Vento +X(-0.600) +	Temperatura +(1.000)	
<hr/>				
261	SLE Rara 43	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+	Qs(0.500) +	Vento -X(-0.600) +	Temperatura +(1.000)	
<hr/>				

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

262	SLE Rara 44	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento +Y(-0.600) +	Temperatura +(1.000)	

263	SLE Rara 45	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento -Y(-0.600) +	Temperatura +(1.000)	

264	SLE Rara 46	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento +X(1.000) +	Temperatura +(0.600)	

265	SLE Rara 47	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento -X(1.000) +	Temperatura +(0.600)	

266	SLE Rara 48	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento +Y(1.000) +	Temperatura +(0.600)	

267	SLE Rara 49	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento -Y(1.000) +	Temperatura +(0.600)	

268	SLE Rara 50	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento +X(-1.000) +	Temperatura +(0.600)	

269	SLE Rara 51	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento -X(-1.000) +	Temperatura +(0.600)	

270	SLE Rara 52	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento +Y(-1.000) +	Temperatura +(0.600)	

271	SLE Rara 53	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento -Y(-1.000) +	Temperatura +(0.600)	

272	SLE Rara 54	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(1.000) +	Vento +X(0.600) +	Temperatura +(0.600)	

273	SLE Rara 55	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(1.000) +	Vento -X(0.600) +	Temperatura +(0.600)	

274	SLE Rara 56	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(1.000) +	Vento +Y(0.600) +	Temperatura +(0.600)	

275	SLE Rara 57	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(1.000) +	Vento -Y(0.600) +	Temperatura +(0.600)	

276	SLE Rara 58	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(1.000) +	Vento +X(-0.600) +	Temperatura +(0.600)	

277	SLE Rara 59	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(1.000) +	Vento -X(-0.600) +	Temperatura +(0.600)	

278	SLE Rara 60	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(1.000) +	Vento +Y(-0.600) +	Temperatura +(0.600)	

279	SLE Rara 61	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(1.000) +	Vento -Y(-0.600) +	Temperatura +(0.600)	

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

280	SLE Rara 62	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Temperatura -(0.600)		
281	SLE Rara 63	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Temperatura -(1.000)		
282	SLE Rara 64	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Qs(0.500) +	Temperatura -(0.600)	
283	SLE Rara 65	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Temperatura -(1.000)	
284	SLE Rara 66	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(1.000) +	Temperatura -(0.600)	
285	SLE Rara 67	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Vento +X(0.600) +	Temperatura -(0.600)	
286	SLE Rara 68	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Vento -X(0.600) +	Temperatura -(0.600)	
287	SLE Rara 69	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Vento +Y(0.600) +	Temperatura -(0.600)	
288	SLE Rara 70	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Vento -Y(0.600) +	Temperatura -(0.600)	
289	SLE Rara 71	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Vento +X(0.600) +	Temperatura -(1.000)	
290	SLE Rara 72	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Vento -X(0.600) +	Temperatura -(1.000)	
291	SLE Rara 73	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Vento +Y(0.600) +	Temperatura -(1.000)	
292	SLE Rara 74	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Vento -Y(0.600) +	Temperatura -(1.000)	
293	SLE Rara 75	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Vento +X(-0.600) +	Temperatura -(0.600)	
294	SLE Rara 76	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Vento -X(-0.600) +	Temperatura -(0.600)	
295	SLE Rara 77	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Vento +Y(-0.600) +	Temperatura -(0.600)	
296	SLE Rara 78	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Vento -Y(-0.600) +	Temperatura -(0.600)	
297	SLE Rara 79	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Vento +X(-0.600) +	Temperatura -(1.000)	

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

298	SLE Rara 80	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -X(-0.600) +	Temperatura -(1.000)		
299	SLE Rara 81	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +Y(-0.600) +	Temperatura -(1.000)		
300	SLE Rara 82	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -Y(-0.600) +	Temperatura -(1.000)		
301	SLE Rara 83	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +X(1.000) +	Temperatura -(0.600)		
302	SLE Rara 84	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -X(1.000) +	Temperatura -(0.600)		
303	SLE Rara 85	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +Y(1.000) +	Temperatura -(0.600)		
304	SLE Rara 86	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -Y(1.000) +	Temperatura -(0.600)		
305	SLE Rara 87	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +X(-1.000) +	Temperatura -(0.600)		
306	SLE Rara 88	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -X(-1.000) +	Temperatura -(0.600)		
307	SLE Rara 89	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento +Y(-1.000) +	Temperatura -(0.600)		
308	SLE Rara 90	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Vento -Y(-1.000) +	Temperatura -(0.600)		
309	SLE Rara 91	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Qs(0.500) +	Vento +X(0.600) +	Temperatura -(0.600)	
310	SLE Rara 92	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Qs(0.500) +	Vento -X(0.600) +	Temperatura -(0.600)	
311	SLE Rara 93	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Qs(0.500) +	Vento +Y(0.600) +	Temperatura -(0.600)	
312	SLE Rara 94	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)	
+	Qs(0.500) +	Vento -Y(0.600) +	Temperatura -(0.600)	
313	SLE Rara 95	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento +X(0.600) +	Temperatura -(1.000)	
314	SLE Rara 96	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento -X(0.600) +	Temperatura -(1.000)	
315	SLE Rara 97	Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)	
+	Qs(0.500) +	Vento +Y(0.600) +	Temperatura -(1.000)	

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

316	SLE Rara 98	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento -Y(0.600) +	Temperatura -(1.000)
<hr/>				
317	SLE Rara 99	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Qs(0.500) +	Vento +X(-0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
318	SLE Rara 100	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Qs(0.500) +	Vento -X(-0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
319	SLE Rara 101	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Qs(0.500) +	Vento +Y(-0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
320	SLE Rara 102	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(1.000)
+		Qs(0.500) +	Vento -Y(-0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
321	SLE Rara 103	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento +X(-0.600) +	Temperatura -(1.000)
<hr/>				
322	SLE Rara 104	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento -X(-0.600) +	Temperatura -(1.000)
<hr/>				
323	SLE Rara 105	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento +Y(-0.600) +	Temperatura -(1.000)
<hr/>				
324	SLE Rara 106	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento -Y(-0.600) +	Temperatura -(1.000)
<hr/>				
325	SLE Rara 107	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento +X(1.000) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
326	SLE Rara 108	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento -X(1.000) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
327	SLE Rara 109	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento +Y(1.000) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
328	SLE Rara 110	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento -Y(1.000) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
329	SLE Rara 111	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento +X(-1.000) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
330	SLE Rara 112	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento -X(-1.000) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
331	SLE Rara 113	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento +Y(-1.000) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
332	SLE Rara 114	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(0.500) +	Vento -Y(-1.000) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
333	SLE Rara 115	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(1.000) +	Vento +X(0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

334	SLE Rara 116	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(1.000) +	Vento -X(0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
335	SLE Rara 117	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(1.000) +	Vento +Y(0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
336	SLE Rara 118	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(1.000) +	Vento -Y(0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
337	SLE Rara 119	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(1.000) +	Vento +X(-0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
338	SLE Rara 120	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(1.000) +	Vento -X(-0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
339	SLE Rara 121	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(1.000) +	Vento +Y(-0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
340	SLE Rara 122	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
+		Qs(1.000) +	Vento -Y(-0.600) +	Temperatura -(0.600)
<hr/>				
341	SLE Frequente 1	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.700)
<hr/>				
342	SLE Frequente 2	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Temperatura +(0.500)		
<hr/>				
343	SLE Frequente 3	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Temperatura -(0.500)		
<hr/>				
344	SLE Frequente 4	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Qs(0.200)		
<hr/>				
345	SLE Frequente 5	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Vento +X(0.200)		
<hr/>				
346	SLE Frequente 6	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Vento -X(0.200)		
<hr/>				
347	SLE Frequente 7	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Vento +Y(0.200)		
<hr/>				
348	SLE Frequente 8	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Vento -Y(0.200)		
<hr/>				
349	SLE Frequente 9	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Vento +X(-0.200)		
<hr/>				
350	SLE Frequente 10	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Vento -X(-0.200)		
<hr/>				
351	SLE Frequente 11	Serviceability	Add	
		G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
+		Vento +Y(-0.200)		
<hr/>				
352	SLE Frequente 12	Serviceability	Add	

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

	G1(1.000) + + Vento -Y(-0.200)	G2(1.000) +	Qk(0.600)
353	SLE Frequente 13 Serviceability	Add	
	G1(1.000) + + Qs(0.200) +	G2(1.000) + Vento +X(0.200)	Qk(0.600)
354	SLE Frequente 14 Serviceability	Add	
	G1(1.000) + + Qs(0.200) +	G2(1.000) + Vento -X(0.200)	Qk(0.600)
355	SLE Frequente 15 Serviceability	Add	
	G1(1.000) + + Qs(0.200) +	G2(1.000) + Vento +Y(0.200)	Qk(0.600)
356	SLE Frequente 16 Serviceability	Add	
	G1(1.000) + + Qs(0.200) +	G2(1.000) + Vento -Y(0.200)	Qk(0.600)
357	SLE Frequente 17 Serviceability	Add	
	G1(1.000) + + Qs(0.200) +	G2(1.000) + Vento +X(-0.200)	Qk(0.600)
358	SLE Frequente 18 Serviceability	Add	
	G1(1.000) + + Qs(0.200) +	G2(1.000) + Vento -X(-0.200)	Qk(0.600)
359	SLE Frequente 19 Serviceability	Add	
	G1(1.000) + + Qs(0.200) +	G2(1.000) + Vento +Y(-0.200)	Qk(0.600)
360	SLE Frequente 20 Serviceability	Add	
	G1(1.000) + + Qs(0.200) +	G2(1.000) + Vento -Y(-0.200)	Qk(0.600)
361	SLE Q.P. 1 Serviceability	Add	
	G1(1.000) +	G2(1.000) +	Qk(0.600)
362	Involuppo SLU Strength/Stress	Envelope	
	SLU 1(1.000) +	SLU 2(1.000) +	SLU 3(1.000)
+	SLU 4(1.000) +	SLU 5(1.000) +	SLU 6(1.000)
+	SLU 7(1.000) +	SLU 8(1.000) +	SLU 9(1.000)
+	SLU 10(1.000) +	SLU 11(1.000) +	SLU 12(1.000)
+	SLU 13(1.000) +	SLU 14(1.000) +	SLU 15(1.000)
+	SLU 16(1.000) +	SLU 17(1.000) +	SLU 18(1.000)
+	SLU 19(1.000) +	SLU 20(1.000) +	SLU 21(1.000)
+	SLU 22(1.000) +	SLU 23(1.000) +	SLU 24(1.000)
+	SLU 25(1.000) +	SLU 26(1.000) +	SLU 27(1.000)
+	SLU 28(1.000) +	SLU 29(1.000) +	SLU 30(1.000)
+	SLU 31(1.000) +	SLU 32(1.000) +	SLU 33(1.000)
+	SLU 34(1.000) +	SLU 35(1.000) +	SLU 36(1.000)
+	SLU 37(1.000) +	SLU 38(1.000) +	SLU 39(1.000)
+	SLU 40(1.000) +	SLU 41(1.000) +	SLU 42(1.000)
+	SLU 43(1.000) +	SLU 44(1.000) +	SLU 45(1.000)
+	SLU 46(1.000) +	SLU 47(1.000) +	SLU 48(1.000)
+	SLU 49(1.000) +	SLU 50(1.000) +	SLU 51(1.000)
+	SLU 52(1.000) +	SLU 53(1.000) +	SLU 54(1.000)
+	SLU 55(1.000) +	SLU 56(1.000) +	SLU 57(1.000)
+	SLU 58(1.000) +	SLU 59(1.000) +	SLU 60(1.000)
+	SLU 61(1.000) +	SLU 62(1.000) +	SLU 63(1.000)
+	SLU 64(1.000) +	SLU 65(1.000) +	SLU 66(1.000)
+	SLU 67(1.000) +	SLU 68(1.000) +	SLU 69(1.000)
+	SLU 70(1.000) +	SLU 71(1.000) +	SLU 72(1.000)
+	SLU 73(1.000) +	SLU 74(1.000) +	SLU 75(1.000)
+	SLU 76(1.000) +	SLU 77(1.000) +	SLU 78(1.000)
+	SLU 79(1.000) +	SLU 80(1.000) +	SLU 81(1.000)
+	SLU 82(1.000) +	SLU 83(1.000) +	SLU 84(1.000)
+	SLU 85(1.000) +	SLU 86(1.000) +	SLU 87(1.000)
+	SLU 88(1.000) +	SLU 89(1.000) +	SLU 90(1.000)
+	SLU 91(1.000) +	SLU 92(1.000) +	SLU 93(1.000)
+	SLU 94(1.000) +	SLU 95(1.000) +	SLU 96(1.000)
+	SLU 97(1.000) +	SLU 98(1.000) +	SLU 99(1.000)

+	SLU 100(1.000) +	SLU 101(1.000) +	SLU 102(1.000)
+	SLU 103(1.000) +	SLU 104(1.000) +	SLU 105(1.000)
+	SLU 106(1.000) +	SLU 107(1.000) +	SLU 108(1.000)
+	SLU 109(1.000) +	SLU 110(1.000) +	SLU 111(1.000)
+	SLU 112(1.000) +	SLU 113(1.000) +	SLU 114(1.000)
+	SLU 115(1.000) +	SLU 116(1.000) +	SLU 117(1.000)
+	SLU 118(1.000) +	SLU 119(1.000) +	SLU 120(1.000)
+	SLU 121(1.000) +	SLU 122(1.000)	

