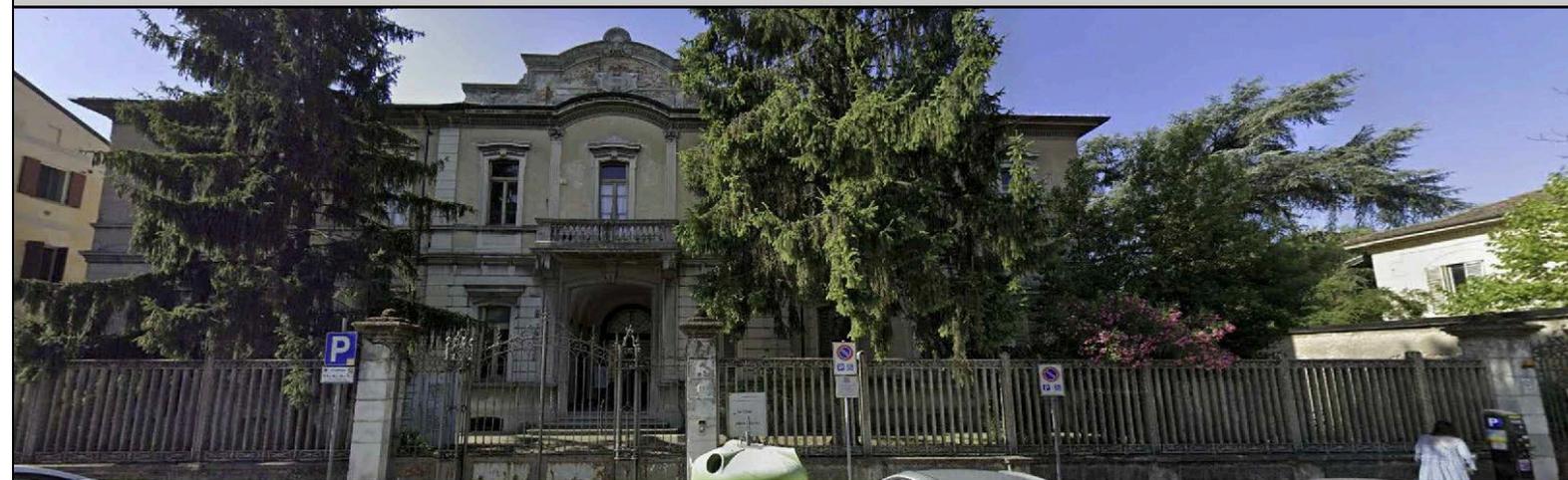


PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA RISTRUTTURAZIONE IMMOBILE CORSO GARIBALDI, 69 - PAVIA (PV)



Comune



Comune di Pavia
Piazza Municipio, 2 - 27100 - Pavia (PV)
Partita IVA: 00296180185
Tel.: 0382 3991
PEC: protocollo@pec.comune.pavia.it

Missione M5 - Componente C2 - Investimento 2.1



**Finanziato
dall'Unione europea**
NextGenerationEU



Italiadomani
PIANO NAZIONALE
DI RIPRESA E RESILIENZA

CAPOGRUPPO/MANDATARIA



GP PROJECT SRL

Sede Legale: Via Pietro Tamburini, 6 - 20123 Milano (MI)
Sede Operativa: Strada 6 - Palazzo N3 - Centro Direzionale Milanofiori - 20089 - ROZZANO (MI)
P.IVA 05835490961 - REA N° MI - 1852211 - Tel. 02 89 20 81 64 - info@gpproject.eu

(Firma e timbro)

MANDANTE: Dott. Arch. Maria Teresa PASCALE

Ordine degli Architetti della Provincia di Reggio Calabria n. A 3220
pec: mtpascale@oappc-rc.it
Tel: +39 349 786 7001



(Firma e timbro)

MANDANTE: Dott. Geol. Domenico MONTELEONE

Ordine dei Geologi della Calabria n. 1025
pec: monteleonedomenico@pec.it
Tel: +39 329 082 6033



(Firma e timbro)

Progetto Definitivo - Esecutivo

PROGETTO DI RIGENERAZIONE URBANA - RISTRUTTURAZIONE IMMOBILE
CORSO GARIBALDI, 69 - PAVIA (PV) - POP317_PNRR/6 - CUP: G14E21000720001

n°	Revisioni
1	Febbraio 2023
2	Marzo 2023
3	
4	
5	
6	
7	

Disegnato da:

Revisionato da:

Relazione tecnica sulle strutture

DISCIPLINA
STR

ELABORATO N°
Rev. 02

SOMMARIO

1	PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO	6
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	7
3	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI.....	8
3.1	DESCRIZIONE DEL FABBRICATO ESISTENTE.....	8
3.2	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§10.2 D.M. 17/01/2018).....	14
3.3	CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI.....	14
3.4	RELAZIONE SUI MATERIALI.....	17
3.4.1	Materiali esistenti	17
3.4.2	Materiali di progetto.....	18
3.4.3	Calcestruzzo	18
3.4.4	Acciaio per c.a.	19
3.4.5	Acciaio per carpenteria	19
3.4.6	Legno.....	20
3.4.7	Malta cementizia	22
4	ANALISI DELLA VULNERABILITA SISMICA DEL FABBRICATO ESISTENTE	23
4.1	ANALISI E VERIFICHE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO (§10.2 D.M. 17/01/2018)	23
4.1.1	Tipo di analisi svolta.....	23
4.1.2	Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	32
4.1.3	Affidabilità dei codici utilizzati	33
4.2	INFORMAZIONI SULL'ELABORAZIONE.....	38
4.3	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ	38
4.4	VALIDAZIONE DEI CODICI	39
4.5	ANALISI DELLA STRUTTURA ANTE OPERAM.....	39
4.5.1	Definizione dei parametri di progetto e pericolosità sismica	39
4.5.2	Definizione del livello di conoscenza	40
4.5.3	Descrizione dei materiali adottati in progetto e loro caratteristiche meccaniche	41
4.5.4	Caratterizzazione del terreno	43
4.5.5	Analisi dei carichi	43
4.5.6	Combinazioni di calcolo	46
4.5.7	Rispetto delle verifiche per gli stati limite considerati.....	49
4.5.8	Modello di valutazione di dettaglio.....	51
4.5.9	Descrizione del modello	51
4.5.10	Verifica Secondo l'analisi Statica.....	53
4.5.11	Verifiche meccanismi di rottura locali	53

4.5.12	Presentazione sintetica dei risultati	56
5	CONSOLIDAMENTO SOLAIO IN ACCIAIO	58
5.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	58
5.2	ANALISI DELLA STRUTTURA.....	59
5.2.1	Normativa, Metodo Di Calcolo, Assunzioni Per l'analisi E Il Calcolo Delle Azioni	59
5.2.2	Stato di fatto.....	60
5.2.3	Carichi considerati	60
5.2.4	Combinazioni di azioni	62
5.2.5	Materiali	62
5.2.6	Descrizione degli elementi	64
5.2.7	Convenzioni utilizzate:	65
5.3	VERIFICHE.....	65
5.3.1	Diagrammi	65
5.3.2	Risultati.....	67
5.3.3	Verifica connessioni	69
5.3.4	Verifica a compressione degli appoggi.....	76
5.3.5	Verifica del solaio collaborante.....	81
6	CONSOLIDAMENTO SOLAIO IN LEGNO	84
6.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	84
6.2	ANALISI DELLA STRUTTURA.....	85
6.2.1	Normativa, Metodo Di Calcolo, Assunzioni Per l'analisi E Il Calcolo Delle Azioni	85
6.2.2	Carichi considerati	86
6.2.3	Combinazioni di azioni	86
6.2.4	Descrizione degli elementi	86
6.2.5	Convenzioni utilizzate:	87
6.3	VERIFICHE.....	87
6.3.1	Diagrammi	87
6.3.2	Risultati.....	89
6.3.3	Verifiche dei collegamenti	91
7	NUOVO VANO ASCENSORE	95
7.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	95
7.2	METODO DI CALCOLO	96
7.3	PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI	96
7.4	ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE ADVANCE DESIGN	96
7.5	VERIFICHE MEDIANTE VCASLU (GELFI)	96
7.6	MODELLAZIONE DELLA FONDAZIONE.....	96

7.7	MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE	96
7.8	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	97
7.8.1	Calcestruzzo	97
7.8.2	Acciaio per c.a.	98
7.8.3	Acciaio per carpenteria	98
7.9	ANALISI DEI CARICHI DA GRAVITÀ	99
7.9.1	Azioni permanenti strutturali e non strutturali	99
7.9.2	Azioni accidentali impianto ascensore.....	99
7.10	CARICHI DA NEVE	99
7.11	CARICHI DA VENTO	99
7.12	ANALISI DEI CARICHI SISMICI	99
7.12.1	Periodo Di Riferimento Per l'azione Sismica	99
7.12.2	Regolarità strutturale.....	100
7.12.3	Fattore di struttura q.....	100
7.12.4	Parametri dello spettro di risposta	100
7.13	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO	101
7.14	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	102
7.15	STATI LIMITE ULTIMI	102
7.16	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	103
7.17	VERIFICA CASTELLETTO IN ACCIAIO	104
7.17.1	Combinazioni di azioni	104
7.17.2	Materiali	105
7.17.3	Convenzioni utilizzate:	106
7.18	VERIFICHE.....	106
7.18.1	Diagrammi	106
7.18.2	Risultati.....	109
7.18.3	Verifica connessioni	110
7.18.4	Verifica setti spessore 25cm	116
7.18.5	Verifica platea di fondazione spessore 30cm	124
7.19	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	131
7.19.1	Determinazione del coefficiente di Winkler.....	131
7.19.2	Valutazioni sulla capacità portante delle opere di fondazione.....	131
7.19.3	Verifica dei cedimenti	133
8	NUOVO SOLAIO DEI SERVIZI IGIENICI.....	134
8.1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	134
8.2	ANALISI DELLA STRUTTURA.....	134

8.2.1	Normativa, Metodo Di Calcolo, Assunzioni Per l'analisi E Il Calcolo Delle Azioni	134
8.2.2	Carichi considerati	134
8.2.3	Combinazioni di azioni	135
8.2.4	Descrizione degli elementi	135
8.2.5	Convenzioni utilizzate:	135
8.3	VERIFICHE	136
8.3.1	Diagrammi	136
8.3.2	Risultati	138
8.3.3	Connessione a taglio muratura/trave in acciaio	140
9	NUOVI VARCHI	142
9.1	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	142
9.2	VERIFICA DELLE ARCHITRAVI	146
9.2.1	Architrave A1	146
9.2.2	Architrave A2	148
9.2.3	Architrave A3	150
9.2.4	Architrave A4	152
9.3	VERIFICA DELLE CERCHIATURE	153
9.3.1	Cerchiatura C1	154
9.3.2	Cerchiatura C2	156
9.3.3	Cerchiatura C3	158
10	RINFORZO SCALE ESISTENTI ALL'INTERRATO	160
11	RELAZIONE TECNICA DI VERIFICA ELEMENTI SECONDARI	165
11.1	CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA	165
11.1.1	Definizione dei parametri di progetto e pericolosità sismica	165
11.1.2	Analisi statica equivalente	166
11.1.3	Domanda sismica per i controsoffitti	168
11.1.4	Domanda sismica per gli impianti	169
12	VERIFICA DELLE OPERE ESTERNE	170
12.1.1	Verifica palo	170

1 PREMESSA E SCOPO DEL DOCUMENTO

La presente relazione di calcolo descrive i diversi interventi previsti per la progettazione esecutiva dell'immobile sito in Corso Garibaldi 69 a Pavia (PV).

La valutazione della sicurezza sismica dell'immobile oggetto dello studio, essendo un bene tutelato, viene condotta nel rispetto dei requisiti e dei procedimenti che vengono esposti dalle NTC 2018 integrate con la Circolare applicativa e dalle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2018), di cui alla circolare 26/2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali.

La progettazione strutturale degli altri interventi è anche stata condotta nel rispetto del D.M. 14 gennaio 2018.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto strutturale fa riferimento alla seguente normativa nazionale:

- NTC 2018. Norme tecniche per le costruzioni 2018 (D.M. 17 gennaio 2018);
- Circolare applicativa n° 7 del 21 gennaio 2019 delle Norme Tecniche 2018;
- D.M. 16 febbraio 2007: “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”

Per quanto non in contrasto con le precedenti normative si adotta inoltre quanto suggerito dalle seguenti norme volontarie:

- UNI EN 1992-1-1:2005, Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-1-2:2005, Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
- Norma italiana UNI EN 206-1: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”, ottobre 2001;
- UNI 11104: “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”, marzo 2004.
- UNI EN 1993-1-8 – Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali, regole comuni e regole per gli edifici
- UNI EN 1995-1-2 – Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici
- UNI - EN 1090: “Prodotti in carpenteria metallica”.

Si considerano inoltre le seguenti linee guida:

- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018), di cui alla circolare 26/2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali.

3 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

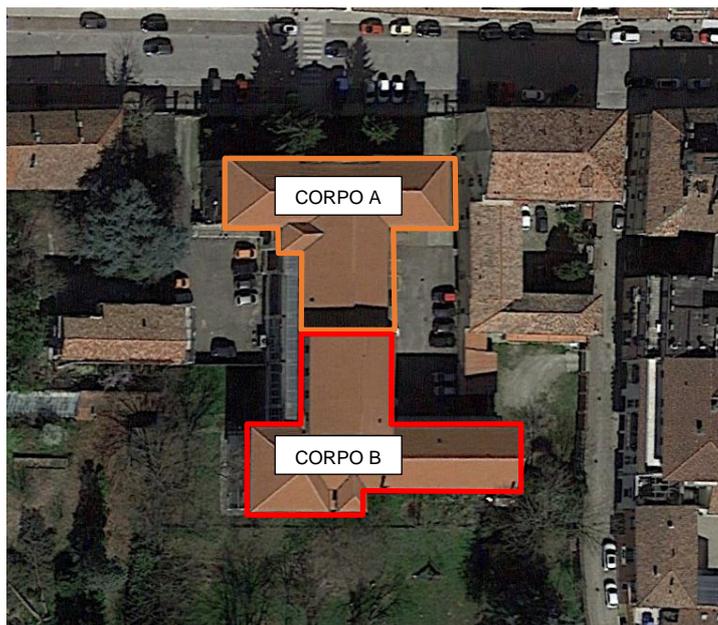
3.1 DESCRIZIONE DEL FABBRICATO ESISTENTE

Il fabbricato oggetto di studio è stato costruito nel 1911 per ospitare un istituto per sordomuti. Dall'analisi storica effettuata presso gli archivi non risultano modifiche rintracciabili. Tuttavia, oggi si constata la presenza di diverse modifiche, che non rappresentano un cambiamento significativo del comportamento strutturale dell'edificio originario.

Il fabbricato è articolato in due corpi con le seguenti caratteristiche:

- un corpo A è posto a nord, sul lato di Corso Garibaldi, che si sviluppa su due piani fuori terra più un piano seminterrato parzialmente presente al 50% della superficie in pianta del piano terra del corpo A.
- un corpo B è posto a sud e presenta un secondo piano fuori terra in più rispetto al corpo A che si sviluppa solo in una piccola porzione del corpo B. Un piano seminterrato è anche presente su circa il 50% della superficie in pianta del piano terra del corpo B.

Il corpo B sembra più moderno anche se è stato costruito presumibilmente contemporaneamente al corpo A.



Vista planimetrica del fabbricato e identificazione dei corpi



Vista corso Garibaldi

Dal punto di vista strutturale, gli elementi verticali portanti sono in muratura in elementi artificiali pieni (mattoni pieni in laterizio) di dimensione L24xH12xB6cm disposti in maniera regolare. Lo spessore delle murature portanti varia da 30 a 60 cm. Le indagini strutturali realizzati hanno rilevato un'omogeneità della tessitura con ammorsamenti negli angoli. Si rimanda alla relazione per dettagli maggiori.

B7

Descrizione immagine:

Muratura in elementi artificiali pieni (mattoni pieni in laterizio) disposti in maniera regolare T-T-C

MURATURA AMMORSATA NEGLI ANGOLI
CONSISTENZA MALTE: ASCIUTTE E COMPATTE

Spessore muratura:

Intonaco interno:	2 - 3 cm circa	
Muratura:	40 cm circa	SPINA
	50 cm circa	PERIMETRALE

Geometria assaggio:

Rimozione intonaco: 30 x 40 cm

Geometria elementi costituenti la muratura:

Mattoni pieni in laterizio: B=6 cm - H=12 cm - L=24 cm
Pietre naturali tonde e irregolari

Geometria corsi di malta costituenti la muratura:

Corso di malta orizzontale: spessore 1,0-2,0 cm
Corso di malta verticale: spessore 1,0-2,0 cm

NOTE: Le dimensioni indicate si riferiscono alla tipologia riscontrata più ricorrente.



Esempio di scheda delle indagini realizzati

P1-P2-P3-P4Descrizione immagine:

Muratura in elementi artificiali pieni (mattoni pieni in laterizio) disposti in maniera regolare T-T-C con porzioni localizzate ove l'orditura risulta, invece irregolare (T-T-T-C o T-T-T-T-C)

MURATURA AMMORSATA NEGLI ANGOLI

CONSISTENZA MALTE: ASCIUTTE E COMPATTE In alcuni casi i corsi di malta risultano "scavati". Si ipotizza che ciò sia riconducibile in prima ipotesi ad interventi di ripristino murature.

Spessore muratura:

Intonaco interno: assente

Muratura: variabili

Geometria assaggio:

Rimozione intonaco: n.p.

Geometria elementi costituenti la muratura:

Mattoni pieni in laterizio: B=6 cm – H=12 cm – L=24 cm

Pietre naturali tonde e irregolari

Geometria corsi di malta costituenti la muratura:

Corso di malta orizzontale: spessore 1,0÷3,0 cm

Corso di malta verticale: spessore 1,0÷3,0 cm

NOTE: Le dimensioni indicate si riferiscono alla tipologia riscontrata più ricorrente.



Per quanto riguarda gli orizzontamenti, è stato rilevato i seguenti elementi:

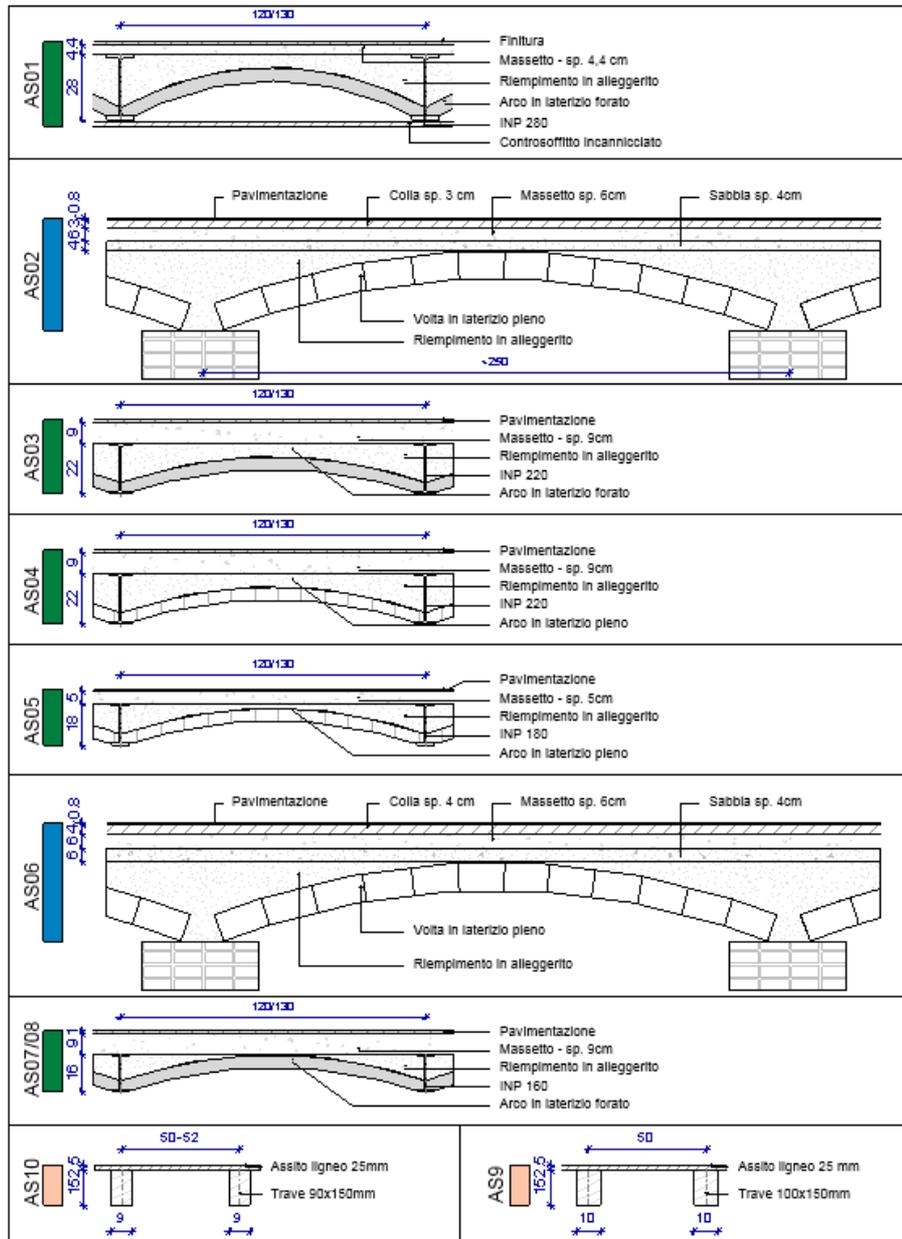
Strutture orizzontali di interpiano:

- solai con travi primarie in acciaio e volterrane in laterizio (pieno e forato) con massetto
- solai con volte in laterizio pieno con riempimento e massetto

Strutture orizzontali del sottotetto: travi in legno appoggiate su murature esistenti o travi in acciaio

Strutture di copertura: Orditura primaria e secondaria in legno.

Di seguito un riassunto delle stratigrafie rilevate e la localizzazione delle diverse tipologie:

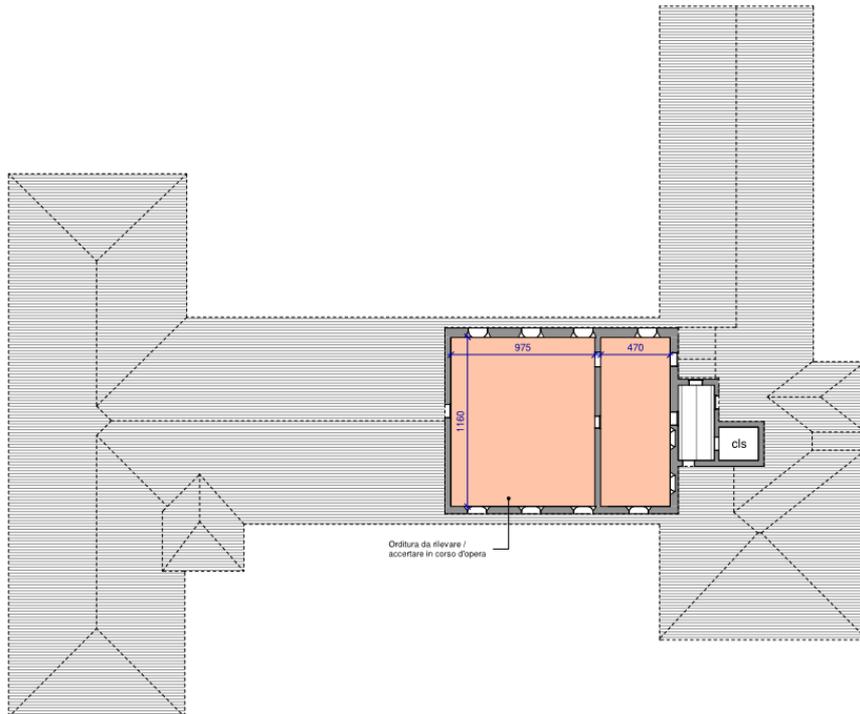


Impalcati laterocemento, non rilevati geometricamente

Stratigrafie rilevate durante le indagini strutturali

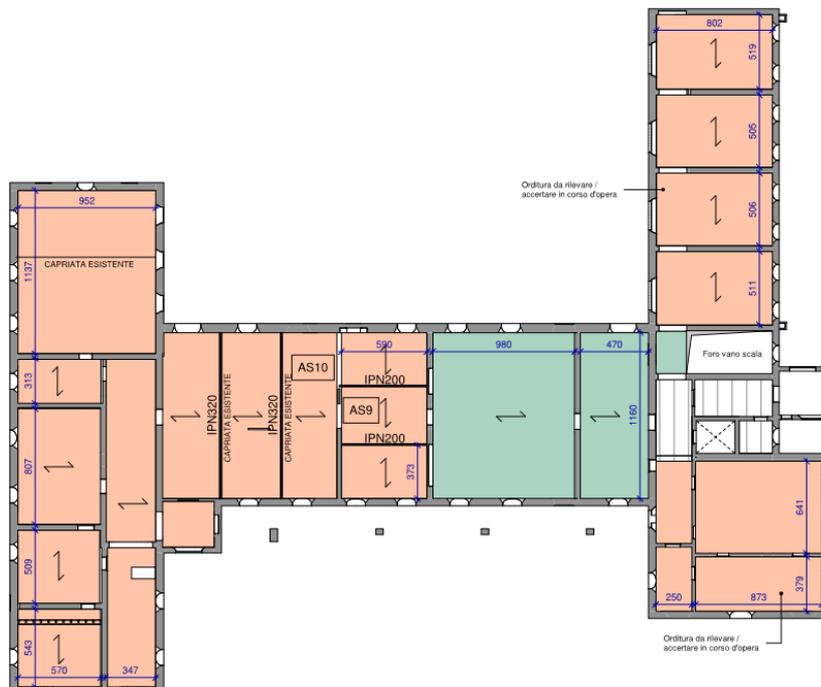
IMPALCATO QUARTO - COPERTURA PIANO SECONDO

Scala : 1 : 200



IMPALCATO TERZO - COPERTURA PIANO PRIMO

Scala : 1 : 200



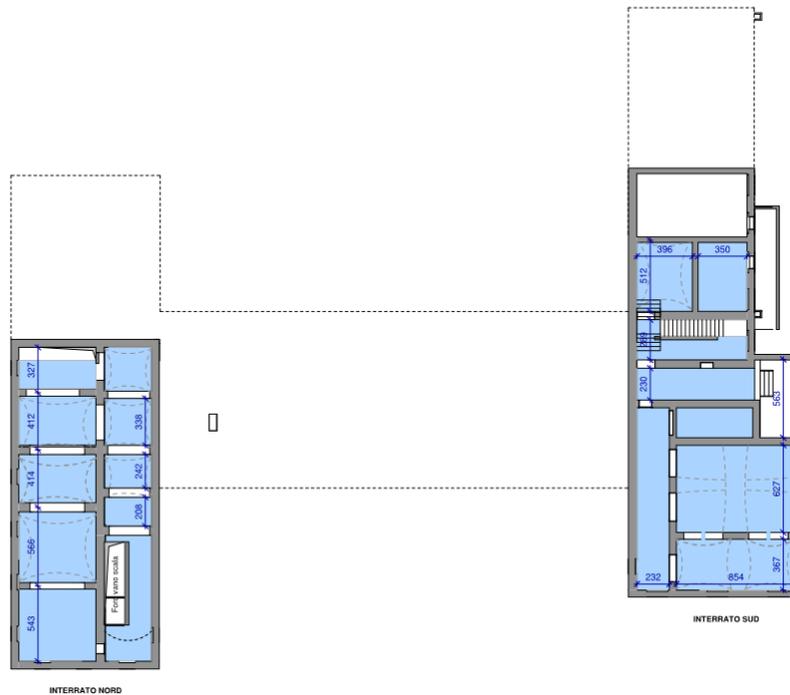
IMPALCATO SECONDO - COPERTURA PIANO TERRA

Scala : 1 : 200



IMPALCATO PRIMO - COPERTURA INTERRATO

Scala : 1 : 200



La copertura è stata interamente sostituita nel 2018 per permettere l'interruzione dei fenomeni di degrado dovuti alle infiltrazioni. Questa ultima è impostata sulle pareti perimetrali con orditura principale in travi lignee appoggiate su delle capriate o delle murature trasversali.

La struttura nel suo complesso non presenta apparentemente dissesti statici significativi. Tuttavia, alcune stanze hanno controsoffittatura incanniccata che presentano fenomeni di fessurazione e distacco di intonaco dovuti principalmente ai fenomeni di infiltrazioni anteriori alla sostituzione della copertura. L'accesso alla scala "secondaria" del corpo A rimane vietate per fessurazioni evidenti del solaio e delle pareti attigue.

3.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (§10.2 D.M. 17/01/2018)

In accordo con quanto indicato al paragrafo 8.3 delle NTC 2018, si è ritenuto non necessario effettuare le verifiche del sistema di fondazione in quanto non sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale. Inoltre:

- nella costruzione non sono presenti segni di dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni. Non si sono inoltre verificati dissesti della stessa natura in passato;
- non si ritengono possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di condizioni morfologiche sfavorevoli o delle azioni sismiche di progetto. Il progetto inoltre non prevede di apportare modificazioni al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni;
- non si ritengono possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto. - L'area in esame ricade infatti in quelle porzioni di territorio in cui l'accelerazione massima attesa in condizioni di campo libero è $< 0,1$ g.

3.3 CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi strutturali oggetto della presente relazione di calcolo sono:

- Consolidamento di un solaio esistente in acciaio con una struttura in acciaio e realizzazione di una soletta collaborante.
- Consolidamento di un solaio esistente in legno con una trave rompitratta in legno fissata sulle murature esistenti. Questo intervento non modifica il comportamento del solaio
- Inserimento di un nuovo vano ascensore con castelletto metallico su fondazioni e fossa in c.a
- Realizzazione di nuovi solai in acciaio e legno per il nuovo blocco servizi igienici al piano terra ed al piano primo;
- Inserimento di portali con profili in acciaio per la creazione o modifiche di aperture in murature portanti.

Sulla base della campagna diagnostica fatta durante il PFTE, si è optato per messa in sicurezza di solai maggiormente inflessi e ulteriori interventi locali finalizzati a soddisfare le scelte architettoniche (cerchiature su murature portanti, ascensore, ecc.) inquadrati come interventi locali. Gli interventi previsti dal PFTE sono i seguenti:

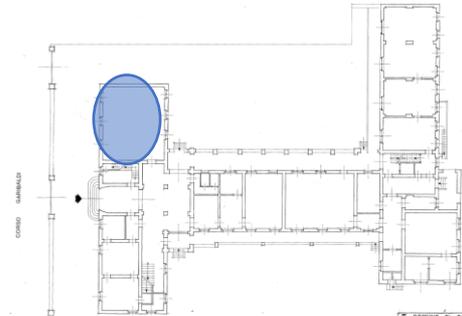
SCHEMA RILIEVO DANNO

CODICE

0997_1

DESCRIZIONE: FESSURAZIONI CONTROSSOFFITTO PER DEFORMAZIONI SOLAIO LIGNEO

Des_Immob: ex Sordomuti – corpo A
 Piano: Terra
 Locale: Stanze di estremità
 Elemento: Solaio in legno e controsoffitto in cannicciato



Descrizione danno: Fessurazione della controsoffittatura in cannicciato per deformazione del solaio ligneo.

Estensione: Localizzata

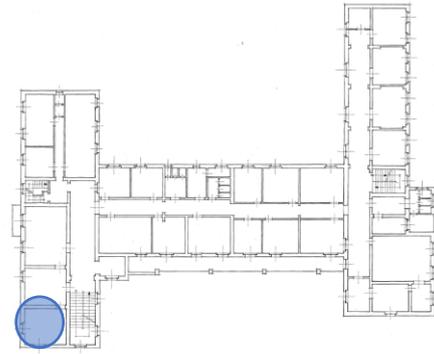
Intervento proposto: Monitoraggio della fessura esistenti, rinforzo del solaio (E032).

SCHEDA RILIEVO DANNO

CODICE

0997_2

DESCRIZIONE: FESSURAZIONI CONTROSSOFFITTO PER DEFORMAZIONI SOLAIO LIGNEO

 Des_Immob: ex Sordomuti – corpo A
 Piano: Primo
 Locale: Stanze di estremità
 Elemento: Solaio in legno e controsoffitto in canniciato

 Descrizione danno: Fessurazione della controsoffittatura in canniciato per deformazione del solaio ligneo.
 Estensione: Localizzata
 Intervento proposto: Monitoraggio della fessura esistenti, rinforzo del solaio (E032).

Il paragrafo § 8.4, inoltre, suddivide gli interventi sugli edifici esistenti in tre diverse categorie:

- *interventi di riparazione o locali*: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- *interventi di miglioramento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3;
- *interventi di adeguamento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3.

Si intende per riparazione o intervento locale le seguenti categorie di intervento:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza sono limitati alle sole parti interessate.

Si intende per intervento di miglioramento:

- tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti. Il progetto e la valutazione della sicurezza sono estesi alle parti di struttura potenzialmente interessate dalle modifiche.

I diversi interventi previsti sono classificati secondo il § 8.4 come riparazione o intervento locale.

3.4 RELAZIONE SUI MATERIALI

3.4.1 Materiali esistenti

Per il calcolo della capacità degli elementi/meccanismi strutturali duttili o fragili si sono utilizzati i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti ottenute dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il fattore di confidenza come definito in Tab.C8.5.IV.in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Le resistenze dei materiali cui riferirsi per il calcolo della capacità degli elementi sono ricavate dalle resistenze medie, dividendole per i fattori di confidenza. **La muratura esistente è costituita da mattoni pieni assimilabile alla tipologia “muratura in mattoni pieni e malta di calce” definita della Circolare 7/2019 con le seguenti proprietà meccaniche:**

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)
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

Per quanto riguarda le caratteristiche della malta, sono state effettuate delle analisi penetrometriche in modo da ottenere la resistenza di rottura a compressione della malta. Questo metodo permette di ottenere una stima della resistenza con una opportuna correlazione. Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando (indicativamente e salvo più dettagliate valutazioni) i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II. I coefficienti migliorativi sono funzione dei seguenti fattori:

- malta di buone caratteristiche: il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (f, F₉ e 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 e F0); 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, F0 e fv0).

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 sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei 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 suddetti coefficienti migliorativi possono essere applicati in combinazione tra loro, in forma moltiplicativa, considerando la concomitanza al più dei due effetti che hanno i coefficienti moltiplicativi più alti.

La malta rilevata dai saggi è di spessore maggiore a 1 cm, il cui non ci consente di adottare coefficienti migliorativi riguardo il criterio "malta buona" Per quanto riguarda la presenza di ricorsi o elementi di collegamenti, non sono stati rilevati tali elementi. **In fine, non si adottano coefficienti migliorativi per le caratteristiche meccaniche della malta.**

3.4.2 Materiali di progetto

3.4.3 Calcestruzzo

Classe di resistenza

C25/30 per i setti

C30/37 per la platea

Resistenza caratteristica cubica

Rck = 25 MPa per i setti

Rck = 30 Mpa per la platea

Resistenza caratteristica cilindrica

fck = 0.83*25 = 20.75 Mpa

fck = 0.83*30=24.9 MPa

Modulo elastico (Ecm)

31447.1 MPa

Accorciamento ultimo a flessione	0.35 %
Accorciamento ultimo a compressione	0.20 %
Resistenza di progetto a compressione	$f_{cd} = (0.85 \cdot 0.83 \cdot 25) / 1.5 = 11.8 \text{ Mpa}$ $f_{cd} = (0.85 \cdot 0.83 \cdot 30) / 1.5 = 14.1 \text{ Mpa}$
Classe di esposizione	XC1 (setti) XC2 (fondazioni)

3.4.4 Acciaio per c.a.

Denominazione	B450C
Legge costitutiva	bilineare
1.00 %	1.00 %
Resistenza allo snervamento	$f_y = 450 \text{ MPa}$
Resistenza a rottura	$f_t = 540 \text{ MPa}$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$

3.4.5 Acciaio per carpenteria

3.4.5.1 Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese	$\gamma_{M2} = 1.25$

3.4.5.2 Acciaio S235JR

Peso	$\gamma_a = 78.50 \text{ kN/m}^3$
Modulo di elasticità tangenziale	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Resistenza a rottura per trazione	$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

3.4.5.3 Acciaio S275JR

Peso	$\gamma_a = 78.50 \text{ kN/m}^3$
------	-----------------------------------

Modulo di elasticità tangenziale	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Resistenza a rottura per trazione	$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$

3.4.5.4 Dadi e bulloni

- Dadi classe 8 – 6S
- Bulloni classe 8.8

3.4.6 Legno

3.4.6.1 Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza di calcolo	$f_d = k_{mod} \cdot f_k / \gamma_M$
Coefficienti di sicurezza	$\gamma_M = 1.45$

3.4.6.2 Legno lamellare GL24h

Resistenza a flessione	24 N/mm ²
Resistenza a trazione parallela alle fibre	19,2 N/mm ²
Resistenza a trazione ortogonale alle fibre	0,5 N/mm ²
Resistenza a compressione parallela alle fibre	24 N/mm ²
Resistenza a compressione ortogonale alle fibre	2,5 N/mm ²
Resistenza a taglio	3,5 N/mm ²
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	11 500 N/mm ²
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	9 600 N/mm ²
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	300 N/mm ²
Modulo di taglio medio	650 N/mm ²
Massa volumica caratteristica	385 N/mm ²

3.4.6.3 OSB/3

		OSB/2 e OSB/3		
Spessore [mm]		>6-10	>10-18	>18-25
ρ_k [kg/m ³]		550	550	550
$f_{m,k}$ [N/mm ²]	0	18,0	16,4	14,8
	90	9,0	8,2	7,4
$f_{t,k}$ [N/mm ²]	0	9,9	9,4	9,0
	90	7,2	7,0	6,8
$f_{c,k}$ [N/mm ²]	0	15,9	15,4	14,8
	90	12,9	12,7	12,4
$f_{v,k}$ [N/mm ²]		6,8	6,8	6,8
$f_{r,k}$ [N/mm ²]		1,0	1,0	1,0
E_m [N/mm ²]	0	4930	4930	4930
	90	1980	1980	1980
$E_{t,c}$ [N/mm ²]	0	3800	3800	3800
	90	3000	3000	3000
G_v [N/mm ²]		1080	1080	1080
G_r [N/mm ²]		50	50	50

3.4.6.4 Pannello multistrato

		Pannello di legno massiccio			
Spessore [mm]		12-20	>20-30	>30-42	>42
ρ [kg/m ³]		410	410	410	410
f_m [N/mm ²]	0	35,0	30,0	16,0	12,0
	90	5,0	5,0	9,0	9,0
f_p [N/mm ²]	0	25,0	14,0	12,0	10,0
	90	12,0	12,0	12,0	12,0
f_t [N/mm ²]	0	16,0	9,0	6,0	6,0
	90	6,0	6,0	6,0	6,0
f_c [N/mm ²]	0	16,0	16,0	10,0	10,0
	90	10,0	10,0	16,0	16,0
f_v [N/mm ²]	0	4,0	4,0	3,5	2,5
	90	5,0	3,5	2,5	2,0
f_r [N/mm ²]	0	1,6	1,6	1,2	1,2
	90	1,4	1,4	1,4	1,4
E_m [N/mm ²]	0	10000	8200	7600	7100
	90	550	550	1500	1500
E_p [N/mm ²]	0	4700	2900	2400	1800
	90	3500	3500	4700	4700
E_t [N/mm ²]	0	4700	3500	2400	2400
	90	2900	2900	2900	2900
G_v [N/mm ²]	0	470	470	470	470
	90	470	470	470	470
G_r [N/mm ²]	0	41	41	41	41
	90	41	41	41	41

3.4.6.5 Acciaio per collegamento

Peso	$\gamma_a = 78.50 \text{ kN/m}^3$
Modulo di elasticità tangenziale	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Resistenza a rottura per trazione	$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

3.4.7 Malta cementizia

Per i nuovi appoggi delle travi di rinforzo è previsto una malta cementizia antiritiro di tipo SikaGrout®-212 con le seguenti caratteristiche:

Proprietà meccaniche

Resistenze a compressione* (EN 196-1)	1 giorno: ≥ 30 MPa	7 giorni: ≥ 45 MPa	28 giorni: ≥ 50 MPa
Resistenze a flessione* (EN 196-1)			28 giorni: ≥ 8 MPa

Tests in accordo con UNI 6009 M:D: 3.6.6.8. Tutte le caratteristiche indicate con () sono riferite ad un rapporto di miscelazione^{ne} di 3,92 litri di acqua per ogni sacco da 28 kg (malta a consistenza fluida), indurimento a +20°C, umidità relativa 65%

Requisiti come da EN 1504-6

	Metodo di prova	Risultati	Requisiti
Resistenza allo strappo	prEN 1881	~ 0,40 mm	Spostamento ≤ 0,6 mm al carico di 75 KN
Contenuto di ione cloro	EN 1015-17	~ 0,02%	≤ 0,05%
Sostanze pericolose (cromo VI)	EN 196-10	< 0,0002%	< 0,0002%
Reazione al fuoco	EN 13501-1	A1	Euroclasse
Resistenza a compressione	EN 12190	≥ 55 MPa	-
Lavorabilità	EN 13395-2	≥ 500 mm	-

4 ANALISI DELLA VULNERABILITA SISMICA DEL FABBRICATO ESISTENTE

4.1 ANALISI E VERIFICHE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO (§10.2 D.M. 17/01/2018)

In conformità al punto §10.2 del DM 17/01/18, a presente relazione di calcolo strutturale comprende una descrizione generale dell'opera, dei criteri generali di analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo.