363	Inviluppo SLV Strength/Stress	Envelope	
	SLV 1(1.000) +	SLV 2(1.000) +	SLV 3(1.000)
+	SLV 4(1.000) +	SLV 5(1.000) +	SLV 6(1.000)
+	SLV 7(1.000) +	SLV 8(1.000) +	SLV 9(1.000)
+	SLV 10(1.000) +	SLV 11(1.000) +	SLV 12(1.000)
+	SLV 13(1.000) +	SLV 14(1.000) +	SLV 15(1.000)
+	SLV 16(1.000) +	SLV 17(1.000) +	SLV 18(1.000)
+	SLV 19(1.000) +	SLV 20(1.000) +	SLV 21(1.000)
+	SLV 22(1.000) +	SLV 23(1.000) +	SLV 24(1.000)
+	SLV 25(1.000) +	SLV 26(1.000) +	SLV 27(1.000)
+	SLV 28(1.000) +	SLV 29(1.000) +	SLV 30(1.000)
+	SLV 31(1.000) +	SLV 32(1.000) +	SLV 33(1.000)
+	SLV 34(1.000) +	SLV 35(1.000) +	SLV 36(1.000)
+	SLV 37(1.000) +	SLV 38(1.000) +	SLV 39(1.000)
+	SLV 40(1.000) +	SLV 41(1.000) +	SLV 42(1.000)
+	SLV 43(1.000) +	SLV 44(1.000) +	SLV 45(1.000)
+	SLV 46(1.000) +	SLV 47(1.000) +	SLV 48(1.000)

364	Inviluppo SLO Strength/Stress	Envelope	
	SLO 1(1.000) +	SLO 2(1.000) +	SLO 3(1.000)
+	SLO 4(1.000) +	SLO 5(1.000) +	SLO 6(1.000)
+	SLO 7(1.000) +	SLO 8(1.000) +	SLO 9(1.000)
+	SLO 10(1.000) +	SLO 11(1.000) +	SLO 12(1.000)
+	SLO 13(1.000) +	SLO 14(1.000) +	SLO 15(1.000)
+	SLO 16(1.000) +	SLO 17(1.000) +	SLO 18(1.000)
+	SLO 19(1.000) +	SLO 20(1.000) +	SLO 21(1.000)
+	SLO 22(1.000) +	SLO 23(1.000) +	SLO 24(1.000)
+	SLO 25(1.000) +	SLO 26(1.000) +	SLO 27(1.000)
+	SLO 28(1.000) +	SLO 29(1.000) +	SLO 30(1.000)
+	SLO 31(1.000) +	SLO 32(1.000) +	SLO 33(1.000)
+	SLO 34(1.000) +	SLO 35(1.000) +	SLO 36(1.000)
+	SLO 37(1.000) +	SLO 38(1.000) +	SLO 39(1.000)
+	SLO 40(1.000) +	SLO 41(1.000) +	SLO 42(1.000)
+	SLO 43(1.000) +	SLO 44(1.000) +	SLO 45(1.000)
+	SLO 46(1.000) +	SLO 47(1.000) +	SLO 48(1.000)

365	Inviluppo SLE Rara Serviceability	Envelope	
	SLE Rara 1(1.000) +	SLE Rara 2(1.000) +	SLE Rara 3(1.000)
+	SLE Rara 4(1.000) +	SLE Rara 5(1.000) +	SLE Rara 6(1.000)
+	SLE Rara 7(1.000) +	SLE Rara 8(1.000) +	SLE Rara 9(1.000)
+	SLE Rara 10(1.000) +	SLE Rara 11(1.000) +	SLE Rara 12(1.000)
+	SLE Rara 13(1.000) +	SLE Rara 14(1.000) +	SLE Rara 15(1.000)
+	SLE Rara 16(1.000) +	SLE Rara 17(1.000) +	SLE Rara 18(1.000)
+	SLE Rara 19(1.000) +	SLE Rara 20(1.000) +	SLE Rara 21(1.000)
+	SLE Rara 22(1.000) +	SLE Rara 23(1.000) +	SLE Rara 24(1.000)
+	SLE Rara 25(1.000) +	SLE Rara 26(1.000) +	SLE Rara 27(1.000)
+	SLE Rara 28(1.000) +	SLE Rara 29(1.000) +	SLE Rara 30(1.000)
+	SLE Rara 31(1.000) +	SLE Rara 32(1.000) +	SLE Rara 33(1.000)
+	SLE Rara 34(1.000) +	SLE Rara 35(1.000) +	SLE Rara 36(1.000)
+	SLE Rara 37(1.000) +	SLE Rara 38(1.000) +	SLE Rara 39(1.000)
+	SLE Rara 40(1.000) +	SLE Rara 41(1.000) +	SLE Rara 42(1.000)
+	SLE Rara 43(1.000) +	SLE Rara 44(1.000) +	SLE Rara 45(1.000)
+	SLE Rara 46(1.000) +	SLE Rara 47(1.000) +	SLE Rara 48(1.000)
+	SLE Rara 49(1.000) +	SLE Rara 50(1.000) +	SLE Rara 51(1.000)
+	SLE Rara 52(1.000) +	SLE Rara 53(1.000) +	SLE Rara 54(1.000)
+	SLE Rara 55(1.000) +	SLE Rara 56(1.000) +	SLE Rara 57(1.000)
+	SLE Rara 58(1.000) +	SLE Rara 59(1.000) +	SLE Rara 60(1.000)
+	SLE Rara 61(1.000) +	SLE Rara 62(1.000) +	SLE Rara 63(1.000)
+	SLE Rara 64(1.000) +	SLE Rara 65(1.000) +	SLE Rara 66(1.000)
+	SLE Rara 67(1.000) +	SLE Rara 68(1.000) +	SLE Rara 69(1.000)
+	SLE Rara 70(1.000) +	SLE Rara 71(1.000) +	SLE Rara 72(1.000)
+	SLE Rara 73(1.000) +	SLE Rara 74(1.000) +	SLE Rara 75(1.000)
+	SLE Rara 76(1.000) +	SLE Rara 77(1.000) +	SLE Rara 78(1.000)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

+	SLE Rara 79(1.000) +	SLE Rara 80(1.000) +	SLE Rara 81(1.000)
+	SLE Rara 82(1.000) +	SLE Rara 83(1.000) +	SLE Rara 84(1.000)
+	SLE Rara 85(1.000) +	SLE Rara 86(1.000) +	SLE Rara 87(1.000)
+	SLE Rara 88(1.000) +	SLE Rara 89(1.000) +	SLE Rara 90(1.000)
+	SLE Rara 91(1.000) +	SLE Rara 92(1.000) +	SLE Rara 93(1.000)
+	SLE Rara 94(1.000) +	SLE Rara 95(1.000) +	SLE Rara 96(1.000)
+	SLE Rara 97(1.000) +	SLE Rara 98(1.000) +	SLE Rara 99(1.000)
+	SLE Rara 100(1.000) +	SLE Rara 101(1.000) +	SLE Rara 102(1.000)
+	SLE Rara 103(1.000) +	SLE Rara 104(1.000) +	SLE Rara 105(1.000)
+	SLE Rara 106(1.000) +	SLE Rara 107(1.000) +	SLE Rara 108(1.000)
+	SLE Rara 109(1.000) +	SLE Rara 110(1.000) +	SLE Rara 111(1.000)
+	SLE Rara 112(1.000) +	SLE Rara 113(1.000) +	SLE Rara 114(1.000)
+	SLE Rara 115(1.000) +	SLE Rara 116(1.000) +	SLE Rara 117(1.000)
+	SLE Rara 118(1.000) +	SLE Rara 119(1.000) +	SLE Rara 120(1.000)
+	SLE Rara 121(1.000) +	SLE Rara 122(1.000)	

366 Inviluppo SLE Freq Serviceability Envelope

	SLE Frequente 1(1.000) +	SLE Frequente 2(1.000) +	SLE Frequente 3(1.000)
+	SLE Frequente 4(1.000) +	SLE Frequente 5(1.000) +	SLE Frequente 6(1.000)
+	SLE Frequente 7(1.000) +	SLE Frequente 8(1.000) +	SLE Frequente 9(1.000)
+	SLE Frequente 10(1.000) +	SLE Frequente 11(1.000) +	SLE Frequente 12(1.000)
+	SLE Frequente 13(1.000) +	SLE Frequente 14(1.000) +	SLE Frequente 15(1.000)
+	SLE Frequente 16(1.000) +	SLE Frequente 17(1.000) +	SLE Frequente 18(1.000)
+	SLE Frequente 19(1.000) +	SLE Frequente 20(1.000)	

367 Streight Envelope Strength/Stress Envelope

	SLU 1(1.000) +	SLU 2(1.000) +	SLU 3(1.000)
+	SLU 4(1.000) +	SLU 5(1.000) +	SLU 6(1.000)
+	SLU 7(1.000) +	SLU 8(1.000) +	SLU 9(1.000)
+	SLU 10(1.000) +	SLU 11(1.000) +	SLU 12(1.000)
+	SLU 13(1.000) +	SLU 14(1.000) +	SLU 15(1.000)
+	SLU 16(1.000) +	SLU 17(1.000) +	SLU 18(1.000)
+	SLU 19(1.000) +	SLU 20(1.000) +	SLU 21(1.000)
+	SLU 22(1.000) +	SLU 23(1.000) +	SLU 24(1.000)
+	SLU 25(1.000) +	SLU 26(1.000) +	SLU 27(1.000)
+	SLU 28(1.000) +	SLU 29(1.000) +	SLU 30(1.000)
+	SLU 31(1.000) +	SLU 32(1.000) +	SLU 33(1.000)
+	SLU 34(1.000) +	SLU 35(1.000) +	SLU 36(1.000)
+	SLU 37(1.000) +	SLU 38(1.000) +	SLU 39(1.000)
+	SLU 40(1.000) +	SLU 41(1.000) +	SLU 42(1.000)
+	SLU 43(1.000) +	SLU 44(1.000) +	SLU 45(1.000)
+	SLU 46(1.000) +	SLU 47(1.000) +	SLU 48(1.000)
+	SLU 49(1.000) +	SLU 50(1.000) +	SLU 51(1.000)
+	SLU 52(1.000) +	SLU 53(1.000) +	SLU 54(1.000)
+	SLU 55(1.000) +	SLU 56(1.000) +	SLU 57(1.000)
+	SLU 58(1.000) +	SLU 59(1.000) +	SLU 60(1.000)
+	SLU 61(1.000) +	SLU 62(1.000) +	SLU 63(1.000)
+	SLU 64(1.000) +	SLU 65(1.000) +	SLU 66(1.000)
+	SLU 67(1.000) +	SLU 68(1.000) +	SLU 69(1.000)
+	SLU 70(1.000) +	SLU 71(1.000) +	SLU 72(1.000)
+	SLU 73(1.000) +	SLU 74(1.000) +	SLU 75(1.000)
+	SLU 76(1.000) +	SLU 77(1.000) +	SLU 78(1.000)
+	SLU 79(1.000) +	SLU 80(1.000) +	SLU 81(1.000)
+	SLU 82(1.000) +	SLU 83(1.000) +	SLU 84(1.000)
+	SLU 85(1.000) +	SLU 86(1.000) +	SLU 87(1.000)
+	SLU 88(1.000) +	SLU 89(1.000) +	SLU 90(1.000)
+	SLU 91(1.000) +	SLU 92(1.000) +	SLU 93(1.000)
+	SLU 94(1.000) +	SLU 95(1.000) +	SLU 96(1.000)
+	SLU 97(1.000) +	SLU 98(1.000) +	SLU 99(1.000)
+	SLU 100(1.000) +	SLU 101(1.000) +	SLU 102(1.000)
+	SLU 103(1.000) +	SLU 104(1.000) +	SLU 105(1.000)
+	SLU 106(1.000) +	SLU 107(1.000) +	SLU 108(1.000)
+	SLU 109(1.000) +	SLU 110(1.000) +	SLU 111(1.000)
+	SLU 112(1.000) +	SLU 113(1.000) +	SLU 114(1.000)
+	SLU 115(1.000) +	SLU 116(1.000) +	SLU 117(1.000)
+	SLU 118(1.000) +	SLU 119(1.000) +	SLU 120(1.000)
+	SLU 121(1.000) +	SLU 122(1.000) +	SLV 1(1.000)
+	SLV 2(1.000) +	SLV 3(1.000) +	SLV 4(1.000)
+	SLV 5(1.000) +	SLV 6(1.000) +	SLV 7(1.000)
+	SLV 8(1.000) +	SLV 9(1.000) +	SLV 10(1.000)
+	SLV 11(1.000) +	SLV 12(1.000) +	SLV 13(1.000)
+	SLV 14(1.000) +	SLV 15(1.000) +	SLV 16(1.000)

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

+	SLV 17(1.000) +	SLV 18(1.000) +	SLV 19(1.000)
+	SLV 20(1.000) +	SLV 21(1.000) +	SLV 22(1.000)
+	SLV 23(1.000) +	SLV 24(1.000) +	SLV 25(1.000)
+	SLV 26(1.000) +	SLV 27(1.000) +	SLV 28(1.000)
+	SLV 29(1.000) +	SLV 30(1.000) +	SLV 31(1.000)
+	SLV 32(1.000) +	SLV 33(1.000) +	SLV 34(1.000)
+	SLV 35(1.000) +	SLV 36(1.000) +	SLV 37(1.000)
+	SLV 38(1.000) +	SLV 39(1.000) +	SLV 40(1.000)
+	SLV 41(1.000) +	SLV 42(1.000) +	SLV 43(1.000)
+	SLV 44(1.000) +	SLV 45(1.000) +	SLV 46(1.000)
+	SLV 47(1.000) +	SLV 48(1.000)	

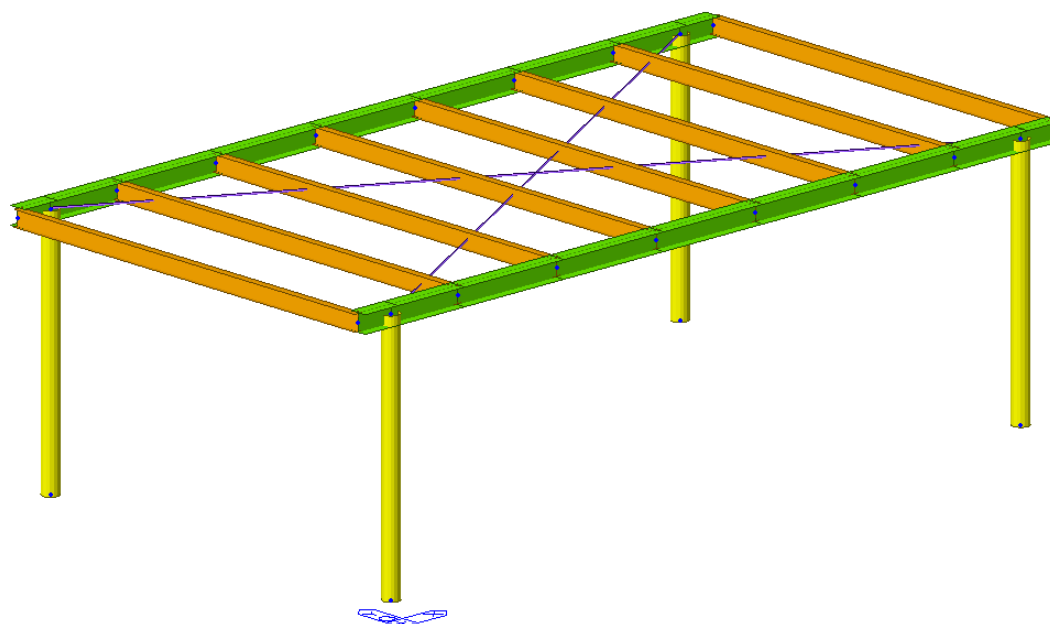
12.3. Modello di calcolo e analisi

Il modello di calcolo viene realizzato con software MidasGen di cui si allega licenza d'uso.