4.1.1 Tipo di analisi svolta

4.1.1.1 Tipo di analisi e motivazione

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che per tali azioni si vogliono determinare le prestazioni in termini di capacità in spostamento e di danno per i vari stati limite previsti dalla norma si è reso necessario effettuare un insieme di analisi statiche non lineari incrementali modellando esplicitamente le caratteristiche non lineari degli elementi strutturali.

4.1.1.2 Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

Nel modello sono stati tenuti in conto i dissestamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti è stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler. I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

I metodi di calcolo adottati per il calcolo sono i seguenti:

- 1) per i carichi statici: metodo delle deformazioni;
- 2) per i carichi sismici metodo dell'analisi modale o dell'analisi sismica statica equivalente.

Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l'ipotesi che, in corrispondenza dei piani sismici, i solai siano infinitamente rigidi nel loro piano e che le masse ai fini del calcolo delle forze di piano siano concentrate alle loro quote.

CALCOLO SPOSTAMENTI E CARATTERISTICHE

Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.). Possono essere inseriti due tipi di elementi:

1) Elemento monodimensionale asta ('beam') che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste inoltre non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.

2) L'elemento bidimensionale shell ('quad') che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano, da piastra per i carichi ortogonali.

Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il metodo di Cholesky.

Ai fini della risoluzione della struttura, gli spostamenti X e Y e le rotazioni attorno l'asse verticale Z di tutti i nodi che giacciono su di un impalcato dichiarato rigido sono mutuamente vincolati.

ANALISI SISMICA DINAMICA

L'analisi sismica dinamica è stata svolta con il metodo dell'analisi modale; la ricerca dei modi e delle relative frequenze è stata perseguita con il metodo di Jacobi. I modi di vibrazione considerati sono in numero tale da assicurare l'eccitazione di più dell'85% della massa totale della struttura. Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano (forza in X, forza in Y e momento). Le forze orizzontali così calcolate vengono ripartite fra gli elementi irrigidenti (pilastri e pareti di taglio), ipotizzando i solai dei piani sismici infinitamente rigidi assialmente.

Per la verifica della struttura si è fatto riferimento all'analisi modale; pertanto, sono prima calcolate le sollecitazioni e gli spostamenti modali e poi viene calcolato il loro valore efficace. I valori stampati nei tabulati finali allegati sono proprio i suddetti valori efficaci e pertanto l'equilibrio ai nodi perde di significato. I valori delle sollecitazioni sismiche sono combinati linearmente (in somma e in differenza) con quelle per carichi statici per ottenere le sollecitazioni per sisma nelle due direzioni di calcolo.

Gli angoli delle direzioni di ingresso dei sismi sono valutati rispetto all'asse X del sistema di riferimento globale.

VERIFICHE

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione. In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro. Nell'elemento trave le armature sono disposte in modo asimmetrico, mentre nei pilastri sono sempre disposte simmetricamente.

Per l'elemento trave, l'armatura si determina suddividendola in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante, valutando per tali conci le massime aree di armatura superiore ed inferiore

richieste in base ai momenti massimi riscontrati nelle varie combinazioni di carico esaminate. Lo stesso criterio è stato adottato per il calcolo delle staffe.

Anche l'elemento pilastro viene scomposto in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante. Vengono però riportate le armature massime richieste nella metà superiore (testa) e inferiore (piede).

La fondazione su travi rovesce e' risolta contemporaneamente alla sovrastruttura tenendo in conto sia la rigidezza flettente che quella torcente, utilizzando per l'analisi agli elementi finiti l'elemento asta su suolo elastico alla Winkler.

Le travate possono incrociarsi con angoli qualsiasi e avere dei disassamenti rispetto ai pilastri su cui si appoggiano.

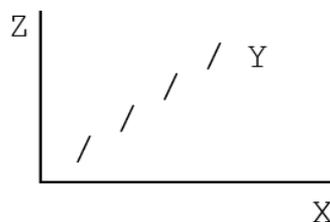
La ripartizione dei carichi, data la natura matriciale del calcolo, tiene automaticamente conto della rigidezza relativa delle varie travate convergenti su ogni nodo.

Le verifiche per gli elementi bidimensionali (setti) vengono effettuate sovrapponendo lo stato tensionale del comportamento a lastra e di quello a piastra. Vengono calcolate le armature delle due facce dell'elemento bidimensionale disponendo i ferri in due direzioni ortogonali.

SISTEMI DI RIFERIMENTO

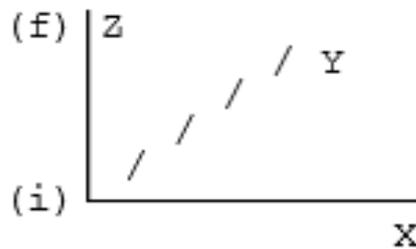
1) Sistema globale della struttura spaziale

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (OXYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori.



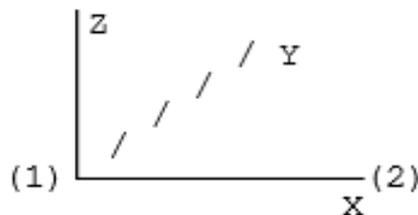
2) Sistema locale delle aste

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, e' costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta e orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni.



3) Sistema locale dello shell

Il sistema di riferimento locale dello shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dello shell e l'asse Z in direzione dello spessore.



UNITA' DI MISURA

Si adottano le seguenti unità di misura:

[lunghezze] = m

[forza] = kgf / daN

[tempo] = sec

[temperat.] = °C

CONVENZIONI SUI SEGNI

I carichi agenti sono:

- 1) - carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;
- 2) - forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

VERIFICA ESTESA STATICA ELEMENTI IN MURATURA

La verifica per le azioni statiche sugli elementi murari è stata effettuata secondo le modalità di seguito riassunte.

a) Calcolo delle eccentricità.

- Eccentricità accidentale trasversale:

$$ea = h/200$$

dove con h si è indicata l'altezza complessiva del muro. Tale valore di eccentricità si utilizza per intero nella sezione di testa, per metà in quella di mezzera e si annulla nella sezione al piede.

- Eccentricità strutturale trasversale:

$$es = M / N$$

essendo:

- M = momento flettente complessivo dovuto alle azioni di calcolo, tra cui l'eccentricità della risultante del carico del solaio, la pressione orizzontale dovuta all'azione del vento o del terrapieno, l'eccentricità di posizionamento del muro sovrastante e l'effetto di azioni orizzontali spingenti.

- N = sforzo normale complessivo agente sulla sezione da verificare.

- Eccentricità trasversale di calcolo:

$$e = | es | + | ea |$$

In ogni caso il valore dell'eccentricità trasversale di calcolo per ciascuna sezione di verifica non può essere inferiore ad h/200 o superiore a 1/3 dello spessore del muro. Nel primo caso questa si porrà comunque pari ad h/200; nel secondo caso la verifica si riterrà non soddisfatta.

- Eccentricità strutturale longitudinale:

$$eb = Mb / N$$

essendo:

• Mb= momento flettente complessivo dovuto alle azioni di calcolo, tra cui l'eccentricità della risultante del carico del solaio, le forze orizzontali dovute all'azione del vento o del terrapieno, l'eccentricità di posizionamento del muro sovrastante e l'effetto di azioni orizzontali spingenti lungo la direzione del muro.

- N = sforzo normale complessivo agente sulla sezione da verificare.

b) Calcolo dei coefficienti di eccentricità.

$$m = 6 \cdot e/t$$

essendo t lo spessore del muro, nel caso di eccentricità trasversale, o la lunghezza, nel caso di eccentricità longitudinale.

c) Calcolo della snellezza della parete.

$$\text{Lambda} = (R_o \cdot h)/t$$

Essendo R_o il fattore laterale di vincolo, posto in questo calcolo sempre pari ad 1.

d) Calcolo dei coefficienti di riduzione.

Il calcolo dei coefficienti F_i , in funzione di m e Lambda , viene effettuato per doppia interpolazione con la seguente tabella:

Lambda	Coefficiente di eccentricità $m = 6 \cdot e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,15
15	0,69	0,48	0,32	0,17	-
20	0,53	0,36	0,23	-	-

In nessun caso è ammessa l'estrapolazione di tale tabella. Quindi per valori di snellezza ed eccentricità per i quali non è ricavabile un valore di F_i , la verifica si riterrà non soddisfatta. In caso di eccentricità longitudinale si pone Lambda pari a 0.

e) Verifica.

La verifica verrà effettuata utilizzando il metodo agli stati limite ultimi. La condizione che soddisfa la verifica della sezione sarà la seguente:

$$\sigma = N/(F_i \cdot F_{ib} \cdot A) \leq f_d$$

essendo:

- N = sforzo normale complessivo agente nella sezione
- A = area della sezione
- f_d = resistenza di calcolo della muratura

VERIFICA ELEMENTI IN MURATURA PER SISMA ORTOGONALE

Viene svolta la verifica per ciascun muro anche per le azioni generate dalla componente dell'azione sismica ortogonale al piano del muro. In conseguenza di ciò si generano una pressione distribuita lungo tutta la superficie del muro, dovuta al suo peso proprio, e delle eventuali azioni concentrate dovute a masse che gravano sul muro nei punti ove esso non risulti efficacemente vincolato a un impalcato rigido. A prescindere dalle direzioni di ingresso del sisma selezionate per la struttura, ciascuna verifica locale dei muri viene svolta considerando il sisma agente proprio nella direzione ortogonale al muro di volta in volta esaminato.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni verranno ricavate anche in base all'analisi complessiva della struttura, tenendo quindi conto della posizione mutua tra i muri, della disposizione degli impalcati rigidi e della eventuale presenza di cordoli e tiranti. Il calcolo della pressione e delle forze orizzontali è svolto in ottemperanza ai punti 7.2.3 e 7.8.2.2.3.

La distribuzione delle sollecitazioni è calcolata seguendo un andamento proporzionale alla situazione di collasso cinematico in cui si formano tre cerniere allineate in verticale sul singolo paramento.

La verifica è svolta confrontando la coppia di sollecitazioni M e N di calcolo con quelle che garantiscono l'equilibrio nella situazione limite a rottura, con sezione parzializzata e sigma di compressione uniforme nel tratto reagente pari a $0,85 \cdot F_d$. La verifica a taglio è svolta invece confrontando la tensione tangenziale media della sezione con quel limite del materiale incrementata per un valore pari a 0,4 volte il sigma media di compressione.

VERIFICA ELEMENTI IN MURATURA PER SISMA PARALLELO

Viene svolta la verifica per ciascun muro per le azioni ottenute mediante l'analisi sismica globale combinate con le azioni verticali e tenendo in conto la contemporaneità dei due sismi ortogonali come previsto dalla norma.

Le verifiche verranno condotte sia agli SLV che agli SLD utilizzando gli spettri del punto 3.2.1, le azioni sismiche verranno combinate come previsto al punto 3.2.4

L'analisi sismica potrà essere di tipo statica equivalente o dinamica modale utilizzando lo spettro di progetto ridotto tramite il fattore di comportamento definito per le strutture in muratura nella Tab. 7.3.II

Il modello di calcolo sarà costituito da elementi verticali continui e da fasce di piano schematizzate come elementi travi, per il calcolo delle rigidezze si farà riferimento ai valori fessurati pari al 50% della rigidezza della sezione integra. Le fasce di piano saranno considerate incernierate ai maschi murari se non presenti elementi capaci di resistere a trazione quali tiranti e catene. Le pareti verticali saranno verificate a flessione ed a taglio utilizzando per il calcolo dei valori resistenti le formule previste nel paragrafo 7.8.2.2.

L'analisi PUSH over sarà effettuata per gli stati limite SLO (se richiesto) SLD come previsto dalla Circolare 21 gennaio 2019 al capitolo C8.7.1 e C8.7.1.3.1

Le verifiche delle strutture in muratura esistenti sono effettuate tenendo parametri deformativi, i meccanismi a flessione ed a taglio previsti al punto della circolare Circolare 21 gennaio 2019

Per il calcolo dei valori resistenti del materiale delle murature esistenti si terrà in conto del fattore di confidenza e dei valori tabellati come previ punto C8.5.3.1 della Circolare 21 gennaio 2019 , sia per quanto riguarda le verifiche sismiche che quelle statiche.

VERIFICA MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO PER LA MURATURA

La verifica è effettuata in base al punto 8.7.1, secondo le direttive previste dalla Circolare 21 gennaio 2019 al capitolo C8.7.1.2 e le indicazioni presenti nelle "Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi", curate dalla protezione civile e dalla Reluiss. Il calcolo è effettuato utilizzando l'analisi cinematica lineare (semplificata) con fattore q pari a 2, per lo stato limite di salvaguardia della vita. La verifica consiste nel verificare che l'accelerazione spettrale di attivazione $a0^*$ soddisfi ciascuna delle seguenti disequazioni:

$$a0^* \geq ag(PVR) \cdot S / q$$

$$a0^* \geq Se(T1) \cdot (Z/H) \cdot \gamma_m / q$$

dove:

- ag = accelerazione sismica al suolo, funzione di PVR, cioè della probabilità P di superamento dello stato limite di salvaguardia della vita (pari al 10%) e della vita di riferimento VR della struttura come definiti punto 3.2;
- S = prodotto del coefficiente di amplificazione stratigrafica e del coefficiente di amplificazione topografica, come definiti al punto 3.2.3.2.1;
- q = il fattore di struttura, che si è posto pari a 2;
- Se = spettro elastico, come definito al punto 3.2.3.2.1, funzione del periodo $T1$, relativo al primo modo di vibrare della struttura;
- Z/H = approssima la forma del primo modo di vibrare della struttura normalizzato a 1 in sommità, essendo H l'altezza complessiva dell'edificio e Z l'altezza del punto più basso della porzione di muratura interessata dal meccanismo, entrambe misurate a partire dalla quota di fondazione dell'edificio;
- γ_m = coefficiente di partecipazione modale, che viene approssimato con l'espressione $\gamma_m = 3 \cdot N / (2 \cdot N + 1)$, essendo N il numero di piani dell'edificio;

L'accelerazione spettrale di attivazione è data dalla seguente formula:

$$a0^* = a0 \cdot g / (e^* \cdot FC)$$

essendo:

- $a0$ = moltiplicatore dell'azione sismica che causa il collasso del meccanismo ricavato applicando il principio dei lavori virtuali;
- g = accelerazione di gravità;

- e^* = frazione di massa partecipante, come definita al punto C8.7.1.2.1.3 del Circolare 2019;
- FC = fattore di confidenza (nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore a_0 non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, con conseguente arretramento della linea ideale del ribaltamento, il fattore di confidenza sarà comunque posto pari a quello relativo al livello di conoscenza LC1).

Si tiene conto della presenza di eventuali tiranti o comunque altra tipologia di elementi facenti parte della struttura nel suo complesso in grado di creare una azione di tipo stabilizzante, così come si prende in considerazione l'effetto instabilizzante di carichi spingenti dovuti a volte o altre tipologie di carico che abbiano tale effetto.

In caso di muratura a doppia cortina si considera che il ribaltamento possa avvenire per le due porzioni di muratura, quella esterna e quella interna, in modo indipendente. I

n presenza di cordolature di testa non adeguatamente ammorsate alla muratura sottostante, non si tiene in alcun conto a fini stabilizzanti dell'effetto dovuto all'attrito tra cordolo e muratura, dal momento che in presenza di azione sismica l'effetto di tale attrito potrebbe essere aleatorio a causa delle azioni sussultorie.

In caso di meccanismo della tipologia di flessione orizzontale in cui si tiene conto di un effetto di confinamento, alle azioni agenti sugli elementi facenti parte del meccanismo si aggiunge un effetto stabilizzante dato ad una doppia coppia di forze, agenti con asse vettore verticale. Per ciascuna coppia la forza è assegnata pari alla tensione massima di calcolo della muratura, moltiplicata per un fattore 0,85, intesa come agente su metà dello spessore del muro e per un'altezza pari alla linea di frattura interessata dal meccanismo. Il braccio della coppia invece sarà assunto pari alla metà dello spessore del muro stesso.

L'effetto del confinamento può essere garantito dalla presenza di corpi di fabbrica adiacenti alla zona interessata al meccanismo o da una apposita tirantatura disposta allo scopo parallelamente alla muratura e opportunamente ancorata, in grado di impedire spostamenti orizzontali delle imposte a partire dalle quali si innesca il meccanismo di flessione fuori piano, ingenerando così una specie di effetto arco interno alla muratura, che viene schematizzato, come appena esposto, in forma di arco a tre cerniere, considerando il centro di ciascuna cerniera nel semispessore di muro compresso in condizioni di limite per la resistenza alla compressione.

-VERIFICA EQUIVALENZA CERCHIATURE

Alcuni elementi murari forati possono essere modellati come privi di foro, nel caso sia soddisfatta una verifica di equivalenza tra la cerchiatura realizza nel foro e la porzione di muratura mancante. Tale equivalenza si considera soddisfatta se risulta che la rigidezza della cerchiatura sia circa equivalente alla rigidezza di un elemento in muratura di dimensioni pari a quelle del foro, lordo dello spessore della cerchiatura, e la resistenza della cerchiatura sia pari o superiore a quello dell'elemento di muratura eliminata. Rigidezza e resistenza sono riferite ad una forza orizzontale applicata in testa all'elemento e ad esso complanare*. Il calcolo si effettua ipotizzando l'elemento in muratura con vincolo di testa che impedisce la rotazione, mentre per la cerchiatura si adotta l'ipotesi telaio a

comportamento shear-type. Per entrambi si prevede un vincolo di incastro al piede. Si ipotizza che in fase di realizzazione la cerchiatura abbia uno sviluppo chiuso, quindi che sia presente il traverso inferiore, al fine di garantire l'ipotesi di incastro. Inoltre, si richiede che l'intera cerchiatura sia adeguatamente ancorata alla muratura circostante in modo diffuso lungo tutto il perimetro. Per il calcolo della rigidezza della muratura si considera un modulo elastico fessurato, pari cioè alla metà di quello nominale relativo al materiale. Per il calcolo della resistenza della muratura si considerano cautelativamente i valori di resistenza f_k ed f_{kv} non ridotti per il coefficiente parziale del materiale e per il fattore di confidenza. Per il cemento armato o l'acciaio della cerchiatura si adottano i valori di modulo elastico e resistenza che si utilizza normalmente per le verifiche agli stati limite.

4.1.1.3 Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

4.1.1.4 Combinazioni di carico adottate

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	NO
SLD	SI
SLV	SI
SLC	NO
Combinazione Rara	NO
Combinazione frequente	NO
Combinazione quasi permanente	NO
SLU terreno A1 – Approccio 1/ Approccio 2	SI-CON NTC18 SOLO APPROCCIO 2
SLU terreno A2 – Approccio 1	NON PREVISTA DALLE NTC18

4.1.1.5 Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018 per le prestazioni di SLU ed SLE. In particolare, per le azioni sismiche si sono considerati i percorsi di carico di tipo affine come descritti precedentemente. Tale insieme di percorsi di carico risultano scelti in modo da avere informazioni adeguate sulla risposta non lineare della struttura in tutte le direzioni ed in tutte le condizioni, ovvero sia nello stato integro che nello stato finale vicino al collasso.

4.1.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2022
Nro Licenza	23036

Ragione sociale completa del produttore del software:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.
Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri
95030 Sant’Agata li Battiati (CT).

4.1.3 Affidabilità dei codici utilizzati

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La **S.T.S. s.r.l.**, a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo:

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

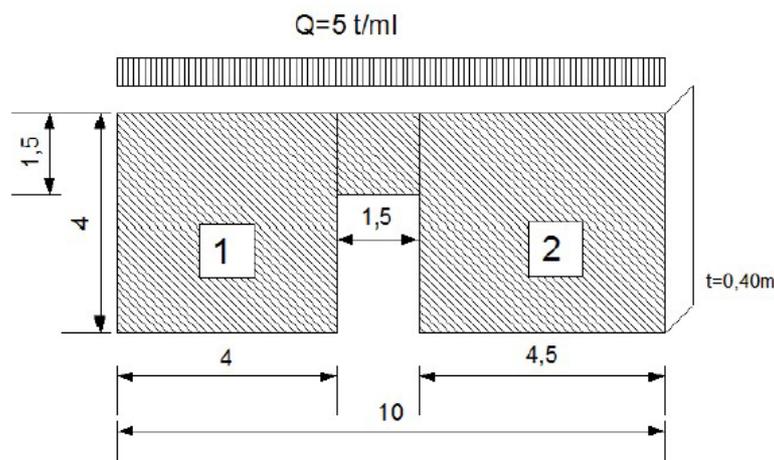
In particolare, di seguente il caso di un analisi sismica push over di una facciata in muratura.

Analisi sismica lineare e non lineare (push over) di una facciata in muratura

Tipo di analisi: Lineare e non lineare (Push Over) di una facciata in muratura ad una sola elevazione dello spessore di 0,40 ml con un carico verticale derivante dall'impalcato di 5 t/ml.

Obiettivo: Il test consiste nel confrontare i risultati ottenuti da una analisi sismica lineare ed una non lineare effettuata con il CDSWin – CDMa Win con i risultati ottenuti direttamente con calcoli manuali.

Sia data la seguente facciata in muratura:



CARATTERISTICHE DELLE MURATURE

$f_k = 20 \text{ kg/cmq}$ (resistenza a compressione)

$\tau_k = 0,91 \text{ kg/cmq}$

$E = 20000 \text{ kg/cmq}$

$G = 8000 \text{ kg/cmq}$

$\gamma = 1,9 \text{ t/mc}$

$\delta_{bSLU} = 0,006$ (deformazione ultima collasso flessionale)

$\delta_{sSLU} = 0,004$ (deformazione ultima collasso a taglio)

Livello di conoscenza adeguata $FC = 1,20$

$\gamma_M = 2$ coefficiente parziale muratura combinazione sismica

RESISTENZE DI PROGETTO

Analisi lineare:

$f_d = 20 / (2 \times 1,2) = 8,33 \text{ kg/cmq}$

$\tau_d = 0,91 / (2 \times 1,2) = 0,38 \text{ kg/cmq}$

Analisi non lineare:

$f = 20 / 1,2 = 16,67 \text{ kg/cmq}$

$\tau = 0,91 / 1,2 = 0,76 \text{ kg/cmq}$

VALUTAZIONE DELLE MASSE COMPLESSIVE

Il programma, in automatico, fornisce le seguenti grandezze:

BARICENTRI MASSE E RIGIDEZZE								
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)
1	4,00	64,63	5,00	0,00	5,04	0,00	0,04	0,00

Valutazione manuale

Nel valutare le masse complessive che partecipano al tagliante sismico, le pareti si considerano al 50% per cui:

$W_g = 0,40 \times 1,90 \times (4 \times 4/2 + 4,5 \times 4/2 + 1,5 \times 1,5) = 14,63 \text{ t}$

Mentre la massa portata dovuta al solaio è data da:

$W_q = 5 \times 10 = 50 \text{ t}$

Di conseguenza:

$$W_t = W_g + W_q = 64,63 \text{ t}$$

valore identico a quello ottenuto dal software.

ANALISI ELASTICA LINEARE SISMICA MODALE

Il programma fornisce i seguenti risultati:

VERIFICA SISMICA GLOBALE MASCHI MURARI - QUOTA N.ro: 1										
VERIFICA GLOBALE MASCHI MURARI										
Muro N.ro	Modo di collasso	Cmb	Coeff. sicur.	Nru (t)	Vru (t)	Mru (tm)	Nd (t)	Vd (t)	Md (tm)	TirPass (t)
1	FLESSIONE	15	1,80	-36,76	17,48	49,26	-36,76	6,85	27,41	0,00
2	FLESSIONE	11	1,77	-40,78	19,52	61,95	-40,78	8,76	35,04	0,00

Valutazione manuale

Per i meccanismi flessionali si considera la compressione media al piede del pannello mentre per le verifiche del meccanismo a taglio per fessurazione diagonale si considera la compressione media nella zona centrale del pannello.

Muro 1 :

$$N_{p.p.} = 1,90 \times 4 \times 4 \times 0,4 = 12,16 \text{ t}$$

$$N_{p.p. \text{ architrave}} = \frac{1}{2} \times 1,90 \times 1,5 \times 1,5 \times 0,4 = 0,85 \text{ t}$$

$$N_q \text{ solaio} = (4 + 1,50/2) \times 5 = 23,75 \text{ t}$$

$$N_{\text{somma}} = 36,760 \text{ t}$$

$$\sigma_0 = 36760 / (40 \times 400) = 2,29 \text{ kg/cmq (piede pannello)}$$

$$M_{ru} = 4002 \times 40 \times 2,29/2 \times (1 - 2,29/(0,85 \times 8,33)) = 4957953 \text{ kgcm} = 49,58 \text{ tm}$$

$$l/h = 1$$

$$\sigma_0 = 1,6 \text{ kg/cmq}$$

$$V_{ru} = 400 \times 40 \times 1,5 \times 0,38/1,0 \times (1 + 1,6/(1,5 \times 0,38))^{1/2} = 17794 \text{ kg} = 17,79 \text{ t}$$

Muro 2:

$$N_{p.p.} = 1,90 \times 4,50 \times 4 \times 0,4 = 13,68 \text{ t}$$

$$N_{p.p. \text{ architrave}} = \frac{1}{2} \times 1,90 \times 1,5 \times 1,5 \times 0,4 = 0,85 \text{ t}$$

$$N_q \text{ solaio} = (4,50 + 1,50/2) \times 5 = 26,25 \text{ t}$$

$$N_{\text{somma}} = 40,780 \text{ t}$$

$$\sigma_0 = 40780/(40 \times 450) = 2,27 \text{ kg/cmq (piede pannello)}$$

$$M_{ru} = 4502 \times 40 \times 2,27/2 \times (1 - 2,27/(0,85 \times 8,33)) = 6246075 \text{ kgcm} = 62,46 \text{ tm}$$

$$h/l=0,825 \text{ si assume } b=1$$

$\sigma_0=1,6$ kg/cmq

$V_{ru} = 450 \times 40 \times 1,5 \times 0,38/1,0 \times (1 + 1,6/(1,5 \times 0,38))^{1/2} = 20019$ kg = 20,02 t

CONFRONTO

MURO n.	Mru CDS	Mru TEST	scarto %	Vru CDS	Vru TEST	scarto %
1	49,26	49,58	-0,65	17,48	17,79	-1,77
2	61,95	62,46	-0,83	19,52	20,02	-2,56

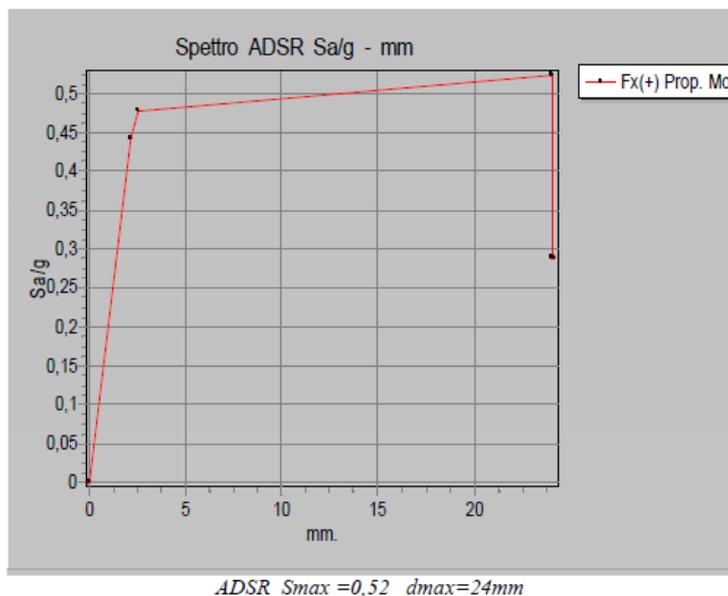
MURO n.	Nd CDS	Nd TEST	scarto %
1	36,76	36,76	0,00
2	40,78	40,78	0,00

Gli scarti sono inferiori al 1% per i momenti ed al 2,6% per i tagli e sempre A VANTAGGIO DI SICUREZZA.

ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSH OVER)

Il programma, in automatico, fornisce le seguenti grandezze:

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	1	-	Distrib.Forze Fx(+) Prop.Modo
Angolo Ingr. Sisma (Grd)		0	Numero collassi totali
Numero passo Resist.Max.		5	Numero passi significativi
Massa SDOF (t)		64,63	Taglio alla base max. (t)
Coeff. Partecipazione		1,00	Resistenza SDOF (t)
Rigidezza SDOF (t/m)		13020,63	Spostam. Snervam. SDOF mm
Periodo SDOF (sec)		0,14	Rapporto di incrudimento
Rapporto Alfa/alfa1		8814,116	Fattore struttura
Coeff Smorzam.Equival.(%)		33	Duttilità
			3,708
			9,681



Valutazione manuale

Si valutino i valori resistenti utilizzati per l'analisi non lineare.

Muro 1:

$$\sigma_0 = 2,29 \text{ kg/cmq (piede setto)}$$

$$M_{ru} = 4002 \times 40 \times 2,29/2 \times (1 - 2,29/(0,85 \times 16,67)) = 6143687 \text{ kgcm} = 61,44 \text{ tm}$$

$$l/h=1$$

$$\sigma_0=1,6 \text{ kg/cmq}$$

$$V_{ru} = 400 \times 40 \times 1,5 \times 0,76/1,0 \times (1 + 1,6/(1,5 \times 0,76))^{1/2} = 28278 \text{ kg} = 28,28 \text{ t}$$

Muro 2:

$$\sigma_0 = 2,27 \text{ kg/cmq (piede setto)}$$

$$M_{ru} = 450^2 \times 40 \times 2,27/2 \times (1 - 2,27/(0,85 \times 16,67)) = 7720671 \text{ kgcm} = 77,21 \text{ tm}$$

$$h/l=0,825 \text{ si assume } b=1$$

$$\sigma_0=1,6 \text{ kg/cmq}$$

$$V_{ru} = 450 \times 40 \times 1,5 \times 0,76/1,0 \times (1 + 1,6/(1,5 \times 0,76))^{1/2} = 31813 \text{ kg} = 31,81 \text{ t}$$

Per stimare in maniera affidabile il limite superiore del tagliante alla base ultimo, si ipotizzi che le pareti raggiungano i valori ultimi di resistenza contemporaneamente per cui:

TAGLIANTE ULTIMO:

- Per meccanismo flettente: $V_{b1} = (M_{ru1} + M_{ru2})/H = (61,44 + 77,21)/4 = 34,66 \text{ t}$

- Per meccanismo tagliante: $V_{b2} = V_{ru1} + V_{ru2} = (28,28 + 31,81) = 60,09 \text{ t}$

Il meccanismo ultimo della facciata è di tipo flessionale per cui:

$$V_b = V_{b1} = 34,66 \text{ t}$$

$$S_a = V_b/W = a_g/g = 34,66/64,63 = 0,536$$

$$d_{slu} = 0,006 \times 4000 = 24 \text{ mm (spostamento ultimo per meccanismo flessionale)}$$

CONFRONTO

GRANDEZZA	CDS	TEST	scarto %
V _b	33,79	34,66	-2,5
S _a	0,52	0,54	-3,7
d _{slu}	24 mm	24 mm	0,0

I risultati dell'analisi risultano pienamente validati dal confronto effettuato.

4.2 INFORMAZIONI SULL'ELABORAZIONE

Il software è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

In particolare, il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello generato;
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate;
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su labilità o eventuali mal condizionamenti delle matrici, con verifica dell'indice di condizionamento;
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata;
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti;
- Rappresentazioni grafiche di post-processo che consentono di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all'autodiagnostica automatica.

In aggiunta ai controlli presenti nel software si sono svolti appositi calcoli su schemi semplificati, che si riportano nel seguito, che hanno consentito di riscontrare la correttezza della modellazione effettuata per la struttura in esame.

4.3 GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre, la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del **CDSWin**, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

4.4 VALIDAZIONE DEI CODICI

L'opera in esame non è di importanza tale da necessitare un calcolo indipendente eseguito con altro software da altro calcolista.

4.5 ANALISI DELLA STRUTTURA ANTE OPERAM

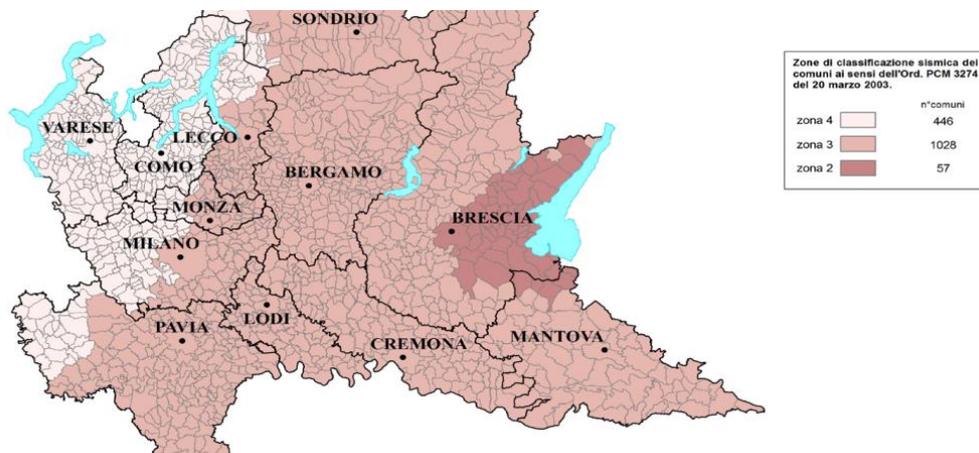
4.5.1 Definizione dei parametri di progetto e pericolosità sismica

Di seguito la classificazione della pericolosità sismica con la definizione dei dati necessari alla valutazione sismica del fabbricato.

Parametri di pericolosità sismica:

Date le coordinate del sito, attraverso il reticolo di riferimento riportato in Appendice A del D.M 14/01/2008, si individuano i quattro punti che definiscono la maglia:

ID	Longitudine [°]	Latitudine [°]	Distanza [km]	
13369	9.0936	45.205	6.240	
13370	9.1644	45.207	3.180	
13591	9.0973	45.155	5.970	
13592	9.1681	45.157	2.680	



Classificazione sismica regionale del 2014 con DGR 11 luglio 2014 - n. X/2129

Dati

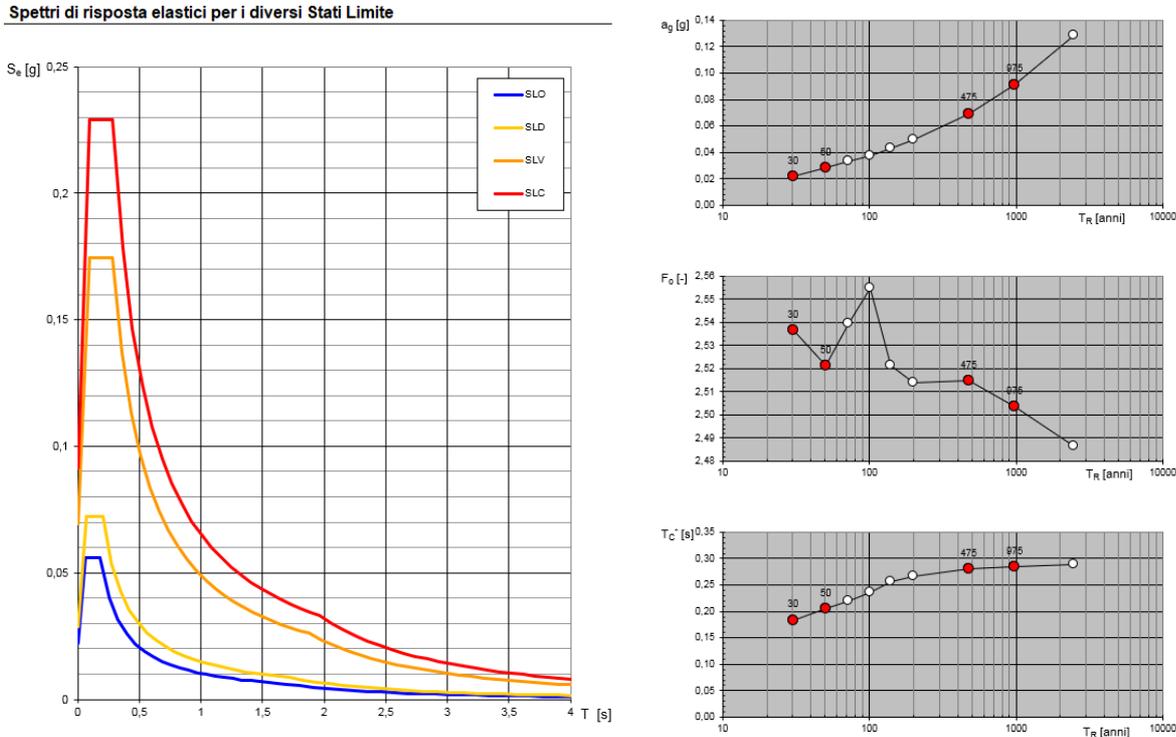
Coordinate del sito (WGS 84): Long. 9.164111° - Lat. 45.181094°
 Classificazione sismica: 3
 Vita nominale V_N : 50 anni
 Tipo di costruzione: 2
 Classe di uso: II

Coefficiente d'uso C_U : 1
 Periodo di riferimento V_R : 50
 Categoria del suolo: B
 Categoria topografica: T1
 Fattore topografico S_T : 1
 Fattore topografico S_S : 1.2

Determinazione dei parametri a_g , F_0 e T_c^* in funzione del periodo di ritorno

	P_{VR}	T_R (anni)	a_g/g	F_0	T_c^*	S_S	S_T	$S_S \cdot S_T$
SLO	81,00%	30	0,0220	2,54	0,18	1,20	1,00	1,2
SLD	63,00%	50	0,0286	2,52	0,21	1,20	1,00	1,2
SLV	10,00%	475	0,0694	2,52	0,28	1,20	1,00	1,2
SLC	5,00%	975	0,0913	2,5	0,28	1,20	1,00	1,2

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



4.5.2 Definizione del livello di conoscenza

Il livello di conoscenza corrisponde al livello LC2 (conoscenza adeguata) definito della Circolare 7/2019 di cui il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$.