12.3.1. Modello di calcolo

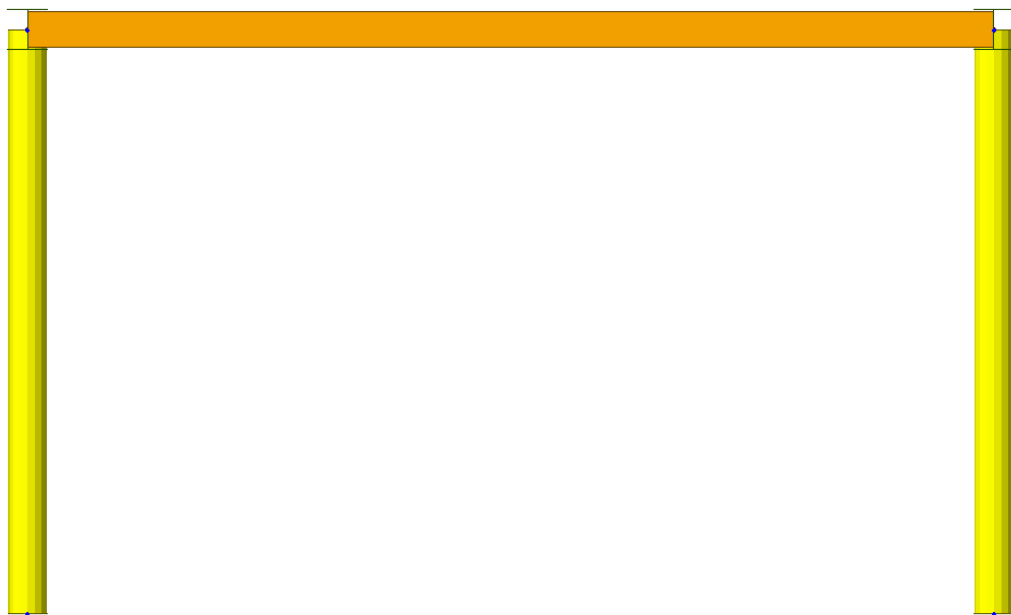
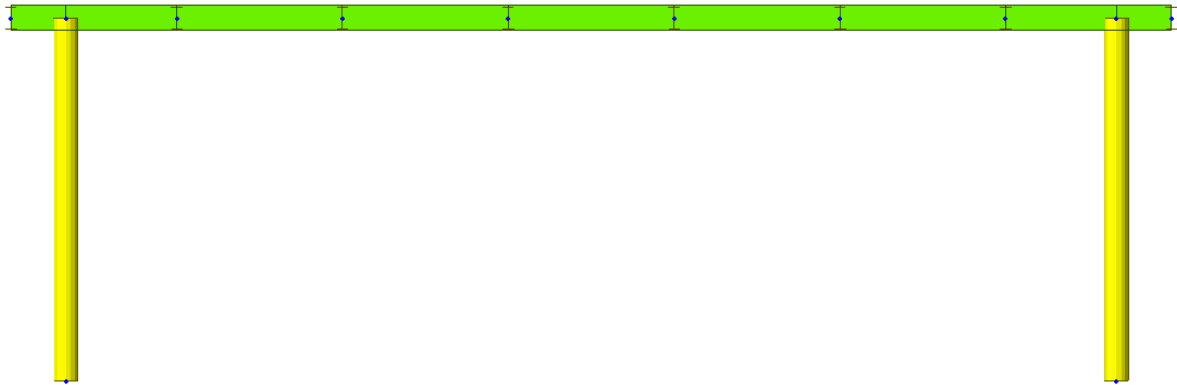
Si riportano nel seguito lacune viste del modello di calcolo adottato:



RELAZIONE STRUTTURALE

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

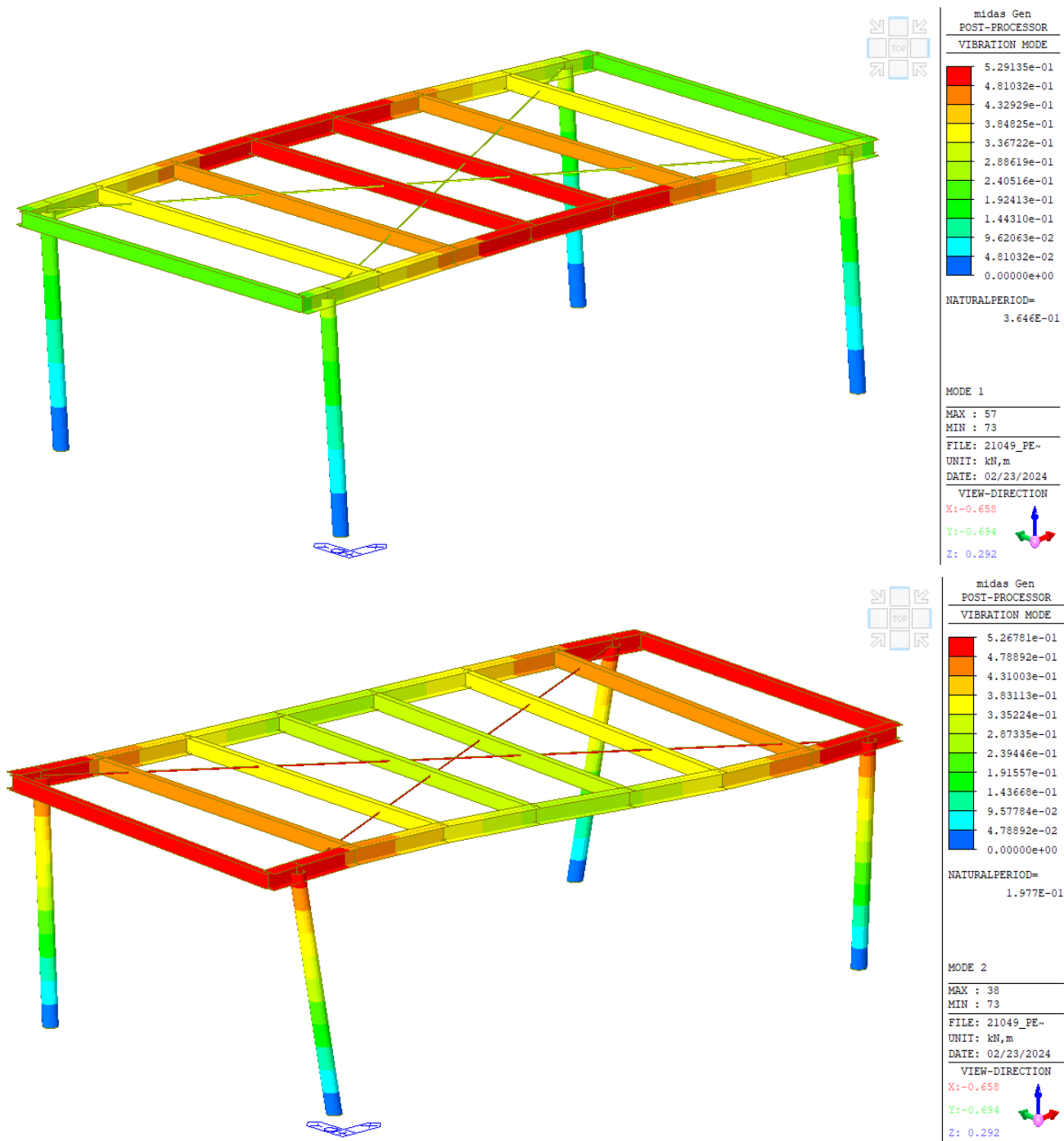
R.T.P.:
Sinergo Spa
Phoenix Archeologia Srl
Elisa Sirombo

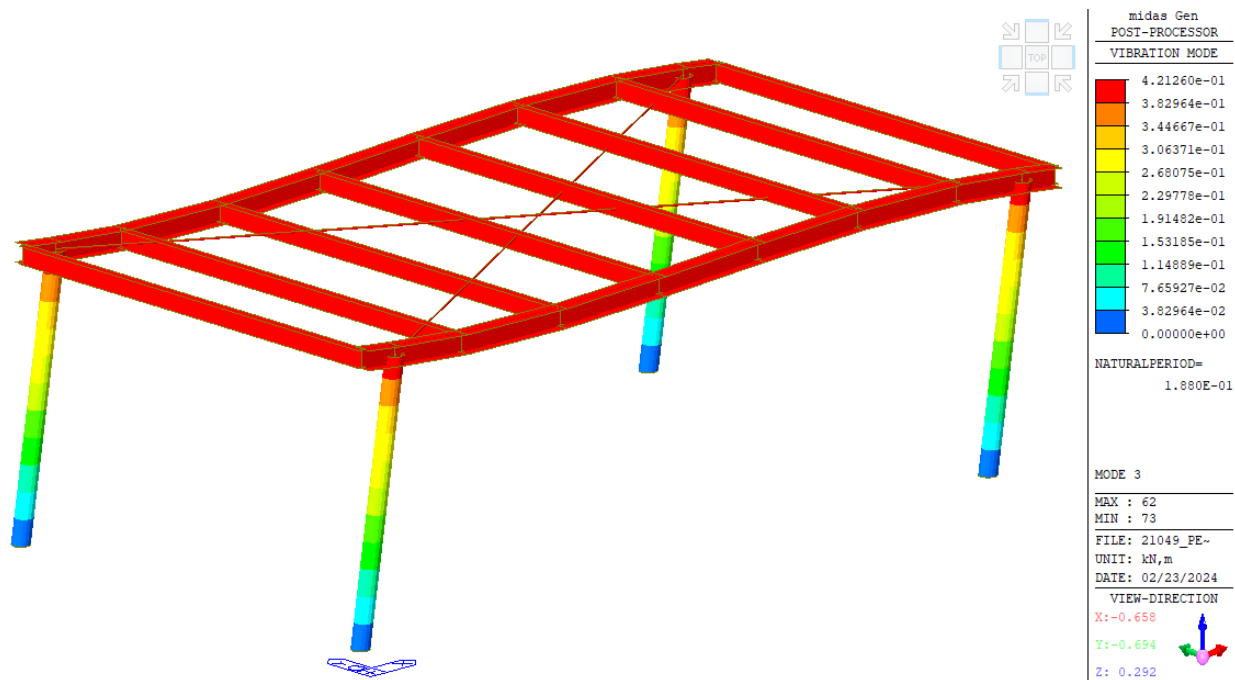


12.3.2. Risultati

12.3.2.1. Analisi modale

Si riporta nel seguito l'esito dell'analisi modale eseguita per il caso in esame, in forma grafica per i modi significativi e tabellare per tutti gli altri.

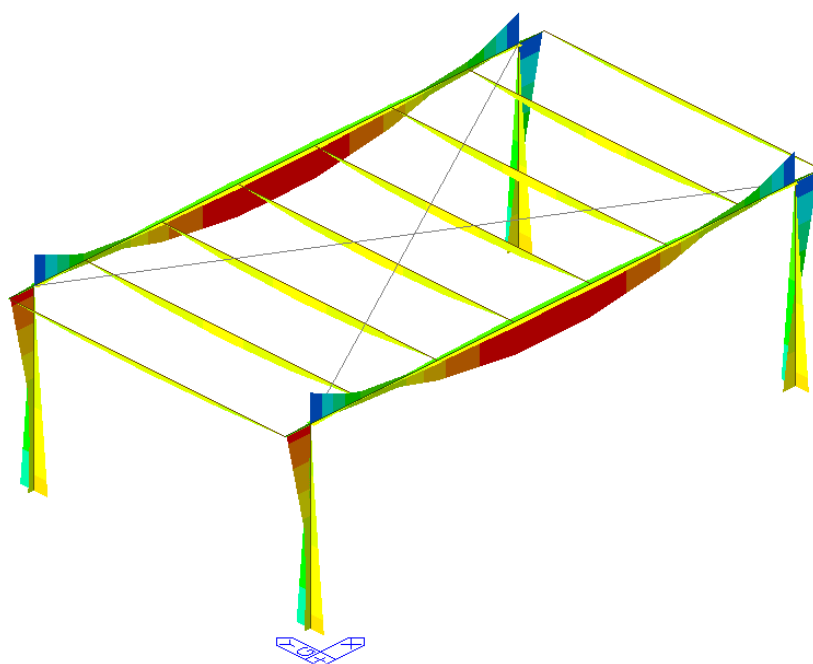




Node	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	17.2322	2.7426	0.3646	4.3475e-27								
	2	31.7790	5.0578	0.1977	4.3475e-27								
	3	33.4190	5.3188	0.1880	4.3475e-27								
	4	50.7351	8.0747	0.1238	4.3475e-27								
	5	80.1590	12.7577	0.0784	5.4515e-25								
	6	129.9872	20.6881	0.0483	1.6598e-18								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	0.0000	0.0000	93.2424	93.2424	0.0000	0.0000	93.2424	93.2424	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.0000	0.0000	0.0000	93.2424	0.0000	0.0000	0.0000	93.2424	0.0000	0.0000	98.6204	98.6204
	3	100.0000	100.0000	0.0000	93.2424	0.0000	0.0000	0.0000	93.2424	100.0000	100.0000	0.0000	98.6204
	4	0.0000	100.0000	6.7488	99.9912	0.0000	0.0000	6.7488	99.9912	0.0000	100.0000	0.0000	98.6204
	5	0.0000	100.0000	0.0000	99.9912	0.0000	0.0000	0.0000	99.9912	0.0000	100.0000	1.2952	99.9156
	6	0.0000	100.0000	0.0000	99.9912	0.0000	0.0000	0.0000	99.9912	0.0000	100.0000	0.0737	99.9893
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM
	1	0.0000	0.0000	5.4204	5.4204	0.0000	0.0000	0.5312	0.5312	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.0000	0.0000	0.0000	5.4204	0.0000	0.0000	0.0000	0.5312	0.0000	0.0000	80.3525	80.3525
	3	5.8133	5.8133	0.0000	5.4204	0.0000	0.0000	0.0000	0.5312	0.5697	0.5697	0.0000	80.3525
	4	0.0000	5.8133	0.3923	5.8128	0.0000	0.0000	0.0384	0.5696	0.0000	0.5697	0.0000	80.3525
	5	0.0000	5.8133	0.0000	5.8128	0.0000	0.0000	0.0000	0.5696	0.0000	0.5697	1.0553	81.4077
	6	0.0000	5.8133	0.0000	5.8128	0.0000	0.0000	0.0000	0.5696	0.0000	0.5697	0.0601	81.4678

12.3.2.2. Sollecitazioni agenti

Le sollecitazioni agenti (involuppo SLU/SLV) sono:



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
MOMENT-y, z	
	46.79
	38.52
	30.25
	21.97
	13.70
	5.42
	0.00
	-11.13
	-19.40
	-27.68
	-35.95
	-44.22

CBSALL: STRENGTH~

MAX : 33

MIN : 36

FILE: 21049_PE~

UNIT: kN*m

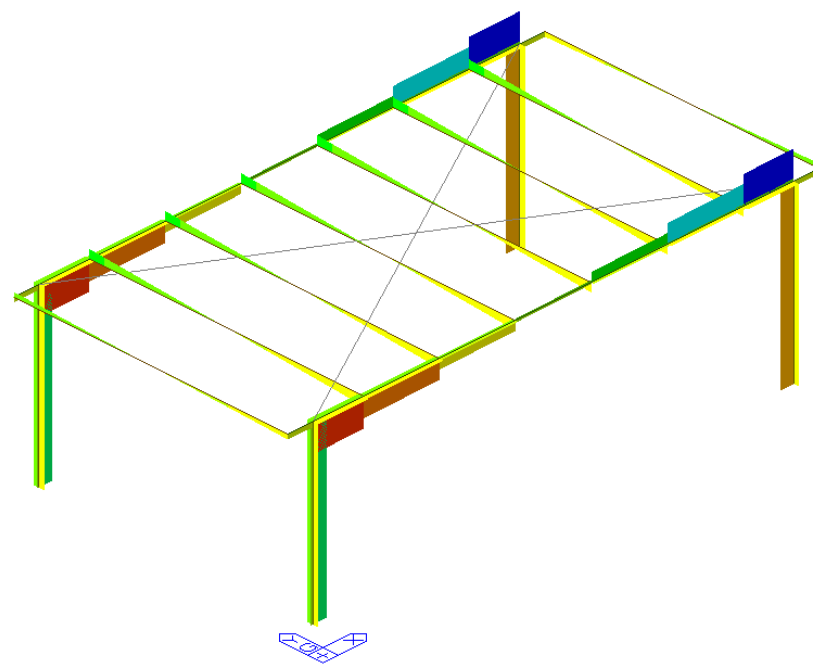
DATE: 02/23/2024

VIEW-DIRECTION

X: -0.612

Y: -0.612

Z: 0.500



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
BEAM DIAGRAM	
SHEAR-y, z	
	41.22
	33.72
	26.23
	18.74
	11.24
	0.00
	-3.75
	-11.24
	-18.74
	-26.23
	-33.72
	-41.22

CBSALL: STRENGTH~

MAX : 36

MIN : 8

FILE: 21049_PE~

UNIT: kN

DATE: 02/23/2024

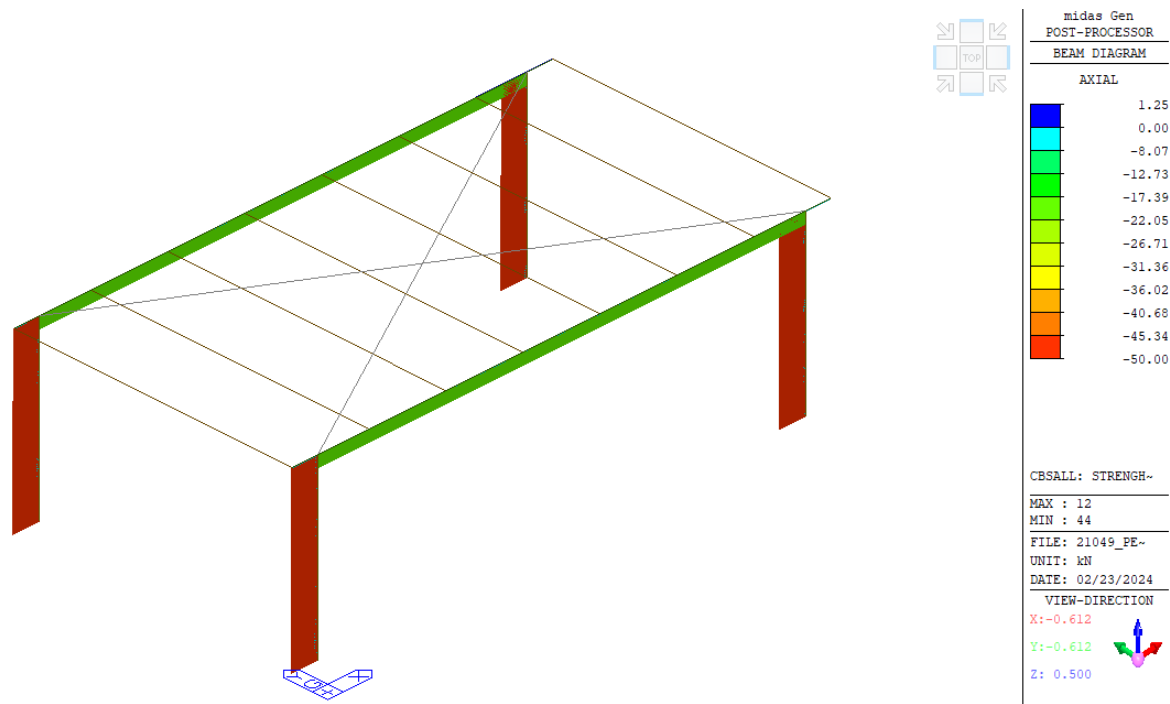
VIEW-DIRECTION

X: -0.612

Y: -0.612

Z: 0.500





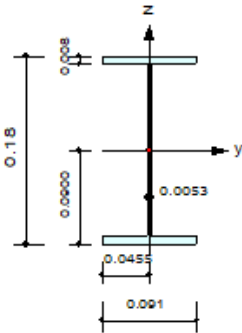
12.4. Verifiche

12.4.1. Strutture in elevazione

Si riporta nel seguito l’esito delle verifiche condotte per il caso in esame, in forma estesa per le più gravose e tabellare per tutte le altre.

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	40
Material	S355 (No:1) (Fy = 355000, Es = 210000000)
Section Name	IPE180 (No:2) (Rolled : IPE180).
Member Length	: 4.80000



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -0.0006 (LCB: 119, POS:1/2)
Bending Moments	My = 15.1711, Mz = 0.00000
End Moments	Myi = -0.0002, Myj = -0.0002 (for Lb) Myi = -0.0002, Myj = -0.0002 (for Ly) Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = 0.15937 (LCB: 162, POS:1/2) Fzz = 12.6428 (LCB: 119, POS:J)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00530
Top F Width	0.09100	Top F Thick	0.00800
Bot.F Width	0.09100	Bot.F Thick	0.00800
Area	0.00239	Asz	0.00095
Qyb	0.01517	Qzb	0.00104
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.04550	Zbar	0.00000
Wely	0.00015	Welz	0.00002
ry	0.07308	rz	0.02081

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 4.80000, \quad L_z = 4.80000, \quad L_b = 4.80000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00, \quad K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00, \quad C_{mz} = 1.00, \quad C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Axial Resistance

$$N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 0.001/808.048 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Bending Resistance

$$M_{Edy}/M_{Rdy} = 15.1711/19.4588 = 0.780 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

$$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/11.5884 = 0.000 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Combined Resistance

$$R_{MNRd} = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$$

$$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), \quad R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$$

$$R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$$

$$R_{max} = \max[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), \max(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.780 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

Shear Resistance

$$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

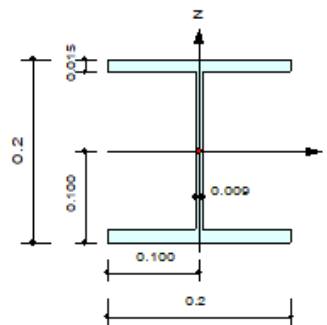
$$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.058 < 1.000 \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

5. Deflection Checking Results

$$L/250.0 = 0.0192 > 0.0092 \quad (\text{Memb:40, LCB: 337, POS: 2.4m, Dir-Z}) \dots\dots\dots \text{O.K.}$$

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	8
Material	S355 (No:1) ($F_y = 355000$, $E_s = 210000000$)
Section Name	HEB200 (No:3) (Rolled : HEB200).
Member Length	: 8.86000



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -20.585$ (LCB: 119, POS:1/2)
Bending Moments	$M_y = 46.7658$, $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{yi} = 46.6219$, $M_{yj} = 46.6219$ (for L_b) $M_{zi} = -44.224$, $M_{zj} = -44.224$ (for L_y) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = -7.7581$ (LCB: 133, POS:I) $F_{zz} = -41.219$ (LCB: 119, POS:I)

Depth	0.20000	Web Thick	0.00900
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01500
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01500
Area	0.00781	Asz	0.00180
Qyb	0.03445	Qzb	0.00500
Iyy	0.00006	Izz	0.00002
Ybar	0.10000	Zbar	0.10000
Wely	0.00057	Welz	0.00020
ry	0.08540	rz	0.05070

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 9.30000$, $L_z = 9.30000$, $L_b = 9.30000$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Result

Slenderness Ratio

$KL/r = 183.4 < 200.0$ (Memb:8, LCB: 119)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 20.585/376.113 = 0.055 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 46.766/128.676 = 0.363 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.000/102.592 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{MNRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{byN} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{byM} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{bLT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{MNRd}, (R_{byN} + R_{byM}), MAX(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.380 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.006 < 1.000$ O.K

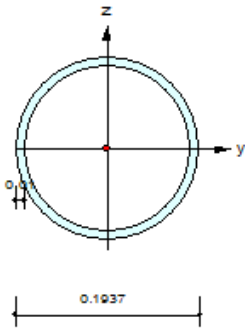
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.085 < 1.000$ O.K

5. Deflection Checking Results

$L/250.0 = 0.0354 > 0.0179$ (Memb:8, LCB: 337, POS: 4.3m, Dir-Z)..... O.K

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, m
Member No	46
Material	S355 (No:1) (Fy = 355000, Es = 210000000)
Section Name	CHS-HF 193.7X10 (No:5) (Rolled : CHS-HF 193.7X10).
Member Length	: 2.90000



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -48.323 (LCB: 119, POS:I)
Bending Moments	My = -41.241, Mz = -0.7528
End Moments	Myi = -41.241, Myj = 20.0429 (for Lb) Myi = -41.241, Myj = 20.0429 (for Ly) Mzi = -0.7528, Mzj = 0.36620 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -8.6003 (LCB: 161, POS:1/2) Fzz = -21.132 (LCB: 119, POS:1/2)

Outer Dia.	0.19370	Wall Thick	0.01000
Area	0.00577	Asz	0.00289
Oyb	0.00846	Ozb	0.00846
Iyy	0.00002	Izz	0.00002
Ybar	0.00085	Zbar	0.00085
Wely	0.00025	Welz	0.00025
ry	0.06504	rz	0.06504

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	Ly = 2.90000, Lz = 2.90000, Lb = 2.90000
Effective Length Factors	Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors	Cmy = 0.85, Cnz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Result

Slenderness Ratio	KL/r = 44.6 < 200.0 (Memb:46, LCB: 119)..... O.K
Axial Resistance	N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 48.32/1951.15 = 0.025 < 1.000 O.K
Bending Resistance	M_Edy/M_Rdy = 41.241/114.205 = 0.361 < 1.000 O.K M_Edz/M_Rdz = 0.753/114.205 = 0.007 < 1.000 O.K
Combined Resistance	R.MNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd] R.BiM = (M_Edy/Mny_Rd)^Alpha + (M_Edz/Mnz_Rd)^Beta R.byN = N_Ed/(A*fy/Gamma_M0), R.byM = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd Rc.LT1 = N_Ed/(Xiy*A*fy/Gamma_M1) Rb.LT1 = (kyy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (kyz*M_Edz)/(Wplz*fy/Gamma_M1) Rc.LT2 = N_Ed/(Xiz*A*fy/Gamma_M1) Rb.LT2 = (Kzy*M_Edy)/(Xi_LT*Wply*fy/Gamma_M1) + (Kzz*M_Edz)/(Wplz*fy/Gamma_M1) Rmax = MAX[R.MNRd, R.BiM, (R.byN+R.byM), MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.392 < 1.000 .. O.K
Torsion Strength	T_Ed/T_Rd = 5.1472/98.4195 = 0.052 < 1.000 O.K
Shear Resistance	V_Edy/Vy_Rd = 0.013 < 1.000 O.K V_Edz/Vz_Rd = 0.029 < 1.000 O.K