Il livello LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, con riferimento al § C8.5.1, il rilievo geometrico completo e indagini

estese sui dettagli costruttivi, con riferimento al § C8.5.2, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, con riferimento al § C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$ (nel caso di costruzioni di acciaio, se il livello di conoscenza non è LC3 solo a causa di una non esaustiva conoscenza sulle proprietà dei materiali, il fattore di confidenza può essere ridotto, giustificandolo con opportune considerazioni anche sulla base dell'epoca di costruzione).

ANALISI STORICO-CRITICA:

Secondo quanto riportato al par. 8.5.1 delle NTC 2018, l'analisi storica deve essere finalizzata a comprendere le vicende costruttive, i dissesti, i fenomeni di degrado, i cimenti subiti dall'edificio e, particolarmente frequenti nelle costruzioni in muratura, le trasformazioni operate dall'uomo che possono aver prodotto cambiamenti nell'assetto statico originario. In tal senso l'indagine storica diventa indagine critica e fonte, per eccellenza, di documentazione e conoscenza finalizzate all'interpretazione del comportamento strutturale.

RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE:

Secondo quanto riportato al par. 8.5.2 delle NTC 2018, per le costruzioni di muratura, riveste un ruolo di primaria importanza la conoscenza della composizione degli elementi costruttivi e delle caratteristiche dei collegamenti, a partire dalla tipologia e disposizione dei materiali e dalla presenza di discontinuità. Il livello individuato è:

Indagini estese: *i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione.*

4.5.3 Descrizione dei materiali adottati in progetto e loro caratteristiche meccaniche

Secondo quanto riportato al par. 8.5.3 delle NTC 2018, per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali.

La tabella C8.5.I riporta, per il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici, identificati attraverso il rilievo degli aspetti costruttivi (§C8.5.2.1).

Per il calcolo della capacità degli elementi/meccanismi strutturali duttili o fragili si sono utilizzati i valori medi delle proprietà dei materiali esistenti ottenute dalle prove in situ e da eventuali informazioni aggiuntive, divisi per il fattore di confidenza come definito in Tab.C8.5.IV.in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Le resistenze dei materiali cui riferirsi per il calcolo della capacità degli elementi sono ricavate dalle resistenze medie, dividendole per i fattori di confidenza. **La muratura esistente è costituita da mattoni pieni assimilabile alla tipologia "muratura in mattoni pieni e malta di calce" definita della Circolare 7/2019 con le seguenti proprietà meccaniche:**

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)
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

Per quanto riguarda le caratteristiche della malta, sono state effettuate delle analisi penetrometriche in modo da ottenere la resistenza di rottura a compressione della malta. Questo metodo permette di ottenere una stima della resistenza con una opportuna correlazione. Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando (indicativamente e salvo più dettagliate valutazioni) i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II. I coefficienti migliorativi sono funzione dei seguenti fattori:

- malta di buone caratteristiche: il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II, diversificato per le varie tipologie, si può applicare sia ai parametri di resistenza (f, F₉ e 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 e F₀); 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, F₀ e f_{v0}).

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 quadrati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

I suddetti coefficienti migliorativi possono essere applicati in combinazione tra loro, in forma moltiplicativa, considerando la concomitanza al più dei due effetti che hanno i coefficienti moltiplicativi più alti.

La malta rilevata dai saggi è di spessore maggiore a 1cm, il cui non ci consente di adottare coefficienti migliorativi riguardo il criterio "malta buona" Per quanto riguarda la presenza di ricorsi o elementi di

collegamenti, non sono stati rilevati tali elementi. **In fine, non si adottano coefficienti migliorativi per le caratteristiche meccaniche della malta.**

4.5.4 Caratterizzazione del terreno

Nel mese di marzo 2010, è stato effettuato dal comune di Pavia uno studio per la definizione della componente geologica e sismica del Piano di Governo del Territorio. Sono state eseguite delle indagini su un'area molto vicina a quella oggetto dello studio, al Palazzo Esposizioni sito via Europa 12 - Pavia (PV).

Di seguito, si ipotizza un terreno di fondazione di **tipo B** "Sabbie e ghiaie molto addensate, argille" con $V_{s30} = 403.9 \text{ m/s}$.

La topografia è definita come superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$. La categoria topografia può essere assunta come "T1".

Dalla relazione geotecnica, si riassumono le caratteristiche principali del modello geologico di riferimento:

Successione stratigrafica:

- Strato 1: da piano campagna fino a 1,5 – 2 m, Terreno vegetale e/o alterato (riporto)
- Strato 2: da – 2 m fino a circa 9/ 10 m di profondità; Depositi sabbiosi con intercalazioni di sabbie ghiaiose. (In corrispondenza del Sondaggio 1, tale strato è leggermente meno spesso e tende ad aumentare gradualmente in direzione del sondaggio 2)
- Strato 3: Da 10 a 12 m di profondità: Argilla giallognola caratterizzata da un buon livello di compattezza
- Strato 4: oltre 12 m di profondità Sabbia argilloso limosa

Principali caratteristiche geotecniche terreno di fondazione:

Angolo di attrito: da 30° a 35°

Coesione: 0

Peso unità di volume: da 17 a 19 KN/m³

Caratteristiche falda idrica:

Per l'unità geologica B(b) la profondità della falda idrica è posta oltre i 5/6 m di profondità dal piano campagna. La successione stratigrafica, indica che i primi 9/10 m di terreno, sono afferibili a depositi sabbioso ghiaioso e tra le profondità di 10 – 12 m si ha il passaggio stratigrafico con i depositi argillosi. Pertanto la circolazione della falda idrica è limitata entro la litologia sabbiosa ed il letto impermeabile è rappresentato dalle argille poste a 10 – 12 m di profondità. Pertanto nell'area di interesse si evince la presenza di una falda sospesa. Per ulteriori informazioni si rimanda alla relazione geologica.

4.5.5 Analisi dei carichi

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 17/01/2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Categ.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	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	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥4,00	≥4,00	≥2,00	
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F – G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		

	kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti	secondo categoria di appartenenza da valutarsi caso per caso		
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati. ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2018. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.

In particolare, si considera una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm, salvo che per le rimesse ed i parcheggi, per i quali i carichi si sono applicati su due impronte di 200 x 200 mm, distanti assialmente di 1,80 m.

4.5.5.1 AZIONE SISMICA

Ai fini delle N.T.C. 2018 l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

Le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- accelerazione massima attesa in superficie;
- accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;
- accelerogramma.

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle N.T.C. 2018, per tutti i siti considerati, sono forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

4.5.5.2 AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 17/01/18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come, ad esempio, le strutture in acciaio.

4.5.5.3 NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture, ove presente, è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (\text{Cfr. §3.3.7})$$

in cui si ha:

- q_s = carico neve sulla copertura;
- μ_i = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr. § 3.4.5);
- q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al (Cfr. § 3.4.2) delle N.T.C. 2018 per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3);
- C_t = coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

4.5.5.4 AZIONI ANTROPICHE E PESI PROPRI

Nel caso delle spinte del terrapieno sulle pareti di cantinato (ove questo fosse presente), in sede di valutazione di tali carichi, (a condizione che non ci sia grossa variabilità dei parametri geotecnici dei vari strati così come individuati nella relazione geologica), è stata adottata una sola tipologia di terreno ai soli fini della definizione dei lati di spinta e/o di eventuali sovraccarichi.

4.5.6 Combinazioni di calcolo

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2018. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2018.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I..

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

4.5.6.1 COMBINAZIONI DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle N.T.C. 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

4.5.6.2 COMBINAZIONI CARICHI - S.L.U.

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	1,50	1,05	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Scale	1,50	1,05	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Neve h<=1000	0,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30

4.5.6.3 COMBINAZIONI CARICHI - S.L.U.

DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Scale	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	1,00	-1,00	1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30
Corr. Tors. dir. 90	-0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 0	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

4.5.6.4 COMBINAZIONI CARICHI - S.L.U.

DESCRIZIONI	31	32	33	34
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Scale	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	-0,30	0,30	-0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-1,00	-1,00	1,00	1,00
Sisma direz. grd 0	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00

4.5.6.5 COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A2

DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,30	1,30	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	1,30	0,91	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Scale	1,30	0,91	0,00	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Neve h<=1000	0,65	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00	0,00	-1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	-1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00	0,00	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30

4.5.6.6 COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A2

DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Scale	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	1,00	-1,00	1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30
Corr. Tors. dir. 90	-0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 0	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

4.5.6.7 COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A2

DESCRIZIONI	31	32	33	34
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Scale	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	-0,30	0,30	-0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-1,00	-1,00	1,00	1,00
Sisma direz. grd 0	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00

4.5.6.8 COMBINAZIONI RARE - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2
Peso Strutturale	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00
Var.Uffici	1,00	0,70
Var.Scale	1,00	0,70
Var.Neve h<=1000	0,50	1,00
Var.Coperture	1,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00

4.5.6.9 COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2
Peso Strutturale	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00
Var.Uffici	0,50	0,30
Var.Scale	0,70	0,60
Var.Neve h<=1000	0,00	0,20
Var.Coperture	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00

4.5.6.10 COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00
Var.Uffici	0,30
Var.Scale	0,60
Var.Neve h<=1000	0,00
Var.Coperture	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00

4.5.7 Rispetto delle verifiche per gli stati limite considerati

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto. Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU): - nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidità

(RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità; - nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidità (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità. Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità. Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

Formulazione del criterio semiprobabilistico agli stati limite – Stato Limite Ultimo

Le azioni sollecitanti di calcolo vanno calcolate secondo la seguente formulazione:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot [Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ik})]$$

dove:

- G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;
- Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione base di ogni combinazione;
- Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_g = 1,3$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- $\gamma_p = 0,9$ (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);
- $\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statiche

Destinazione d'uso e sovraccarichi variabili dovute alle azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 14.01.2018 in funzione della destinazione d'uso. I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Indicatori di Rischio per i vari stati limite

Indicatore di rischio: rapporto tra la capacità e la richiesta in funzione dell'accelerazione per i vari stati limite:

Stato Limite di Salvaguardia Vita \rightarrow $PGA_{LV} / PGA_{10\%}$

Stato Limite di Danno \rightarrow $PGA_{LD} / PGA_{63\%}$

Stato Limite di Operatività \rightarrow $PGA_{LO} / PGA_{81\%}$

Indicatore di rischio: rapporto tra la capacità e la richiesta in funzione del tempo di ritorno per i vari stati limite:

Stato Limite di Salvaguardia Vita \rightarrow $(TR_{CLV} / TR_{DLV})^a$

Stato Limite di Danno \rightarrow $(TR_{CLD} / TR_{DLD})^a$

Stato Limite di Operatività \rightarrow $(TR_{CLO} / TR_{DLO})^a$

Valori prossimi o superiori all'unità dell'indicatore di rischio, inteso come rapporto tra la capacità e la richiesta in funzione dell'accelerazione per i vari stati limite, caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme vigenti; valori bassi o prossimi a zero significherebbero casi ad elevato rischio di collasso o cedimenti parziali della struttura.

Indice di Rischio

La valutazione della sicurezza viene condotta con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV). Essa deve essere finalizzata alla determinazione dell'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di carico di progetto, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC 2018, definiti dai coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali. Da un punto di vista operativo la valutazione della sicurezza può essere espressa attraverso la determinazione dell'**Indice di Rischio** come rapporto tra l'azione sismica massima supportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

4.5.8 Modello di valutazione di dettaglio

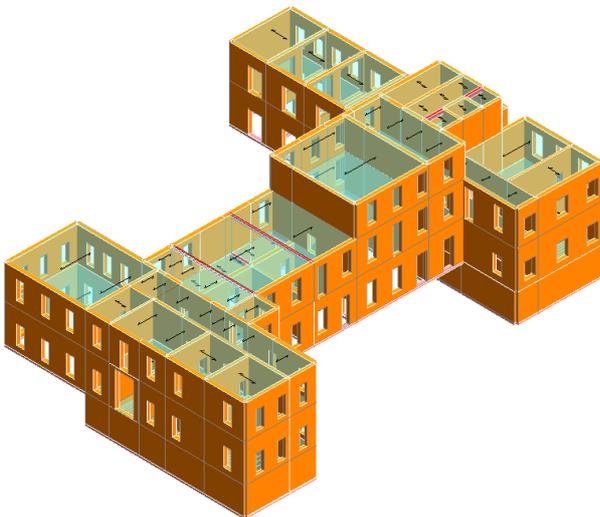
Al fine di ottenere una valutazione della vulnerabilità sismica del manufatto nello stato attuale si riporta l'analisi del bene secondo il **livello di valutazione LV3**.

4.5.9 Descrizione del modello

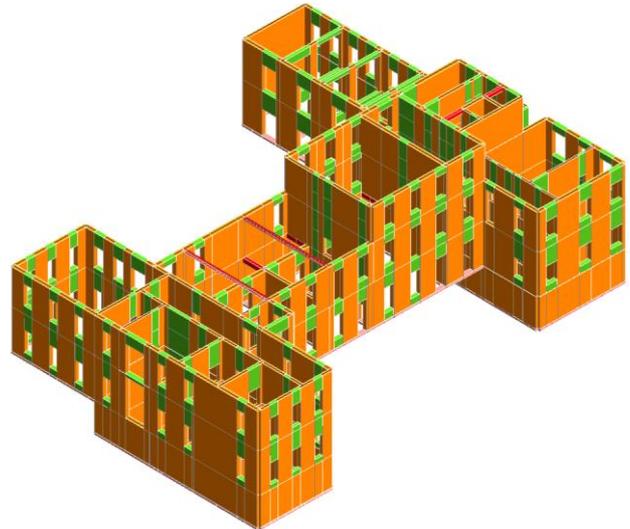
Il modello di riferimento (adottato nel codice di calcolo impiegato) è a telaio equivalente tridimensionale; la struttura portante, con riferimento sia ai carichi verticali sia a quelli orizzontali, è identificata da pareti e solai. Le pareti sono gli elementi portanti. Secondo la rappresentazione a telaio, ipotizzando un comportamento delle pareti nel piano, ciascuna parete dell'edificio è suddivisa in maschi (pannelli murari) e fasce (travi di collegamento in muratura).

Gli elementi in muratura sono modellati come elementi trave caratterizzati da sei gradi di libertà con un legame a resistenza limitata e degrado della rigidezza in fase non lineare. I meccanismi di rottura sono quello per presso-flessione e taglio con fessurazione diagonale (trattandosi di edificio esistente), computati secondo i criteri previsti nel D.M. 17 gennaio 2018 (p.to 7.8.2.2). Il collasso dell'elemento è fissato poi, nel caso di analisi statica non lineare, in corrispondenza del raggiungimento del valore ultimo di spostamento, determinato in termini di drift seguendo i limiti previsti per il meccanismo di rottura associato, pari a 0,4% per il meccanismo a taglio e 0,6% per quello a presso-flessione. Con

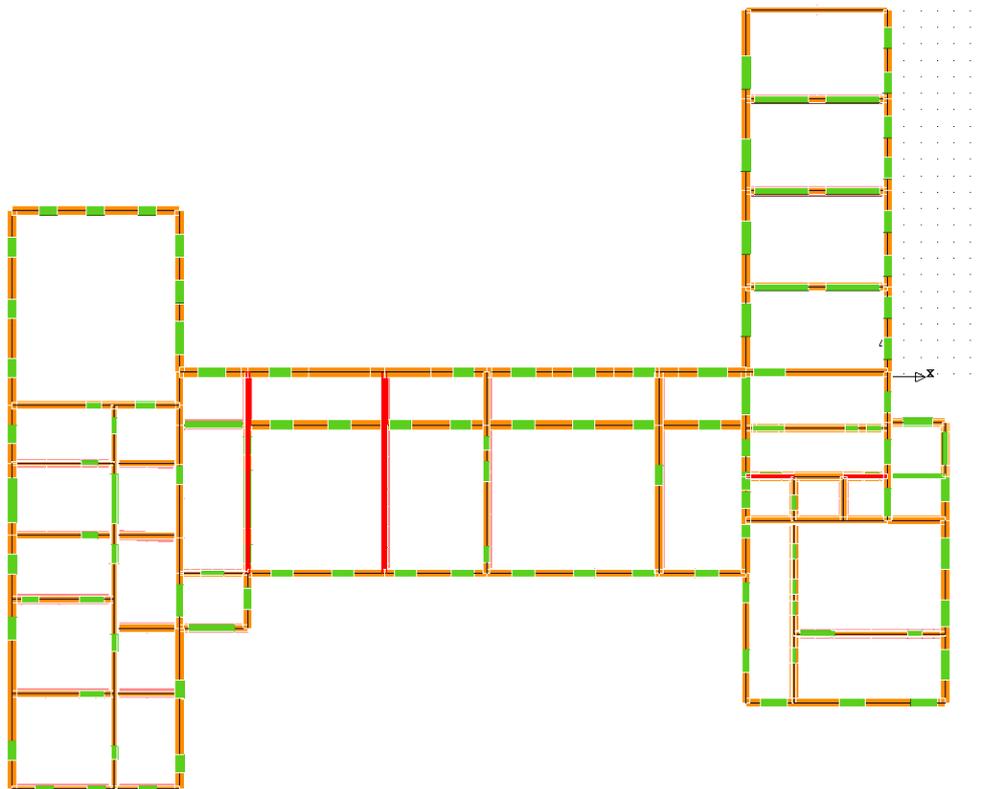
particolare riferimento al manufatto in oggetto, le caratteristiche meccaniche della muratura sono state assegnate sulla base del livello di conoscenza acquisito per la struttura in oggetto.



Vista tridimensionale del modello



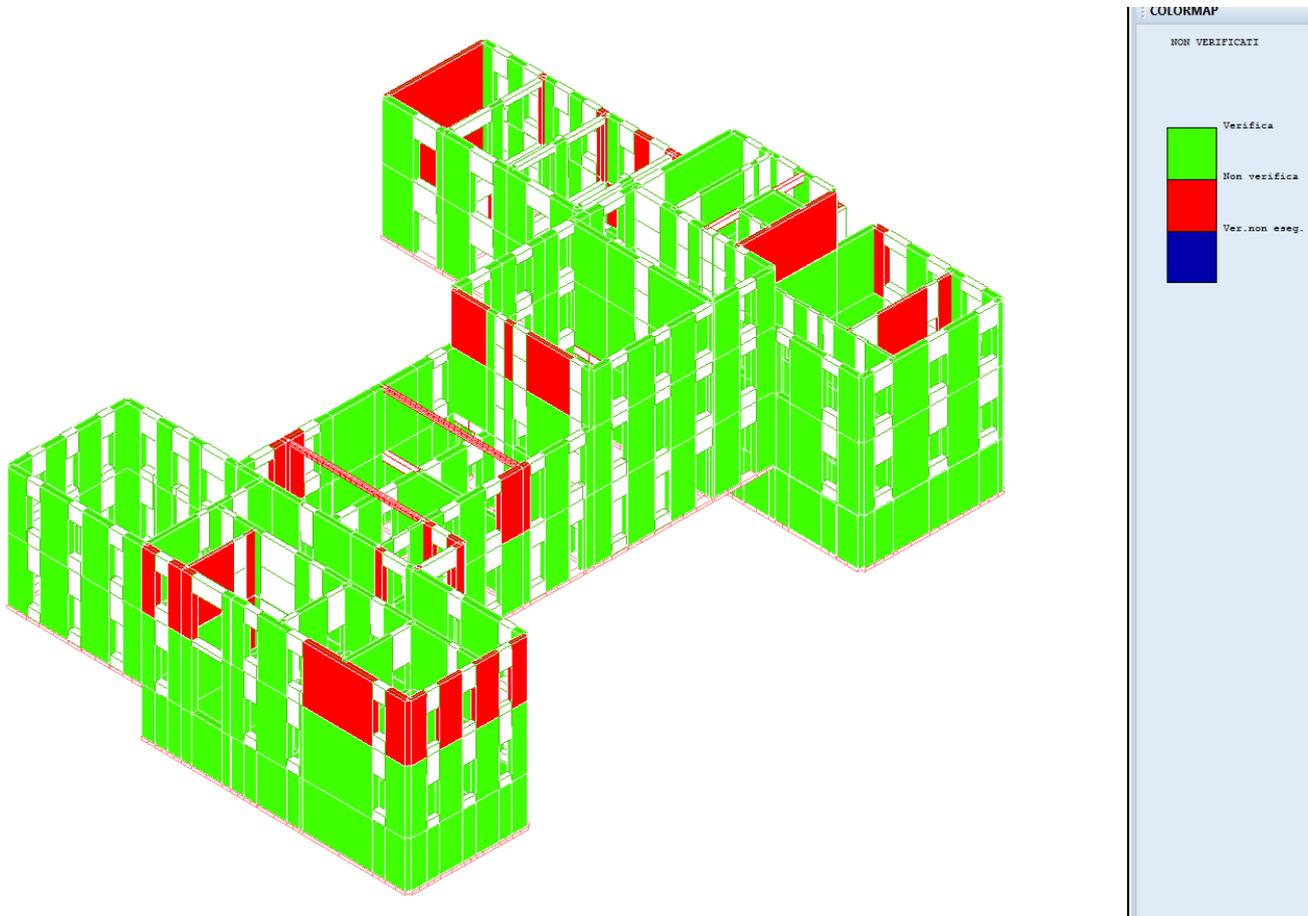
Vista schematizzazione a telaio equivalente



Vista in pianta piano primo del modello

4.5.10 Verifica Secondo l'analisi Statica

Si nota attraverso l'analisi effettuata che i muri sono complessivamente verificati a supportare i carichi statici. Alcuni muri risulterebbero, secondo il modello di calcolo generale, apparentemente non verificati:



È stata condotta analisi puntuale dei muri maggiormente sollecitati, indicati tra quelli riportati in rosso, e si è condotta una valutazione locale.

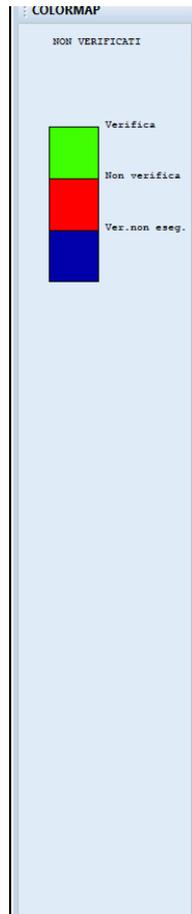
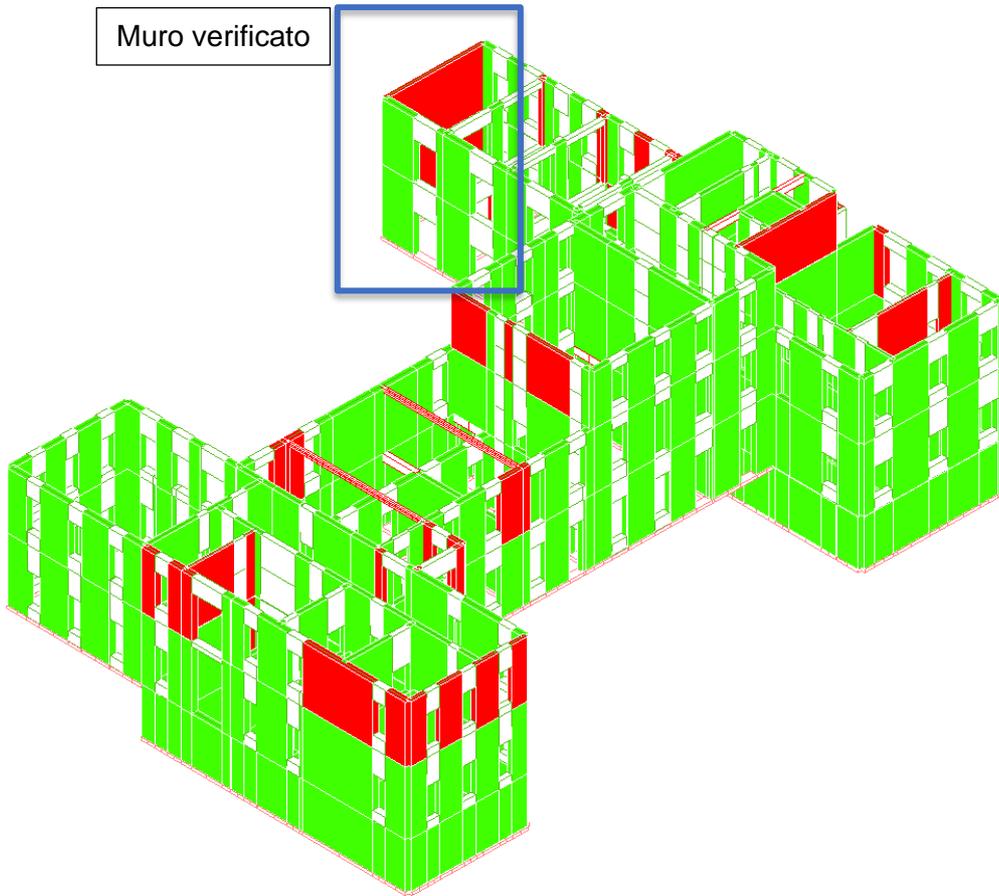
Rispetto alle condizioni al contorno e alla destinazione d'uso attuale, si può valutare una residua capacità di resistenza alle azioni di progetto. Sono poi state eseguite delle verifiche dei meccanismi di rottura locale di questi elementi per assicurarsi della loro capacità a reggere le azioni statiche.

4.5.11 Verifiche meccanismi di rottura locali

Sono state effettuate delle verifiche locali per i muri che non sono stati verificati a seguito dell'analisi statica.

Esempio di verifica:

Muro verificato



D A T I D I M E C C A N I S M O

Descrizione del meccanismo di collasso Tipologia meccanismo Analisi cinematica lineare con fattore $q = 2$ Cordoli efficacemente ancorati alla muratura Si tiene conto della resistenza a schiacciamento		Muro di estemita Ribaltamento Composto
Massa complessiva Altezza del baricentro Dimensione X porzione di struttura Dimensione Y porzione di struttura Dimensione Z porzione di struttura	(t) (m) (m) (m) (m)	124,40 5,91 8,51 5,39 14,79
Ascissa punto iniziale asse cerniera inferiore Ordinata punto iniziale asse cerniera inferiore Quota punto iniziale asse cerniera inferiore Ascissa punto finale asse cerniera inferiore Ordinata punto finale asse cerniera inferiore Quota punto finale asse cerniera inferiore	(m) (m) (m) (m) (m) (m)	0,01 22,21 0,00 -8,51 22,21 0,00
Momento Ribaltante Forze sismiche (Ag/g=1) Momento Ribaltante Forze statiche Momento Stabilizzante forze peso e carichi Momento Stabilizzante massimo dovuto ai tiranti Momento Stabilizzante massimo dovuto ai cordoli Momento stabilizzante forze attrittive	(tm) (tm) (tm) (tm) (tm) (tm)	734,58 0,00 101,39 0,00 0,00 0,00
Moltiplicatore di collasso Massa partecipante Fattore di massa partecipante Accelerazione spettrale di attivazione	(t) (t) m/s ²	0,14 104,02 0,84 1,35
Verifica dello Stato Limite di Attivazione (SLAt) Accelerazione limite di progetto Pga domanda Pga capacita' Tempo di ritorno PGA capacita' Indicatore di rischio SLAt	m/s ² Ag/g Ag/g Anni	0,33 0,03 0,11 1810,00 4,09
Verifica Stato Limite Salvaguardia Vita (SLV) Accelerazione limite di progetto Pga domanda Pga capacita' Tempo di ritorno PGA capacita' Indicatore di rischio SLV	m/s ² Ag/g Ag/g Anni	0,41 0,07 0,23 2375,00 3,32
LA VERIFICA DEL MECCANISMO RISULTA		SODDISFATTA

M A S S E E F O R Z E A G E N T I

Forza Nro	Tipo Forza	Quota Nro	Setto Nro	Asta Nro	Fv stat t	Fo stat t	Fo sism t	Xg m	Yg m	Zg m	b oriz m	b vert m
1	Peso Proprio Setto	3	62	0	5,30	0,00	5,30	0,01	18,34	8,88	8,88	3,87
2	Peso Proprio Setto	2	51	0	7,73	0,00	7,73	0,01	21,06	3,73	3,73	1,15
3	Peso Proprio Setto	3	62	0	9,83	0,00	9,83	0,01	20,70	8,10	8,10	1,51
4	Peso Proprio Setto	2	1	0	38,07	0,00	38,07	-4,22	22,05	7,76	7,76	0,17
5	Peso Proprio Setto	2	1	0	30,29	0,00	30,29	-4,22	22,05	7,99	7,99	0,17
6	Peso Proprio Setto	2	43	0	7,76	0,00	7,76	-1,10	21,10	3,68	3,68	1,11
7	Peso Proprio Setto	2	57	0	13,71	0,00	13,71	-1,10	20,64	3,00	3,00	1,57
8	Peso Proprio Setto	2	57	0	3,50	0,00	3,50	-1,10	18,12	3,68	3,68	4,09
9	Carichi Setto	3	1	1275	2,63	0,00	2,63	-1,12	22,03	10,46	10,46	0,17
10	Carichi Setto	3	1	1275	2,63	0,00	2,63	-1,12	22,03	10,46	10,46	0,17
11	Carichi Setto	3	1	2280	1,48	0,00	1,48	-1,12	22,03	10,46	10,46	0,17
12	Carichi Setto	3	1	2282	1,48	0,00	1,48	-1,12	22,03	10,46	10,46	0,17

4.5.12 Presentazione sintetica dei risultati

Gli interventi previsti riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura (solai con controsoffitti incannicciati, singoli muri ove sono previste cerchiature). Essi non cambiano significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a impedire meccanismi di collasso locale come contemplato nelle NTC 18. Il progetto in esame non prevede cambi di destinazione d'uso. L'archivio al piano interrato (Cat. E1 - qk 6 KN/mq) diventerà ufficio aperto al pubblico (Cat. B2 - qk = 3 KN/mq) ove saranno previste anche mostre temporanee. In quella porzione di edificio si prevedere pertanto un dimezzamento del qk. Nell'interrato a SUD attualmente non utilizzato sarà previsto uno spazio ad uso ufficio polifunzionale aperto al pubblico con carico qk = 3 KN/mq coerente con l'attuale destinazione d'uso del fabbricato.

Ciononostante è stata condotta una sintesi del comportamento della struttura è riportata nelle tabelle di sintesi dei risultati, riportate in appresso, e nelle rappresentazioni grafiche allegate in coda alla presente relazione in cui sono rappresentate le principali grandezze (deformate, sollecitazioni, etc..) per le parti più sollecitate della struttura in esame.

Tabellina Riassuntiva delle % Massa Eccitata

Il numero dei modi di vibrare considerato (9) ha permesso di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura, per le varie direzioni:

DIREZIONE	% MASSA
X	100
Y	100
Z	NON SELEZIONATA

Tabellina Riassuntiva degli Spostamenti SLO/SLD

Stato limite	Status Verifica
SLO	Vedi 'Tabellina riassuntiva delle PushOver'
SLD	Vedi 'Tabellina riassuntiva delle PushOver'

Tabellina riassuntiva delle PushOver

Numero PushOver	PgaSLO/Pga81%	PgaSLD/Pga63%	PgaSLV/Pga10%	PgaSLC/Pga5%
1	0	2.285	1.862	0
2	0	2.341	1.862	0
3	0	1.502	1.862	0

4	0	2.262	1.862	0
5	0	3.725	1.862	0
6	0	3.725	1.862	0
7	0	2.666	1.862	0
8	0	4.227	1.862	0
9	0	3.448	1.862	0
10	0	3.512	1.862	0
11	0	1.466	1.862	0
12	0	2.262	1.862	0
13	0	4.589	1.862	0
14	0	4.589	1.862	0
15	0	2.636	1.862	0
16	0	3.835	1.862	0
17	0	3.803	1.862	0
18	0	3.579	1.862	0
19	0	2.232	1.862	0
20	0	1.533	1.862	0
21	0	4.589	1.862	0
22	0	4.589	1.862	0
23	0	4.363	1.862	0
24	0	2.747	1.862	0
25	0	2.703	1.862	0
26	0	2.453	1.862	0
27	0	2.159	1.862	0
28	0	1.516	1.862	0
29	0	3.941	1.862	0
30	0	3.966	1.862	0
31	0	4.388	1.862	0
32	0	2.647	1.862	0
Min. PgaSL/Pga%	0	1.466	1.862	0

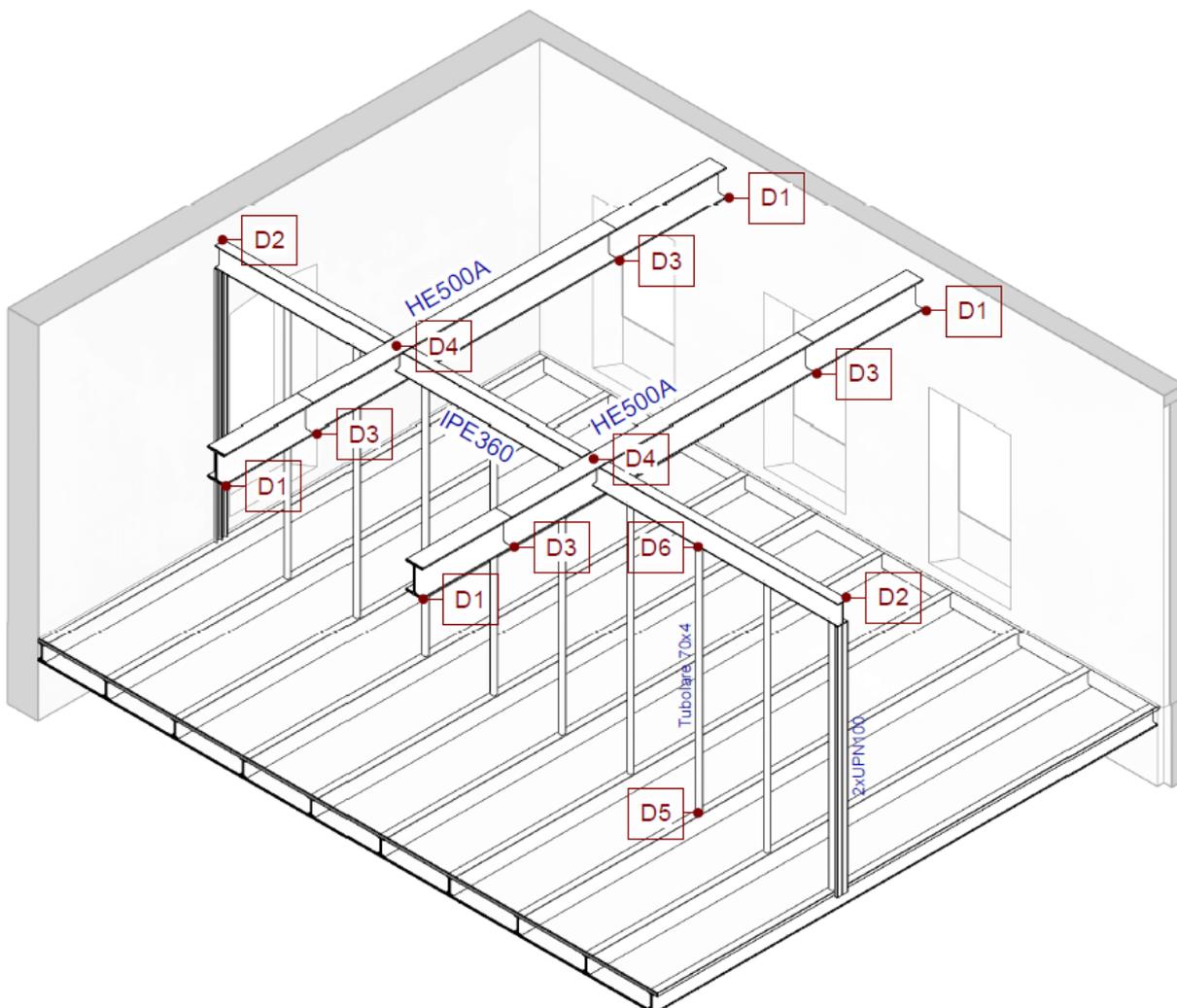
Tabellina riassuntiva verifiche Murature

Tipo Verifica	Non Verif/Totale	Coeff. Sicur. Minimi	STATUS
Maschi – Sisma Parall.	0 su 650		NON ESEGUITA
Architravi	0 su 0		NON PRESENTE
Architravi	0 su 0		NON PRESENTE

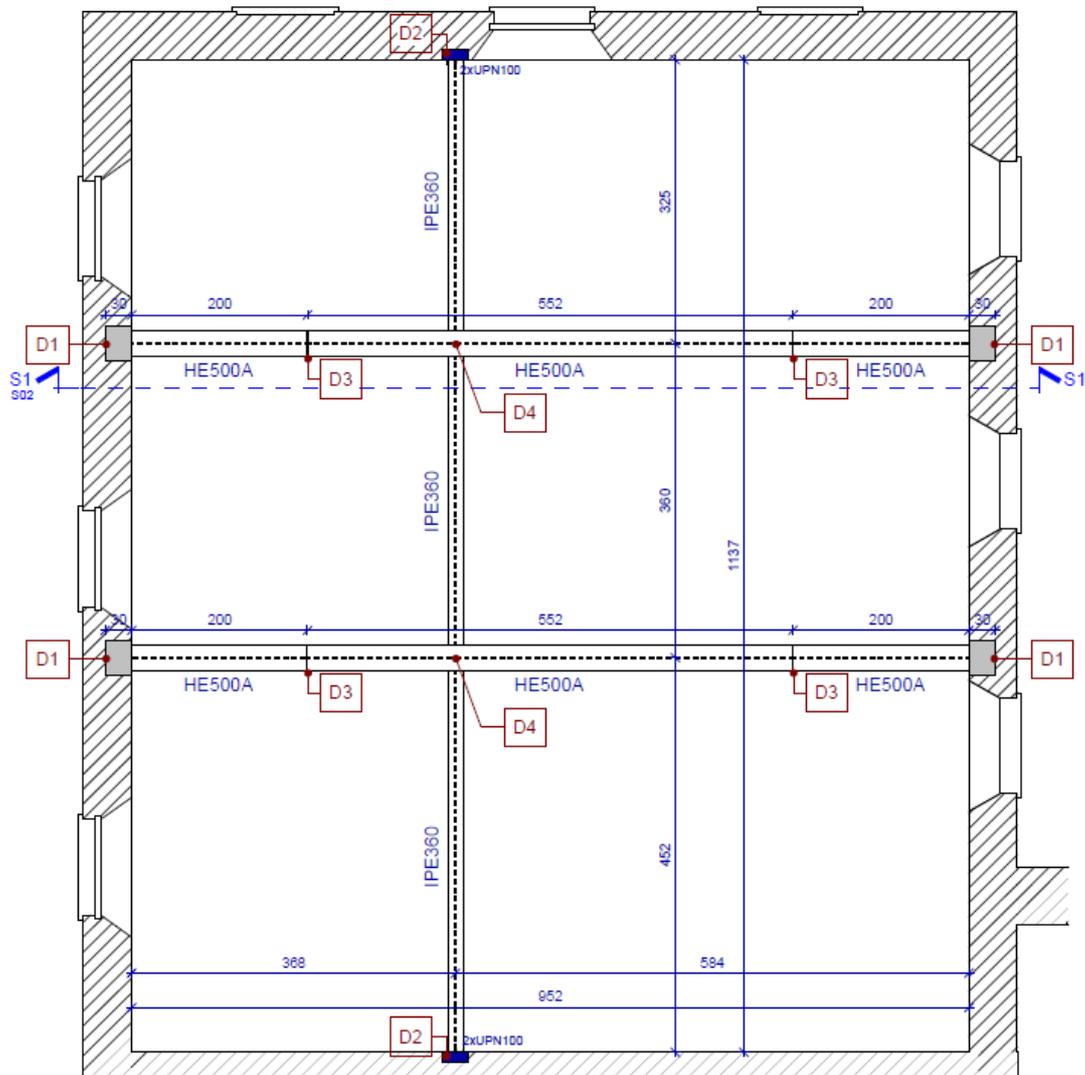
5 CONSOLIDAMENTO SOLAIO IN ACCIAIO

5.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Questo intervento consiste nel rinforzo del solaio di copertura della sala convegno al piano terra. Il solaio esistente è costituito di profili INP280 in acciaio che non soddisfanno le verifiche per i nuovi carichi di progetto. Le travi esistenti in acciaio sono state schematizzate come incernierate a entrambe le estremità. Una struttura composta di puntoni/tiranti in acciaio permette in uno primo tempo di controllare la freccia degli elementi esistenti con delle forcelle regolabili saldate alle estremità. Questi stessi pilastri sono appesi a delle travi in acciaio, il quale crea un nuovo appoggio per le travi esistenti. Una volta completati gli interventi di demolizione e restauro del controsoffitto incannucciato si realizza una caldana in calcestruzzo alleggerito connessa alle travi INP 280 esistenti tramite connettori a taglio saldati sulle ali superiori dei profili. La soletta in calcestruzzo viene legata ai muri perimetrali con delle barre in acciaio inghisate nelle murature perimetrali.



Vista 3D dell'intervento



Vista in pianta carpenteria metallica

5.2 ANALISI DELLA STRUTTURA

5.2.1 Normativa, Metodo Di Calcolo, Assunzioni Per l'analisi E Il Calcolo Delle Azioni

La normativa utilizzata per la verifica degli elementi strutturali è il D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”. Per tutto quello non specificato in detta norma, si è fatto riferimento agli eurocodici.

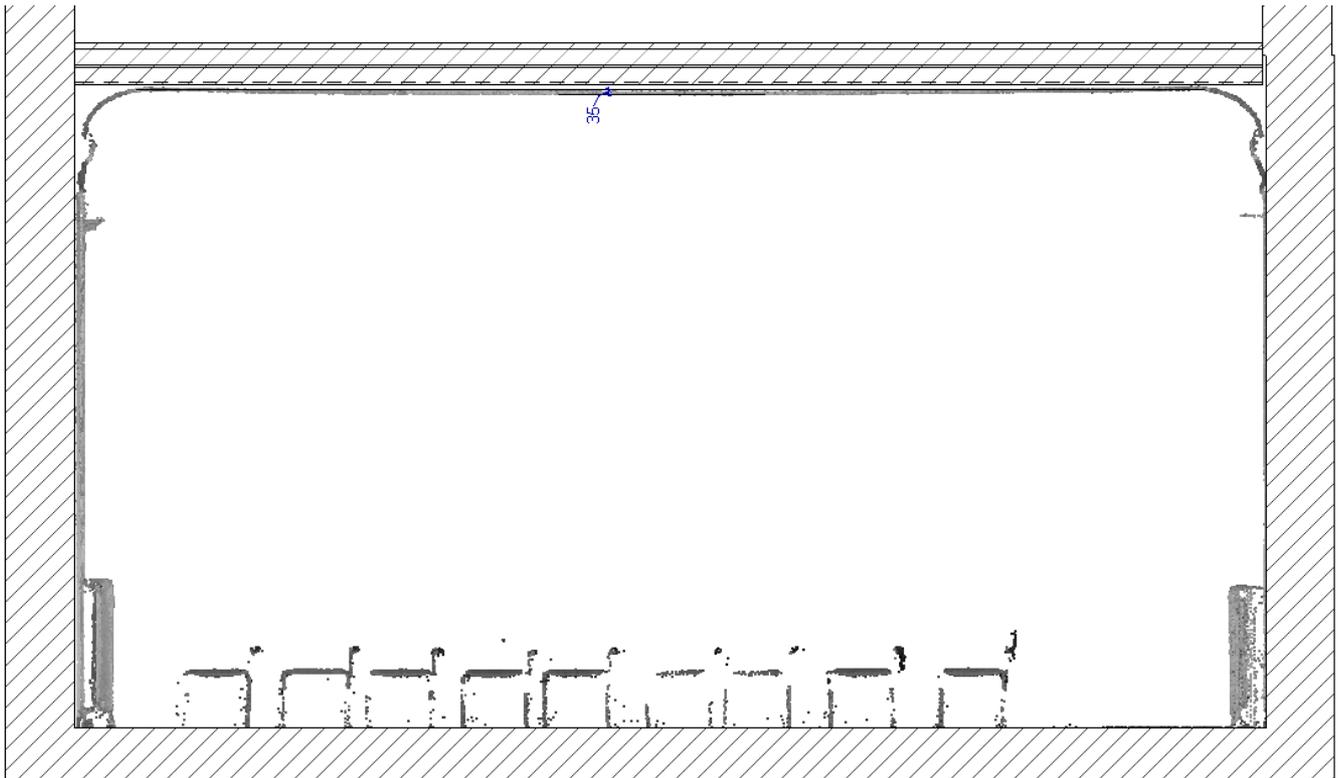
Il calcolo delle azioni sulla struttura è stato condotto secondo le seguenti assunzioni:

- comportamento elastico-lineare dei materiali;
- sovrapposizione degli effetti;
- metodo semiprobabilistico agli stati limite;

- vita nominale $VN \geq 50$ anni (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale)
- classe d'uso II

5.2.2 Stato di fatto

Dalle indagini e rilievi eseguiti, si è rilevata una flessione del controsoffitto esistente con una freccia pari a 35mm. Lo scopo dell'intervento è di mantenere lo stato tensionale delle travi esistente in modo da non creare ulteriori danni all'affresco durante la fase di demolizione degli elementi al primo piano. Di conseguenza la struttura in acciaio è calcolata in modo di non incrementare gli spostamenti attuali.



Rilievo dello stato di fatto del controsoffitto

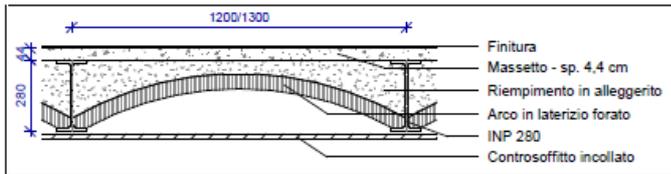
5.2.3 Carichi considerati

Nel calcolo delle azioni si sono considerati i seguenti carichi:

5.2.3.1 **Carichi esistenti**

Di seguito la stratigrafia del solaio esistente rilevato.

AS01



Permanenti portati strutturali G1

Pavimenti	0,20 kN/mq
Massetto	1,00 kN/mq
Riempimento	1,00 kN/mq
Totale	2,20 kN/mq

Permanenti portati non strutturali G2

Impianti	0,10 kN/mq
Tramezzi	0,80 kN/mq
Controsoffitto	0,20 kN/mq
Totale	1,10 kN/mq

Sovraccarichi

Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00 kN/mq
-------------------------------------	------------

5.2.3.2 Carichi di progetto

Permanenti portati strutturali G1

Pavimenti sovra elevato	0,50 kN/mq
Caldano in cls alleggerito 1600kg/m ³	0,70 kN/mq
Riempimento	1,00 kN/mq
Totale	2,20 kN/mq

Permanenti portati non strutturali G2

Impianti	0,10 kN/mq
Tramezzi	0,80 kN/mq
Controsoffitto	0,20 kN/mq
Totale	1,10 kN/mq

Sovraccarichi

Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00 kN/mq
-------------------------------------	------------

5.2.4 Combinazioni di azioni

Descrizione combinazioni			
Nr.	Nome	Dettagli	Codice
101	1x[1 G1]+1x[3 G2]	1.00*1 + 1.00*3	ECELUSTR
102	1x[1 G1]+1.3x[3 G2]	1.00*1 + 1.30*3	ECELUSTR
103	1.3x[1 G1]+1x[3 G2]	1.30*1 + 1.00*3	ECELUSTR
104	1.3x[1 G1]+1.3x[3 G2]	1.30*1 + 1.30*3	ECELUSTR
105	1x[1 G1]+1x[3 G2]+1.5x[2 Q]	1.00*1 + 1.00*3 + 1.50*2	ECELUSTR
106	1x[1 G1]+1.3x[3 G2]+1.5x[2 Q]	1.00*1 + 1.30*3 + 1.50*2	ECELUSTR
107	1.3x[1 G1]+1x[3 G2]+1.5x[2 Q]	1.30*1 + 1.00*3 + 1.50*2	ECELUSTR
108	1.3x[1 G1]+1.3x[3 G2]+1.5x[2 Q]	1.30*1 + 1.30*3 + 1.50*2	ECELUSTR
109	1x[1 G1]+1x[3 G2]	1.00*1 + 1.00*3	ECELSCQ
110	1x[1 G1]+1x[3 G2]+1x[2 Q]	1.00*1 + 1.00*3 + 1.00*2	ECELSCQ
111	1x[1 G1]+1x[3 G2]	1.00*1 + 1.00*3	ECELSFQ
112	1x[1 G1]+1x[3 G2]+0.5x[2 Q]	1.00*1 + 1.00*3 + 0.50*2	ECELSFQ
113	1x[1 G1]+1x[3 G2]	1.00*1 + 1.00*3	ECELSQP
114	1x[1 G1]+1x[3 G2]+0.3x[2 Q]	1.00*1 + 1.00*3 + 0.30*2	ECELSQP
115	1.3x[1 G1]	1.30*1	ECELUSTR
116	1.3x[3 G2]	1.30*3	ECELUSTR
117	1.3x[1 G1]+1.5x[2 Q]	1.30*1 + 1.50*2	ECELUSTR
118	1.3x[3 G2]+1.5x[2 Q]	1.30*3 + 1.50*2	ECELUSTR
119	1x[1 G1]	1.00*1	ECELSCQ
120	1x[3 G2]	1.00*3	ECELSCQ
121	1x[1 G1]+1x[2 Q]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSCQ
122	1x[3 G2]+1x[2 Q]	1.00*3 + 1.00*2	ECELSCQ
123	1x[1 G1]	1.00*1	ECELSFQ
124	1x[3 G2]	1.00*3	ECELSFQ
125	1x[1 G1]+0.5x[2 Q]	1.00*1 + 0.50*2	ECELSFQ
126	1x[3 G2]+0.5x[2 Q]	1.00*3 + 0.50*2	ECELSFQ
127	1x[1 G1]	1.00*1	ECELSQP
128	1x[3 G2]	1.00*3	ECELSQP
129	1x[1 G1]+0.3x[2 Q]	1.00*1 + 0.30*2	ECELSQP
130	1x[3 G2]+0.3x[2 Q]	1.00*3 + 0.30*2	ECELSQP

5.2.5 Materiali

Di seguito si definisce le caratteristiche meccaniche dell'acciaio:

5.2.5.1 Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4 $\gamma_{M0} = 1.05$

Resistenza all'instabilità delle membrature $\gamma_{M1} = 1.05$

Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese $\gamma_{M2} = 1.25$

5.2.5.2 Acciaio S235JR

Peso $\gamma_a = 78.50 \text{ kN/m}^3$
Modulo di elasticità tangenziale $E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$
Resistenza a rottura per trazione $f_{tk} = 360 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

5.2.5.3 Acciaio S275JR

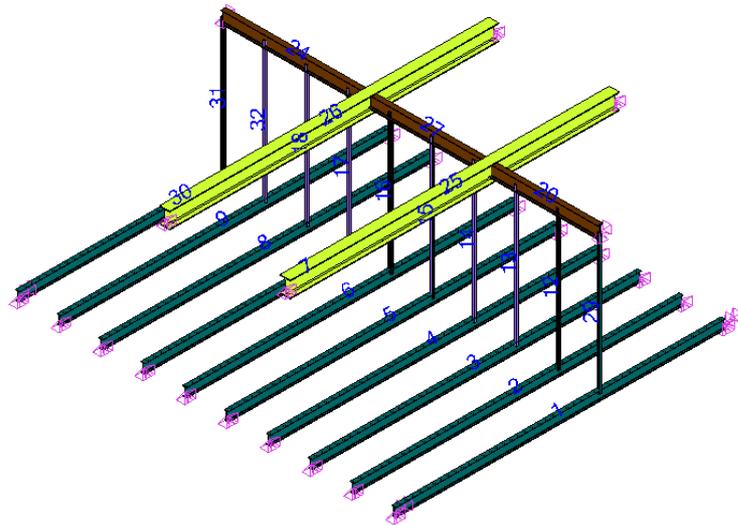
Peso $\gamma_a = 78.50 \text{ kN/m}^3$
Modulo di elasticità tangenziale $E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$
Resistenza a rottura per trazione $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$

5.2.5.4 Dadi e bulloni

- Dadi classe 8 – 6S
- Bulloni classe 8.8

5.2.6 Descrizione degli elementi

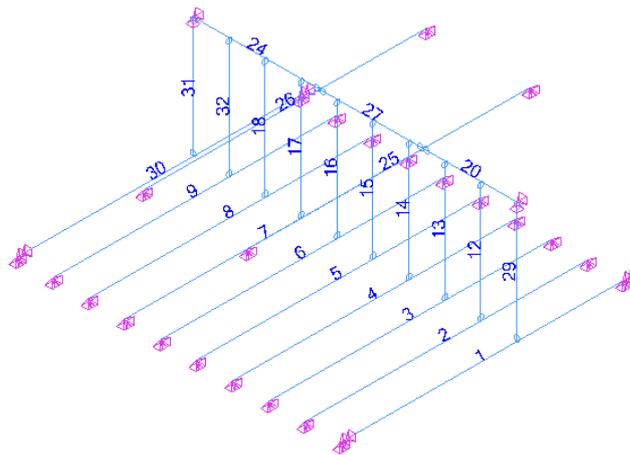
Vista LTENTE
3,25 m 3,68 m 4,21 m



Sezione	
	SHS70x4C
	IPN280, UPN100
	HEA500
	IPN360

Vista 3D elementi

Vista LTENTE
3,25 m 3,68 m 4,21 m



Vista 3D modello

5.2.7 Convenzioni utilizzate:

La convenzione dei segni utilizzati è la seguente:

Fx: forza lungo x

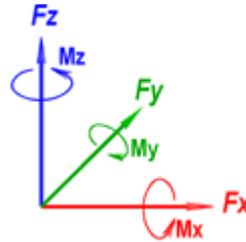
Fy: forza lungo y

Fz: forza lungo z

Mx: Momento torcente intorno all'asse x

My: Momento flettente attorno l'asse y

Mz: Momento flettente attorno l'asse z

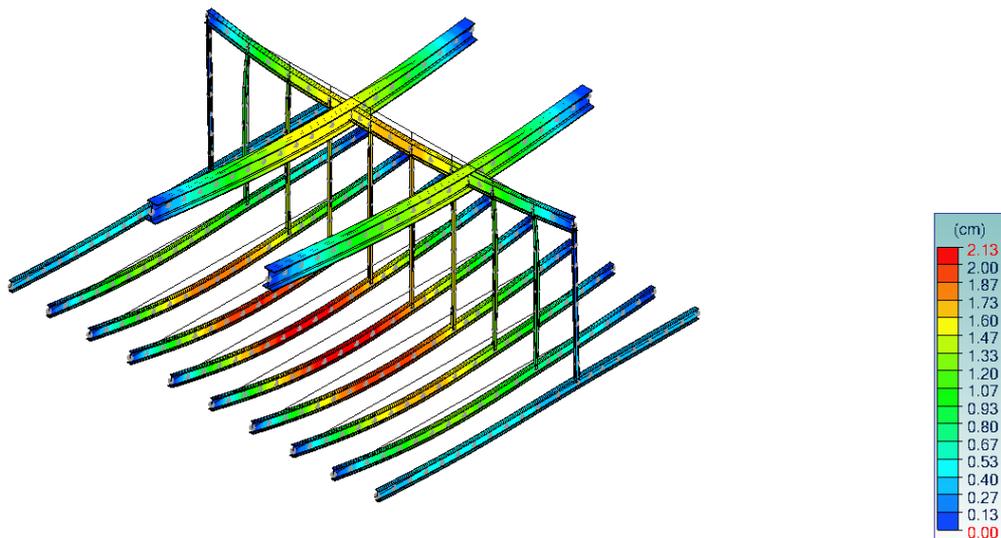


5.3 VERIFICHE

5.3.1 Diagrammi

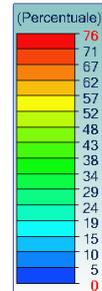
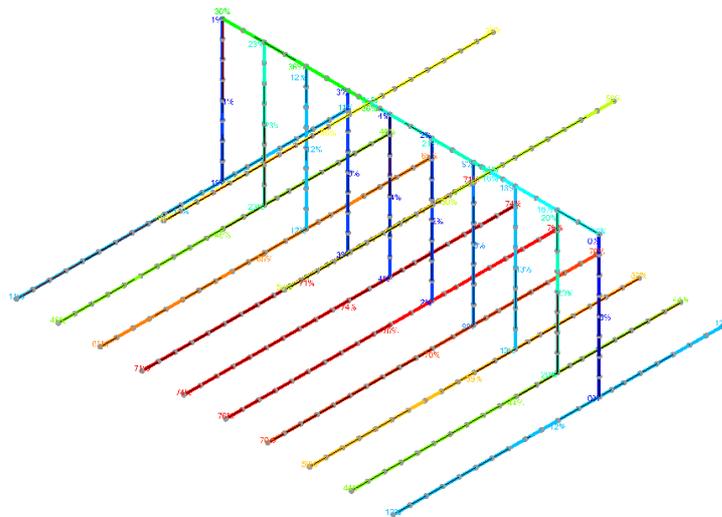
Si può evincere che la freccia elastica massima dopo la messa in opera della struttura in acciaio è pari a 21.3 mm, che risulta inferiore al $L/350$ ($=27.2$ mm) indicato dalla norma.

Vista L.TENTE
Analisi: 110 (1x1 G)1x1x3 G2)1x2 Q.)
Lineare: D
Assi locali



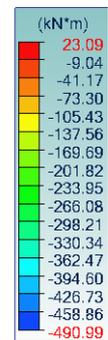
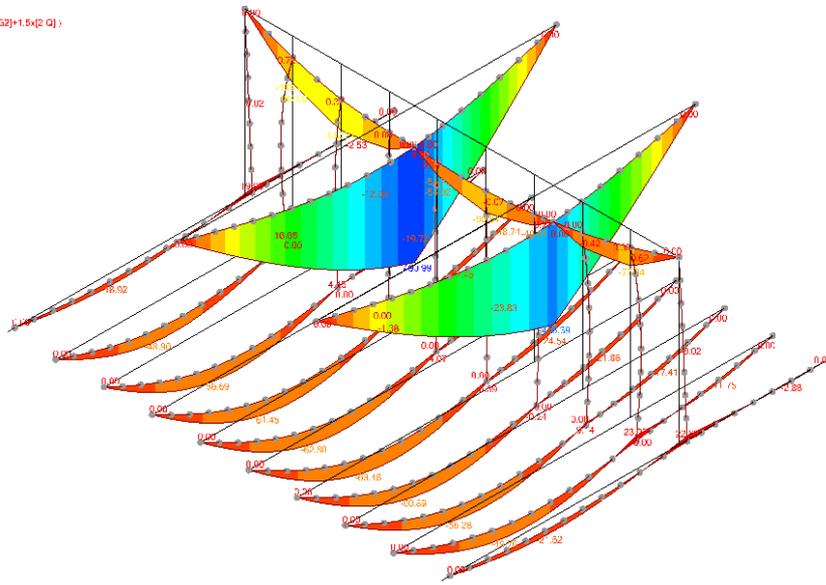
2 Spostamenti SLE

Vista L'TENTE
 Faccia 1° criterio
 Lineare : Tasso di lavoro



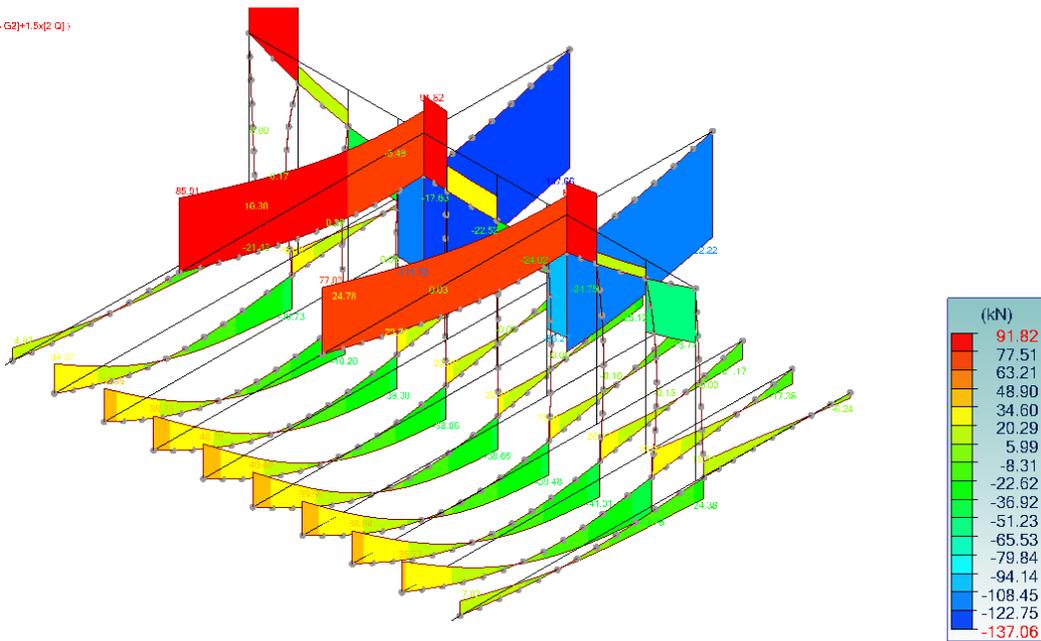
4 Tasso Freccia 1° criterio SLE

Vista L'TENTE
 Analisi: 1C8 (1.3x[1.0]1+1.3x[3.0]2+1.5x[2.0]3)
 Lineare : My
 Asiti local 1



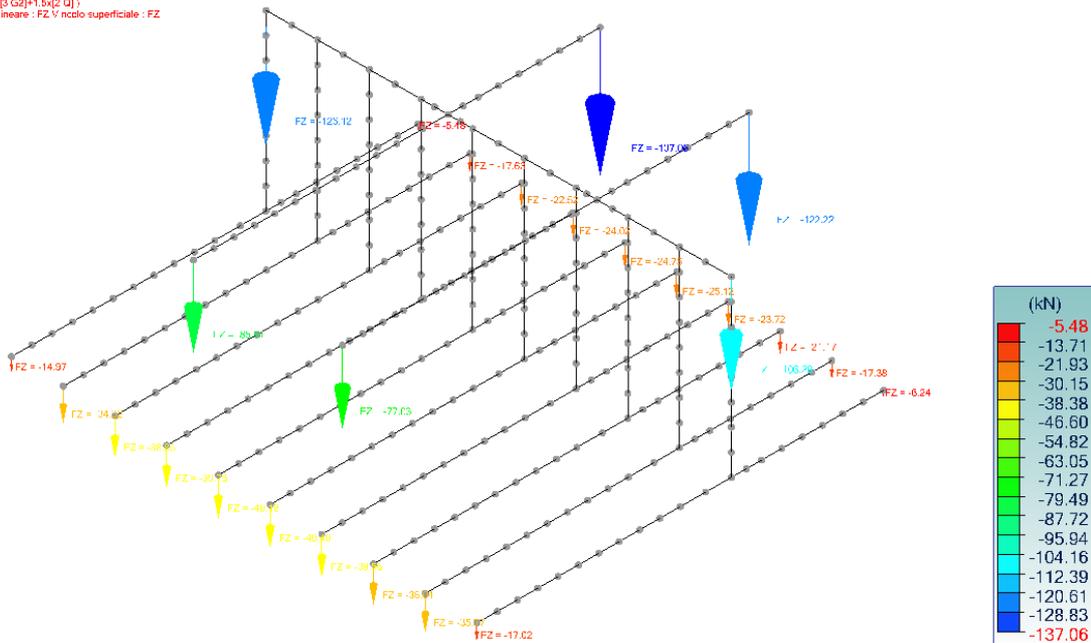
3 My SLU

Vista L.TENTE
 Analisi: 108 (1.3x[1 G1]+1.3x[3 G2]+1.5x[2 Q])
 Lineare: Fz
 Assi: local



5 Taglio Fz SLU

Vista L.TENTE
 Analisi: 108 (1.3x[1 G1]+1.3x[3 G2]+1.5x[2 Q])
 Vincolo puntuale: Fz Vincolo lineare: Fz Vincolo superficiale: Fz
 Assi: local



6 Reazioni appoggi SLU

5.3.2 Risultati

La verifica degli elementi strutturali è stata condotta secondo quanto previsto nelle NTC 2018 per le strutture in acciaio. Il calcolo dei fissaggi è stato invece condotto secondo gli eurocodici.

Si riportano di seguito le principali verifiche degli elementi strutturali di solaio; si rimanda al fascicolo dei calcoli per tutte le verifiche di dettaglio.

<i>Tasso di lavoro massimo: per elemento</i>										
<i>Id</i>	<i>Nome</i>	<i>Sezione</i>	<i>Caso</i>	<i>Verificato</i>	<i>Xy Xz</i>	<i>XLT</i>	<i>Tasso di lavoro N (%)</i>	<i>Tasso di lavoro My (%)</i>	<i>Tasso di lavoro Mz (%)</i>	<i>Tasso di lavoro (%)</i>
1	Lineare	IPN280	108	6.61 6.62	1.00 1.00	0.32	0 0	50 50	0 0	50 50
2	Lineare	IPN280	108	6.61 6.62	1.00 1.00	0.32	0 0	110 110	1 1	111 111
3	Lineare	IPN280	108	6.61 6.62	1.00 1.00	0.32	0 0	124 124	0 0	125 125
4	Lineare	IPN280	108	6.61 6.62	1.00 1.00	0.32	0 0	135 135	0 0	135 135
5	Lineare	IPN280	108	6.61 6.62	1.00 1.00	0.32	0 0	140 140	0 0	140 140
6	Lineare	IPN280	108	6.61 6.62	1.00 1.00	0.32	0 0	139 139	0 0	139 139
7	Lineare	IPN280	108	6.61 6.62	1.00 1.00	0.32	0 0	136 136	0 0	136 136
8	Lineare	IPN280	108	6.61 6.62	1.00 1.00	0.32	0 0	130 130	0 0	130 130
9	Lineare	IPN280	108	6.61 6.62	1.00 1.00	0.32	0 0	108 108	1 1	109 109
12	Lineare	SHS70x4 C	108	6.61 6.62	1.00 1.00	1.00	28 28	6 3	0 0	33 31
13	Lineare	SHS70x4 C	108	6.61 6.62	1.00 1.00	1.00	26 26	4 2	0 0	29 28
14	Lineare	SHS70x4 C	108	6.61 6.62	1.00 1.00	1.00	24 24	3 2	0 0	27 26
15	Lineare	SHS70x4 C	108	6.61 6.62	1.00 1.00	1.00	23 23	1 0	0 0	24 24
16	Lineare	SHS70x4 C	108	6.61 6.62	1.00 1.00	1.00	23 23	1 1	0 0	25 24
17	Lineare	SHS70x4 C	108	6.61 6.62	1.00 1.00	1.00	24 24	1 0	0 0	25 24
18	Lineare	SHS70x4 C	108	6.61 6.62	1.00 1.00	1.00	25 25	3 2	0 0	28 27
20	Lineare	IPN360	108	6.61 6.62	0.99 0.12	0.72	0 0	32 32	0 0	32 32
24	Lineare	IPN360	108	6.61 6.62	0.96 0.07	0.61	0 0	65 34	0 0	65 35
25	Lineare	HEA500	108	6.61 6.62	0.91 0.32	0.67	0 0	63 63	0 0	63 63
26	Lineare	HEA500	108	6.61 6.62	0.91 0.32	0.67	0 0	71 71	0 0	71 71
27	Lineare	IPN360	108	6.61 6.62	0.98 0.34	0.68	0 0	40 21	0 0	40 21
29	Lineare	UPN100	108	6.61 6.62	1.00 1.00	1.00	12 12	0 0	0 0	12 12
30	Lineare	IPN280	108	6.61	1.00	0.32	0	44	0	44

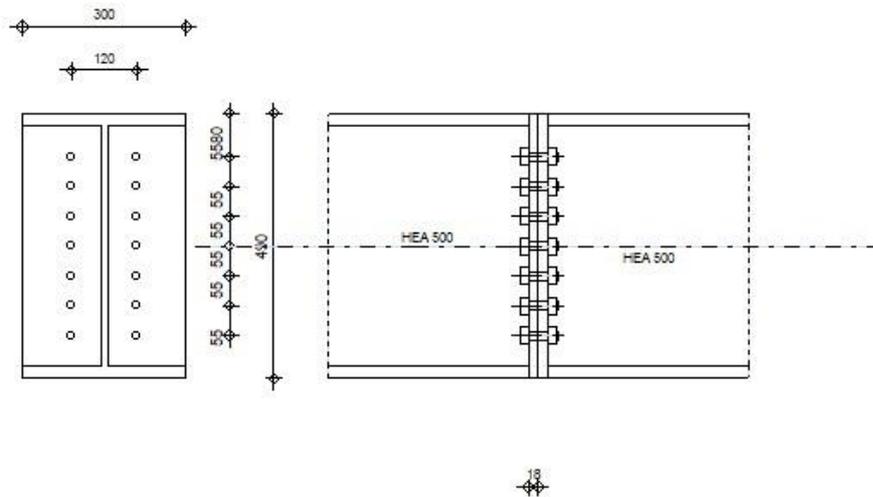
Tasso di lavoro massimo: per elemento										
<i>Id</i>	<i>Nome</i>	<i>Sezione</i>	<i>Caso</i>	<i>Verificato</i>	<i>Xy Xz</i>	<i>XLT</i>	<i>Tasso di lavoro N (%)</i>	<i>Tasso di lavoro My (%)</i>	<i>Tasso di lavoro Mz (%)</i>	<i>Tasso di lavoro (%)</i>
				6.62	1.00		0	44	0	44
31	Lineare	UPN100	108	6.61	1.00	1.00	11	0	0	11
				6.62	1.00		11	0	0	11
32	Lineare	SHS70x4 C	108	6.61	1.00	1.00	25	7	0	32
				6.62	1.00		25	4	0	29

Frecce massime: per elemento								
<i>Id</i>	<i>Nome</i>	<i>Sezione</i>	<i>Lunghezza L (m)</i>	<i>Frecce (ratio)</i>	<i>Frecce (cm)</i>	<i>Freccia(%)</i>	<i>Criteri o</i>	<i>Caso</i>
1	Lineare	IPN280	9.83	L/2800	0.35	12 %	1st	110
2	Lineare	IPN280	9.83	L/796	1.23	44 %	1st	110
3	Lineare	IPN280	9.83	L/590	1.67	59 %	1st	110
4	Lineare	IPN280	9.83	L/500	1.97	70 %	1st	110
5	Lineare	IPN280	9.83	L/461	2.13	76 %	1st	110
6	Lineare	IPN280	9.83	L/470	2.09	74 %	1st	110
7	Lineare	IPN280	9.83	L/491	2.00	71 %	1st	110
8	Lineare	IPN280	9.83	L/540	1.82	65 %	1st	110
9	Lineare	IPN280	9.83	L/756	1.30	46 %	1st	110
12	Lineare	SHS70x4C	4.24	L/1280	0.33	20 %	1st	110
13	Lineare	SHS70x4C	4.24	L/1882	0.23	13 %	1st	110
14	Lineare	SHS70x4C	4.24	L/2935	0.14	9 %	1st	110
15	Lineare	SHS70x4C	4.24	L/10000	0.04	2 %	1st	110
16	Lineare	SHS70x4C	4.24	L/5755	0.07	4 %	1st	110
17	Lineare	SHS70x4C	4.24	L/9373	0.05	3 %	1st	110
18	Lineare	SHS70x4C	4.24	L/2106	0.20	12 %	1st	110
20	Lineare	IPN360	3.25	L/2153	0.15	16 %	1st	110
24	Lineare	IPN360	4.40	L/964	0.46	36 %	1st	110
25	Lineare	HEA500	9.83	L/702	1.40	50 %	1st	110
26	Lineare	HEA500	9.83	L/626	1.57	56 %	1st	110
27	Lineare	IPN360	3.60	L/1700	0.21	21 %	1st	110
29	Lineare	UPN100	4.24	L/10000	0.00	0 %	1st	110
30	Lineare	IPN280	9.83	L/3225	0.30	11 %	1st	110
31	Lineare	UPN100	4.24	L/10000	0.00	1 %	1st	110
32	Lineare	SHS70x4C	4.24	L/1102	0.38	23 %	1st	110

5.3.3 Verifica connessioni

La verifica dei giunti è stata condotta agli eurocodici EN 1993-1-8:2005/AC:2009 con il software Robot Structural Analysis Professional 2023. Di seguito si riporta le verifiche realizzate. Per maggiori dettagli si rimanda al fascicolo di calcolo.

5.3.3.1 Calcolo del giunto incastrato Trave – Trave HEA500



Giunto incastrato trave/trave HEA500

Geometria

Trave

$\alpha =$	-0,0	[Deg]	Angolo d'inclinazione
$h_{br} =$	490	[mm]	Altezza della sezione della trave
$b_{fbr} =$	300	[mm]	Larghezza della sezione della trave
$t_{wbr} =$	12	[mm]	Spessore dell'anima della sezione della trave
$t_{fbr} =$	23	[mm]	Spessore dell'ala della sezione della trave
$r_{br} =$	27	[mm]	Raggio di raccordo della sezione della trave
$A_{br} =$	197,54	[cm ²]	Area della sezione della trave
$I_{xbr} =$	86974,80	[cm ⁴]	Momento di inerzia della sezione della trave
$f_{yb} =$	275,00	[MPa]	Resistenza

Bulloni

Il piano di taglio attraversa la parte FILETTATA del bullone.