5. Deflection Checking Results

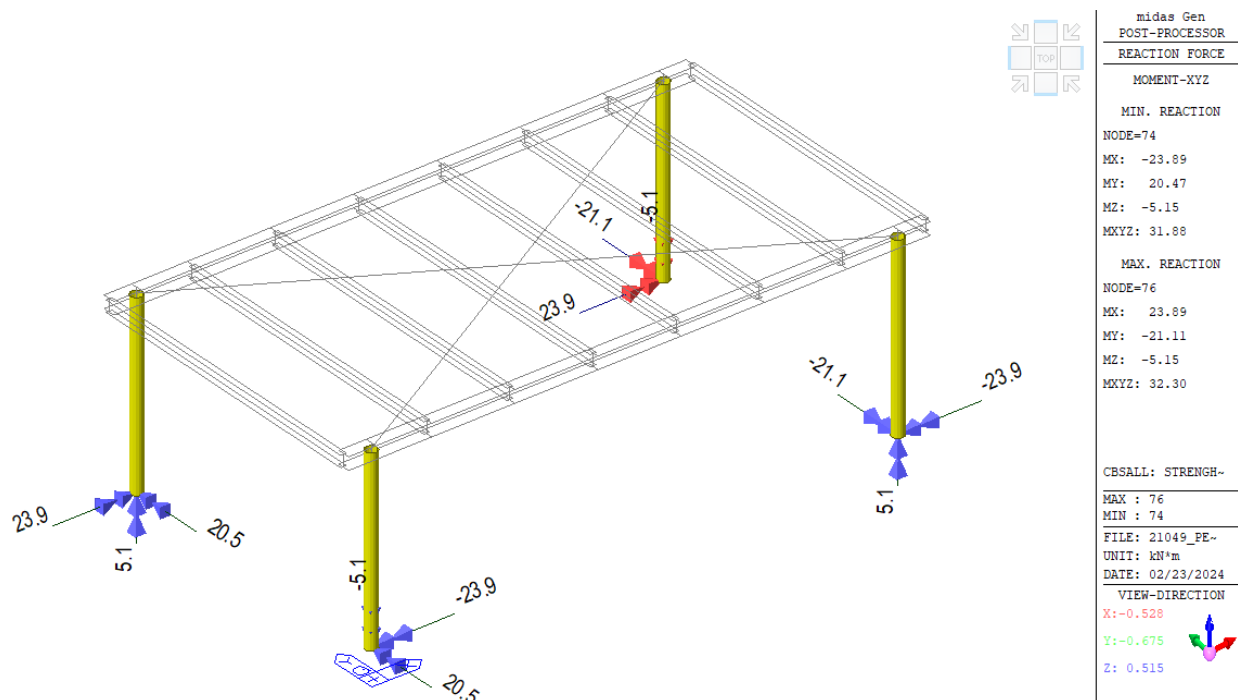
L/ 300.0 = 0.0097 > 0.0000 (Memb:46, LCB: 337, Dir-X)..... O.K
--

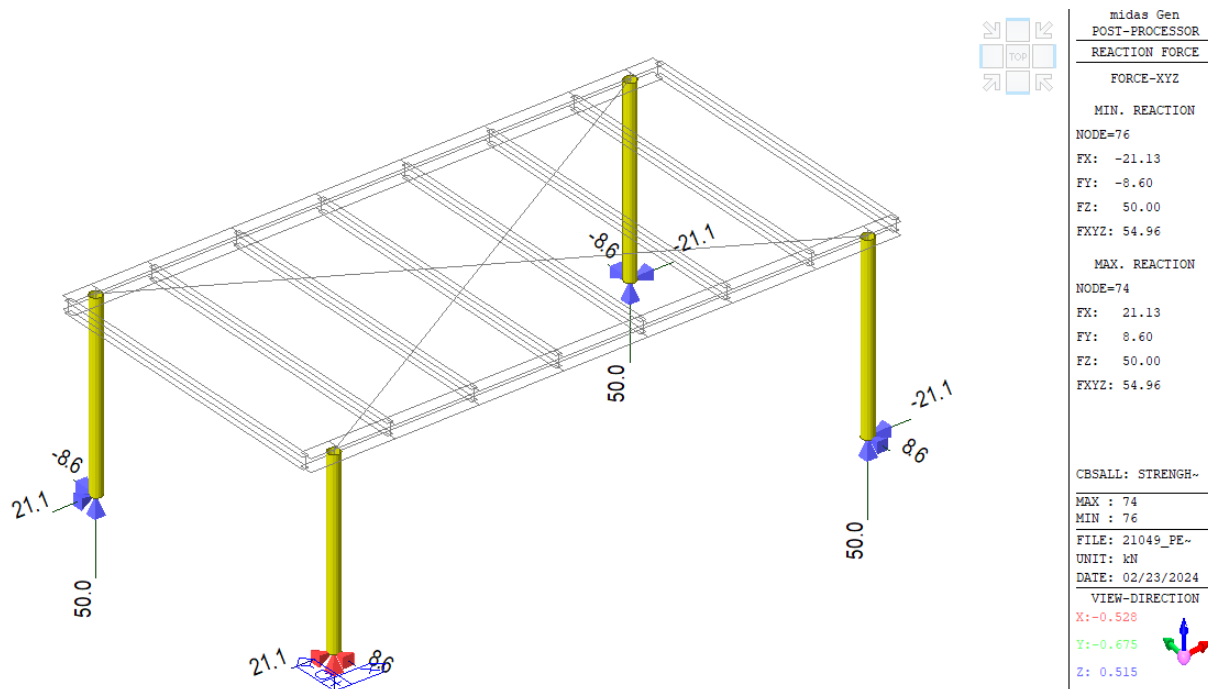
CHK CHK	MEMB COM	SECT SHR	SEL SEL	Section Material	Section Fy	LCB LCB	Len Lb	Ly Lz	Ky Kz	Bmy Bmz	N,Ed N,Rd	My,Ed Mb,Rd	My,Ed My,Rd	Mz,Ed Mz,Rd	Vy,Ed Vy,Rd	Vz,Ed Vz,Rd	T,Ed T,Rd	Def Defa
OK	2	2	0	IPE180	IPE180	119	4.8	4.8	1	1	-0.0449	7.55292	7.55292	0	0	6.6084	-	-0.0046
OK	0.388	0.03	0	S355	355000	119	4.8	4.8	1	1	808.048	19.4588	56.259	11.5884	0	218.701	-	0.0192
OK	5	2	0	IPE180	IPE180	119	4.8	4.8	1	1	-0.0449	7.55292	7.55292	0	0	6.6084	-	-0.0046
OK	0.388	0.03	0	S355	355000	119	4.8	4.8	1	1	808.048	19.4588	56.259	11.5884	0	218.701	-	0.0192
OK	7	3	0	HEB200	HEB200	119	8.86	9.3	1	1	-20.585	46.7658	46.7658	0	0.0449	-41.219	-	-0.0179
OK	0.38	0.085	0	S355	355000	119	9.3	9.3	1	1	376.113	128.676	217.057	102.592	1225.85	485.07	-	0.03544
OK	8	3	0	HEB200	HEB200	119	8.86	9.3	1	1	-20.585	46.7658	46.7658	0	-0.0449	-41.219	-	-0.0179
OK	0.38	0.085	0	S355	355000	119	9.3	9.3	1	1	376.113	128.676	217.057	102.592	1225.85	485.07	-	0.03544
OK	9	3	0	HEB200	HEB200	133	0.44	9.3	1	1	0.72602	-0.9192	-0.9192	1.47305	0.76172	-2.2211	-	0
OK	0.019	0.014	0	S355	355000	133	9.3	9.3	1	1	2640.52	0	217.057	102.592	1225.85	485.07	-	0.00176
OK	10	3	0	HEB200	HEB200	146	0.44	9.3	1	1	0.72602	-0.9192	-0.9192	-1.473	-0.7617	-2.2211	-	0
OK	0.019	0.014	0	S355	355000	146	9.3	9.3	1	1	2640.52	0	217.057	102.592	1225.85	485.07	-	0.00176
OK	37	2	0	IPE180	IPE180	119	4.8	4.8	1	1	-0.0344	14.805	14.805	0	0	12.6428	-	-0.0089
OK	0.761	0.058	0	S355	355000	119	4.8	4.8	1	1	808.048	19.4588	56.259	11.5884	0	218.701	-	0.0192
OK	38	2	0	IPE180	IPE180	119	4.8	4.8	1	1	0.0062	15.1622	15.1622	0	0	12.6428	-	-0.0092
OK	0.779	0.058	0	S355	355000	119	4.8	4.8	1	1	808.048	19.4588	56.259	11.5884	0	218.701	-	0.0192
OK	39	2	0	IPE180	IPE180	119	4.8	4.8	1	1	-0.0006	15.1711	15.1711	0	0	12.6428	-	-0.0092
OK	0.78	0.058	0	S355	355000	119	4.8	4.8	1	1	808.048	19.4588	56.259	11.5884	0	218.701	-	0.0192
OK	40	2	0	IPE180	IPE180	119	4.8	4.8	1	1	-0.0006	15.1711	15.1711	0	0	12.6428	-	-0.0092
OK	0.78	0.058	0	S355	355000	119	4.8	4.8	1	1	808.048	19.4588	56.259	11.5884	0	218.701	-	0.0192
OK	41	2	0	IPE180	IPE180	119	4.8	4.8	1	1	0.0062	15.1622	15.1622	0	0	12.6428	-	-0.0092
OK	0.779	0.058	0	S355	355000	119	4.8	4.8	1	1	808.048	19.4588	56.259	11.5884	0	218.701	-	0.0192
OK	42	2	0	IPE180	IPE180	119	4.8	4.8	1	1	-0.0344	14.805	14.805	0	0	12.6428	-	-0.0089
OK	0.761	0.058	0	S355	355000	119	4.8	4.8	1	1	808.048	19.4588	56.259	11.5884	0	218.701	-	0.0192
OK	43	5	0	CHS-HF 193.7X10	CHS-HF 193.7X10	119	2.9	2.9	1	0.85	-48.323	41.2411	41.2411	-0.7528	-0.3859	21.1324	5.14723	0.00004
OK	0.392	0.052	0	S355	355000	119	2.9	2.9	1	0.85	1951.15	0	114.205	114.205	717.145	717.145	98.4195	0.00967
OK	44	5	0	CHS-HF 193.7X10	CHS-HF 193.7X10	119	2.9	2.9	1	0.85	-48.323	41.2411	41.2411	0.75281	0.38586	21.1324	5.14723	0.00004
OK	0.392	0.052	0	S355	355000	119	2.9	2.9	1	0.85	1951.15	0	114.205	114.205	717.145	717.145	98.4195	0.00967
OK	45	5	0	CHS-HF 193.7X10	CHS-HF 193.7X10	119	2.9	2.9	1	0.85	-48.323	-41.241	-41.241	0.75281	0.38586	-21.132	5.14723	0.00004
OK	0.392	0.052	0	S355	355000	119	2.9	2.9	1	0.85	1951.15	0	114.205	114.205	717.145	717.145	98.4195	0.00967
OK	46	5	0	CHS-HF 193.7X10	CHS-HF 193.7X10	119	2.9	2.9	1	0.85	-48.323	-41.241	-41.241	-0.7528	-0.3859	-21.132	5.14723	0.00004
OK	0.392	0.052	0	S355	355000	119	2.9	2.9	1	0.85	1951.15	0	114.205	114.205	717.145	717.145	98.4195	0.00967

12.4.2. Fondazioni

Si riporta nel seguito la verifica del sistema fondazionale del fabbricato in esame.

Le sollecitazioni agenti sono:





12.4.2.1. Verifiche STR

Si riportano nel seguito le verifiche strutturali del plinto (plinto snello in c.a.). Le sollecitazioni agenti sono:

CALCOLO SOLLECITAZIONI ALLA SEZIONE DI INCASTRO DELLA MENSOLA DI FONDAZIONE										
lato piastra	mensola	Np	Mp	ep	B/6	σ_{min}	σ_{max}	$\sigma_{mens.}$	M_{Ed}	V_{Ed}
cm	cm	kN	kNm	cm	cm	N/cm ²	N/cm ²	N/cm ²	kNm	kN
20	65	100.00	33.8	33.80	25.00	0.00	10.79	5.11	28.19	77.52

Il plinto è armato con $\phi 14/15$ cm in entrambe le direzioni.

DATI SEZIONE			DATI ARMATURA					
B	H	Copri ferro	INFERIORE (tesa)			SUPERIORE (compressa)		
cm	cm	cm	ϕ	n	As		n	As'
150	40	4	14	10	15.39	14	10	15.39

Le verifiche sono soddisfatte:

TAGLIO					
k	ρ_1	σ_c	V_{min}	V_{Rd}	Verifica
	kg/cm ²	kg/cm ²		kN	
1.75	0.00285	0.00	0.40	217.46	$V_{Rd} > V_{Ed}$ Non occorre specifica armatura

FLESSIONE							
x		x	N_c	N_s	N_s'	d	M_{Rd}
		cm	kN	kN	kN	cm	kNm
0.0000	0.0000	3.82	6552.04	602.37	602.37	36	192.76
							Verifica
							$M_{Rd} > M_{Ed}$ Verificato

VERIFICA A PUNZONAMENTO					
Perimetro critico	V_{sd}	τ_{Rd}	k	ρ_1	V_{Rd1}
cm	N/cm	N/cm ²	(1,6-d)		N/cm
368	135.87	30.41	1.24	0.00257	1768.49
					Verifica
					$V_{Rd1} > V_{sd}$ Non occorre specifica armatura

Per quanto riguarda i cordoli di collegamento tra i plinti, l'azione sismica da considerare per il loro dimensionamento, essendo la categoria di sottosuolo la B, è pari a:

$$\pm 0.3 \cdot N_{Ed} \cdot \frac{a_{max}}{g} = 3.72 \text{ kN}$$

N _{Ed} ⁺ [kN]	N _{Ed} ⁻ [kN]	b [mm]	h [mm]	A _c [mm ²]	n° ₁ [-]	ø ₁ [mm]	n° ₂ [-]	ø ₂ [mm]	A _s [mm ²]	f _{cd} [MPa]	f _{yd} [MPa]	N _{Rd} [kN]	Verifica a compressione [-]	N _{Rd} [kN]	Verifica a trazione [-]
3.7	-3.7	300	400	120000	6	14	0	0	923.6	14.17	391.30	2061.4	0.00 Ok	361.4	0.01 Ok

12.4.2.2. Verifiche GEO

Si riportano le verifiche a capacità portante.