$d =$	16	[mm]	Diametro del bullone
Classe =	8.8		Classe del bullone
$F_{tRd} =$	90.43	[kN]	Resistenza del bullone alla trazione
$n_h =$	2		Numero di colonne dei bulloni
$n_v =$	7		Numero di file di bulloni
$h_1 =$	80	[mm]	Distanza del primo bullone dal bordo superiore della lamiera estrema
Distanza orizzontale $e_i =$	120	[mm]	
Distanza verticale $p_i =$	55; 55; 55; 55; 55; 55	[mm]	

Lamiera

$h_{pr} =$	490	[mm]	Altezza della lamiera
$b_{pr} =$	300	[mm]	Larghezza della lamiera
$t_{pr} =$	20	[mm]	Spessore della lamiera
Materiale:	S 275		
$f_{ypr} =$	275,00	[MPa]	Resistenza

Saldature in angolo esterno

$a_w = 8$ [mm] Saldatura dell'anima
 $a_f = 8$ [mm] Saldatura dell'ala

Coefficienti di materiale

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficiente di sicurezza parziale [2.2]
 $\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficiente di sicurezza parziale [2.2]
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficiente di sicurezza parziale [2.2]
 $\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficiente di sicurezza parziale [2.2]

Carichi

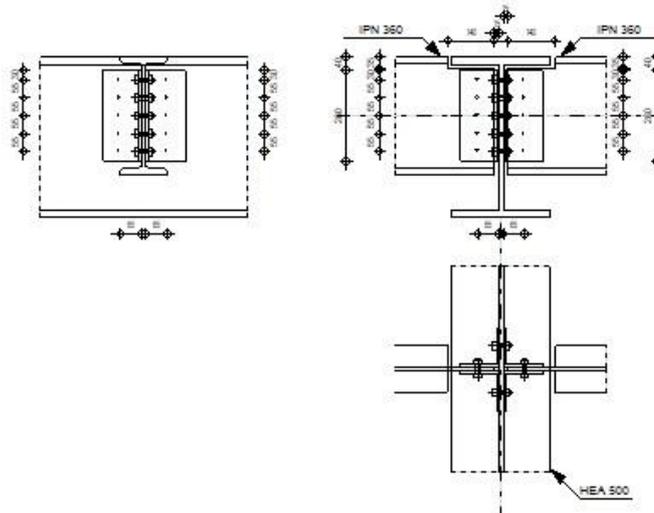
Stato limite ultimo (SLU)

Condizione 4: SLU /1/ $1 \cdot 1.30 + 2 \cdot 1.50 + 3 \cdot 1.50$

$M_{b1,Ed} = -191,96$ [kN*m] Momento flettente nella trave destra
 $V_{b1,Ed} = 94,00$ [kN] Azione di taglio nella trave destra
 $N_{b1,Ed} = -0,00$ [kN] Azione assiale nella trave destra

Giunto conforme alla norma	Coefficiente	0,94
-----------------------------------	--------------	------

5.3.3.2 Calcolo del giunto Trave IPE360 – Trave HEA500



Giunto trave IPE360/trave HEA500

Geometria trave HEA500

Profilato: HEA 500
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angolo d'inclinazione
 $h_g = 490$ [mm] Altezza della sezione della trave principale
 $b_{fg} = 300$ [mm] Larghezza dell'ala della sezione della trave principale
 $t_{wg} = 12$ [mm] Spessore dell'anima della sezione della trave principale
 $t_{fg} = 23$ [mm] Spessore dell'ala della sezione della trave principale
 $r_g = 27$ [mm] Raggio di raccordo dell'anima della sezione della trave principale

Geometria trave HEA500

Profilato:	HEA 500	
$\alpha =$	-90,0	[Deg] Angolo d'inclinazione
$A_p =$	197,50	[cm ²] Area della sezione della trave principale
$I_{yp} =$	86975,00	[cm ⁴] Momento di inerzia della sezione della trave principale
Materiale:	S 275	
$f_{yg} =$	275,00	[MPa] Resistenza di calcolo
$f_{ug} =$	430,00	[MPa] Resistenza alla trazione

Geometria trave IPE 360

Profilato:		IPN 360
$\alpha =$	0,0	[Deg] Angolo d'inclinazione
$h_{bl} =$	360	[mm] Altezza della sezione della trave
$b_{bl} =$	143	[mm] Larghezza della sezione della trave
$t_{wbl} =$	13	[mm] Spessore dell'anima della sezione della trave
$t_{fbl} =$	20	[mm] Spessore dell'ala della sezione della trave
$r_{bl} =$	13	[mm] Raggio di raccordo della sezione della trave
$A_b =$	96,91	[cm ²] Area della sezione della trave
$I_{ybl} =$	19566,00	[cm ⁴] Momento di inerzia della sezione della trave
Materiale:	S 275	
$f_{ybl} =$	275,00	[MPa] Resistenza di calcolo
$f_{ubl} =$	430,00	[MPa] Resistenza alla trazione

Intaglio della trave

$h_1 =$	35	[mm] Intaglio superiore
$h_2 =$	0	[mm] Intaglio inferiore
$l =$	140	[mm] Lunghezza dell'intaglio

Angolare

Profilato:	LU 120x120x8	
$\alpha =$	0,0	[Deg] Angolo d'inclinazione
$h_{kl} =$	120	[mm] Altezza della sezione dell'angolare
$b_{kl} =$	120	[mm] Larghezza della sezione dell'angolare
$t_{fkl} =$	8	[mm] Spessore dell'ala della sezione dell'angolare
$r_{kl} =$	13	[mm] Raggio di raccordo dell'anima della sezione dell'angolare
$l_{kl} =$	280	[mm] Lunghezza dell'angolare
Materiale:	S 275	
$f_{ykl} =$	275,00	[MPa] Resistenza di calcolo
$f_{ukl} =$	430,00	[MPa] Resistenza alla trazione

Bulloni

Classe =	8.8	Classe del bullone
$d =$	12	[mm] Diametro del bullone
$d_0 =$	13	[mm] Diametro del foro del bullone
$A_s =$	0,84	[cm ²] Area della sezione efficace del bullone
$A_v =$	1,13	[cm ²] Area della sezione del bullone
$f_{ub} =$	800,00	[MPa] Resistenza alla trazione
$k =$	1	Numero di colonne dei bulloni

Bulloni

Classe =	8.8		Classe del bullone
w =	5		Numero di file di bulloni
e ₁ =	30	[mm]	Livello del primo bullone
p ₁ =	55	[mm]	Distanza verticale

Carichi

Lato sinistro

N _{b2,Ed} =	-0,10	[kN]	Azione assiale
V _{b2,Ed} =	89,37	[kN]	Azione tagliante
M _{b2,Ed} =	0,00	[kN*m]	Momento flettente

Lato destro

N _{b1,Ed} =	-0,10	[kN]	Azione assiale
V _{b1,Ed} =	110,03	[kN]	Azione tagliante
M _{b1,Ed} =	0,00	[kN*m]	Momento flettente

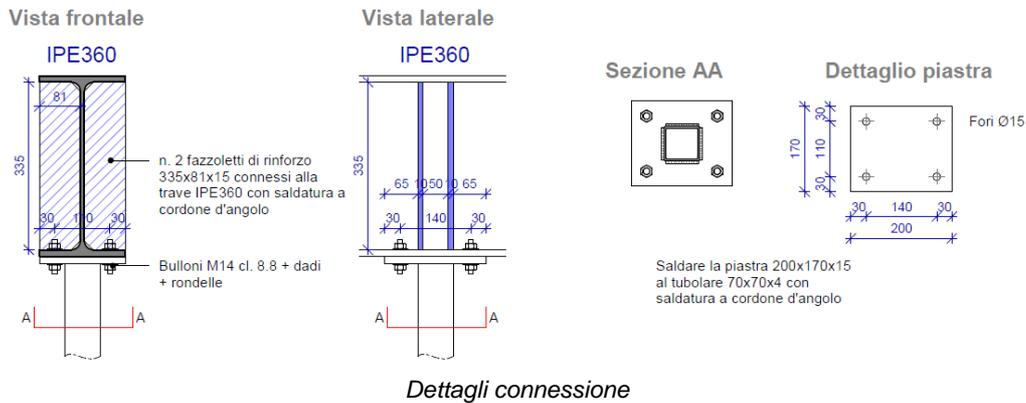
Giunto conforme alla norma	Coefficiente	0,77
-----------------------------------	--------------	------

5.3.3.3 Calcolo del giunto Trave IPE360 – Puntone 70x70x4

Dettagli del nodo

D6 - Giunto IPE360 - Tubolari 70x70x4

Scala : 1 : 10



Verifica resistenza a trazione dei bulloni

VERIFICA CONNESSIONE A TRAZIONE			
γ_{M2}	1,25		Coefficiente di sicurezza parziale per rottura
Dati bulloni			
Numero bulloni	4,00		
Tipo bullone	M14		
Classe bulloni	8.8		
f_{tbk}	800,00	N/mm ²	Resistenza a rottura del materiale della vite
d	14,00	mm	Diametro nominale della vite,
A_{res}	115,45	mm ²	Area resistente della vite
d_d	14,00	mm	diametro del dado
d_{mb}	24,49	mm	diametro medio della testa del bullone;
d_m	14,00	mm	il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone
Dati piastra			
f_{yk}	275,00	N/mm ²	Resistenza caratteristica della piastra collegata
f_{tk}	430,00	N/mm ²	Resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata
t_p	12,70	mm	spessore del piatto
Resistenze			
$F_{v,Rd}$	44 334,16	N	Resistenza a taglio di un bullone
$F_{t,Rd}$	66 501,23	N	Resistenza a trazione di un bullone
$B_{p,Rd}$	115 289,92	N	Resistenza di progetto a punzonamento del piatto collegato
F_{sd}	59 750,00	N	Sollecitazione di trazione di progetto
$F_{sd,b}$	14 937,50	N	Sollecitazione di trazione di progetto /bulloni
$F_{sd,b} < \min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$	OK		Verifica a trazione
	22%		Coefficiente

Verifica saldature

$\beta_w = 0,85$ Coefficiente di correlazione
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficiente di sicurezza parziale

Saldatura longitudinale

$\sigma_{\perp} = 58,75$ [MPa] Sollecitazione normale nella saldatura
 $\tau_{\perp} = 58,75$ [Mappa] Sollecitazione tangenziale perpendicolare
 $\tau_{\parallel} = 0,00$ [MPa] Sollecitazione tangenziale

$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 58,75 < 309,60$	verificato	(0,19)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$117,49 < 404,71$	verificato	(0,29)

5.3.3.4 Calcolo del giunto Trave IPN280 – Puntone 70x70x4

Dettagli del nodo



Dettagli connessione

Verifica saldature

5.3.3.5 Montante

$\beta_w =$	0,80	Coefficiente di correlazione
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficiente di sicurezza parziale
Saldatura longitudinale		
$\sigma_{\perp} =$	59,90 [MPa]	Sollecitazione normale nella saldatura
$\tau_{\perp} =$	59,90 [MPa]	Sollecitazione tangenziale perpendicolare
$\tau_{\parallel} =$	0,00 [MPa]	Sollecitazione tangenziale

$ \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ 59,90 < 259,20$	verificato	(0,23)
$\sqrt{ \sigma_{\perp} ^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$119,81 < 360,00$	verificato	(0,33)

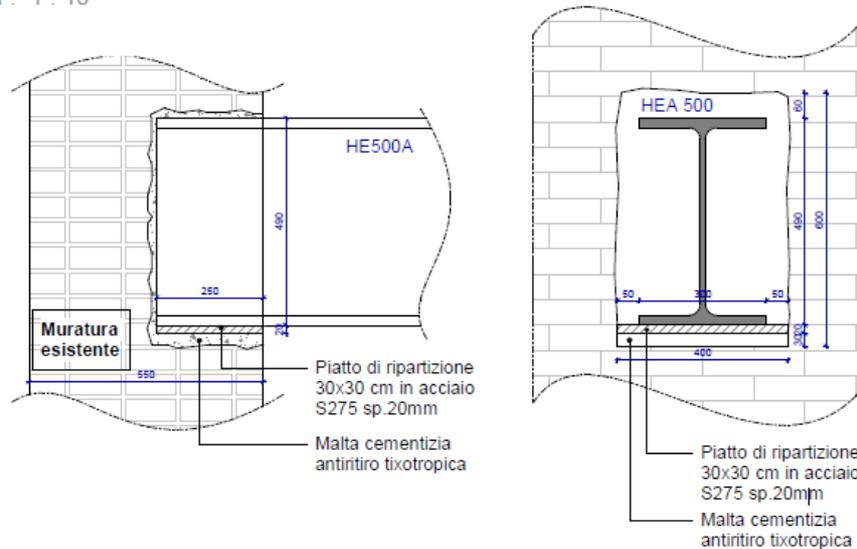
5.3.4 Verifica a compressione degli appoggi

Sono previste delle tasche per appoggiare le travi in acciaio alla muratura esistente. Di conseguenza si effettuano delle verifiche per i seguenti nodi:

Appoggio trave HEA500

D1 - Appoggio trave HEA500

Scala : 1 : 10



Dettagli tasca per HEA500

Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M = 2$

Resistenza a compressione della muratura: 34.50 daN/cm²

Dimensione appoggio: 40 x 25 cm

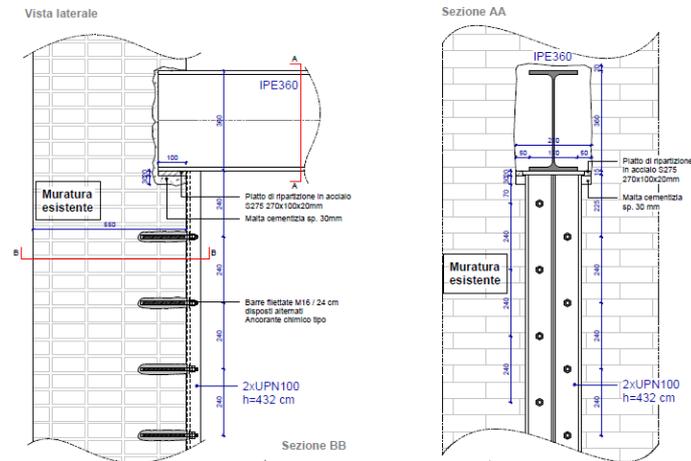
Taglio massimo allo SLU: 13706 daN

La sollecitazione è pari a: $F = 13706 / (40 \cdot 25) = 13.70$ daN/cm²

Resistenza di progetto secondo [4.5.2]: $f_d = 34.50 / 2 = 17.25$ daN/cm²

La verifica è soddisfatta.

Appoggio IPE360



Dettagli appoggio per IPE360

La trave si appoggia contemporaneamente sulla muratura attraverso una tasca di dimensione 15x27 cm e su due profili UPN ancorati nella muratura esistente. La muratura riprende 60% e gli UPN 40%:

Verifica a compressione della muratura

Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M = 2$

Resistenza a compressione della muratura: 34.50 daN/cm²

Dimensione appoggio: 15 x 27 cm

Taglio massimo allo SLU: $0.60 \cdot 11\,172 = 6700$ daN

La sollecitazione è pari a: $F = 6700 / (15 \cdot 27) = 16.55$ daN/cm²

Resistenza di progetto secondo [4.5.2]: $f_d = 34.50 / 2 = 17.25$ daN/cm²

La verifica è soddisfatta.

Per i nuovi appoggi delle travi di rinforzo è previsto una malta cementizia antiritiro di tipo SikaGrout®-212 con le seguenti caratteristiche:

Proprietà meccaniche

Resistenze a compressione* (EN 196-1)	1 giorno: ≥ 30 MPa	7 giorni: ≥ 45 MPa	28 giorni: ≥ 50 MPa
---------------------------------------	-----------------------	-----------------------	------------------------

Resistenze a flessione* (EN 196-1)	28 giorni: ≥ 8 MPa
------------------------------------	-----------------------

Tests in accordo con UNI 6009 M:D: 3.6.68. Tutte le caratteristiche indicate con () sono riferite ad un rapporto di miscelazione⁰⁶ di 3,92 litri di acqua per ogni sacco da 28 kg (malta a consistenza fluida), indurimento a +20°C, umidità relativa 65%

Requisiti come da EN 1504-6

	Metodo di prova	Risultati	Requisiti
Resistenza allo strappo	prEN 1881	~ 0,40 mm	Spostamento ≤ 0,6 mm al carico di 75 KN
Contenuto di ione cloro	EN 1015-17	~ 0,02%	≤ 0,05%
Sostanze pericolose (cromo VI)	EN 196-10	< 0,0002%	< 0,0002%
Reazione al fuoco	EN 13501-1	A1	Euroclasse
Resistenza a compressione	EN 12190	≥ 55 MPa	-
Lavorabilità	EN 13395-2	≥ 500 mm	-

GP PROJECT SRL

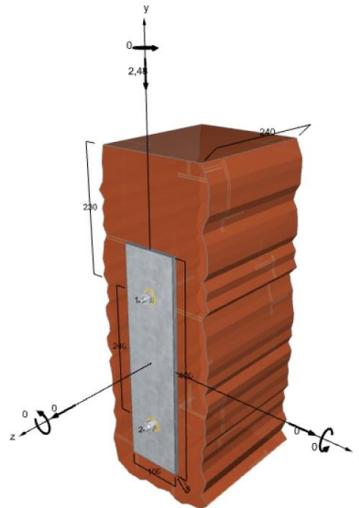
Sede Amministrativa : Via P. Tamburini, 6 – 20123 – MILANO (MI)

Sede Operativa : Centro Direzionale Milanofiori, Strada 6 Pal. N3 – 20089 – ROZZANO (MI)

P.I. 05835490961 - REA n° MI-1852211

Tel: + 39 02 89208164 - www.gpproject.eu - E mail: info@gpproject.eu

Verifica a taglio degli ancoraggi nella muratura



Vista 3D connessione

Ancorante

Sistema di ancoranti	Sistema a iniezione fischer FIS V con barra filettata FIS A oppure RG M
Resina a iniezione	FIS V-BOND 300 T
Elemento di fissaggio	FIS AM 12 x 120 8.8, gvz 8.8
Profondità di ancoraggio	50 mm
Dati di progettazione	ETA-10/0383 (07.07.2020)



Unità di misura

Geometria	mm
Valori di progetto delle azioni	kN, kNm

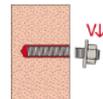
Resistenza ai carichi di taglio

Verifica	Carico kN	Capacità kN	Sfruttamento β_v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	1,24	27,20	4,6
Rottura locale del mattone	2,48	4,80	51,7

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{V_{Ms}}$$

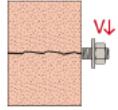


$V_{Rk,s}$ kN	V_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{v,s}$ %
34,00	1,25	27,20	1,24	4,6

Ancorante n°	$\beta_{v,s}$ %	Gruppo N°	Beta decisivo
1	4,6	1	$\beta_{v,s,1}$
2	4,6	2	$\beta_{v,s,2}$

Rottura locale del mattone

$$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,b}^g = \frac{\alpha_{j,v} \cdot V \cdot V_{Rk,b}^g}{V_{Mm}}$$



$\alpha_{j,v}$	$V_{Rk,b}^g$ kN	V_{Mm}	$V_{Rd,b}^g$ kN	V_{Ed}^g kN	$\beta_{v,b}$ %
1,00	6,00	2,50	4,80	2,48	51,7

Resistenza per carichi combinati di trazione e taglio

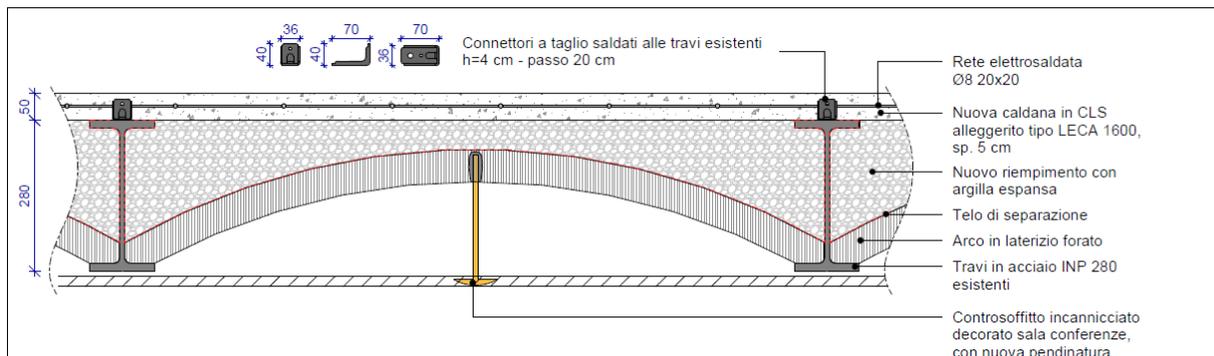
Sfruttamento decisivo per azione di taglio $\beta_v = 51,67 \%$



Verifica soddisfatta

5.3.5 Verifica del solaio collaborante

In modo di migliorare il comportamento a flessione delle travi esistenti, si prevede la messa in opera di una soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito di tipo Leca 1600 connesse alle travi esistenti tramite connettori a taglio saldati sulle ale superiori delle travi.



Dettagli connessione soletta collaborante

DATI

Verifiche secondo il D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e UNI EN 1994-1-1:2005 "Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici".

TIPOLOGIA

Trave puntellata				
Limiti di deformabilità			Solai o coperture che reggono finiture fragili	
Freccia per carichi variabili		< L /	350	
Inflessione massima finale		< L /	250	

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA

Carichi	Permanenti	γ_G	1,30	-
	Variabili	γ_Q	1,50	-
Materiali	Acciaio strutturale	γ_a	1,05	-
	Calcestruzzo	γ_c	1,50	-
	Connettori	γ_v	1,25	-

GEOMETRIA

	Luce netta muro - muro	L_{netta}	584	cm
	Lunghezza di calcolo	L_{calc}	584	cm
	Interasse travi - larghezza di carico	i	125	cm
	Spessore soletta	s	5	cm
	Base efficace	b_{eff}	125	cm

IPN 280	Altezza profilo	h	280,0	mm
	Base ala	b_f	119,0	mm
	Spessore ala	t_f	15,2	mm
	Spessore anima	t_w	10,1	mm
	Raggio anima-ala	r	10,1	mm
	Area totale	A_a	6100,0	mm ²
	Momento di inerzia	I_y	7,6E+07	mm ⁴
	Modulo di resistenza a flessione elastico	W_y	542000	mm ³
	Modulo di resistenza a flessione plastico	$W_{pl,y}$	632000	mm ³

MATERIALI

Acciaio S235 - ex Fe360	Tensione a snervamento	f_y	235	MPa
	Tensione a rottura	f_u	360	MPa
	Modulo elastico	E_s	210000	MPa
	Allungamento a rottura	ϵ_u	28	%
Leca Cls 1600	Resistenza a compressione	f_{ck}	31,5	MPa
	Densità in opera	ρ	1750	kg/m ³
	Modulo elastico	E_c	20000	MPa

CARICHI

Peso proprio	Trave e soletta	G_1	1,26	kN/m ²
	Eventuali tavelloni/voltine e riempimento		1,00	kN/m ²
Permanenti		G_2		kN/m ²
	Altri permanenti		1,60	kN/m ²
Variabili	B2 - Uffici aperti al pubblico	Q	3,00	kN/m ²

VERIFICHE - 2.02

VERIFICHE - RISULTATI

FASE I - SOLA TRAVE IN ACCIAIO

Calcolo elastico

SLU	Classe sezione: -				$G_{GQ} + Q_{GQ}$ -	kN/m
		M_{Sd1} -	kNm		V_{Sd1} -	kN
		$M_{el Rd}$ -	kNm		$V_{el Rd}$ -	kN
		Verifica momento	=	-	Verifica taglio	=
SLE	Inflessione -		mm	= L / -		

FASE II - SEZIONE MISTA

Calcolo elastico

SLU	Classe sezione: 1				$G_{GQ} + Q_{GQ}$	11,89 kN/m
	Posizione asse neutro dall'estradosso soletta in calcestruzzo					135,9 mm
	Altezza totale sezione					330,0 mm
		M_{Sd}	50,71 kNm		V_{Sd}	34,73 kN
		$M_{el Rd}$	52,62 kNm		$V_{pl,a Rd}$	380,04 kN
		Verifica momento	0,96	-	Verifica taglio	0,09
SLE	Posizione asse neutro dall'estradosso soletta in cls					135,9 mm
	Coefficiente di omogenizzazione istantaneo					10,50 -
	Coefficiente di omogenizzazione a tempo infinito					21,00 -
	Momento di inerzia sezione omogeneizzata istantaneo					1,6E+08 mm ⁴
	Momento di inerzia sezione omogeneizzata a tempo infinito					1,3E+08 mm ⁴

INFLESSIONE

	Controfreccia δ_0					mm
	Fase 1 δ_1				0 + 2,19	mm
	Fase 2 δ_2				2,54	mm = L / 952
	Ritiro del calcestruzzo				3,60	mm
	Totale δ_{max} con ritiro				8,32	mm = L / 702

CONNESSIONE

Connettore CentroStorico Acciaio Avvitato

Scorrimento sollecitante minimo totale per trave		S_d	255	kN
Scorrimento resistente totale per trave		S_r	265	kN
Resistenza connettore		P_{Rd}	20,40	kN
Massimo scorrimento	τb_{a10}	16,31	≤	20,40 kN

	cm	Spaziatura		N° connettori	
		cm		effettivi	per trave a m ²
Passo costante	L = 584	20,9		28	28 4

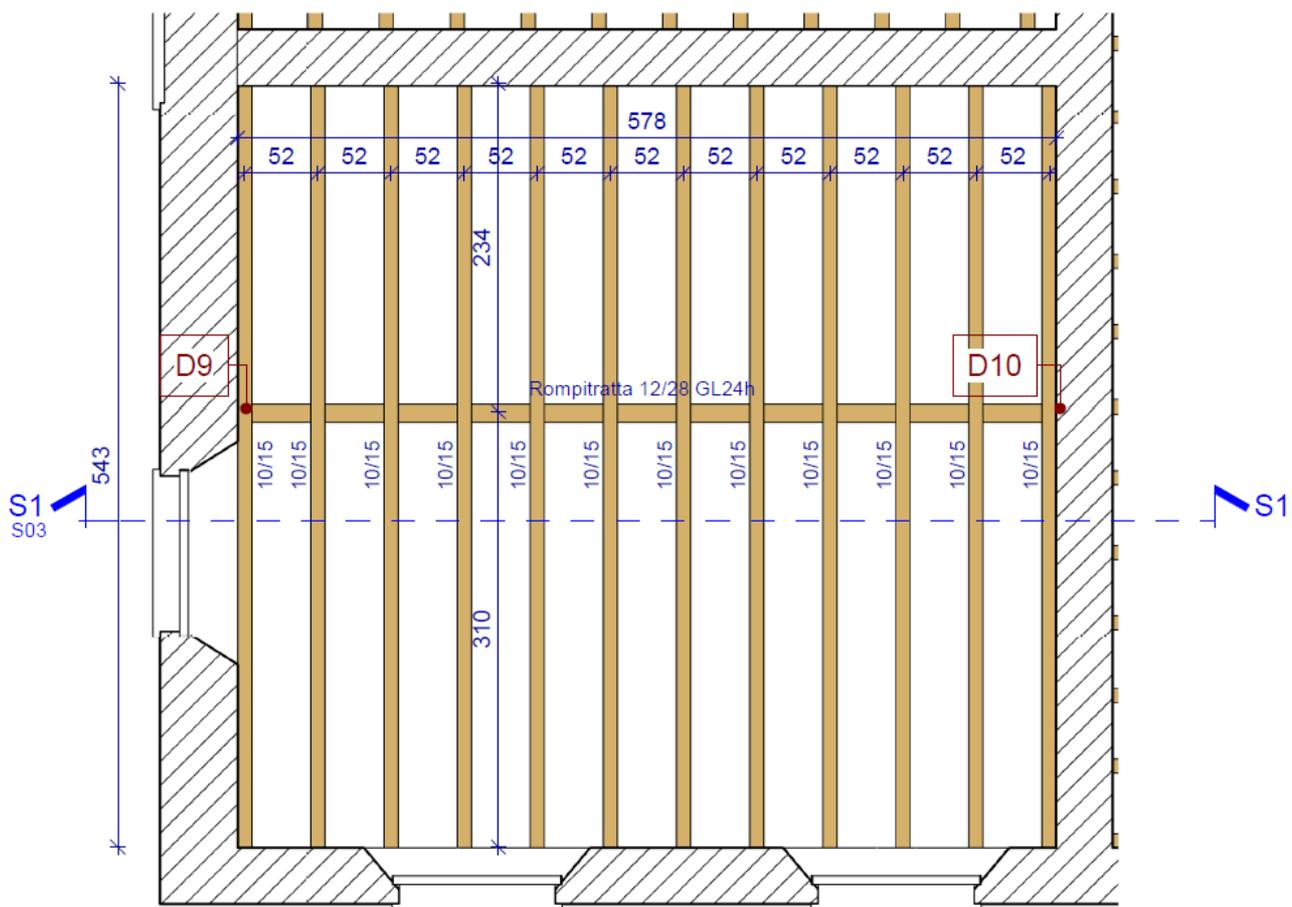
ARMATURA

Rete elettrosaldata **1,16** cm²/m ---

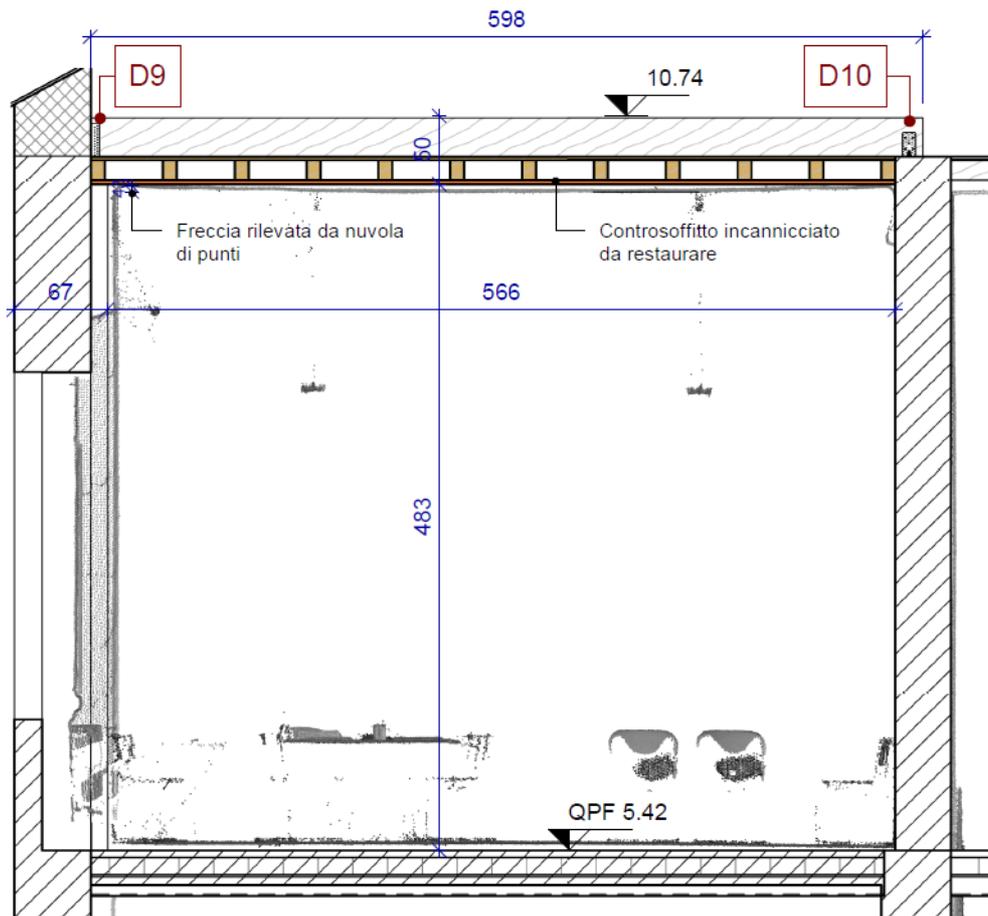
6 CONSOLIDAMENTO SOLAIO IN LEGNO

6.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Questo intervento consiste nel rinforzo parziale del solaio in legno del sottotetto. Le travi esistenti presentano una freccia non adatta (rilevata pari a 43mm della nuvola dei punti) al supporto del controsoffitto incannucciato incollato alla parte inferiori delle travi. Le travi esistenti in legno massiccio sono state schematizzate come incernierate a entrambe le estremità. Una trave rompitratta in legno lamellare impostata perpendicolarmente all'orditura delle travi esistenti costituisce un appoggio supplementare in modo di limitare la freccia ed è stata schematizzata come incernierata a entrambe le estremità, con appoggio sulle murature perimetrali esistenti. È stata effettuata una verifica statica degli elementi componenti dei solai in legno.



Vista in pianta intervento



Sezione dell'intervento

6.2 ANALISI DELLA STRUTTURA

6.2.1 Normativa, Metodo Di Calcolo, Assunzioni Per l'analisi E Il Calcolo Delle Azioni

La normativa utilizzata per la verifica degli elementi strutturali è il D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”. Per tutto quello non specificato in detta norma, si è fatto riferimento alla CNR-DT 206/2007 “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno” ed alla UNI EN 1995-1-1:2009 “Progettazione delle strutture di legno”.

Il calcolo delle azioni sulla struttura è stato condotto secondo le seguenti assunzioni:

- comportamento elastico-lineare dei materiali;
- sovrapposizione degli effetti;
- metodo semiprobabilistico agli stati limite;
- vita nominale $VN \geq 50$ anni (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale)
- classe d'uso II

6.2.2 Carichi considerati

Nel calcolo delle azioni si sono considerati i seguenti carichi:

Permanenti portati strutturali G1

Tavolata esistente in abete sp 25mm	0,14 kN/mq
Totale	0,14 kN/mq

Permanenti portati non strutturali G2

Isolante	0,07 kN/mq
Impianti	0,10 kN/mq
Controsoffitto	0,20 kN/mq
Totale	0,37 kN/mq

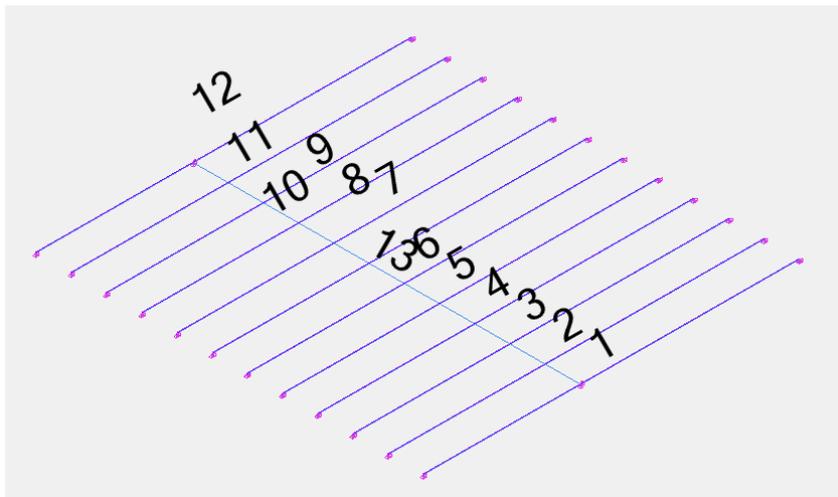
Sovraccarichi

Sottotetto accessibile solo per la manutenzione	1,00 kN/mq
---	------------

6.2.3 Combinazioni di azioni

Descrizione combinazioni			
Nr.	Nome	Dettagli	Codice
101	1.3x[1 G]	1.30*1	ECELUSTR
102	1.3x[1 G]+1.5x[2 Q]	1.30*1 + 1.50*2	ECELUSTR
103	1x[1 G]	1.00*1	ECELSCQ
104	1x[1 G]+1x[2 Q]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSCQ
105	1x[1 G]	1.00*1	ECELSFQ
106	1x[1 G]+0.5x[2 Q]	1.00*1 + 0.50*2	ECELSFQ
107	1x[1 G]	1.00*1	ECELSQP
108	1x[1 G]+0.3x[2 Q]	1.00*1 + 0.30*2	ECELSQP

6.2.4 Descrizione degli elementi



Vista 3D modello

6.2.5 Convenzioni utilizzate:

La convenzione dei segni utilizzati è la seguente:

F_x : forza lungo x

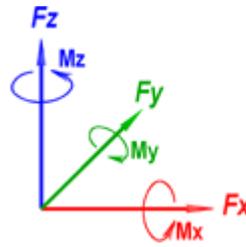
F_y : forza lungo y

F_z : forza lungo z

M_x : Momento torcente intorno all'asse x

M_y : Momento flettente attorno l'asse y

M_z : Momento flettente attorno l'asse z

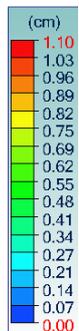
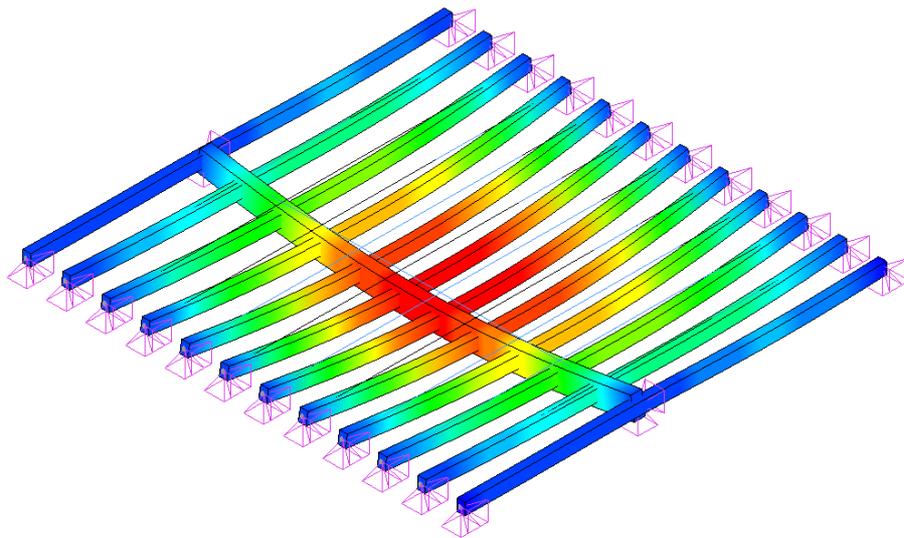


6.3 VERIFICHE

6.3.1 Diagrammi

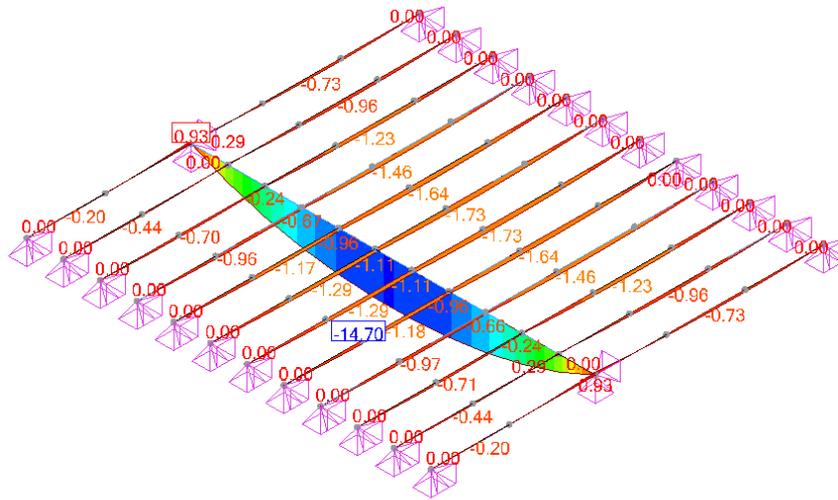
Si può evincere che la freccia elastica massima è pari a 11 mm, che risulta inferiore al $L/350$ (=16,5 mm) indicato dalla norma.

Visa L.TENTE
Analisi: TCF 1 1x(1 6)+1x(2 0)
Lineare: 0 Elemento Superficiale: 0
Assi local: 1



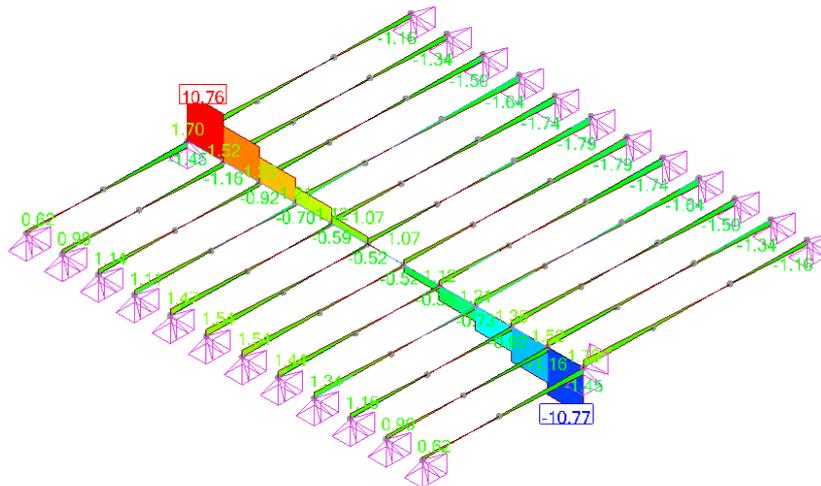
1 Spostamenti SLE

Vista L.TENTE
 Analisi: 1C2 (1.3x(1 G)+1.5x(2 Q))
 Lineare - My
 Assi local

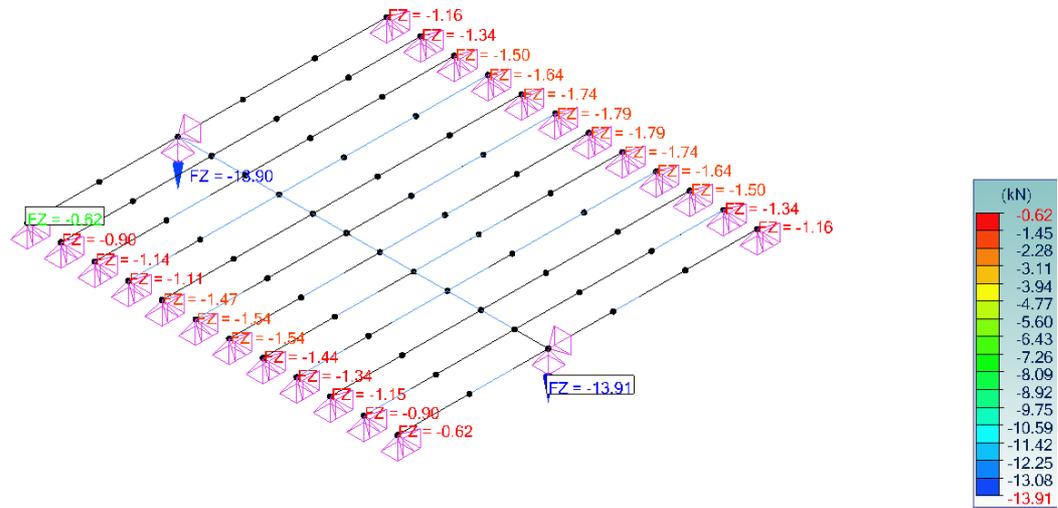


2 Forze My - SLU

Vista L.TENTE
 Analisi: 1C2 (1.3x(1 G)+1.5x(2 Q))
 Lineare - Fz
 Assi local



3 Forze Fz - SLU



4 Forze FZ - SLU

6.3.2 Risultati

La verifica degli elementi strutturali è stata condotta secondo quanto previsto nelle NTC 2018 per le strutture in legno.

Si riportano di seguito le principali verifiche degli elementi strutturali di solaio; si rimanda al fascicolo dei calcoli per tutte le verifiche di dettaglio.

Tasso di lavoro massimo: per elemento					
Id	Sezione	Lf (m)	Ld (m)	Tasso di lavoro (%)	Caso
1	R10*15	5.34	5.34	17	102
2	R10*15	5.34	5.34	17	102
3	R10*15	5.34	5.34	22	102
4	R10*15	5.34	5.34	26	102
5	R10*15	5.34	5.34	30	102
6	R10*15	5.34	5.34	31	102
7	R10*15	5.34	5.34	31	102
8	R10*15	5.34	5.34	30	102
9	R10*15	5.34	5.34	26	102
10	R10*15	5.34	5.34	22	102
11	R10*15	5.34	5.34	17	102
12	R10*15	5.34	5.34	17	102
13	R14*28	5.50	5.50	45	102

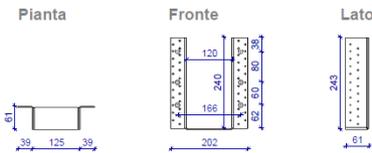
Frecce massime: per elemento					
Id	Sezione	Lf (m)	Ld (m)	Frecce (%)	Caso
1	R10*15	5.34	5.34	Winst: 8	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 9	104
		5.34	5.34	Wfin: 5	104
2	R10*15	5.34	5.34	Winst: 22	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 23	104
		5.34	5.34	Wfin: 14	104
3	R10*15	5.34	5.34	Winst: 36	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 39	104
		5.34	5.34	Wfin: 23	104
4	R10*15	5.34	5.34	Winst: 49	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 52	104
		5.34	5.34	Wfin: 31	104
5	R10*15	5.34	5.34	Winst: 57	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 61	104
		5.34	5.34	Wfin: 37	104
6	R10*15	5.34	5.34	Winst: 62	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 66	104
		5.34	5.34	Wfin: 39	104
7	R10*15	5.34	5.34	Winst: 62	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 66	104
		5.34	5.34	Wfin: 39	104
8	R10*15	5.34	5.34	Winst: 57	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 61	104
		5.34	5.34	Wfin: 37	104
9	R10*15	5.34	5.34	Winst: 49	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 52	104
		5.34	5.34	Wfin: 31	104
10	R10*15	5.34	5.34	Winst: 36	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 39	104
		5.34	5.34	Wfin: 23	104
11	R10*15	5.34	5.34	Winst: 22	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 23	104
		5.34	5.34	Wfin: 14	104
12	R10*15	5.34	5.34	Winst: 8	104
		5.34	5.34	Wnetfin: 9	104
		5.34	5.34	Wfin: 5	104
13	R14*28	5.50	5.50	Winst: 57	104
		5.50	5.50	Wnetfin: 49	104
		5.50	5.50	Wfin: 49	104

6.3.3 Verifiche dei collegamenti

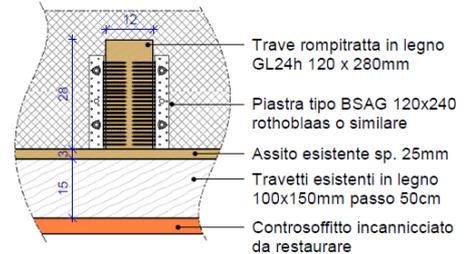
6.3.3.1 Collegamenti trave/cordolo CA esistente

Dettaglio piastra

Dettaglio piastra tipo BSAG 120x240 rothoblaas o similare
 Fissaggio lato legno: n.34 LBA 4x60
 Fissaggio lato c.a.: n. 4 barre M12x120 cl 8.8
 + ancorante chimico tipo EPO-FIX PLUS o similare

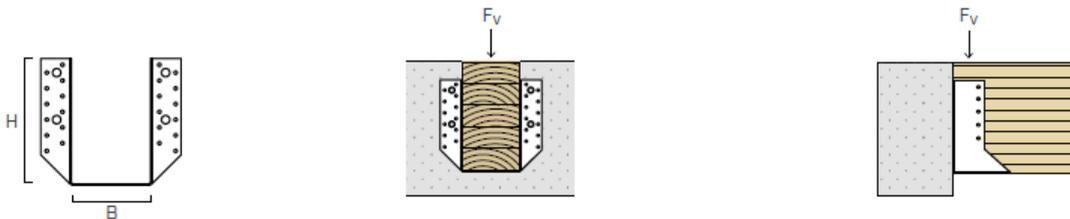


Sezione AA



Dai calcoli, risultano i valori seguenti:

Taglio allo SLU VEd = 10.76 kN ovvero 5.38 kN per lato.



BSAG - GRANDE MISURA		FISSAGGI		VALORI CARATTERISTICI	
B	H	ancorante VIN-FIX PRO ⁽²⁾	chiodi LBA	$R_{v,k \text{ timber}}$	$R_{v,k \text{ steel}}$
[mm]	[mm]	$[n_{\text{bolt}} - \varnothing \times L]$ ⁽³⁾	$[n_L - \varnothing \times L]$ ⁽⁴⁾	[kN]	[kN]
100	240	6 - M12 x 130	30 - Ø4 x 60	75,6	59,4
100	280	6 - M12 x 130	34 - Ø4 x 60	85,1	59,4
120	240	6 - M12 x 130	30 - Ø4 x 60	75,6	59,4
120	280	6 - M12 x 130	34 - Ø4 x 60	85,1	59,4
140	240	6 - M12 x 130	30 - Ø4 x 60	75,6	59,4
140	280	6 - M12 x 130	34 - Ø4 x 60	85,1	59,4
160	160	4 - M12 x 130	18 - Ø4 x 60	47,3	39,6
160	200	6 - M12 x 130	22 - Ø4 x 60	56,7	59,4
160	240	6 - M12 x 130	30 - Ø4 x 60	75,6	59,4
160	280	6 - M12 x 130	34 - Ø4 x 60	85,1	59,4
160	320	6 - M12 x 130	38 - Ø4 x 60	94,6	59,4
180	220	6 - M12 x 130	26 - Ø4 x 60	66,2	59,4
180	280	6 - M12 x 130	34 - Ø4 x 60	85,1	59,4
200	200	6 - M12 x 130	22 - Ø4 x 60	56,7	59,4
200	240	6 - M12 x 130	30 - Ø4 x 60	75,6	59,4

Per quanto riguarda il fissaggio della piastra:

Materiale base

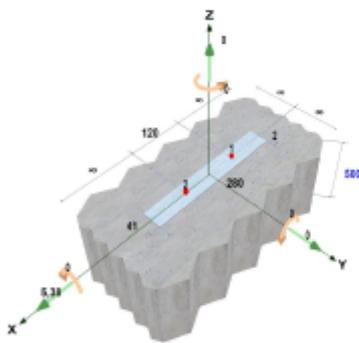
Fessurato Calcestruzzo		
Spessore materiale base	500	mm
Classe resistenza	C20/25	
$f_{ct,cube}$	25	N/mm ²
Temp.breve termine	40	°C
Temp.lungo termine	24	°C

Vertici piastra

Vertice	X	Y
1	-140,0	-20,5
2	-140,0	20,5
3	140,0	20,5
4	140,0	-20,5

Profilo

Profilo selezionato	Non è stato impostato nessun profilo	
Eccentricità	X: 0,0	mm
	Y: 0,0	mm



Installazione

Nessun braccio di leva

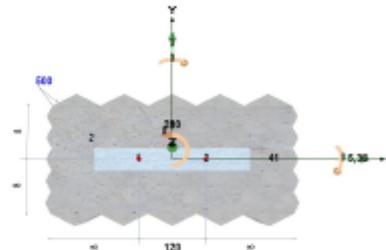
Piastra ancoraggio

Ipotesi di piastra rigida	
Spessore della piastra	2 mm
Forma piastra	Rettangolare
Lunghezza lato	280 x 41 mm

Posizione ancoranti

Ancorante	X	Y	Asole -x	Asole -y
1	-60,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	60,0	0,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

= Asole



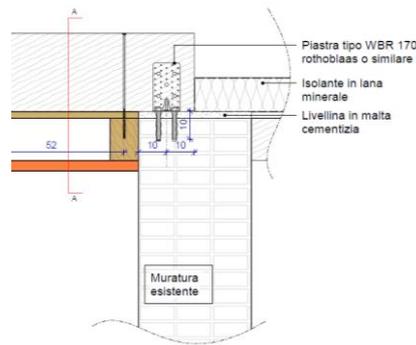
Prodotto selezionato

Ancorante (nome)	EPO-FIX PLUS, 8.8 - Chimico
Certificazione	
Dimensione	
Codice articolo	EPO385
Rivestimento/Materiale	Zincato

Combinazione trazione e taglio

	Ancorante	Trazione (β_N)	Taglio (β_V)	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	1	0,0%	16,0%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	2,6%	✓
Calcestruzzo	1	0,0%	9,0%	$\beta = (\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5})$	2,7%	✓

6.3.3.2 Collegamenti trave rompitratta/muro esistente



Dettaglio collegamento

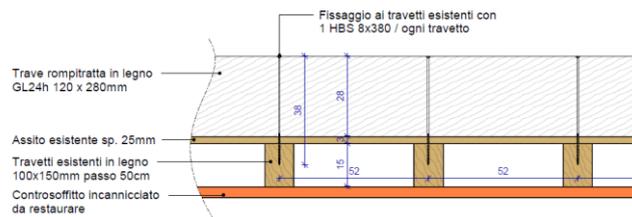
Dai calcoli, risultano i valori seguenti:

Taglio allo SLU VEd = 10.76 kN

CODICE	tipo	NUMERO FISSAGGI				VALORI CARATTERISTICI	
		fissaggio fori Ø5 Ø x L [mm]	n _v pz.	fissaggio fori Ø11 n _H pz.	fissaggio fori Ø13 n _H pz.	R _{2/3,k}	
						R _{2/3,k} [kN]	Bolt _{2/3} ⁽¹⁾ k _{t⊥}
1 WBR100	chiodi LBA	Ø4,0x60	26	2	-	8,9	1,11
2 WBR10020	chiodi LBA	Ø4,0x60	26	2	-	10,2	0,63
3 WBR90110	chiodi LBA	Ø4,0x60	17	-	2	7,1	0,71
4 WBR170	chiodi LBA	Ø4,0x60	49	-	4	11,0	0,65

I valori caratteristici legno-calcestruzzo sono calcolati ipotizzando che parte del momento dato dalle eccentricità si distribuisca sulla chiodatura. Altri schemi statici sono valutabili dal progettista.

6.3.3.3 Collegamenti trave in legno esistente/trave rompitratta



Dettaglio collegamento

Dai calcoli, risultano i valori seguenti:

Taglio allo SLU VEd = 1.59 kN

geometria				TAGLIO				TRAZIONE		
				legno-legno	legno-legno con rondella	acciaio-legno piastra sottile ⁽²⁾	acciaio-legno piastra spessa ⁽³⁾	estrazione filetto ⁽⁴⁾	penetrazione testa ⁽⁵⁾	penetrazione testa con rondella ⁽⁵⁾
d_1 [mm]	L [mm]	b [mm]	A [mm]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{V,k}$ [kN]	$R_{ax,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]	$R_{head,k}$ [kN]
80	52	28		2,59	3,31		4,00	5,25	2,38	7,08
100	52	48		3,28	4,00		4,00	5,25	2,38	7,08
120	60	60		3,28	4,20		4,20	6,06	2,38	7,08
140	60	80		3,28	4,20		4,20	6,06	2,38	7,08
160	80	80		3,28	4,45		4,70	8,08	2,38	7,08
180	80	100		3,28	4,45		4,70	8,08	2,38	7,08
200	80	120		3,28	4,45		4,70	8,08	2,38	7,08
220	80	140		3,28	4,45		4,70	8,08	2,38	7,08
240	80	160		3,28	4,45		4,70	8,08	2,38	7,08
260	80	180		3,28	4,45		4,70	8,08	2,38	7,08
280	80	200		3,28	4,45		4,70	8,08	2,38	7,08
300	100	200		3,28	4,45		5,21	10,10	2,38	7,08
320	100	220		3,28	4,45		5,21	10,10	2,38	7,08
340	100	240		3,28	4,45		5,21	10,10	2,38	7,08
360	100	260		3,28	4,45		5,21	10,10	2,38	7,08
380	100	280		3,28	4,45		5,21	10,10	2,38	7,08
400	100	300		3,28	4,45		5,21	10,10	2,38	7,08
440	100	340		3,28	4,45		5,21	10,10	2,38	7,08
480	100	380		3,28	4,45		5,21	10,10	2,38	7,08
520	100	420		3,28	4,45		5,21	10,10	2,38	7,08

7.2 METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli Stati Limite definito dalle NTC 2018. Le azioni di calcolo sollecitanti la struttura, la loro combinazione e le proprietà fisico-meccaniche dei materiali strutturali e dei terreni di fondazione, in termini di capacità di prestazione, sono state considerate mediante le modalità indicate nella normativa vigente.

7.3 PROGRAMMI DI CALCOLO UTILIZZATI

Per la verifica delle strutture in calcestruzzo armato sono stati utilizzati i software seguenti

- Advance per il calcolo agli elementi finiti delle strutture e le verifiche delle sezioni in acciaio
- VCA SLU per la verifica delle sezioni in calcestruzzo armato allo SLU e allo SLE

7.4 ANALISI STRUTTURALE MEDIANTE ADVANCE DESIGN

Le analisi agli elementi finiti sono state condotte tramite il software Advance Design prodotto dalla Graitec.

7.5 VERIFICHE MEDIANTE VCASLU (GELFI)

Le verifiche allo SLU e allo SLE delle diverse sezioni strutturali sono state effettuate attraverso il programma di calcolo VcaSlu dal prof. Piero Gelfi, versione 7.8.

Il programma VcaSlu consente la Verifica di sezioni in Cemento Armato normale e precompresso, soggette a presso-flessione o tenso-flessione retta o deviata sia allo Stato Limite Ultimo che con il Metodo n. Permette inoltre di tracciare il Domino M-N, il diagramma Momento-Curvatura per la verifica di stabilità con il metodo della Colonna-Modello ed il Dominio M_x - M_y .

Convenzioni di segno

L'azione assiale è positiva se di compressione. I momenti flettenti M_x e M_y positivi comprimono le fibre dalla parte degli assi positivi (spigolo in alto a destra).

Sono positive le tensioni di trazione sia nel calcestruzzo che nell'acciaio. I segni sono inoltre indicati dal colore: blu per le trazioni e rosso per le compressioni.

7.6 MODELLAZIONE DELLA FONDAZIONE

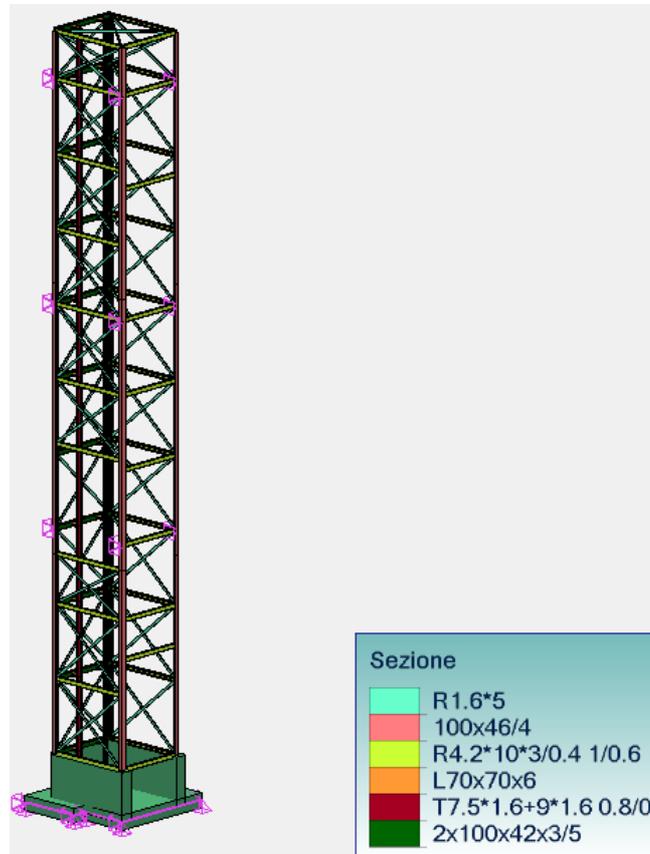
La platea di fondazione in calcestruzzo armato è stata modellata utilizzando elementi shell. Si considera un vincolo al suolo di tipo elastico modellato con delle molle alla Winkler aventi rigidità pari a 1.5 kg/cm²/cm.

7.7 MODELLAZIONE DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

La struttura è costituita da profili aperti laminati a freddo. Le guide dell'ascensore sono ancorate su delle traverse doppie a C che sono fissati su dei montanti verticali. La struttura si appoggia semplicemente su una fossa in calcestruzzo armata ed è fissata con delle piastre che permettono di riprendere il taglio e lo sforzo normale in piedi.

L'ascensore essendo all'interno dell'edificio, la struttura sorregge solo le azioni orizzontali trasmesse dalla cabina, il peso proprio e le azioni sismiche. Le azioni orizzontali sono riprese con delle croce di

Sant'Andrea e la struttura è vincolata all'edificio esistente in modo di limitare la deformazione del castelletto.



Modello ascensore

7.8 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la verifica delle strutture sono stati utilizzati i seguenti materiali:

7.8.1 Calcestruzzo

Sono definite le seguenti proprietà meccaniche:

- R_{ck} = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo su provino cubico;
- f_{ck} = resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo su provino cilindrico;
- f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo su provino cilindrico;
- f_{cm} = resistenza media a compressione del calcestruzzo su provino cilindrico;
- f_{ctm} = resistenza media a trazione del calcestruzzo su provino cilindrico;
- f_{ctk} = resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo su provino cilindrico;
- f_{ctd} = resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo su provino cilindrico;
- E_c = modulo di elasticità del calcestruzzo;
- G = modulo di elasticità trasversale;

- ν = coefficiente di Poisson;
- α = coefficiente di espansione termica lineare;
- ρ = densità;
- γ = peso specifico;

Classe di resistenza	C25/30 per i setti C30/37 per la platea
Resistenza caratteristica cubica	Rck = 25 MPa per i setti Rck = 30 Mpa per la platea
Resistenza caratteristica cilindrica	fck = 0.83*25 = 20.75 Mpa fck = 0.83*30=24.9 MPa
Modulo elastico (Ecm)	31447.1 MPa
Accorciamento ultimo a flessione	0.35 %
Accorciamento ultimo a compressione	0.20 %
Resistenza di progetto a compressione	fcd = (0.85*0.83*25)/1.5=11.8 Mpa fcd = (0.85*0.83*30)/1.5=14.1 Mpa
Classe di esposizione	XC1 (setti) XC2 (fondazioni)

7.8.2 Acciaio per c.a.

Denominazione	B450C
Legge costitutiva	bilineare
1.00 %	1.00 %
Resistenza allo snervamento	fy = 450 MPa
Resistenza a rottura	ft = 540 MPa
Coefficiente di sicurezza	ys = 1.15
Resistenza di progetto	fyd = 391.3 MPa

7.8.3 Acciaio per carpenteria

- Acciaio S235JR
- Viti classe 8.8
- Dadi classe 8 – 6S
- Bulloni classe 8.8

7.8.3.1 Acciaio S235JR

Peso	$\gamma_a = 78.50 \text{ kN/m}^3$
Modulo di elasticità tangenziale	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Resistenza a rottura per trazione	$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

7.8.3.2 Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese	$\gamma_{M2} = 1.25$

7.9 ANALISI DEI CARICHI DA GRAVITÀ

Le azioni considerate nell'analisi della struttura sono le seguenti:

7.9.1 Azioni permanenti strutturali e non strutturali

Peso proprio struttura costituita da castelletto metallico

7.9.2 Azioni accidentali impianto ascensore

Le azioni sotto riportate, sono le azioni che l'impianto ascensore trasferisce sulla struttura, tali azioni sono fornite dal produttore dell'impianto ascensore. Nelle successive verifiche, non sono considerate altre forze. È responsabilità del costruttore e direttore lavori verificare se l'impianto trasferisce altre forze o forze maggiori di quelle indicate alla struttura del castelletto di seguito verificata.

Spinte sulle guide in caso di intervento dei blocchi paracadute

$F_x = 5400 \text{ N}$ sul piano perpendicolare alle guide

$F_y = 2200 \text{ N}$ sul piano parallelo alle guide

7.10 CARICHI DA NEVE

La struttura essendo all'interno del fabbricato esistente, i carichi di neve sono trascurabili.

7.11 CARICHI DA VENTO

La struttura essendo all'interno del fabbricato esistente, i carichi di vento sono trascurabili.

7.12 ANALISI DEI CARICHI SISMICI

7.12.1 Periodo Di Riferimento Per l'azione Sismica

Vita nominale V_N

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali.

Si assume una vita normale pari a $V_N = 50$ anno (tabella 2.4.I delle NTC).

Classe d'uso

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, si assume una classe d'uso II. Il coefficiente associato è pari a $C_U = 1,0$ (tabella 2.4.II delle NTC).

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Dai dati sopra citati, si ottiene un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a $V_R = V_N \times C_U = 50$ che corrisponde ad un periodo di ritorno pari a $TR = 495$ anni (probabilità di superamento del 10%).

7.12.2 Regolarità strutturale

La struttura è regolare. Si adotta un coefficiente $K_R = 1$.

7.12.3 Fattore di struttura q

Si assuma che la struttura sismo-resistenti in acciaio è classificata come struttura intelaiata con una classe di duttilità non dissipativa. La norma indica un fattore di struttura q pari a 1.00.

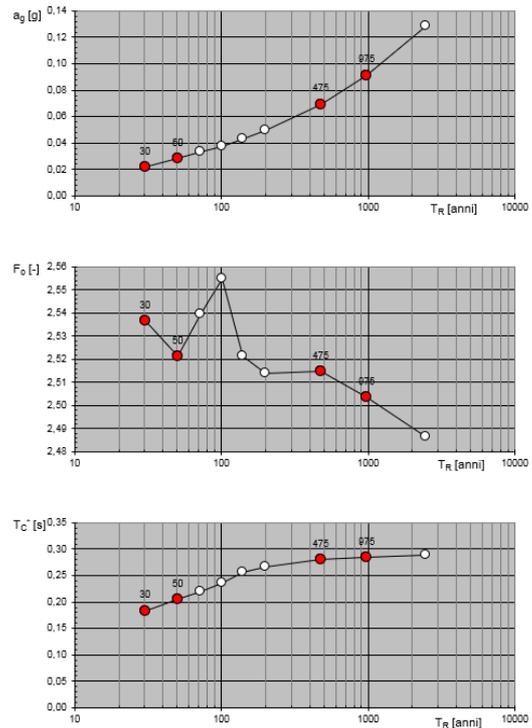
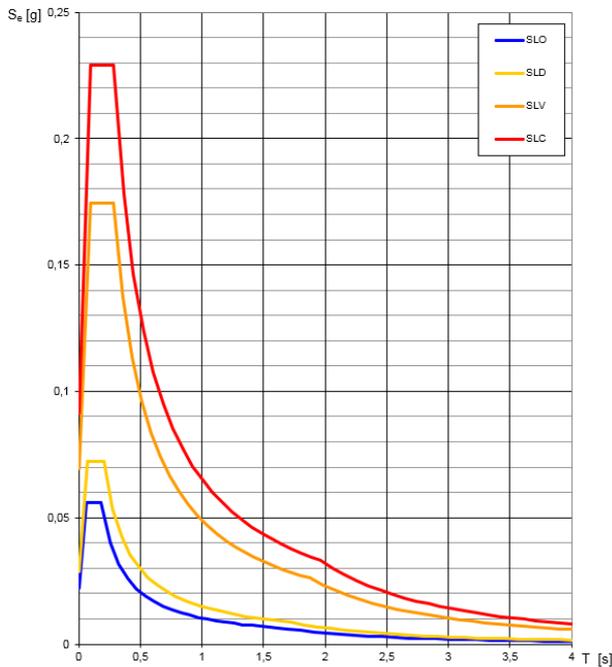
7.12.4 Parametri dello spettro di risposta

Coordinate del sito (WGS 84):	Long. 9.164111° - Lat. 45.181094°
Classificazione sismica:	3
Vita nominale V_N :	50 anni
Tipo di costruzione:	2
Classe di uso:	II
Coefficiente d'uso C_U :	1
Periodo di riferimento V_R :	50
Categoria del suolo:	B
Categoria topografica:	T1
Fattore topografico S_T :	1
Fattore topografico S_S :	1.2

Determinazione dei parametri a_g , F_0 e T_c^* in funzione del periodo di ritorno

	P_{VR}	T_R (anni)	ag/g	F_0	T_c^*	S_S	S_T	$S_S.S_T$
SLO	81,00%	30	0,0220	2,54	0,18	1,20	1,00	1,2
SLD	63,00%	50	0,0286	2,52	0,21	1,20	1,00	1,2
SLV	10,00%	475	0,0694	2,52	0,28	1,20	1,00	1,2
SLC	5,00%	975	0,0913	2,5	0,28	1,20	1,00	1,2

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



7.13 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Nel mese di marzo 2010, è stato effettuato dal comune di Pavia uno studio per la definizione della componente geologica e sismica del Piano di Governo del Territorio. Sono state eseguite delle indagini su un'area molto vicina a quella oggetto dello studio, al Palazzo Esposizioni sito via Europa 12 - Pavia (PV).

Di seguito, si ipotizza un terreno di fondazione di **tipo B** "Sabbie e ghiaie molto addensate, argille" con $V_{s30} = 403.9 \text{ m/s}$.

La topografia è definita come superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$. La categoria topografia può essere assunta come **"T1"**.

Dalla relazione geotecnica, si riassumono le caratteristiche principali del modello geologico di riferimento:

Successione stratigrafica:

- Strato 1: da piano campagna fino a 1,5 – 2 m, Terreno vegetale e/o alterato (riporto)
- Strato 2: da – 2 m fino a circa 9/ 10 m di profondità; Depositi sabbiosi con intercalazioni di sabbie ghiaiose. (In corrispondenza del Sondaggio 1, tale strato è leggermente meno spesso e tende ad aumentare gradualmente in direzione del sondaggio 2)
- Strato 3: Da 10 a 12 m di profondità: Argilla giallognola caratterizzata da un buon livello di compattezza

- Strato 4: oltre 12 m di profondità Sabbia argilloso limosa

Principali caratteristiche geotecniche terreno di fondazione:

Angolo di attrito: da 30° a 35°

Coesione: 0

Peso unità di volume: da 17 a 19 KN/m³

Caratteristiche falda idrica:

Per l'unità geologica B(b) la profondità della falda idrica è posta oltre i 5/6 m di profondità dal piano campagna. La successione stratigrafica, indica che i primi 9/10 m di terreno, sono afferibili a depositi sabbioso ghiaioso e tra le profondità di 10 – 12 m si ha il passaggio stratigrafico con i depositi argillosi. Pertanto, la circolazione della falda idrica è limitata entro la litologia sabbiosa ed il letto impermeabile è rappresentato dalle argille poste a 10 – 12 m di profondità. Pertanto, nell'area di interesse si evince la presenza di una falda sospesa. Per ulteriori informazioni si rimanda alla relazione geologica.

7.14 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle N.T.C. 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.1.

7.15 STATI LIMITE ULTIMI

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

La Tabella 2.6.1, e le successive Tabelle 5.1.V e 5.2.V riportate nella normativa vigente (per ponti stradali e ferroviari), forniscono i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere per la

determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, salvo quanto diversamente previsto nei capitoli specifici delle norme.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle citate.

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali.

Nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 delle Tabelle citate.

Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti γ_F riportati nella colonna A2. Nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1.

I coefficienti parziali γ_M per i parametri geotecnici e i coefficienti γ_R che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti nel Capitolo 6 della norma adottata.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

7.16 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche agli stati limite di esercizio riguardano le voci riportate al §2.2.2 della Normativa.

Nel Cap. 4, per le condizioni non sismiche, e nel Cap. 7 della normativa, per le condizioni sismiche, sono date specifiche indicazioni sulle verifiche in questione, con riferimento ai diversi materiali strutturali.

7.17 VERIFICA CASTELLETTO IN ACCIAIO

7.17.1 Combinazioni di azioni

Descrizione combinazioni			
Nr.	Nome	Dettagli	Codice
101	1x[3 EX][Newmark]	1.00*3	ECE
102	1x[3 EX]+0.3x[4 EY][Newmark]	1.00*3 + 0.30*4	ECE
103	1x[3 EX]-0.3x[4 EY][Newmark]	1.00*3 -0.30*4	ECE
104	1x[4 EY][Newmark]	1.00*4	ECE
105	1x[4 EY]+0.3x[3 EX][Newmark]	1.00*4 + 0.30*3	ECE
106	1x[4 EY]-0.3x[3 EX][Newmark]	1.00*4 -0.30*3	ECE
107	1.1x[2 G]	1.10*2	ECELUEQU
108	1.1x[2 G]+1.5x[5 Q]	1.10*2 + 1.50*5	ECELUEQU
109	1.3x[2 G]	1.30*2	ECELUSTR
110	1.3x[2 G]+1.5x[5 Q]	1.30*2 + 1.50*5	ECELUSTR
111	1x[2 G]	1.00*2	ECELUGEO
112	1x[2 G]+1.3x[5 Q]	1.00*2 + 1.30*5	ECELUGEO
113	1x[2 G]	1.00*2	ECELSCQ
114	1x[2 G]+1x[5 Q]	1.00*2 + 1.00*5	ECELSCQ
115	1x[2 G]	1.00*2	ECELSFQ
116	1x[2 G]+0.5x[5 Q]	1.00*2 + 0.50*5	ECELSFQ
117	1x[2 G]	1.00*2	ECELSQP
118	1x[2 G]+0.3x[5 Q]	1.00*2 + 0.30*5	ECELSQP
119	1x[2 G]+1x[101 COMB]	1.00*2 + 1.00*101	ECELUS
120	1x[2 G]+1x[102 COMB]	1.00*2 + 1.00*102	ECELUS
121	1x[2 G]+1x[103 COMB]	1.00*2 + 1.00*103	ECELUS
122	1x[2 G]+1x[104 COMB]	1.00*2 + 1.00*104	ECELUS
123	1x[2 G]+1x[105 COMB]	1.00*2 + 1.00*105	ECELUS
124	1x[2 G]+1x[106 COMB]	1.00*2 + 1.00*106	ECELUS
125	1x[2 G]-1x[101 COMB]	1.00*2 -1.00*101	ECELUS
126	1x[2 G]-1x[102 COMB]	1.00*2 -1.00*102	ECELUS
127	1x[2 G]-1x[103 COMB]	1.00*2 -1.00*103	ECELUS
128	1x[2 G]-1x[104 COMB]	1.00*2 -1.00*104	ECELUS
129	1x[2 G]-1x[105 COMB]	1.00*2 -1.00*105	ECELUS
130	1x[2 G]-1x[106 COMB]	1.00*2 -1.00*106	ECELUS
131	1x[2 G]+1x[101 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 + 1.00*101 + 0.30*5	ECELUS
132	1x[2 G]+1x[102 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 + 1.00*102 + 0.30*5	ECELUS
133	1x[2 G]+1x[103 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 + 1.00*103 + 0.30*5	ECELUS
134	1x[2 G]+1x[104 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 + 1.00*104 + 0.30*5	ECELUS
135	1x[2 G]+1x[105 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 + 1.00*105 + 0.30*5	ECELUS
136	1x[2 G]+1x[106 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 + 1.00*106 + 0.30*5	ECELUS

Descrizione combinazioni			
<i>Nr.</i>	<i>Nome</i>	<i>Dettagli</i>	<i>Codice</i>
137	1x[2 G]-1x[101 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 -1.00*101 + 0.30*5	ECELUS
138	1x[2 G]-1x[102 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 -1.00*102 + 0.30*5	ECELUS
139	1x[2 G]-1x[103 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 -1.00*103 + 0.30*5	ECELUS
140	1x[2 G]-1x[104 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 -1.00*104 + 0.30*5	ECELUS
141	1x[2 G]-1x[105 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 -1.00*105 + 0.30*5	ECELUS
142	1x[2 G]-1x[106 COMB]+0.3x[5 Q]	1.00*2 -1.00*106 + 0.30*5	ECELUS

7.17.2 Materiali

Di seguito si definisce le caratteristiche meccaniche dell'acciaio:

7.17.2.1 Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1.05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1.05$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese	$\gamma_{M2} = 1.25$

7.17.2.2 Acciaio S235JR

Peso	$\gamma_a = 78.50 \text{ kN/m}^3$
Modulo di elasticità tangenziale	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.3$
Resistenza a rottura per trazione	$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$

7.17.2.3 Dadi e bulloni

- Dadi classe 8 – 6S
- Bulloni classe 8.8

7.17.3 Convenzioni utilizzate:

La convenzione dei segni utilizzati è la seguente:

Fx: forza lungo x

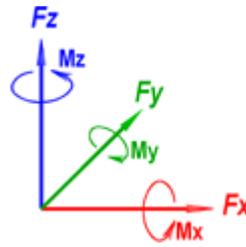
Fy: forza lungo y

Fz: forza lungo z

Mx: Momento torcente intorno all'asse x

My: Momento flettente attorno l'asse y

Mz: Momento flettente attorno l'asse z



7.18 VERIFICHE

7.18.1 Diagrammi

Si può evincere che la freccia elastica massima è pari a 3.1 mm, che risulta inferiore a $H/500=30.52\text{mm}$ e $h/300=18\text{mm}$ indicati dalla norma.

Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

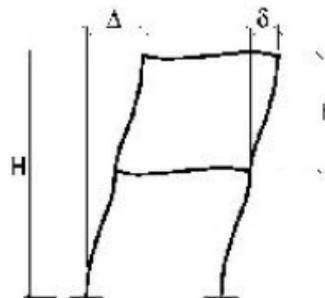
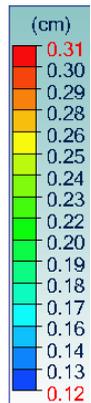
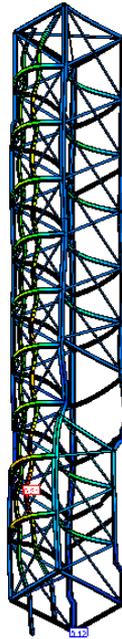


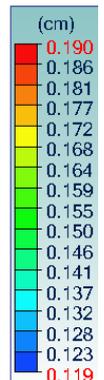
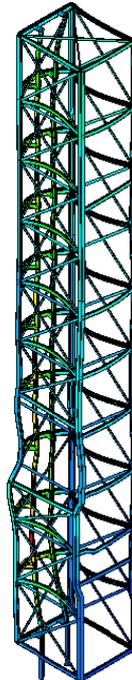
Fig. 4.2.4 - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

Vista LTENTE
 Analisi: 113, 114 (rinviluppo grafico - Max)
 Lineare: D
 Assi local



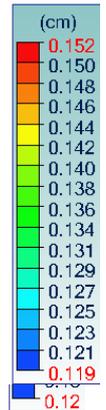
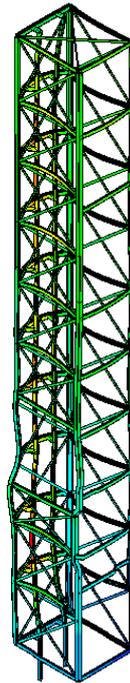
30 Spostamenti SLE CAR

Vista LTENTE
 Analisi: 115, 116 (rinviluppo grafico - Max)
 Lineare: D
 Assi local



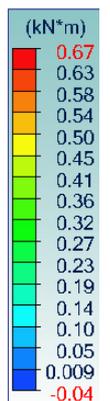
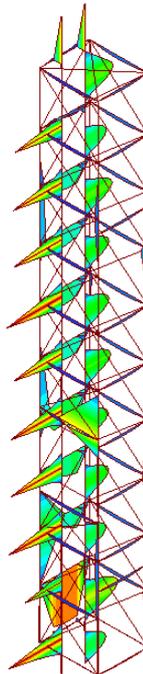
31 Spostamenti SLE FRE

Vista LTENTE
 Analisi: 117, 118 (Ir-viluppo grafico - Max)
 Lineare: D
 Assi locali



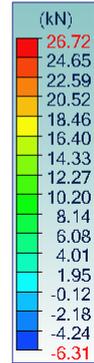
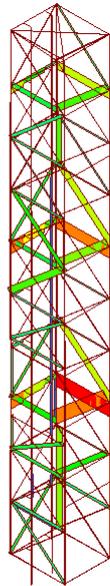
32 Spostamenti SLE QP

Vista LTENTE
 Analisi: 109, 110 (Ir-viluppo grafico - Max)
 Lineare: My
 Assi locali



33 Momento My - SLU

Vista L.TENTE
 Analisi: 109_110 (1° sviluppo grafico - Max)
 Lineare - Fx
 Assi locali

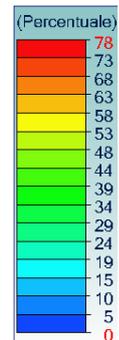
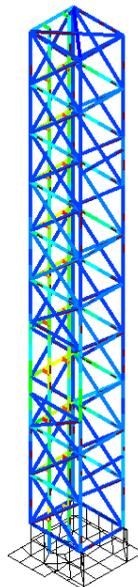


34 Forze Normale - SLU

7.18.2 Risultati

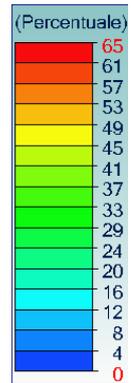
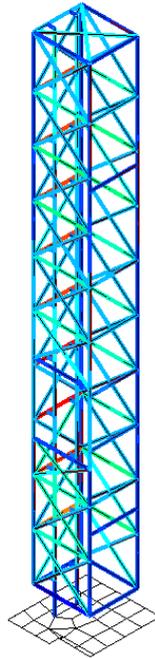
La verifica degli elementi strutturali è stata condotta secondo quanto previsto nelle NTC 2018 per le strutture in acciaio. Si Rimanda al fascicolo di calcolo per maggiori dettagli.