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: TERZAGHI (1943)

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	1.50 m	[L] Lunghezza (dir x):	1.50 m
			[D] Profondità (dir z):	0.50 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°		[β] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q ₀]:	0.00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna:	-10.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica:	DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	y _{nat}	y _{sat}	φ	c'	c _u	H _{str}	E _{ed}	D _r
1	19.10	19.10	30.0	0.00	0.67	0.20	0.00	33.00
2	20.50	20.50	35.8	0.00	0.00	0.40	0.00	63.00
3	19.70	19.70	32.2	0.00	0.00	1.40	0.00	45.00
4	20.60	20.60	36.6	0.00	0.00	0.80	0.00	67.00
5	21.10	21.10	39.3	0.00	0.00	0.40	0.00	77.00

Legenda

N.: Numero strato dal piano di campagna verso il basso

y_{nat}: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m³)

y_{sat}: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m³)

φ: angolo d'attrito interno (deg)

c': Coesione drenata (kPa)

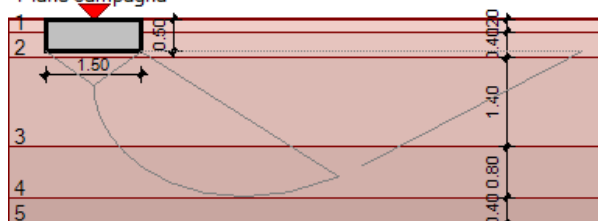
c_u: Coesione non drenata (kPa)

H_{str}: Spessore dello strato (m)

E_{ed}: Modulo edometrico (kPa)

D_r: Densità relativa

Piano campagna



Dati geotecnici di calcolo strato equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.50 m e 3.50 my	φ	c'	c _u	E _{ed}	D _r
20.29	35.3	0.00	0.00	58.93	

Descrizione sintetica della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot p_c + q' \cdot N_q \cdot p_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot p_\gamma$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B \cdot L$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$$

$$N_q = e^{2 \cdot (3\pi/4 - \phi/2) \cdot \tan(\phi)} / (2 \cdot \cos^2(\pi/4 + \phi/2))$$

N_γ: Interpolazione da grafico di Terzaghi (1943)

Fattori di forma

s_c= 1.0 per fondazione nastriforme

1.3 per fondazione quadrata

s_q= 1.0 per fondazione nastriforme\par

0.8 per fondazione quadrata

Fattori di punzonamento

p_c=1.0 (punzonamento non ritenuto possibile)

p_q=1.0 (punzonamento non ritenuto possibile)

p_γ=1.0 (punzonamento non ritenuto possibile)

q': pressione litostatica alla profondità D (0.50 m di imposta fondazione: 9.97 kPa)

I valori di y, φ, c' sono i parametri geotecnici di calcolo dello strato equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B, L: Dimensioni reali della fondazione (se B>L le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

π : valore di phi greco (3.14159...)

Verifiche a scorrimento

$H = \text{radq}(V_x^2 + V_y^2)$ - forza di scorrimento $R_{\text{scorr}} = N' \cdot \tan(b \cdot \varphi) / \gamma_m + a \cdot c' \cdot B' \cdot L'$ - resistenza allo scorrimento
 $b = 1.00$ - $b \cdot \varphi$: angolo di attrito fondazione-terreno
 $\gamma_m = 1.00$ - fattore parziale di sicurezza applicato a $\tan(b \cdot \varphi)$
 $a = 1.00$ - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione
 $N' = N \cdot \cos(\alpha) + V_y \cdot \sin(\alpha)$ - $V'_y = -N \cdot \sin(\alpha) + V_y \cdot \cos(\alpha)$ - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	59.177	$N_q =$	42.835	$N_y =$	44.542
$c' =$	0.00 kPa	$q =$	9.97 kPa	$q =$	20.29 kN/m ³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

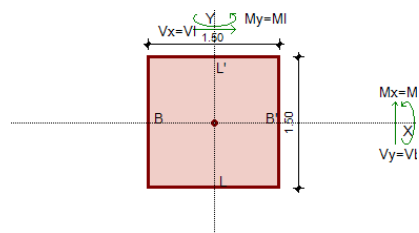
Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale
Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Combinazione di carico: 1 - statica $B' = 1.50$ m; $L' = 1.50$ m

N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)	
50.00	20.00	0.40	0.40	21.10	Riferimento globale
50.00	20.00	0.40	0.40	21.10	Riferimento locale

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.300							1.300
q	1.000							1.000
y	0.800							0.800

$q_{ult} =$	969.41 kPa	$Q_{ult} =$	2181.16 kN	$R = Q_{ult} / N =$	43.623	$> R3 =$	2.3
$H =$	21.10 kN	$R_{scorr} =$	35.35 kN	$R = R_{scorr} / H =$	1.675	$> R3 =$	1.1



12.4.3. Collegamenti

12.4.3.1. Trave principale secondaria

Nome	CON1
Descrizione	
Analisi	Sforzo, deformazione/ carichi in equilibrio

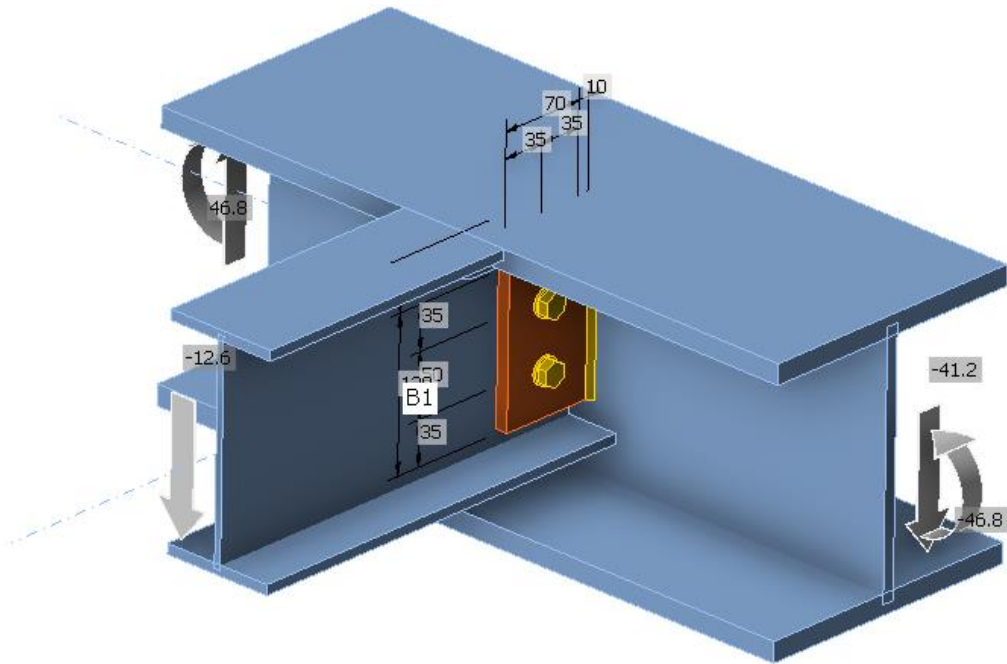
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β – Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
B	3 - HEB220	0.0	0.0	0.0	0	0	0
B1	2 - CON1(IPE180)	-90.0	0.0	0.0	0	0	30

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
B / inizio	N-Vy-Vz-Mx-My-Mz	Nodo	0
B / fine		Nodo	0
B1 / fine		Bulloni	50



Sezioni

Nome	Materiale
3 - HEB220	S 355
2 - CON1(IPE180)	S 355

Bulloni

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	f_u [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M12 8.8	M12 8.8	12	800.0	113

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B / Inizio	0.0	0.0	41.2	0.0	46.8	0.0
	B / Fine	0.0	0.0	-41.2	0.0	-46.8	0.0
	B1 / Fine	0.0	0.0	-12.6	0.0	0.0	0.0

Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	0.0	0.0	-12.6	0.0	0.0	0.0

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	0.0 < 5.0%	OK
Bulloni	22.1 < 100%	OK

Nome	Valore	Verifica Stato
Saldature	51.6 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

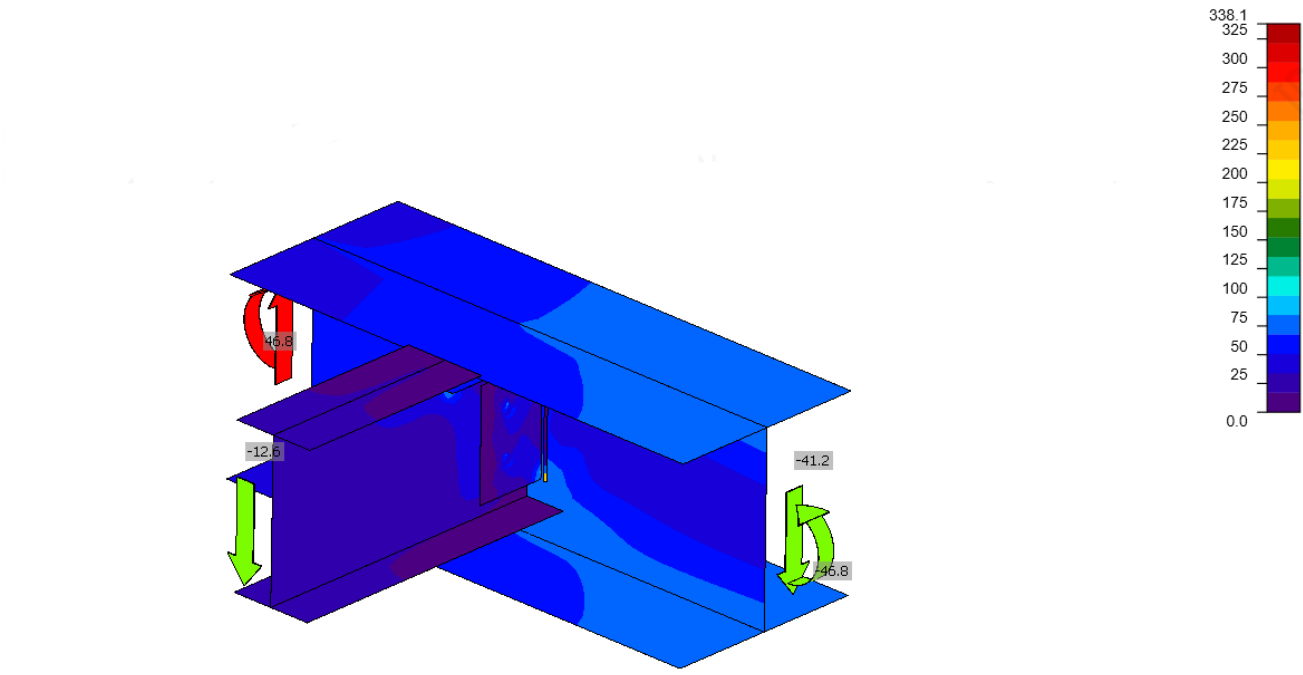
Nome	t _p [mm]	Carichi	σ _{Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Stato
B-bfl 1	16.0	LE1	84.0	0.0	0.0	OK
B-tfl 1	16.0	LE1	84.3	0.0	0.0	OK
B-w 1	9.5	LE1	84.9	0.0	0.0	OK
B1-bfl 1	8.0	LE1	26.3	0.0	0.0	OK
B1-tfl 1	8.0	LE1	26.2	0.0	0.0	OK
B1-w 1	5.3	LE1	107.1	0.0	9.6	OK
FP1	10.0	LE1	81.6	0.0	9.6	OK

Dati Progetto

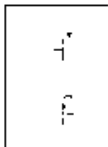
Materiale	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
S 355	355.0	5.0

Spiegazione dei simboli

t _p	Spessore piastra
σ _{Ed}	Sforzo equivalente
ε _{pl}	Deformazione Plastica
σ _{c,Ed}	Tensione di contatto
f _y	Tensione di snervamento
ε _{lim}	Limite di deformazione plastica



Bulloni

Forma	Elemento	Classe	Carichi	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t1} [%]	U_{t2} [%]	U_{t3} [%]	Dettagli costruttivi	Stato
	B1	M12 8.8 - 1	LE1	1.8	3.3	54.3	3.7	19.4	22.1	OK	OK
	B2	M12 8.8 - 1	LE1	0.7	6.4	62.3	1.5	19.6	20.7	OK	OK

Dati Progetto

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M12 8.8 - 1	48.6	74.5	32.4

Spiegazione dei simboli

$F_{t,Ed}$	Forza di trazione
$F_{v,Ed}$	Risultante delle forze di taglio del bullone Vy e Vz nei piani di taglio
$F_{b,Rd}$	Resistenza di progetto della piastra EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
U_{t1}	Utilizzo in trazione
U_{t2}	Utilizzo a taglio
U_{t3}	Interazione di trazione e taglio EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{t,Rd}$	Resistenza a trazione dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{b,Rd}$	Resistenza a taglio a punzonamento EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{v,Rd}$	Resistenza a taglio dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.4


Saldature

Elemento	Bordo	T_w [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_w [MPa]	τ_w [MPa]	τ_{II} [MPa]	U_t [%]	U_c [%]	Dettagli costruttivi	Stato
B-w 1	FP1	▲ 3.0 ▼	119	LE1	192.4	0.0	-64.6	-77.1	79.8	44.2	31.0	OK	OK
		▲ 3.0 ▼	119	LE1	224.6	0.0	-105.4	-92.9	-67.0	51.6	31.2	OK	OK

Dati Progetto

Materiale	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 355	490.0	0.90	435.6	352.8

Spiegazione dei simboli

T_w	Spessore della gola a
L	Lunghezza
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
ϵ_{pl}	Deformazione
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
τ_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
τ_{\parallel}	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
U_t	Utilizzo
$U_{t,c}$	Stima della capacità della saldatura
	Saldatura riempita
f_u	Resistenza ultima della saldatura
β_w	Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$

12.4.3.2. Collegamento Trave – Colonna

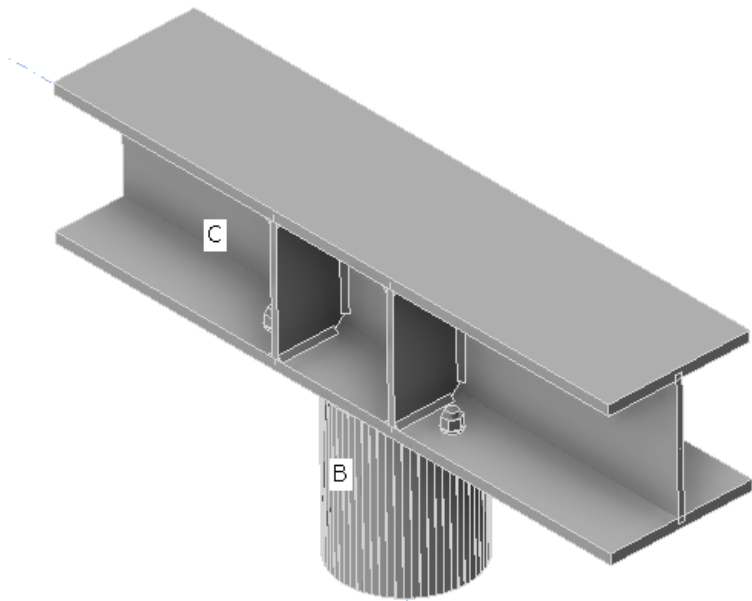
Membrature

Geometria

Nome	Sezione	β – Direzione [°]	γ - Pendenza [°]	α - Rotazione [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
C	1 - CON1(HEB220)	0.0	0.0	0.0	0	0	0
B	3 - CHS193.7/10.0	0.0	-90.0	0.0	0	0	0