Vista L.TENTE
 Resistenz
 Lineare - Tasso di lavoro Max



35 Resistenza Tasso di lavoro Max

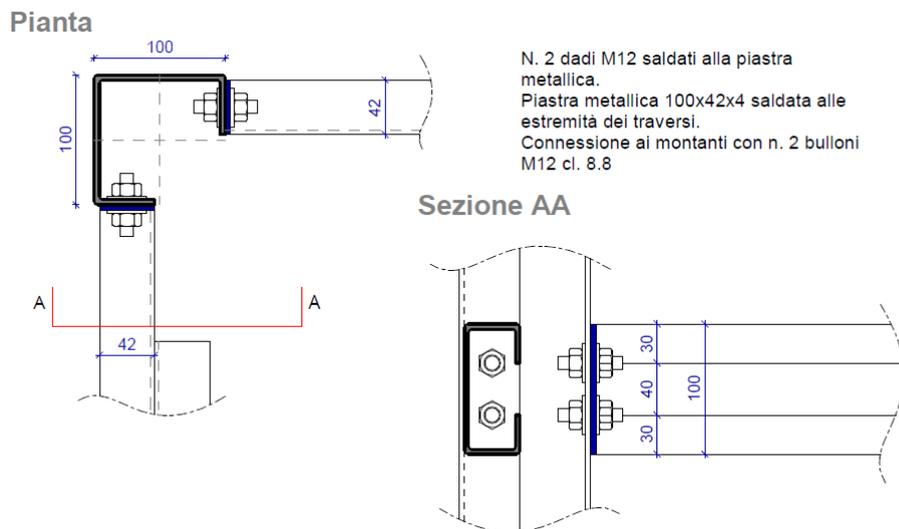
Vista LTENTE
 Freccia 1° criterio
 Lineare : Tasso di lavoro



36 Freccia 1° criterio Tasso di lavoro

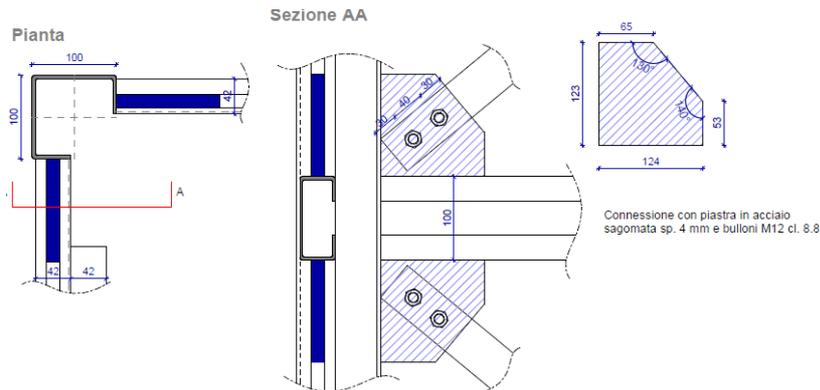
7.18.3 Verifica connessioni

7.18.3.1 Connessione montante/traverso



VERIFICA CONNESSIONE A TAGLIO			
γ_{M2}	1,25		Coefficiente di sicurezza per rottura
Dati bulloni			
Numero bulloni	2,00		
Tipo bulloni	M12		
Classe bulloni	8.8		
f_{tbk}	800,00	N/mm ²	Resistenza a rottura del materiale della vite
d	12,00	mm	Diametro nominale della vite
A_{res}	84,82	mm ²	Area resistente della vite
d_d		mm	Diametro del dado
d_{mb}		mm	Diametro medio della testa del bullone
d_m		mm	minimo tre diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone
Dati piastra			
f_{yk}	235,00	N/mm ²	
f_{tk}	360,00	N/mm ²	
t_p	4,00	mm	
Dati collegamento			
d_0	14,00	mm	diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone
e_1	30,00	mm	distanza di bordo del primo bullone
p_1		mm	distanza tra bulloni interni
e_2	21,00	mm	distanza di bordo del primo bullone
p_2	0,00	mm	distanza tra bulloni interni
k	2,50		per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato
k	-1,70		per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato
α	0,71		per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α	-0,19		per bulloni interni nella direzione del carico applicato
Resistenze			
$F_{Rd,v}$	32 572,03	N	Resistenza di progetto a taglio dei bulloni
$F_{Rd,b}$	24 685,71	N	Resistenza di progetto a rifollamento del piatto dell'unione
$F_{t,Rd}$	48 858,05	N	Resistenza di progetto a trazione
$B_{p,Rd}$		N	Resistenza di progetto a punzonamento del piatto collegato
VERIFICA			
F_{Sd}	4 970,00	N	Sforza a taglio di progetto
$F_{Sd,b}$	2 485,00	N	Sforza a taglio di progetto per bulloni
$F_{Rd,c}$	24 685,71	N	Resistenza collegamento a taglio $F_{Rd,c} = \min(F_{Rd,v}; F_{Rd,b})$
	OK		Verifica collegamento a taglio
	10%		Coefficiente

7.18.3.2 Connessione controvento/montante



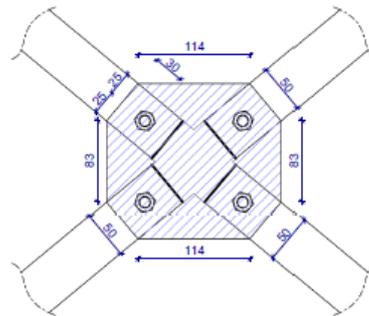
Verifica bulloni

VERIFICA CONNESSIONE A TAGLIO			
γ_{M2}	1,25		Coefficiente di sicurezza per rottura
Dati bulloni			
Numero bulloni	2,00		
Tipo bulloni	M12		
Classe bulloni	8.8		
f_{tbk}	800,00	N/mm ²	Resistenza a rottura del materiale della vite
d	12,00	mm	Diametro nominale della vite
A_{res}	84,82	mm ²	Area resistente della vite
d_d		mm	Diametro del dado
d_{mb}		mm	Diametro medio della testa del bullone
d_m		mm	minimo tre diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone
Dati piastra			
f_{yk}	235,00	N/mm ²	
f_{tk}	360,00	N/mm ²	
t_p	4,00	mm	
Dati collegamento			
d_0	14,00	mm	diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone
e_1	30,00	mm	distanza di bordo del primo bullone
p_1	40,00	mm	distanza tra bulloni interni
e_2	21,00	mm	distanza di bordo del primo bullone
p_2	0,00	mm	distanza tra bulloni interni
k	2,50		per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato
k	-1,70		per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato
α	0,71		per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α	-0,19		per bulloni interni nella direzione del carico applicato
Resistenze			
$F_{Rd,v}$	32 572,03	N	Resistenza di progetto a taglio dei bulloni
$F_{Rd,b}$	24 685,71	N	Resistenza di progetto a rifollamento del piatto dell'unione
$F_{t,Rd}$	48 858,05	N	Resistenza di progetto a trazione
$B_{p,Rd}$		N	Resistenza di progetto a punzonamento del piatto collegato
VERIFICA			
F_{Sd}	8 470,00	N	Sforza a taglio di progetto
$F_{Sd,b}$	4 235,00	N	Sforza a taglio di progetto per bulloni
$F_{Rd,c}$	24 685,71	N	Resistenza collegamento a taglio $F_{Rd,c} = \min(F_{Rd,v}; F_{Rd,b})$
	OK		Verifica collegamento a taglio
	17%		Coefficiente

Verifica saldatura

VERIFICA SALDATURA			
α	40,00	°	Angolo tra controvento e traverso
$N_{Sd,x}$	6 488,40	N	Componente di sforzo orizzontale
n_w	2,00		numero cordoni
$F_{Sd,wX}$	3 244,20	N	Sforzo agente sul singolo cordone
$N_{Sd,z}$	5 444,41	N	Componente di sforzo verticale
n_w	2,00		numero cordoni
$F_{Sd,wz}$	2 722,21	N	Sforzo agente sul singolo cordone
a	5,00	mm	Altezza del cordone
L_{wx}	124,00	mm	Lunghezza cordone orizzontale
L_{wy}	124,00	mm	Lunghezza cordone verticale
β	0,85		Coefficiente di sicurezza del cordone
$f_{Rd,w}$	195,62	N/mm ²	Resistenza unitaria del cordone
$F_{Rd,w}$	978,10	N/m	
	OK		Verifica cordone orizzontale
	3%		Coefficiente
	OK		Verifica cordone verticale
	2%		Coefficiente

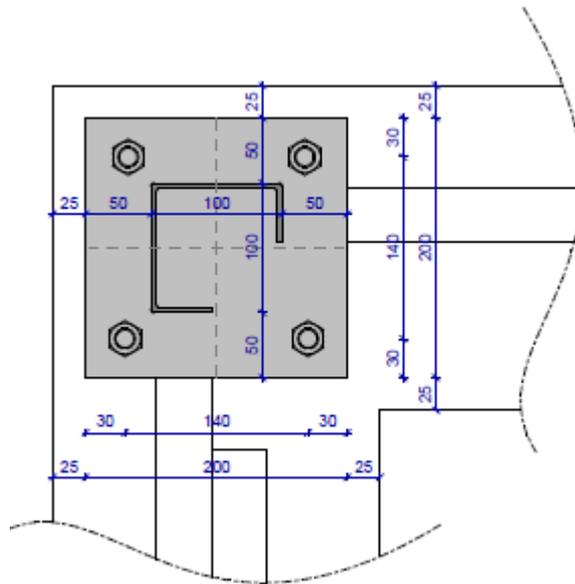
7.18.3.3 Connessione controvento/montante



Connessione n.4 controventi con piastra metallica sagomata sp. 10 mm e bulloni M12 cl. 8.8

VERIFICA CONNESSIONE A TAGLIO			
γ_{M2}	1,25		Coefficiente di sicurezza per rottura
Dati bulloni			
Numero bulloni	1,00		
Tipo bulloni	M12		
Classe bulloni	8.8		
f_{tbk}	800,00	N/mm ²	Resistenza a rottura del materiale della vite
d	12,00	mm	Diametro nominale della vite
A_{res}	84,82	mm ²	Area resistente della vite
d_d		mm	Diametro del dado
d_{mb}		mm	Diametro medio della testa del bullone
d_m		mm	minimo tre diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone
Dati piastra			
f_{yk}	235,00	N/mm ²	
f_{tk}	360,00	N/mm ²	
t_p	4,00	mm	
Dati collegamento			
d0	14,00	mm	diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone
e1	30,00	mm	distanza di bordo del primo bullone
p1	40,00	mm	distanza tra bulloni interni
e2	21,00	mm	distanza di bordo del primo bullone
p2	0,00	mm	distanza tra bulloni interni
k	2,50		per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato
k	-1,70		per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato
α	0,71		per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α	-0,19		per bulloni interni nella direzione del carico applicato
Resistenze			
$F_{Rd,v}$	32 572,03	N	Resistenza di progetto a taglio dei bulloni
$F_{Rd,b}$	24 685,71	N	Resistenza di progetto a rifollamento del piatto dell'unione
$F_{t,Rd}$	48 858,05	N	Resistenza di progetto a trazione
$B_{p,Rd}$		N	Resistenza di progetto a punzonamento del piatto collegato
VERIFICA			
F_{Sd}	8 470,00	N	Sforza a taglio di progetto
$F_{Sd,b}$	8 470,00	N	Sforza a taglio di progetto per bulloni
$F_{Rd,c}$	24 685,71	N	Resistenza collegamento a taglio $F_{Rd,c} = \min (F_{Rd,v} ; F_{Rd,b})$
	OK		Verifica collegamento a taglio
	34%		Coefficiente

7.18.3.4 Connessione Piedi pilastri



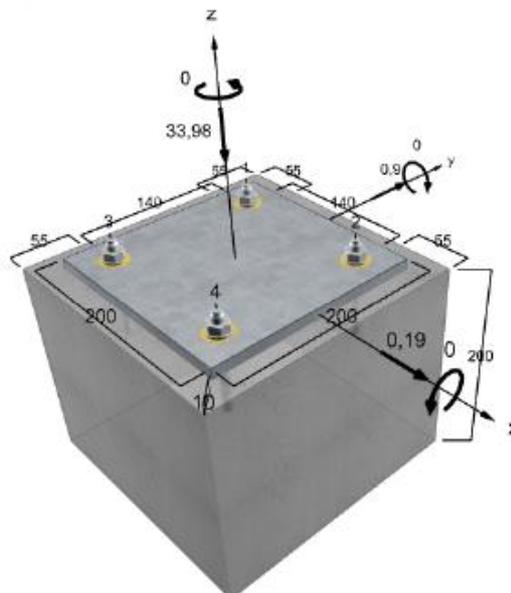
Ancorante

Sistema di ancoranti	Sistema a iniezione fischer FIS EB con barra filettata FIS A oppure RG M
Resina a iniezione	FIS EB 390 S
Elemento di fissaggio	FIS AM 12 x 120 8.8, gvz 8.8
Profondità di ancoraggio	70 mm
Dati di progettazione	ETA-15/0440 (13.12.2017)



Unità di misura

Geometria	mm
Valori di progetto delle azioni	kN, kNm



Non disegnato in scala

$V_{Rk,0}$ kN	V_{Me}	$V_{Rd,0}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,0}$ %
7,69	1,50	5,13	0,91	17,7

Resistenza per carichi combinati di trazione e taglio

Sfruttamento decisivo per azione di taglio $\beta_V = 17,86\%$



Verifica soddisfatta

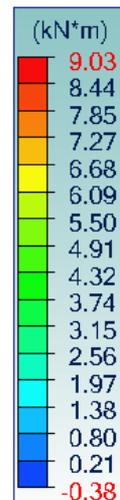
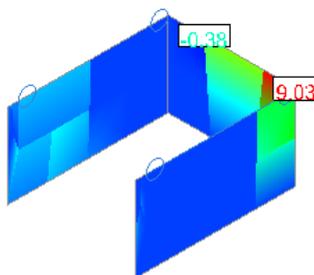
7.18.4 Verifica setti spessore 25cm

7.18.4.1 Verifica a flessione

Dimensioni = 25 x 100cm

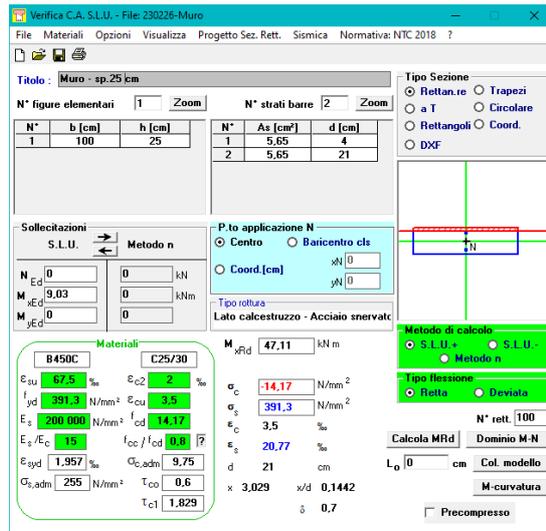
- Combinazione: ENV STR+SLV
- MEd = 9.03 kNm/m
- Armatura = 1+1 $\phi 12/20$

Di seguito si riporta la distribuzione dei momenti Mxx e Myy, che rappresentano la rotazione attorno agli assi locali.



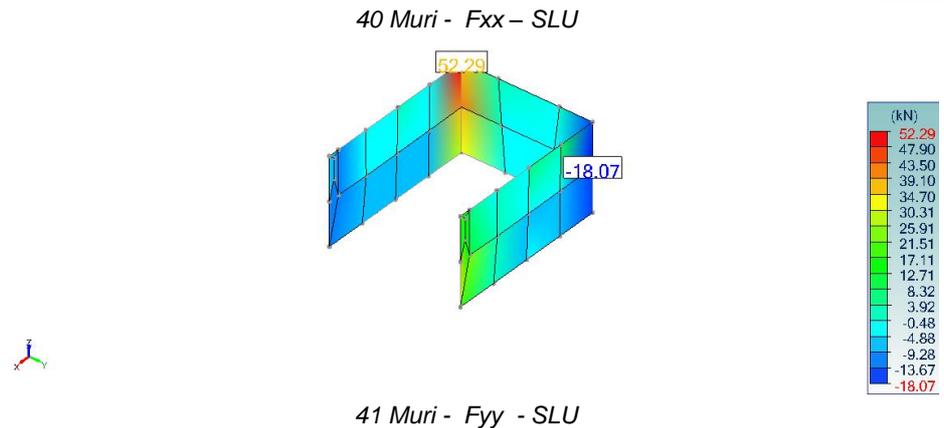
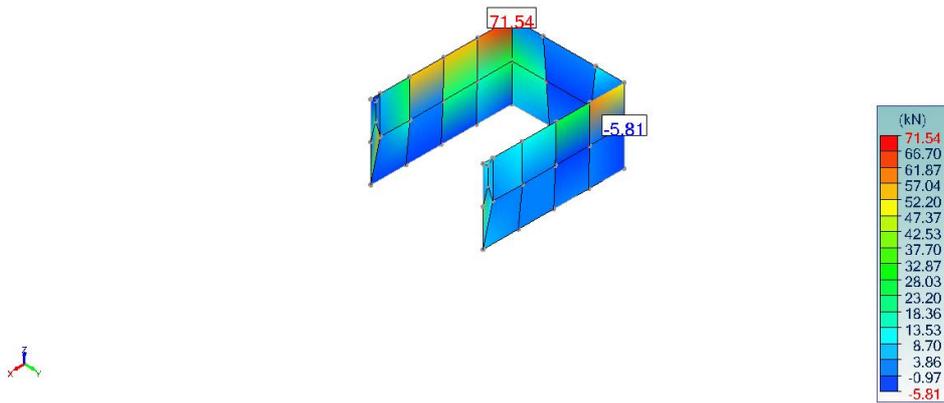
11 Muri – Momento Myy - SLU STR

La verifica di pressoflessione è stata eseguita mediante il software di elevata affidabilità "Verifica C.A. S.L.U." realizzato dal Prof. Piero Gelfi:



Verifica a flessione

7.18.4.2 Verifica a taglio



VERIFICA A TAGLIO			
γ_c	1,50		Coefficiente di sicurezza
f_{ck}	20,00	N/mm ²	
l_w	910,00	mm	altezza parete
b_w	250,00	mm	spessore parete
c_1	40,00	mm	copriferro
d	870,00	mm	altezza utile della sezione
A_{sl}	565,00	mm ²	armature longitudinale
N_{ed}	56 830,00	N	Forza di compressione
$b_w \cdot d$	217 500,00	mm ²	sezione utile calcestruzzo
A_c	227 500,00	mm ²	sezione calcestruzzo
ρ_l	0,003		rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa
σ_{cp}	0,25	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
k	1,48		<2
V_{min}	0,28	N/mm ²	
V_s	0,31	N/mm ²	
v	0,31	N/mm ²	
$V_{Rd,min}$	69 412,84	N	resistenza di progetto a taglio minima
V_{Rd}	75 027,97	N	resistenza di progetto a taglio
V_{Ed}	71 540,00	N	sforzo di taglio agente allo SLU
	OK		VERIFICA $V_{Ed} < V_{Rd}$

Si evince dunque che le verifiche a taglio sono soddisfatte per sola resistenza del calcestruzzo.

7.18.4.3 Verifica alle tensioni d'esercizio

Combinazione rara

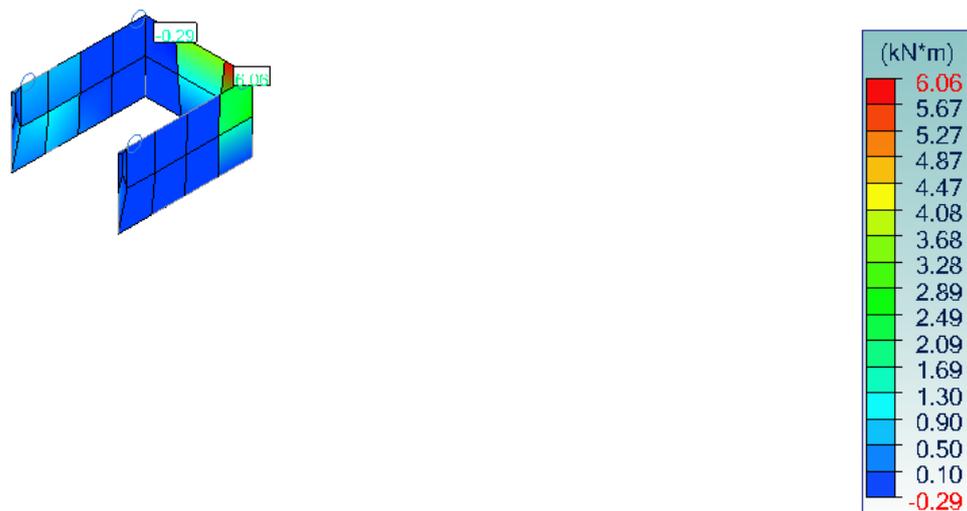
Dimensioni = 25 x 100cm

- Combinazione: ENV SLE CQ
- MEd = 6.06 kNm/m
- Armatura = 1+1 ϕ 12/20

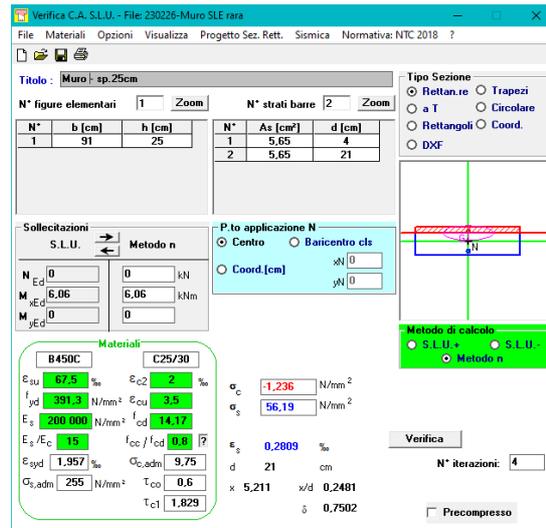
Di seguito si riporta la distribuzione dei momenti Mxx e Myy, che rappresentano la rotazione attorno agli assi locali.



13 Muri - Mxx - SLE rara



42 Muri - Myy SLE rara



Verifica tensione d'esercizio – Combinazione Rara

$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 15$ MPa. La verifica alle tensioni d'esercizio del calcestruzzo risulta soddisfatta.

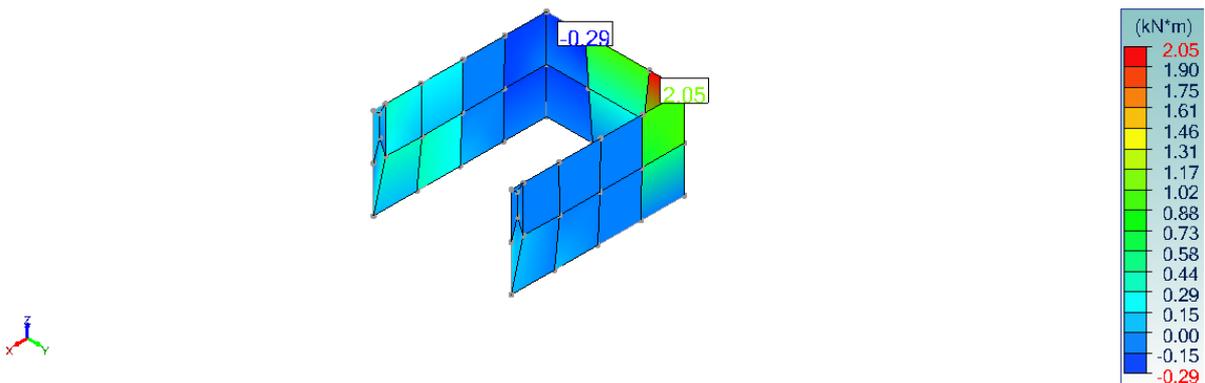
$\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360,00$ MPa. La verifica alle tensioni d'esercizio dell'acciaio

Combinazione quasi permanente

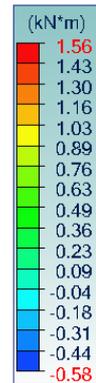
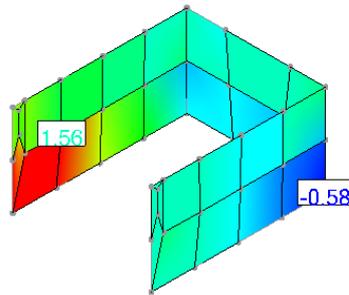
Dimensioni = 25 x 91cm

- Combinazione: ENV SLE QP
- MEd = 2.05 kNm/m
- Armatura = 1+1 $\phi 12/20$

Di seguito si riporta la distribuzione dei momenti Mxx e Myy, che rappresentano la rotazione attorno agli assi locali.

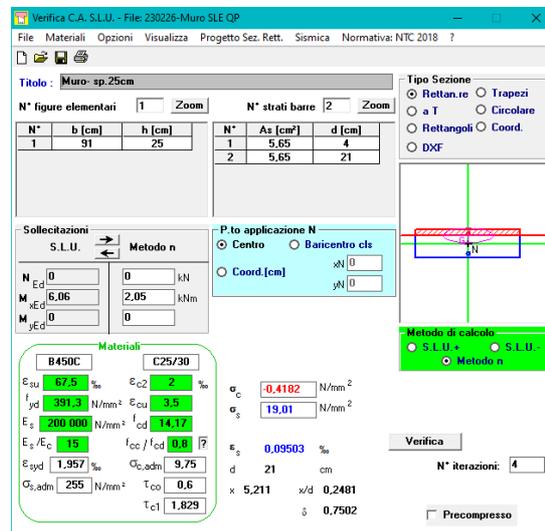


15 Muri - Myy - SLE QP



43 Muri - Mxx SLE QP

La verifica di pressoflessione è stata eseguita mediante il software di elevata affidabilità "Verifica C.A. S.L.U." realizzato dal Prof. Piero Gelfi:



Verifica tensione d'esercizio – Combinazione Quasi permanente

$\sigma_c < 0,45 f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$. La verifica alle tensioni d'esercizio del calcestruzzo risulta soddisfatta.
 $\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$. La verifica alle tensioni d'esercizio dell'acciaio risulta soddisfatta.

7.18.4.4 Verifica fessurazione

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura		
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure $\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure $\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure $\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure $\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure $\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure $\leq w_1$

Combinazione rara

Verifica fessurazione			
M_{ed}	6,060	kNm	Momento applicato di progetto per unità di larghezza
M_{cr}	25,144	kNm	Momento critico
M_{cr}/M_{ed}	4,149		
R_{ck}	25	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cubica)
f_{ck}	20	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cilindrica)
f_{cm}	28	N/mm ²	
f_{ctm}	2,2	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
$f_{ctm,t}$	2,7	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
E_{cm}	29 962	N/mm ²	Modulo di elasticità del calcestruzzo
E_s	210 000	N/mm ²	Modulo di elasticità dell'acciaio
coefficiente omogeneizzazione n	15,00		
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento acciaio
f_{yd}	391	N/mm ²	Tensione di design acciaio
b	910	mm	Larghezza della sezione in calcestruzzo
h	250	mm	Altezza della sezione
c	40	mm	Copriferro
$\phi T1$	12	mm	Diametro 1 dei ferri di armatura in zona tesa
$\phi T2$	0	mm	Diametro 2 dei ferri di armatura in zona tesa
ϕC	12	mm	Diametro dei ferri di armatura in zona compressa
nT1	5		Numero di ferri tesi 1
nT2	0		Numero di ferri tesi 2
nC	5		Numero di ferri compressi
$A_{s,tot}$	565	mm ²	Area totale dell'armatura in zona tesa
$A_{s',tot}$	565	mm ²	Area totale dell'armatura in zona compressa
k	1,00		
kc	0,40		
d	213	mm	Altezza utile della sezione
x1	90	mm	Posizione asse neutro prima della fessurazione
x	52	mm	Posizione asse dopo prima della fessurazione
I	262 365 390	mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
A_{ct}	179 767	mm ²	Area cls in zona tesa prima della fessurazione
$A_{s,min} = (kc \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct}) / f_{yk}$	406	mm ²	Area minima di armatura in zona tesa
			OK, VERIFICA SODDISFATTA $A_{s,tot} > A_{s,min}$
Tipo barre	aderenza migliorata		
Tipo deformazione	flessione		
k1	0,800		
k2	0,500		
k3	3,400		
k4	0,425		
$h_{c,eff}$	66	mm	Altezza efficace di calcestruzzo teso
$A_{c,eff}$	59 922	mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0,94%		
φ_{eq}	12,0	mm	sezione equivalente di ferri tesi
$s_{r,max} = k3 \cdot c + (k1 \cdot k2 \cdot k4 \cdot \varphi_{eq} / \rho_{eff})$	352,170	mm	Distanza massima tra le fessure
a_e	7,01		
kt	0,400		
σ_s	55,4	N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-2,12E-04		Deformazione media acciaio - deformazione media clswk
$w_k s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	-0,075	mm	Ampiezza della fessura
w_d	0,400	mm	Ampiezza ammissibile delle fessure
			OK, VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione quasi permanente

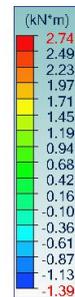
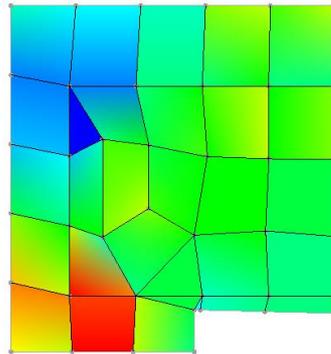
Verifica fessurazione			
M_{ed}	2,050	kNm	Momento applicato di progetto per unità di larghezza
M_{cr}	25,144	kNm	Momento critico
M_{cr}/M_{ed}	12,265		
R_{ck}	25	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cubica)
f_{ck}	20	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cilindrica)
f_{cm}	28	N/mm ²	
f_{ctm}	2,2	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
$f_{ctm,fl}$	2,7	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
E_{cm}	29 962	N/mm ²	Modulo di elasticità del calcestruzzo
E_s	210 000	N/mm ²	Modulo di elasticità dell'acciaio
coefficiente omogeneizzazione n	15,00		
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento acciaio
f_{yd}	391	N/mm ²	Tensione di design acciaio
b	910	mm	Larghezza della sezione in calcestruzzo
h	250	mm	Altezza della sezione
c	40	mm	Copriferro
$\phi T1$	12	mm	Diametro 1 dei ferri di armatura in zona tesa
$\phi T2$	0	mm	Diametro 2 dei ferri di armatura in zona tesa
ϕC	12	mm	Diametro dei ferri di armatura in zona compressa
nT1	5		Numero di ferri tesi 1
nT2	0		Numero di ferri tesi 2
nC	5		Numero di ferri compressi
$A_{s,tot}$	565	mm ²	Area totale dell'armatura in zona tesa
$A_{s',tot}$	565	mm ²	Area totale dell'armatura in zona compressa
k	1,00		
kc	0,40		
d	213	mm	Altezza utile della sezione
x1	90	mm	Posizione asse neutro prima della fessurazione
x	52	mm	Posizione asse dopo prima della fessurazione
I	262 365 390	mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
A_{ct}	179 767	mm ²	Area cls in zona tesa prima della fessurazione
$A_{s,min} = (kc \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct}) / f_{yk}$	406	mm ²	Area minima di armatura in zona tesa
			OK, VERIFICA SODDISFATTA $A_{s,tot} > A_{s,min}$
Tipo barre	aderenza migliorata		
Tipo deformazione	flessione		
k1	0,800		
k2	0,500		
k3	3,400		
k4	0,425		
$h_{c,eff}$	66	mm	Altezza efficace di calcestruzzo teso
$A_{c,eff}$	59 922	mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	0,94%		
φ_{eq}	12,0	mm	sezione equivalente di ferri tesi
$s_{r,max} = k3 \cdot c + (k1 \cdot k2 \cdot k4 \cdot \varphi_{eq} / \rho_{eff})$	352,170	mm	Distanza massima tra le fessure
a_e	7,01		
kt	0,400		
σ_s	18,8	N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa
$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$	-3,86E-04		Deformazione media acciaio - deformazione media cls/wk
$w_k s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$	-0,136	mm	Ampiezza della fessura
w_d	0,300	mm	Ampiezza ammissibile delle fessure
			OK, VERIFICA SODDISFATTA

7.18.5 Verifica platea di fondazione spessore 30cm

7.18.5.1 Verifica a flessione

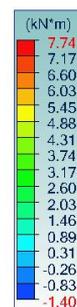
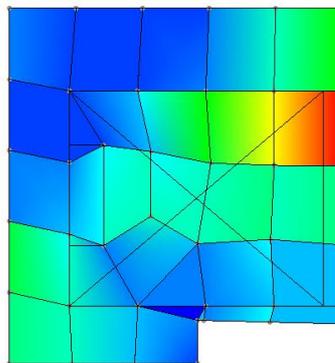
Relativamente allo stato limite ultimo si riporta la verifica a flessione della sezione della platea maggiormente sollecitata:

Vista SUPERIORE
Analisi 108_110 (in sviluppo grafico - Max)
Elemento Superficiale: Myy
Assi locali



2 Platea - SLU - Myy

Vista SUPERIORE
Analisi 108_110 (in sviluppo grafico - Max)
Elemento Superficiale: Mxx
Assi locali

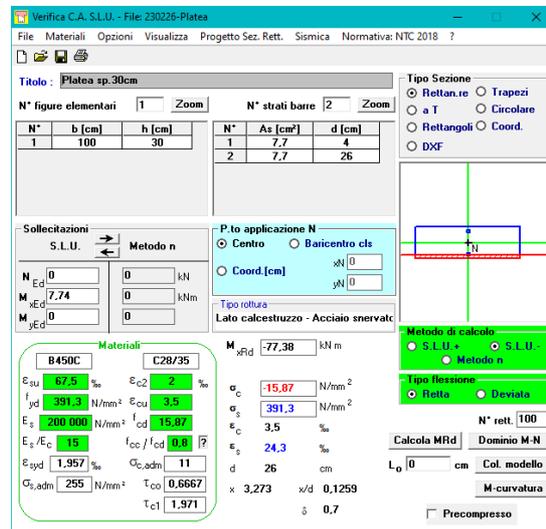


3 Platea - SLU STR- Mxx

- Dimensioni sezione = 100 x 30 cm
- Combinazione: ENV STR
- MEd SUP = 7.74 kNm/m

- Armatura SUP = $\phi 14/20$
- Armatura INF = $\phi 14/20$

Il momento resistente della sezione è stato determinato attraverso il software di elevata affidabilità "Verifica C.A. S.L.U." realizzato dal Prof. Piero Gelfi:



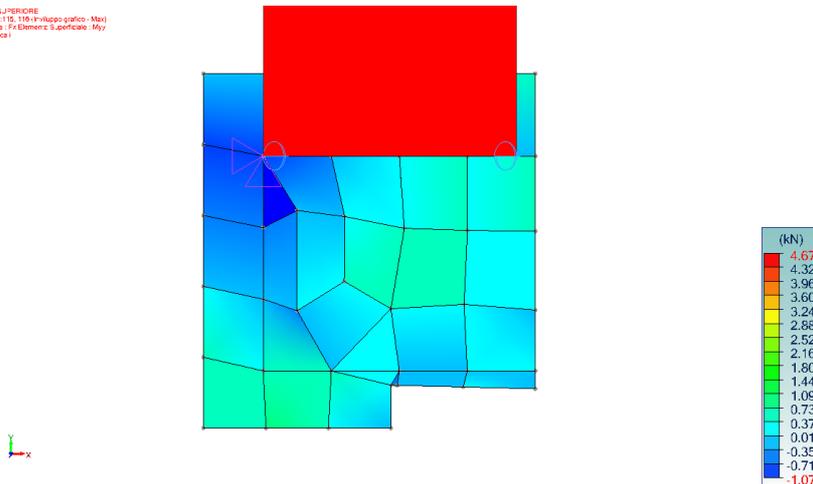
Verifica a flessione – Fondazione sp. 30cm

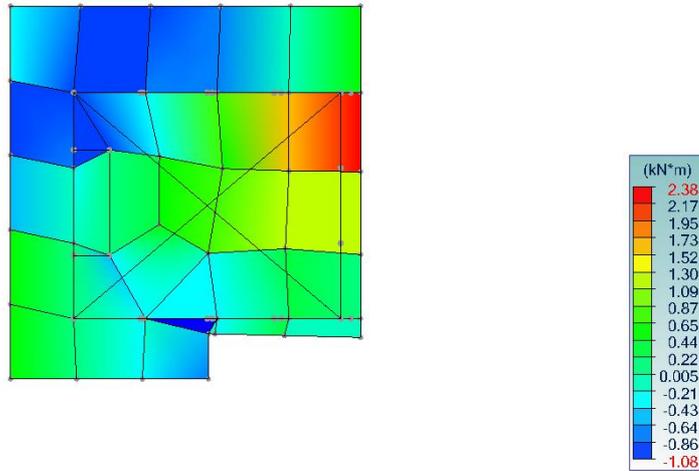
7.18.5.2 Verifica alle tensioni d'esercizio

Relativamente allo stato limite d'esercizio si riporta la verifica alle massime tensioni della sezione della platea maggiormente sollecitata:

Combinazione rara

Vista SUPERIORE
 Analisi: 150 - Sviluppo grafico: Max
 Linea: Fx Element: S_perforato - My
 App: local



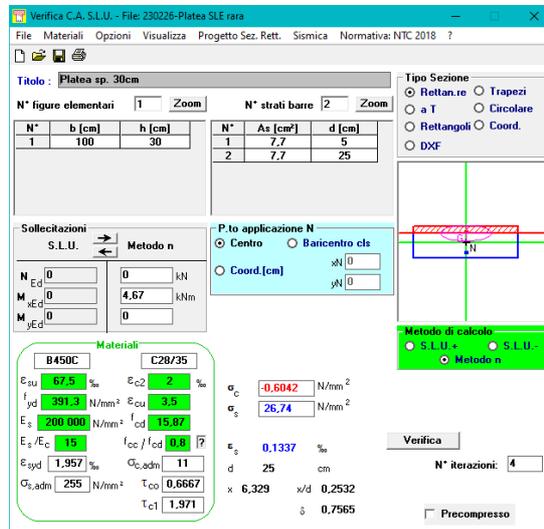


39 Platea - SLE rara - Mxx

Dimensioni sezione = 100 x 30 cm

- Combinazione: ENV SLECCQ
- MEd SUP = 4.67 kNm/m
- Armatura SUP = $\phi 14/20$
- Armatura INF = $\phi 14/20$

Le tensioni massime nella sezione sono state determinate attraverso il software C.A. S.L.U.



Verifica C.A. S.L.U. - File: 230226-Platea SLE rara

Titolo: Platea sp. 30cm

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	7,7	5
			2	7,7	25

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: 4,67 kNm
 M_{yEd}: 0

Materiali: B450C / C28/35

E_{cu} : 67,5 %
 f_{yd} : 391,3 N/mm²
 E_s : 200.000 N/mm²
 E_s/E_c : 15
 E_{syd} : 1,957 %
 $C_{s,adm}$: 255 N/mm²

ϵ_{c2} : 2 %
 ϵ_{cu} : 3,5
 f_{cd} : 15,87
 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 $C_{c,adm}$: 11
 τ_{c0} : 0,6667
 τ_{c1} : 1,971

σ_c : -0,6042 N/mm²
 σ_s : 26,74 N/mm²
 ϵ_s : 0,1337 %
 d: 25 cm
 \times : 6,329 \times/d : 0,2532
 δ : 0,7565

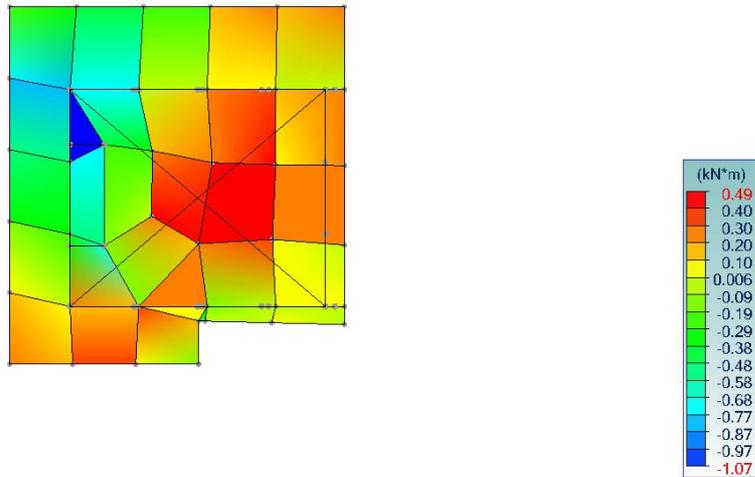
Verifica: N° Rerazioni: 4

Verifica tensione d'esercizio – Combinazione Rara – Fondazione sp. 30cm

$\sigma_c < 0,60 f_{ck} = 16.8$ MPa. La verifica alle tensioni d'esercizio del calcestruzzo risulta soddisfatta.