Vincoli e forze

Nome	Appoggio	Forze in	X [mm]
C / inizio		Nodo	0
C / fine		Nodo	0
B / fine	N-Vy-VZ-Mx-My-Mz	Nodo	0



Sezioni

Nome	Materiale
1 - CON1(HEB220)	S 355
3 - CHS193.7/10.0	S 355

Bulloni

Nome	Assieme bullone	Diametro [mm]	f _u [MPa]	Superficie lorda [mm ²]
M16 8.8	M16 5.8	16	800.0	201

Effetti del carico (forze in equilibrio)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C / Inizio	0.0	0.0	-42.0	0.0	-45.0	0.0
	C / Fine	0.0	0.0	-42.0	0.0	45.0	0.0
	B / Fine	-300.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Forze non equilibrate

Nome	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	0.0	0.0	215.0	0.0	0.0	0.0

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	0.0 < 5.0%	OK
Deformazione loc.	0.0 < 3%	OK
Bulloni	3.8 < 100%	OK
Saldateure	20.6 < 100%	OK

Piastre

Nome	t_p [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Stato
C-b*1 1	16.0	LE1	75.6	0.0	12.9	OK
C-tfl 1	16.0	LE1	67.9	0.0	0.0	OK
C-w 1	9.5	LE1	59.0	0.0	0.0	OK
B	10.0	LE1	50.7	0.0	0.0	OK
EP1	10.0	LE1	22.3	0.0	9.9	OK
STIFF1a	10.0	LE1	27.4	0.0	0.0	OK
STIFF1b	10.0	LE1	27.6	0.0	0.0	OK
STIFF1c	10.0	LE1	27.5	0.0	0.0	OK
STIFF1d	10.0	LE1	27.3	0.0	0.0	OK

Dati Progetto

Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 355	355.0	5.0

Spiegazione dei simboli

t_p	Spessore piastra
σ_{Ed}	Sforzo equivalente
ϵ_{pl}	Deformazione Plastica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensione di contatto
f_y	Tensione di snervamento
ϵ_{lim}	Limite di deformazione plastica

Deformazione loc.

Nome	d_0 [mm]	Carichi	δ [mm]	δ_{lim} [mm]	δ/d_0 [%]	Verifica Stato
B	194	LE1	0	6	0.0	OK

Spiegazione dei simboli

d_0	Misura sezione
δ	Deformazione locale sezione
δ_{lim}	Deformazione consentita

Bulloni

Forma	Elemento	Classe	Carichi	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{t_i} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Dettagli costruttivi	Stato
	B1	M16 8.8 - 1	LE1	0.2	2.2	156.6	0.2	3.6	3.8	OK	OK
	B2	M16 8.8 - 1	LE1	0.2	2.2	156.6	0.3	3.6	3.8	OK	OK
	B3	M16 8.8 - 1	LE1	0.2	2.2	156.6	0.3	3.6	3.8	OK	OK
	B4	M16 8.8 - 1	LE1	0.2	2.2	156.6	0.2	3.6	3.8	OK	OK

Dati Progetto

Classe	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 8.8 - 1	90.4	187.5	60.3

Spiegazione dei simboli

$F_{t,Ed}$	Forza di trazione
$F_{v,Ed}$	Risultante delle forze di taglio del bullone Vy e Vz nei piani di taglio
$F_{b,Rd}$	Resistenza di progetto della piastra EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
U_{t_i}	Utilizzo in trazione
U_{t_s}	Utilizzo a taglio
$U_{t_{ts}}$	Interazione di trazione e taglio EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{t,Rd}$	Resistenza a trazione dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.1
$F_{p,Rd}$	Resistenza a taglio a punzonamento EN 1993-1-8 – Tab. 3.4
$F_{v,Rd}$	Resistenza a taglio dei bulloni EN 1993-1-8 – Tab. 3.4

Saldature

Elemento	Bordo	T _w [mm]	L [mm]	Carichi	σ _{w,Ed} [MPa]	ε _{pl} [%]	σ _⊥ [MPa]	τ _⊥ [MPa]	τ [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Dettagli costruttivi	Stato
C-b*1	STIFF1a	▲5.0 ▲	87	LE1	38.7	0.0	-16.4	-15.5	13.1	8.9	8.8	OK	OK
		▲5.0 ▲	87	LE1	19.5	0.0	-5.0	5.9	-9.1	4.5	4.5	OK	OK
C-w 1	STIFF1a	▲5.0 ▲	152	LE1	23.0	0.0	-10.8	-9.2	-7.2	5.3	5.3	OK	OK
		▲5.0 ▲	152	LE1	19.9	0.0	-5.7	7.3	8.2	4.5	4.6	OK	OK
C-til 1	STIFF1a	▲5.0 ▲	87	LE1	25.0	0.0	-5.5	-7.6	11.8	5.7	5.7	OK	OK
		▲5.0 ▲	87	LE1	31.5	0.0	-13.8	11.8	-11.3	7.2	7.2	OK	OK
C-b*1	STIFF1b	▲5.0 ▲	87	LE1	13.9	0.0	-4.3	-5.6	9.8	4.5	4.6	OK	OK
		▲5.0 ▲	87	LE1	38.5	0.0	-16.3	15.0	-13.4	8.8	3.8	OK	OK
C-w 1	STIFF1b	▲5.0 ▲	152	LE1	20.0	0.0	-5.7	-7.3	-8.2	4.5	4.6	OK	OK
		▲5.0 ▲	152	LE1	23.0	0.0	-10.8	9.2	7.3	5.3	5.3	OK	OK
C-til 1	STIFF1b	▲5.0 ▲	87	LE1	31.4	0.0	-13.7	-11.8	11.3	7.2	7.2	OK	OK
		▲5.0 ▲	87	LE1	24.9	0.0	-5.5	7.6	-11.8	5.7	5.7	OK	OK
C-b*1	STIFF1c	▲5.0 ▲	87	LE1	19.9	0.0	-4.3	-5.5	9.8	4.5	4.6	OK	OK

		▲5.0	87	LE1	24.9	0.0	-5.5	7.6	-11.8	5.7	5.7	OK	OK
C-b'1 1	STIFF1c	▲5.0	87	LE1	19.9	0.0	-4.3	-5.5	9.8	4.5	4.6	OK	OK
		▲5.0	87	LE1	38.6	0.0	-16.3	15.1	-13.5	8.9	8.8	OK	OK
C-w 1	STIFF1c	▲5.0	152	LE1	20.0	0.0	-5.8	-7.3	-8.3	4.5	4.6	OK	OK
		▲5.0	152	LE1	23.0	0.0	-10.6	9.2	7.3	5.3	5.3	OK	OK
C-tfl 1	STIFF1c	▲5.0	87	LE1	31.4	0.0	-13.7	-11.7	11.3	7.2	7.2	OK	OK
		▲5.0	87	LE1	24.9	0.0	-5.5	7.6	-11.7	5.7	5.7	OK	OK
C-b'1 1	STIFF1d	▲5.0	87	LE1	38.6	0.0	-16.5	-15.5	12.3	8.9	8.8	OK	OK
		▲5.0	87	LE1	19.6	0.0	-5.0	5.1	-9.1	4.5	4.5	OK	OK
C-w 1	STIFF1d	▲5.0	152	LE1	23.0	0.0	-10.6	-9.2	-7.2	5.3	5.3	OK	OK
		▲5.0	152	LE1	19.9	0.0	-5.7	7.3	8.2	4.5	4.6	OK	OK
C-tfl 1	STIFF1d	▲5.0	87	LE1	25.0	0.0	-5.5	-7.6	11.8	5.7	5.7	OK	OK
		▲5.0	87	LE1	31.5	0.0	-13.8	11.8	-11.3	7.2	7.2	OK	OK
EP1	B	▲4.0	577	LE1	80.9	0.0	-37.5	-39.6	11.8	18.5	9.9	OK	OK
		▲4.0	577	LE1	89.9	0.0	-45.1	43.1	-12.4	20.5	10.4	OK	OK

Dati Progetto

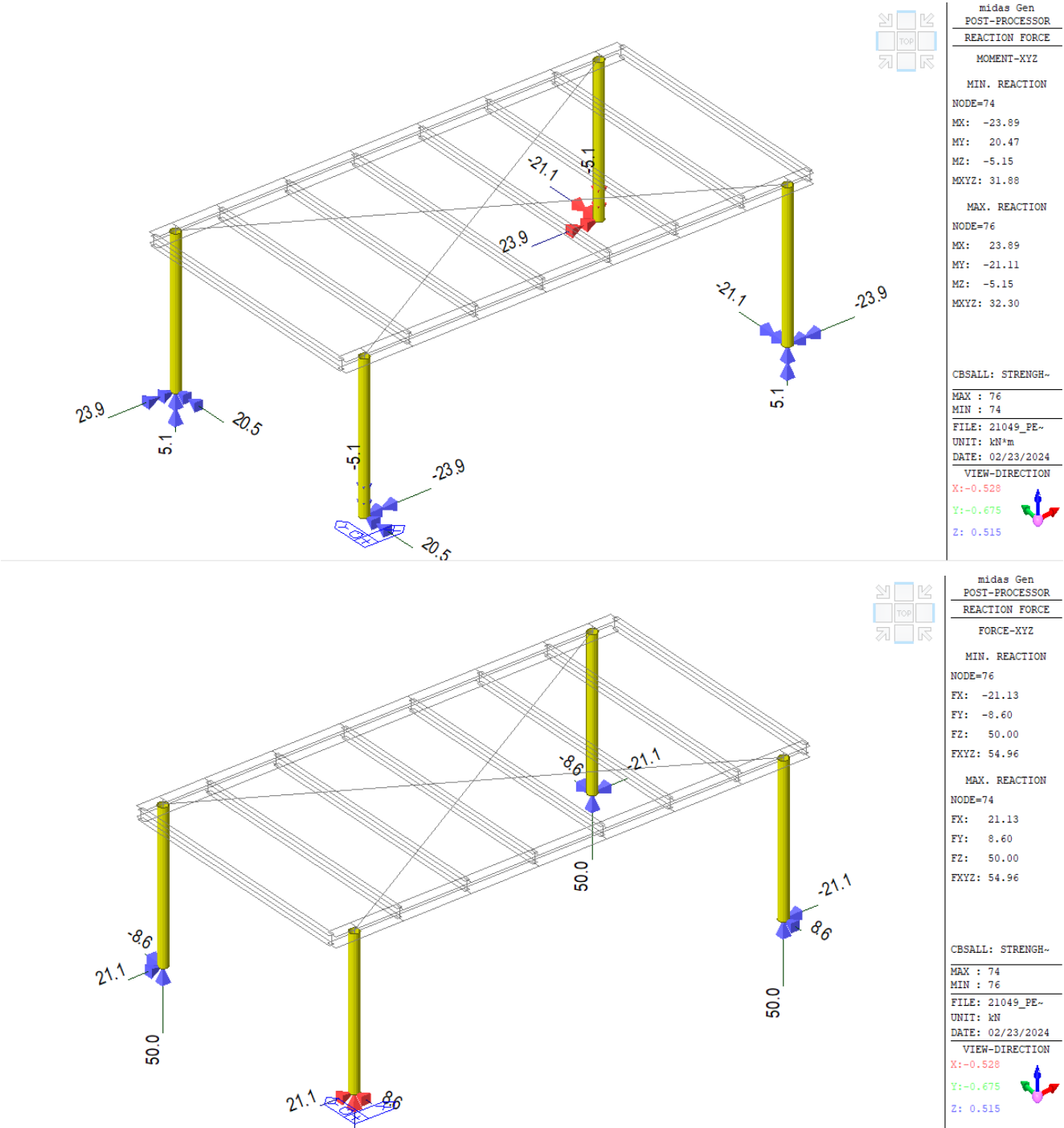
Materiale	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 355	490.0	0.90	435.6	352.8

Spiegazione dei simboli

T_w	Spessore della gola a
L	Lunghezza
$T_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
ϵ_{pl}	Deformazione
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
T_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
T_{\parallel}	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
Ut	Utilizzo
Ut _c	Stima della capacità della saldatura
▲	Saldatura riempita
f_u	Resistenza ultima della saldatura
β_w	Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0.9 \cdot f_u \cdot \gamma_{M2}$

12.4.3.3. Giunto alla base

Si utilizzano a favore di sicurezza le sollecitazioni di inviluppo con sforzo normale minimo.



- Verifica nodo acciaio

Riassunto

Nome	Valore	Verifica Stato
Analisi	100.0%	OK
Piastre	0.0 < 5.0%	OK
Deformazione loc.	0.0 < 3%	OK
Saldature	75.4 < 100%	OK
Blocco di calcestruzzo	13.8 < 100%	OK
Taglio	54.0 < 100%	OK
Stabilità	Non calcolato	

Piastre

Nome	t_p [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Stato
M1	10.0	LE1	243.4	0.0	0.0	OK
BP1	20.0	LE1	170.5	0.0	0.0	OK
RIB1a	8.0	LE1	108.9	0.0	0.0	OK
RIB1b	8.0	LE1	91.1	0.0	0.0	OK
RIB1c	8.0	LE1	162.8	0.0	0.0	OK
RIB1d	8.0	LE1	115.6	0.0	0.0	OK
RIB1e	8.0	LE1	55.0	0.0	0.0	OK
RIB1f	8.0	LE1	209.0	0.0	0.0	OK

Dati Progetto

Materiale	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 355	355.0	5.0

Spiegazione dei simboli

t_p	Spessore piastra
σ_{Ed}	Sforzo equivalente
ϵ_p	Deformazione Plastica
$\sigma_{c,Ed}$	Tensione di contatto
f_y	Tensione di snervamento
ϵ_{lim}	Limite di deformazione plastica

Deformazione loc.

Nome	d_0 [mm]	Carichi	δ [mm]	δ_{lim} [mm]	δ/d_0 [%]	Verifica Stato
M1	194	LE1	0	6	0.0	OK

Spiegazione dei simboli

d_0	Misura sezione
δ	Deformazione locale sezione
δ_{lim}	Deformazione consentita

Saldature

Elemento	Bordo	T _w [mm]	L [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	U _t [%]	U _{t,c} [%]	Dettagli costruttivi	Stato
BP1	RIB1a	▲4.0 ▲	99	LE1	97.7	0.0	-37.1	-35.0	38.6	22.4	19.4	OK	OK
		▲4.0 ▲	99	LE1	79.7	0.0	-34.2	38.2	-16.5	18.3	17.3	OK	OK
M1-arc 1	RIB1a	▲4.0 ▲	149	LE1	165.6	0.0	-47.5	-48.7	-78.3	38.3	29.1	OK	OK
		▲4.0 ▲	149	LE1	125.4	0.0	-51.1	49.9	76.6	38.2	29.1	OK	OK
BP1	RIB1b	▲4.0 ▲	99	LE1	69.3	0.0	21.8	-21.1	-31.6	15.9	13.4	OK	OK
		▲4.0 ▲	99	LE1	92.4	0.0	25.0	-21.5	46.6	21.2	14.9	OK	OK
M1-arc 12	RIB1b	▲4.0 ▲	149	LE1	134.9	0.0	39.9	40.6	52.3	31.0	23.6	OK	OK
		▲4.0 ▲	149	LE1	135.3	0.0	38.9	-38.3	-55.0	31.3	24.2	OK	OK
BP1	RIB1c	▲4.0 ▲	99	LE1	122.6	0.0	52.7	53.5	-35.0	28.1	18.5	OK	OK
		▲4.0 ▲	99	LE1	130.0	0.0	54.9	-54.3	41.0	29.9	20.4	OK	OK
M1-arc 22	RIB1c	▲4.0 ▲	149	LE1	244.3	0.0	72.7	70.6	114.7	56.1	43.1	OK	OK
		▲4.0 ▲	149	LE1	249.1	0.0	71.3	-73.5	-116.6	57.2	43.5	OK	OK
BP1	RIB1d	▲4.0 ▲	99	LE1	101.7	0.0	37.6	34.9	-41.9	23.4	15.6	OK	OK
		▲4.0 ▲	99	LE1	91.4	0.0	24.0	15.9	48.0	21.0	16.9	OK	OK
M1-arc 33	RIB1d	▲4.0 ▲	149	LE1	173.7	0.0	50.9	50.0	81.3	39.9	31.1	OK	OK
		▲4.0 ▲	149	LE1	168.9	0.0	50.5	-51.4	-77.6	38.8	29.4	OK	OK

RELAZIONE STRUTTURALE

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

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

BP1	RIB1e	▲ 4.0	99	LE1	39.6	0.0	-17.1	20.5	2.3	9.1	9.1	OK	OK
		▲ 4.0	99	LE1	72.4	0.0	-17.6	14.6	-37.8	16.6	12.9	OK	OK
M1-arc 44	RIB1e	▲ 4.0	149	LE1	76.0	0.0	-23.5	-22.5	-36.6	17.9	14.9	OK	OK
		▲ 4.0	149	LE1	77.5	0.0	-19.8	20.8	38.0	17.8	15.1	OK	OK
BP1	RIB1e	▲ 4.0	99	LE1	147.3	0.0	-64.7	-65.3	39.6	33.8	28.3	OK	OK
		▲ 4.0	99	LE1	149.6	0.0	-66.2	65.6	-41.2	34.3	29.2	OK	OK
M1-arc 54	RIB1e	▲ 4.0	149	LE1	323.4	0.0	-98.1	-94.7	-150.2	74.2	56.0	OK	OK
		▲ 4.0	149	LE1	328.6	0.0	-94.7	98.5	152.7	75.4	56.7	OK	OK
BP1	M1	▲ 13.0	577	LE1	61.9	0.0	35.0	-27.4	-10.8	14.2	9.3	OK	OK

Dati Progetto

Materiale	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 355	490.0	0.90	435.6	352.8

Spiegazione dei simboli

T_w	Spessore della gola a
L	Lunghezza
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
ϵ_{pl}	Deformazione
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
τ_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
τ	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
U_t	Utilizzo
$U_{t,c}$	Stima della capacità della saldatura
▲	Saldatura riempita
f_u	Resistenza ultima della saldatura
β_w	Fattore di correlazione EN 1993-1-8 – Tab. 4.1
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare: $0.9 f_u / \gamma_{M2}$

- Verifica inghisaggi

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-RE 500 V4 + HAS-U 5.8 M16

Vita utile (durata in anni): 50

Codice articolo: 2223869 HAS-U 5.8 M16x260 (inserire) / 2287552
 HIT-RE 500 V4 (resina)



Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva: $h_{ef,act} = 200,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)

Materiale: 5.8

Certificazione No.: ETA 20/0541

Emesso l Validato: 09/06/2023 | -

Prova: SOFA based on EN 1992-4, Chemical

Fissaggio distanziato: $e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 20,0 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio^R: $l_x \times l_y \times t = 400,7 \text{ mm} \times 400,7 \text{ mm} \times 20,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: Tubolare, 193,7 x 10,0; ($L \times W \times T$) = 193,7 mm x 193,7 mm x 10,0 mm

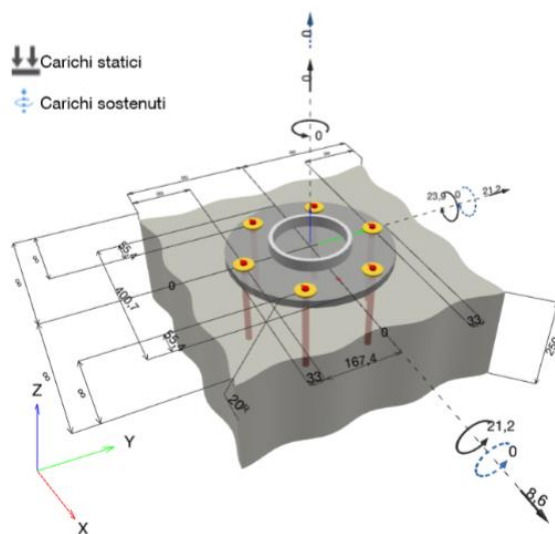
Materiale base: fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 250,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$

Installazione: **Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \emptyset) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$)
 senza armatura di bordo longitudinale

^R - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

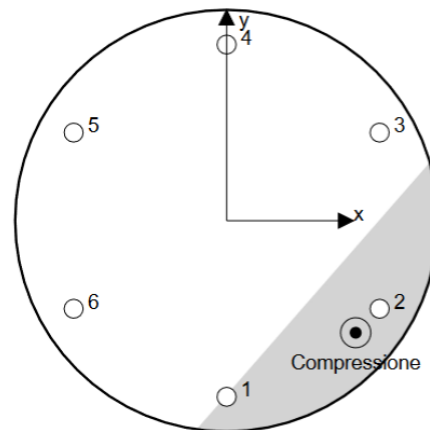
Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 0,000; V_x = 8,600; V_y = 21,200;$ $M_x = 21,200; M_y = 23,900; M_z = 0,000;$ $N_{sus} = 0,000; M_{x,sus} = 0,000; M_{y,sus} = 0,000;$	no	no	98

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,006	3,813	1,433	3,533
2	0,000	3,813	1,433	3,533
3	9,307	3,813	1,433	3,533
4	36,800	3,813	1,433	3,533
5	45,897	3,813	1,433	3,533
6	27,499	3,813	1,433	3,533



Compressione max. nel calcestruzzo: 0,46 [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 13,76 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/0,0): 0,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(322,6/93,9): 119,508 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione EN 1992-4, sezione 7.2.1

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	45,897	52,333	88	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	119,508	122,906	98	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	119,508	123,669	97	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
78,500	1,500	52,333	45,897

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.13)}$$

$$N_{Rk,p}^0 = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14)}$$

$$\psi_{sus} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.14a)}$$

$$s_{cr,Np} = 7,3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \leq 3 \cdot h_{ef} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.15)}$$

$$\psi_{g,Np} = \psi_{g,Np}^0 \cdot \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0,5} \cdot (\psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.17)}$$

$$\psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}} \right)^{1,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.18)}$$

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.19)}$$

$$\psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.20)}$$

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.21)}$$

$A_{p,N} [\text{mm}^2]$	$A_{p,N}^0 [\text{mm}^2]$	$\tau_{Rk,ucr,20} [\text{N/mm}^2]$	$s_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{cr,Np} [\text{mm}]$	$c_{min} [\text{mm}]$	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$
556.946	231.918	17,00	481,6	240,8	∞	25,00
ψ_c	$\tau_{Rk,cr} [\text{N/mm}^2]$	k_3	$\tau_{Rk,c} [\text{N/mm}^2]$	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,023	11,25	7,700	10,83	1,000	1,000	
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
48,7	0,832	54,2	0,816	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0 [\text{kN}]$	$N_{Rk,p} [\text{kN}]$	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$		
113,079	184,359	1,500	122,906	119,508		

ID gruppo ancoranti

1, 3-6

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 2,0 - \frac{z}{1,5 \cdot h_{ef}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,N} [\text{mm}]$	$s_{cr,N} [\text{mm}]$	$f_{c,chl} [\text{N/mm}^2]$		
758.988	360.000	300,0	600,0	25,00		
$e_{c1,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
48,7	0,860	54,2	0,847	1,000	1,000	
$z [\text{mm}]$	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c} [\text{kN}]$	$N_{Ed} [\text{kN}]$
267,3	1,109	7,700	108,894	1,500	123,669	119,508

ID gruppo ancoranti
1, 3-6

4 Carico di taglio EN 1992-4, sezione 7.2.2

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	3,813	37,728	11	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	22,878	315,892	8	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0 [\text{kN}]$	k_7	$V_{Rk,s} [\text{kN}]$	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s} [\text{kN}]$	$V_{Ed} [\text{kN}]$
47,160	1,000	47,160	1,250	37,728	3,813

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min \{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39c)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}} \right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N} [\text{mm}^2]$	$A_{c,N}^0 [\text{mm}^2]$	$c_{cr,N} [\text{mm}]$	$s_{cr,N} [\text{mm}]$	k_8	$f_{c,cyl} [\text{N/mm}^2]$
783.243	360.000	300,0	600,0	2,000	25,00
$e_{c1,v} [\text{mm}]$	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v} [\text{mm}]$	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0 [\text{kN}]$	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp} [\text{kN}]$	$V_{Ed} [\text{kN}]$	
7,700	108,894	1,500	315,892	22,878	

ID gruppo ancoranti
1-6

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V} [\%]$	Stato
0,877	0,101	2,000	78	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V} [\%]$	Stato
0,972	0,072	1,000	88	OK

$$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$$

6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 33,998 [\text{kN}] & \delta_N &= 0,2705 [\text{mm}] \\ V_{Sk} &= 2,824 [\text{kN}] & \delta_V &= 0,1130 [\text{mm}] \\ & & \delta_{NV} &= 0,2932 [\text{mm}] \end{aligned}$$

Carichi a lungo termine:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 33,998 [\text{kN}] & \delta_N &= 0,6425 [\text{mm}] \\ V_{Sk} &= 2,824 [\text{kN}] & \delta_V &= 0,1695 [\text{mm}] \\ & & \delta_{NV} &= 0,6645 [\text{mm}] \end{aligned}$$

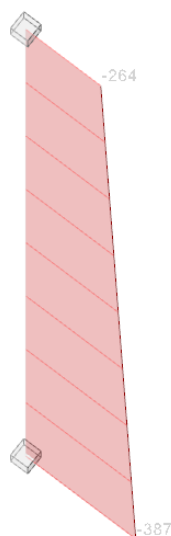
13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Si riporta nel seguito, così come richiesto dalle norme vigenti, evidenza dell'accettabilità dei risultati ottenuti dal modello di calcolo. Si confrontano gli sforzi normali agenti su un maschio murario dovuti ai carichi permanenti strutturali (g_1) con quanto calcolato manualmente, potendo poi estendere i risultati a tutte le altre combinazioni di carico.

Si consideri il maschio seguente:



Lo sforzo normale dal programma di calcolo è pari a:



$$F_z = 387 \text{ kN}$$

Manualmente si ottiene invece:

$$- N_{Ed, \text{ solai}}$$

	P_1 [kN/m ²]	COP [kN/m ²]
G_1	2.4	2.4

Luce influenza solaio 2.48 m + 2.31 m = 4.79 m

$$N_{Ed, \text{solaio}} = 108.6 \text{ kN}$$

- $N_{Ed, \text{muratura}}$

	L [m]	s [m]	h [m]	v [kN/m ³]
Muro Piano 1	5.48	0.30	5.53	18.00
Muro Piano Terra	3.98	0.30	4.26	18.00

$$N_{Ed, \text{muratura}} = 255.0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed, \text{tot}, g1} = 363.7 \text{ kN}$$

La differenza, considerate semplificazioni e arrotondamenti adottati nel calcolo è minima, si ritiene pertanto accettabile la modellazione adottata.

14. CONCLUSIONI

L'edificio è adeguato staticamente ai carichi e secondo le caratteristiche prestazionali richieste dalle normative vigenti. A seguito delle analisi svolte si è reso necessario declassare alcune zone (camminamento tunnel e balcone) ad una categoria d'uso H, al fine di rispettare i requisiti prestazionali di cui sopra.

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

Nel seguito si riassumono i risultati ottenuti in termini di capacità sismica e di indicatori di rischio.

	I.R. _{PGA,SLV}
Analisi pushover (pressoflessione e taglio nel piano)	0.604
Pressoflessione e taglio fuori piano	1.071
Analisi cinematica	6.542

L'indice di rischio minimo è pertanto pari a:

$$IR = 0.604$$

Tale valore è sufficiente a garantire il livello di sicurezza concordato con la committenza nei confronti delle azioni sismiche.

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.