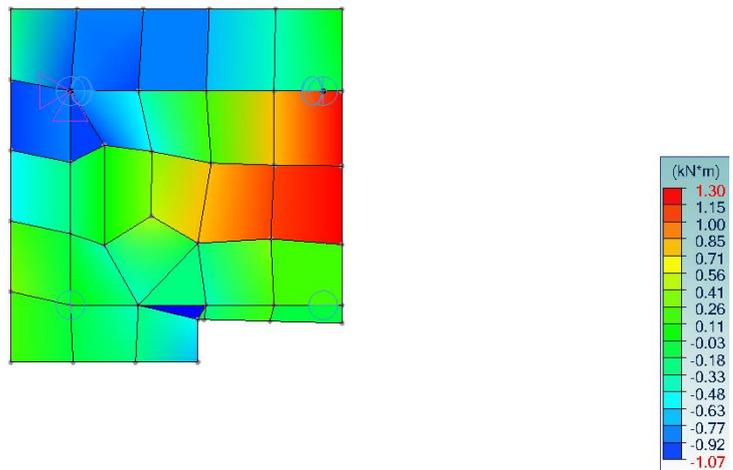
$\sigma_s < 0,80 f_{yk} = 360.00$ MPa. La verifica alle tensioni d'esercizio dell'acciaio

Combinazione quasi permanente



38 Platea - SLE QP - Myy

Vista SUPERIORE
Anzatti 117-120 (in sviluppo grafico - Max)
Elemento Superficiale : 16x
Asse local

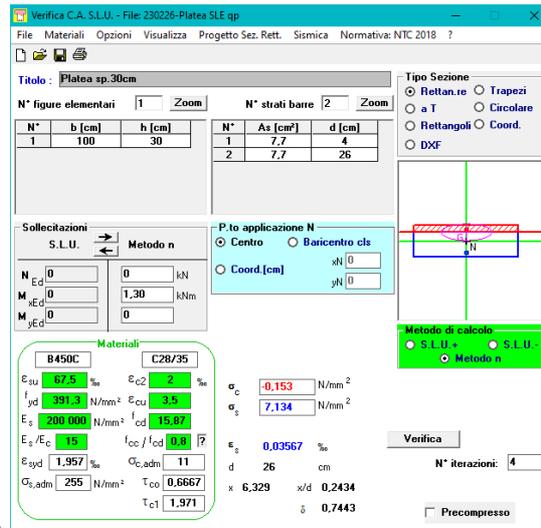


7 Platea - SLE QP - Mxx

Dimensioni sezione = 100 x 30 cm

- Combinazione: ENV SLEQP
- MEd SUP = 1.30 kNm/m
- Armatura SUP = $\phi 14/20$
- Armatura INF = $\phi 14/20$

Le tensioni massime nella sezione sono state determinate attraverso il software C.A. S.L.U.



Verifica tensione d'esercizio – Combinazione Quasi permanente – Fondazione sp. 30cm

$\bar{\sigma}_c < 0,45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa}$. La verifica alle tensioni d'esercizio del calcestruzzo risulta soddisfatta.
 $\bar{\sigma}_s < 0,80 f_{yk} = 360.00 \text{ MPa}$. La verifica alle tensioni d'esercizio dell'acciaio risulta soddisfatta.

7.18.5.3 Verifica fessurazione

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Combinazione rara

Verifica fessurazione			
M _{ed}	4,670	kNm	Momento applicato di progetto per unità di larghezza
M _{cr}	31,466	kNm	Momento critico
M _{cr} /M _{ed}	6,738		
R _{ck}	35	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cubica)
f _{dk}	28	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cilindrica)
f _{ctm}	36	N/mm ²	
f _{ctm}	2,8	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
f _{ctm,fl}	3,3	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
E _{cm}	32 308	N/mm ²	Modulo di elasticità del calcestruzzo
E _s	210 000	N/mm ²	Modulo di elasticità dell'acciaio
coefficiente omogeneizzazione n	15,00		
f _{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento acciaio
f _{yd}	391	N/mm ²	Tensione di design acciaio
b	910	mm	Larghezza della sezione in calcestruzzo
h	250	mm	Altezza della sezione
c	40	mm	Copriferro
ϕT1	14	mm	Diametro 1 dei ferri di armatura in zona tesa
ϕT2	0	mm	Diametro 2 dei ferri di armatura in zona tesa
ϕC	14	mm	Diametro dei ferri di armatura in zona compressa
nT1	5		Numero di ferri tesi 1
nT2	0		Numero di ferri tesi 2
nC	5		Numero di ferri compressi
A _{s,tot}	770	mm ²	Area totale dell'armatura in zona tesa
A _{s',tot}	770	mm ²	Area totale dell'armatura in zona compressa
k	1,00		
kc	0,40		
d	213	mm	Altezza utile della sezione
x1	109	mm	Posizione asse neutro prima della fessurazione
x	59	mm	Posizione asse dopo prima della fessurazione
I	338 488 123	mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
A _{ct}	174 178	mm ²	Area cls in zona tesa prima della fessurazione
A _{s,min} = (kc*k*fctm*Act)/fyk	493	mm ²	Area minima di armatura in zona tesa
			OK, VERIFICA SODDISFATTA A _{s,tot} > A _{s,min}
Tipo barre	aderenza migliorata		
Tipo deformazione	flessione		
k1	0,800		
k2	0,500		
k3	3,400		
k4	0,425		
h _{c,eff}	64	mm	Altezza efficace di calcestruzzo teso
A _{c,eff}	58 059	mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso
ρ _{eff} = A _s /A _{c,eff}	1,33%		
ϕ _{eq}	14,0	mm	sezione equivalente di ferri tesi
s _{r,max} = k3*c+(k1*k2*k4*ϕ _{eq} /ρ _{eff})	315,529	mm	Distanza massima tra le fessure
a _e	6,50		
kt	0,400		
σ _s	31,9	N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa
ε _{sm} - ε _{cm}	-2,80E-04		Deformazione media acciaio - deformazione media clswk
w _k s _{r,max} *(ε _{sm} -ε _{cm})	-0,088	mm	Ampiezza della fessura
w _d	0,400	mm	Ampiezza ammissibile delle fessure
			OK, VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione quasi permanente

Verifica fessurazione			
M_{ed}	1,300	kNm	Momento applicato di progetto per unità di larghezza
M_{cr}	25,144	kNm	Momento critico
M_{cr}/M_{ed}	19,341		
R_{ck}	25	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cubica)
f_{ck}	20	N/mm ²	Resistenza caratteristica del calcestruzzo (cilindrica)
f_{cm}	28	N/mm ²	
f_{ctm}	2,2	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
$f_{ctm,t}$	2,7	N/mm ²	Valore medio resistenza a trazione calcestruzzo
E_{cm}	29 962	N/mm ²	Modulo di elasticità del calcestruzzo
E_s	210 000	N/mm ²	Modulo di elasticità dell'acciaio
coefficiente omogeneizzazione n	15,00		
f_{yk}	450	N/mm ²	Tensione caratteristica di snervamento acciaio
f_{yd}	391	N/mm ²	Tensione di design acciaio
b	910	mm	Larghezza della sezione in calcestruzzo
h	250	mm	Altezza della sezione
c	40	mm	Copriferro
$\phi T1$	14	mm	Diametro 1 dei ferri di armatura in zona tesa
$\phi T2$	0	mm	Diametro 2 dei ferri di armatura in zona tesa
ϕC	14	mm	Diametro dei ferri di armatura in zona compressa
nT1	5		Numero di ferri tesi 1
nT2	0		Numero di ferri tesi 2
nC	5		Numero di ferri compressi
$A_{s,tot}$	770	mm ²	Area totale dell'armatura in zona tesa
$A_{s',tot}$	770	mm ²	Area totale dell'armatura in zona compressa
k	1,00		
kc	0,40		
d	213	mm	Altezza utile della sezione
x1	109	mm	Posizione asse neutro prima della fessurazione
x	59	mm	Posizione asse dopo prima della fessurazione
I	338 488 123	mm ⁴	Inerzia omogeneizzata
A_{ct}	174 178	mm ²	Area cls in zona tesa prima della fessurazione
$A_{s,min} = (kc \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot Act) / f_{yk}$	394	mm ²	Area minima di armatura in zona tesa
			OK, VERIFICA SODDISFATTA $A_{s,tot} > A_{s,min}$
Tipo barre	aderenza migliorata		
Tipo deformazione	flessione		
k1	0,800		
k2	0,500		
k3	3,400		
k4	0,425		
$h_{c,eff}$	64	mm	Altezza efficace di calcestruzzo teso
$A_{c,eff}$	58 059	mm ²	Area efficace di calcestruzzo teso
$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$	1,33%		
φ_{eq}	14,0	mm	sezione equivalente di ferri tesi
$s_{r,max} = k3 \cdot c + (k1 \cdot k2 \cdot k4 \cdot \varphi_{eq} / \rho_{eff})$	315,529	mm	Distanza massima tra le fessure
a_e	7,01		
kt	0,400		
σ_s	8,9	N/mm ²	Tensione nell'armatura tesa
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-3,05E-04		Deformazione media acciaio - deformazione media clswk
$w_k s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$	-0,096	mm	Ampiezza della fessura
w_d	0,300	mm	Ampiezza ammissibile delle fessure
			OK, VERIFICA SODDISFATTA

7.19 VERIFICHE GEOTECNICHE

7.19.1 Determinazione del coefficiente di Winkler

Al fine di limitare gli spostamenti verticali si ipotizza una platea appoggiata su un letto di molle. La costante di Winkler utilizzata per il terreno in esame è stata valutata sulla base della stratigrafia e dei parametri meccanici riportati nella relazione geologica.

Si ipotizza un valore per lo strato “Depositi sabbiosi con intercalazioni di sabbie ghiaiose“ pari a 15000 kN/m³.

7.19.2 Valutazioni sulla capacità portante delle opere di fondazione

La proposta progettuale prevede per le fondazioni del vano ascensore la formazione di **una platea da 30 cm di spessore.**

Le nuove norme tecniche per le costruzioni introducono, per le nuove opere strutturali, il concetto di verifica agli stati limite; in particolare si distinguono:

- Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)
- Verifiche allo stato limite d'esercizio (SLE)

Il carico di rottura, o capacità portante del terreno, è rappresentato dal carico massimo per cui il terreno stesso, sollecitato da una particolare geometria di fondazione, entra in una fase plastica nella quale il cedimento è accompagnato da una rottura del terreno per taglio.

Questa caratteristica non è intrinseca del terreno ma è funzione delle sue caratteristiche meccaniche, della profondità del piano di fondazione, della forma e della dimensione della superficie di carico. Se si considera il terreno privo di coesione, il carico limite può essere calcolato in funzione dell'angolo di attrito e della profondità di incasso della fondazione a partire dal piano di posa della fondazione stessa. Nel caso di ricorso a fondazioni dirette la formula che si può utilizzare per la verifica di capacità portante è quella di Brinch-Hansen (1970) che viste le condizioni al contorno si riduce alla forma:

$$Q'_{lim} = 0.5 \gamma' B N_{\gamma} s_{\gamma} z_{\gamma} + q' N_q s_q d_q z_q$$

Dove:

$\gamma' =$ peso di volume del terreno di fondazione

$B =$ Base della fondazione

$q' =$ sovraccarico laterale (funzione della profondità d'incasso D e della fondazione e del peso di volume del terreno di reinterro).

$N_{\gamma} N_q =$ Fattori di capacità portante ricavati rispettivamente dalla formula di Vesic (1970) e di Prandtl (1921)

$s_{\gamma} s_q =$ fattori di forma della fondazione funzione della geometria della fondazione (Meyerhof, 1963)

$z_{\gamma} z_q =$ coefficienti inerziali dovuti al sisma (Paolucci e Pecker, 1997) con ag/g e fattore di amplificazione S a tr 50 anni

Nel caso di fondazioni superficiali le verifiche agli stati limite ultimi devono essere condotte sia dal punto di vista geotecnico (GEO) che strutturale (STR) e sono condotte secondo l'approccio 2 definito dalle tabelle della NTC2018, con i seguenti coefficienti:

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_R)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

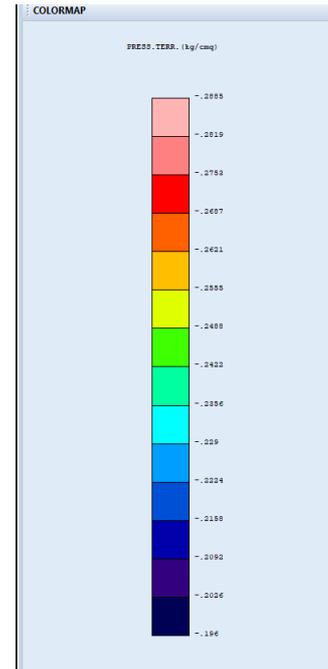
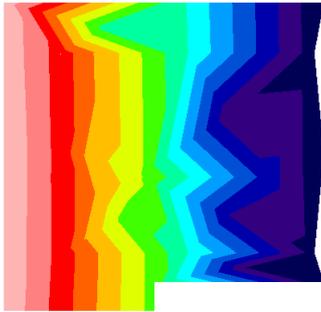
Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_V	γ_V	1,0	1,0

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Q _{amm}	Q _{amm} ($\gamma_R = 2,3$)	Massima pressione sul terreno	Verifica
[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	
1343	584	29	OK



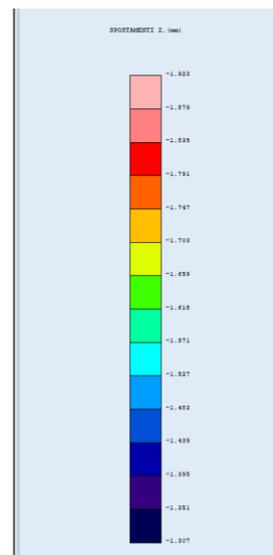
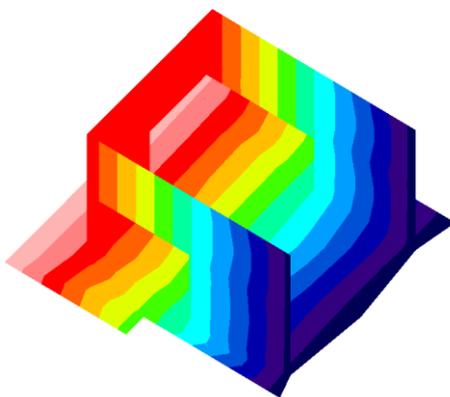
Pressione sul terreno

7.19.3 Verifica dei cedimenti

Dal modello di calcolo applicando agli elementi shell di fondazione delle molle resistenti solo a compressione, con modulo pari a 15000 kN/m³, si ottiene un cedimento massimo pari 8.09mm. Si ipotizza un valore ammissibile dalle relazione tra danni alla struttura e deformazioni adattata da Poulosetal nel 2001 pari a $s_{amm} = 18000 \beta_{max}(\text{platee su sabbia})$.

Per gli ascensori $\beta_{max} = 1/1200$.

$s_{amm} = 18000 (1/1200) = 12 \text{ mm}$.



Cedimenti

8 NUOVO SOLAIO DEI SERVIZI IGIENICI

8.1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Questo intervento consiste nella creazione di un nuovo solaio composto di travi in legno lamellare appoggiate semplicemente su delle travi in acciaio perimetrali. Le travi in legno sono state schematizzate come incernierate a entrambe le estremità. Le travi primarie in acciaio sono ancorate con barre affilettate ai muri perimetrali o saldate ai pilastri del nuovo vano ascensore. È stata effettuata una verifica statica degli elementi componenti dei solai in legno.

8.2 ANALISI DELLA STRUTTURA

8.2.1 Normativa, Metodo Di Calcolo, Assunzioni Per l'analisi E Il Calcolo Delle Azioni

La normativa utilizzata per la verifica degli elementi strutturali è il D.M. 17/01/2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Per tutto quello non specificato in detta norma, si è fatto riferimento alla CNR-DT 206/2007 "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno" ed alla UNI EN 1995-1-1:2009 "Progettazione delle strutture di legno".

Il calcolo delle azioni sulla struttura è stato condotto secondo le seguenti assunzioni:

- comportamento elastico-lineare dei materiali;
- sovrapposizione degli effetti;
- metodo semiprobabilistico agli stati limite;
- vita nominale $VN \geq 50$ anni (Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale)
- classe d'uso II

8.2.2 Carichi considerati

Nel calcolo delle azioni si sono considerati i seguenti carichi:

Permanenti portati strutturali G1

Pavimento	0,20 kN/mq
Sottofondo	0,80 kN/mq
Pannello OSB 3 sp. 18mm	0,10 kN/mq
Tavolata in abete sp 20mm	0,11 kN/mq
Totale	1,21 kN/mq

Permanenti portati non strutturali G2

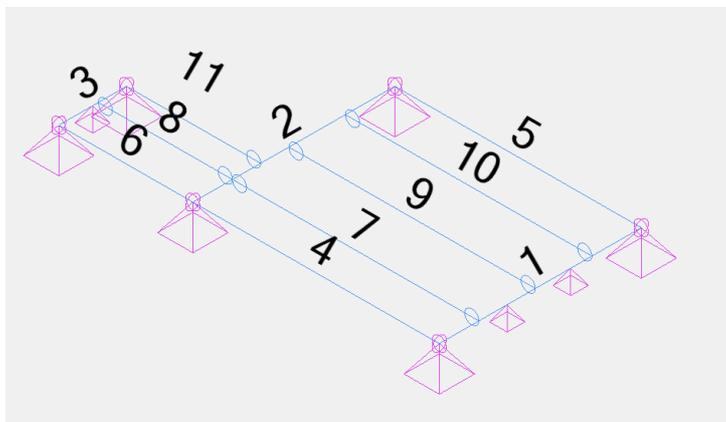
Impianti	0,10 kN/mq
Tramezzi	0,80 kN/mq
controsoffitto	0,20 kN/mq
Totale	1,10 kN/mq

Sovraccarichi

8.2.3 Combinazioni di azioni

Descrizione combinazioni			
Nr.	Nome	Dettagli	Codice
101	1.3x[1 G1]	1.30*1	ECELUSTR
102	1.3x[3 G2]	1.30*3	ECELUSTR
103	1.3x[1 G1]+1.5x[2 Q]	1.30*1 + 1.50*2	ECELUSTR
104	1.3x[3 G2]+1.5x[2 Q]	1.30*3 + 1.50*2	ECELUSTR
105	1x[1 G1]	1.00*1	ECELSCQ
106	1x[3 G2]	1.00*3	ECELSCQ
107	1x[1 G1]+1x[2 Q]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSCQ
108	1x[3 G2]+1x[2 Q]	1.00*3 + 1.00*2	ECELSCQ
109	1x[1 G1]	1.00*1	ECELSFQ
110	1x[3 G2]	1.00*3	ECELSFQ
111	1x[1 G1]+0.5x[2 Q]	1.00*1 + 0.50*2	ECELSFQ
112	1x[3 G2]+0.5x[2 Q]	1.00*3 + 0.50*2	ECELSFQ
113	1x[1 G1]	1.00*1	ECELSQP
114	1x[3 G2]	1.00*3	ECELSQP
115	1x[1 G1]+0.3x[2 Q]	1.00*1 + 0.30*2	ECELSQP
116	1x[3 G2]+0.3x[2 Q]	1.00*3 + 0.30*2	ECELSQP

8.2.4 Descrizione degli elementi

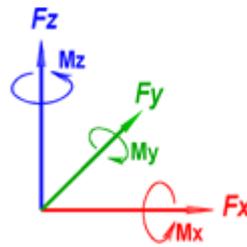


8.2.5 Convenzioni utilizzate:

La convenzione dei segni utilizzati è la seguente:

- Fx: forza lungo x
- Fy: forza lungo y
- Fz: forza lungo z

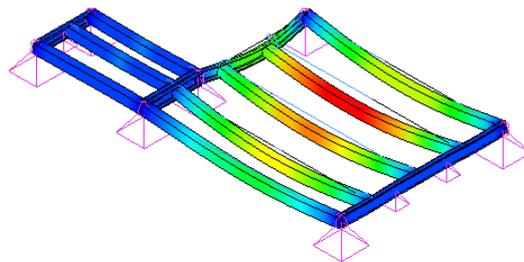
M_x : Momento torcente intorno all'asse x
 M_y : Momento flettente attorno l'asse y
 M_z : Momento flettente attorno l'asse z



8.3 VERIFICHE

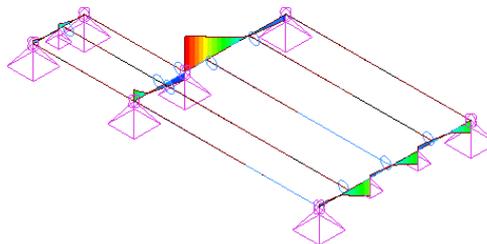
8.3.1 Diagrammi

Vista L.TENTE
 Analisi: 105-118 (Involuppo graficc - Max)
 Lineare : D Elemento Superficiale : D
 Assi local i



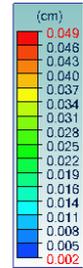
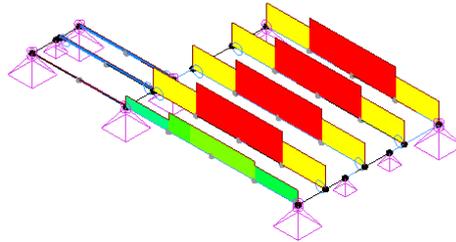
1 Spostamenti D - SLE

Vista L.TENTE
 Analisi: 101-101 (Involuppo graficc - Max)
 Lineare : Fz
 Assi local i



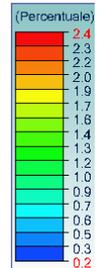
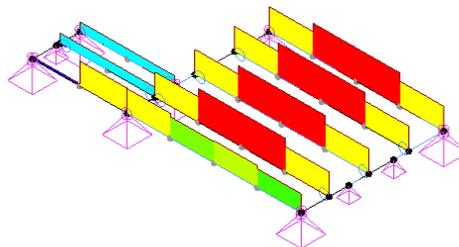
3 Forze Fz - SLU

Vista L.TENTE
Frecce
Lineare - Wfin



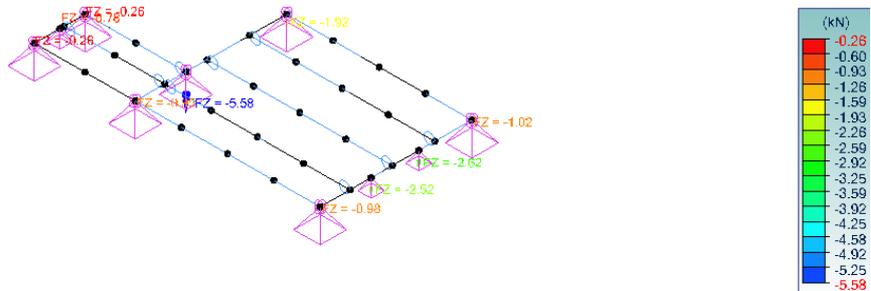
6 Frecce Wfin

Vista L.TENTE
Resistenza
Lineare - Tasso di lavoro



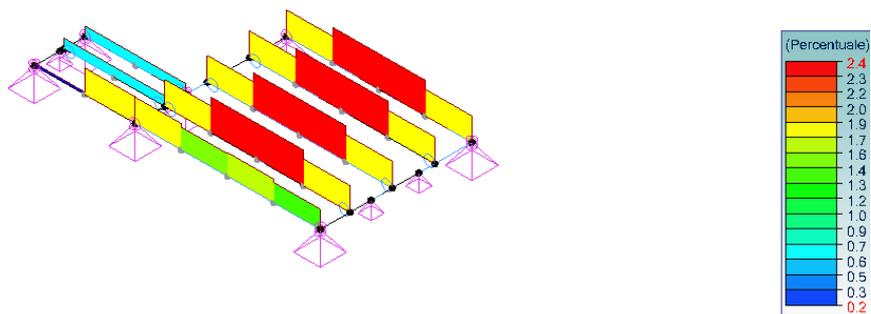
5 Resistenza Tasso di lavoro

Vista L.TENTE
 Analisi: 101-101 (In: sviluppo grafico - Max)
 Vincolo puntuale: FZ Vincolo lineare: FZ Vincolo superficiale: FZ
 Assi locali



4 Forze - FZ - SLU

Vista L.TENTE
 Stabilità
 Lineare: Tasso di lavoro



7 Stabilità Tasso di lavoro

8.3.2 Risultati

La verifica degli elementi strutturali è stata condotta secondo quanto previsto nelle NTC 2018.

Si riportano di seguito le principali verifiche degli elementi strutturali di solaio; si rimanda al fascicolo dei calcoli per tutte le verifiche di dettaglio.

8.3.2.1 Elementi in legno

Verifica delle frecce										
Elemento N°	Tutti i Winst	Calc Winst	Freccia(%)	Tutti i Wnetfin	Calc Wnetfin	Freccia(%)	Tutti i Wfin	Calc Wfin	Freccia(%)	Caso/Combinazioni
4	L/300	L/19573	2%	L/200	L/12233	2%	L/125	L/12233	1%	105
5	L/300	L/11389	3%	L/200	L/7118	3%	L/125	L/7118	2%	105
6	L/300	L/135500	0%	L/200	L/84687	0%	L/125	L/84687	0%	105

Verifica delle frecce										
Elemento N°	Tutti i Winst	Calc Winst	Freccia(%)	Tutti i Wnetfin	Calc Wnetfin	Freccia(%)	Tutti i Wfin	Calc Wfin	Freccia(%)	Caso/Combinazioni
7	L/300	L/11335	3%	L/200	L/7084	3%	L/125	L/7084	2%	105
8	L/300	L/64936	0%	L/200	L/40585	0%	L/125	L/40585	0%	105
9	L/300	L/11335	3%	L/200	L/7084	3%	L/125	L/7084	2%	107
10	L/300	L/11335	3%	L/200	L/7084	3%	L/125	L/7084	2%	107
11	L/300	L/65364	0%	L/200	L/40853	0%	L/125	L/40853	0%	105

Lunghezza d'inflessione e instabilità flesso-torsionale									
Elemento N°	Lg (m)	Lfy (m)	Lfz (m)	Tasso di snellezza Lfy	Tasso di snellezza Lfz	Ldy (m)	Ldz (m)	Tasso di snellezza Ldy	Tasso di snellezza Ldz
4	3.49	3.49	3.49	75.56	100.75	3.49	3.49	0.36	0.36
5	3.49	3.49	3.49	75.56	100.75	3.49	3.49	0.36	0.36
6	1.90	1.90	1.90	41.14	54.85	1.90	1.90	0.27	0.27
7	3.49	7.46	7.46	75.56	215.43	3.49	3.49	0.36	0.36
8	1.90	3.38	3.38	41.14	97.58	1.90	1.90	0.27	0.27
9	3.49	9.84	9.84	75.56	284.05	3.49	3.49	0.36	0.36
10	3.49	7.19	7.19	75.56	207.52	3.49	3.49	0.36	0.36
11	1.90	1.90	1.90	41.14	54.85	1.90	1.90	0.27	0.27

Ottimizzazione profili e involucri: per elemento				
Id	Sezione corrente Sezione proposta	Sezione di partenza finale Sezione finale proposta	Tasso di lavoro corrente (%)	Caso
4	R12*16	R12*16	2 %	101
5	R12*16	R12*16	2 %	101
6	R12*16	R12*16	2 %	101
7	R12*16	R12*16	2 %	101
8	R12*16	R12*16	1 %	101
9	R12*16	R12*16	2 %	101
10	R12*16	R12*16	2 %	101
11	R12*16	R12*16	1 %	101

Coefficienti d'imperfezioni globali EC3 per ogni elemento (§5.3.2(3)-EN1993-1-1)								
Elemento N°	Nome	Direzioni	ϕ_0	h (m)	m	α_h	α_m	ϕ

8.3.2.2 Elementi in acciaio

Verifica delle frecce: per elemento										
Elemento N°	Nome	Mesh - Punto	Direzione	Lunghezza a L (m)	Criterio	Freccia consentita a	Freccia calcolata	Freccia calcolata (cm)	Caso/Combinazioni	Freccia(%)
1	Lineare	1 - 4/4	z	2.86	1° criterio	L/500	L/10000	0.00	108	0%
2	Lineare	1 - 3/4	z	0.96	1° criterio	L/500	L/10000	0.00	107	0%
3	Lineare	1 - 3/4	z	0.96	1° criterio	L/500	L/10000	0.00	108	0%
12	Lineare	2 - 2/4	z	1.90	1° criterio	L/500	L/8742	0.02	107	6%

Lunghezza d'inflessione e instabilità flesso-torsionale: per elemento						
Elemento N°	Nome	Lg (m)	Lfy (m)	Lfz (m)	Ldi (m)	Lds (m)
1	Lineare	2.86	2.86	2.86	0.00	0.00
2	Lineare	0.96	0.96	0.96	0.00	0.00
3	Lineare	0.96	0.96	0.96	0.00	0.00
12	Lineare	1.90	1.90	1.90	0.00	0.00

<i>Ottimizzazione profili e involucri: per elemento</i>				
<i>Id</i>	<i>Nome</i>	<i>Sezione corrente</i>	<i>Tasso di lavoro corrente per Resistenza/Stabilità (%)</i>	<i>Tasso di Lavoro della Freccia Corrente (%)</i>
1	Lineare		0 %	N/A
2	Lineare		0 %	N/A
3	Lineare		0 %	N/A
12	Lineare		0 %	N/A

8.3.3 Connessione a taglio muratura/trave in acciaio

È stata verificata la connessione a taglio tra le travi primarie e il muro esistente.

Specifiche di progettazione

Ancorante

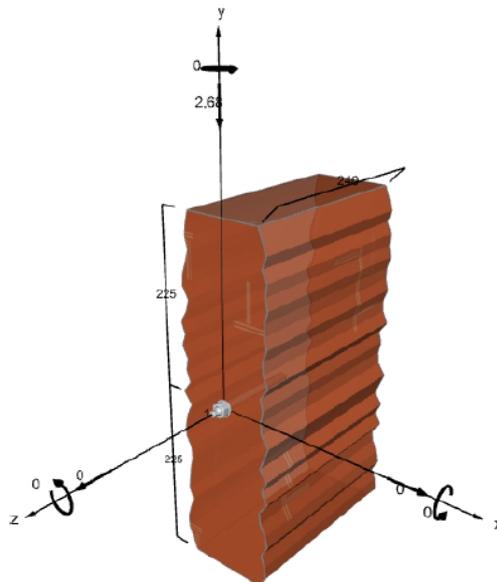
Sistema di ancoranti Sistema a iniezione fischer FIS V con barra filettata FIS A oppure RG M

Resina a iniezione FIS V-BOND 300 T
Elemento di fissaggio FIS A M 16 x 130 8.8, gvz 8.8

Profondità di ancoraggio 50 mm
Dati di progettazione ETA-10/0383 (07.07.2020)

Unità di misura

Geometria mm
Valori di progetto delle azioni kN, kNm



Non disegnato in scala

$\alpha_{j,v}$	$V_{Rk,b}$ kN	Y_{Mm}	$V_{Rd,b}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,b}$ %
1,00	8,00	2,50	3,20	2,68	83,8

Ancorante n°	$\beta_{V,b}$ %	Gruppo N°	Beta decisivo
1	83,8	1	$\beta_{V,b,1}$

Resistenza per carichi combinati di trazione e taglio

Sfruttamento decisivo per azione di taglio $\beta_V = 83,75\%$



Verifica soddisfatta

9 NUOVI VARCHI

9.1 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Si prevede l'esecuzione di aperture in murature portanti con due tipi di interventi:

- inserimento di architravi con putrelle tipo HEA volti a rinforzare le pareti intorno alle aperture laddove sono presenti aperture, a seconda della luce, dello spessore della parete e del tasso di lavoro. continuità nella rigidezza.

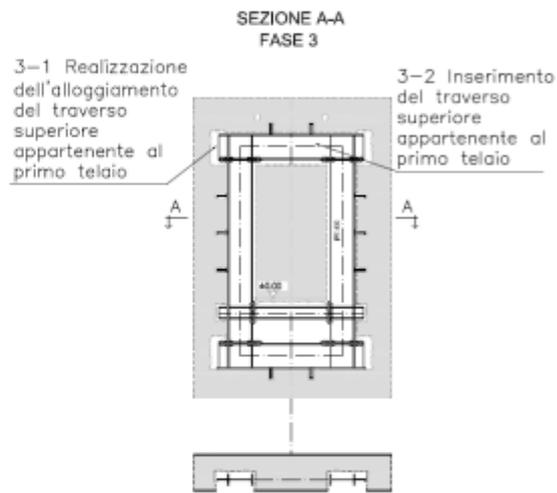
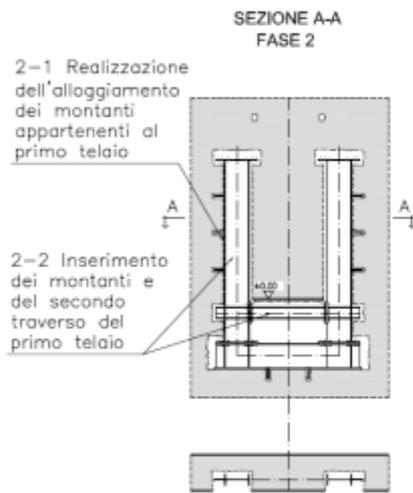
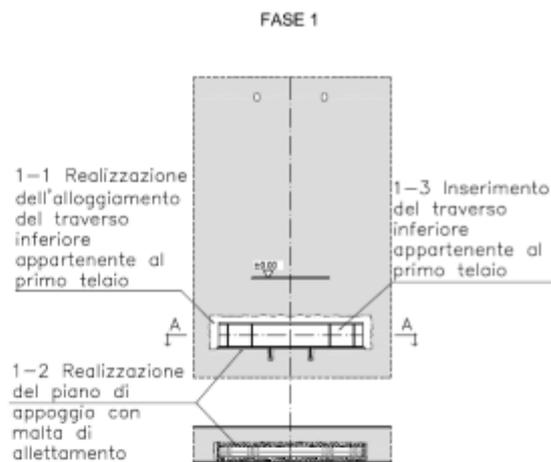
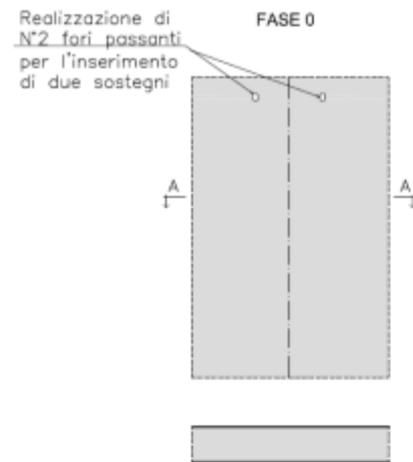
Le modalità esecutive per l'inserimento di architravi in acciaio possono essere riassunte nelle seguenti prescrizioni:

- l'intervento deve essere eseguito per campioni. L'inserimento dei profilati verrà fatto su un lato per volta ed adottando adeguate opere di sostegno;
- i profilati devono essere posati su superficie piana previa realizzazione di uno strato di ripartizione in malta cementizia;
- i profilati devono essere collegati trasversalmente a due a due mediante barre filettate Ø12 con dado e controdado;
- le sigillature devono essere realizzate con malta cementizia antiritiro fino a completo rifiuto;
- la demolizione del muro sottostante i profilati deve essere eseguita dopo l'intervento di consolidamento assicurandosi del perfetto indurimento delle malte e della tenuta di tutti gli elementi costruttivi;

Gli architravi sono stati dimensionati solo con l'impatto del carico delle murature. Le pareti essendo alte il triangolo dell'effetto arco non intercetta i solai e quindi questi ultimi non stati considerati.

- inserimento di un portale costituito da putrelle tipo HEA adeguatamente appoggiate su piedritti tipo HEA ancorati nella muratura esistente tramite pioli metallici saldati sui profili e inghisati nella muratura esistente. La cerchiatura è chiusa in parte inferiore con dei profili di tipo UPN ancorati nei solai esistenti. L'obiettivo di questo intervento è quello di assicurare una variazione in termine di rigidezza, resistenza e spostamento non significativo tra lo stato post operam quello ante operam.

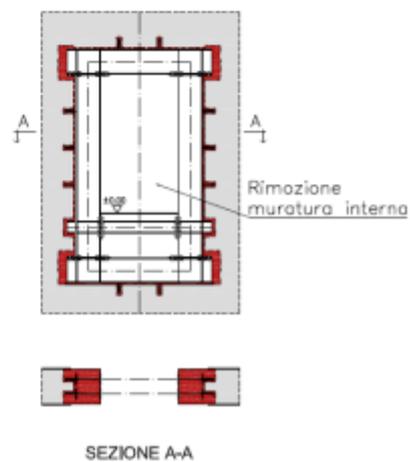
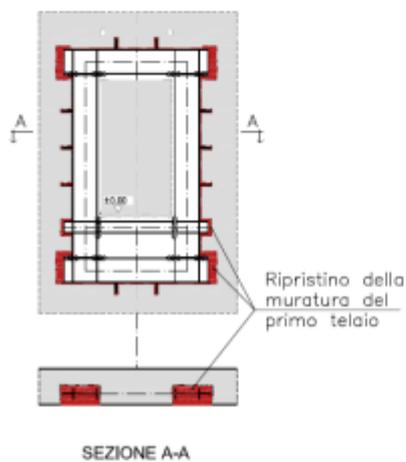
Le modalità esecutive per l'inserimento di cerchiature in acciaio possono essere riassunte nelle seguenti prescrizioni (*da quaderno di progettazione – Promozione Acciaio*):



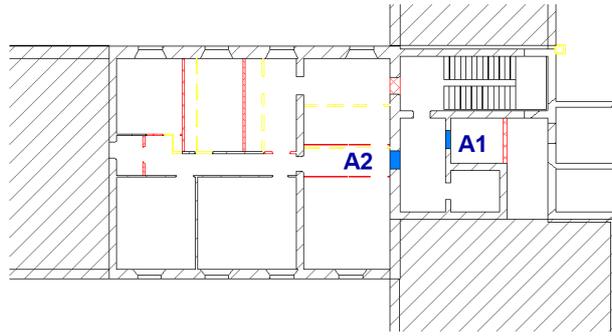
SEZIONE A-A FASE 4

SEZIONE A-A FASE 5

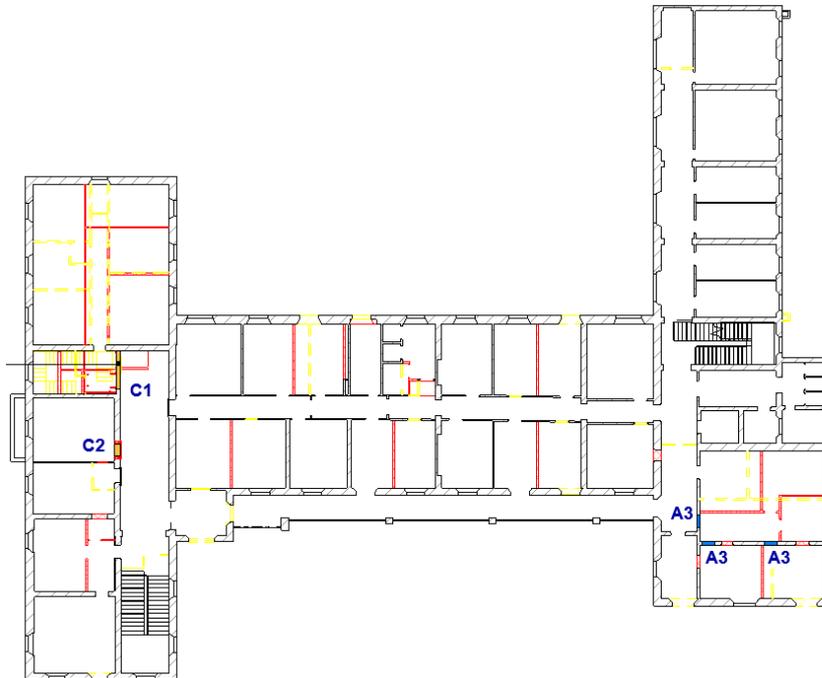
RIPETIZIONI DELLE FASI DA 0 A 4 PER IL SECONDO TELAI0



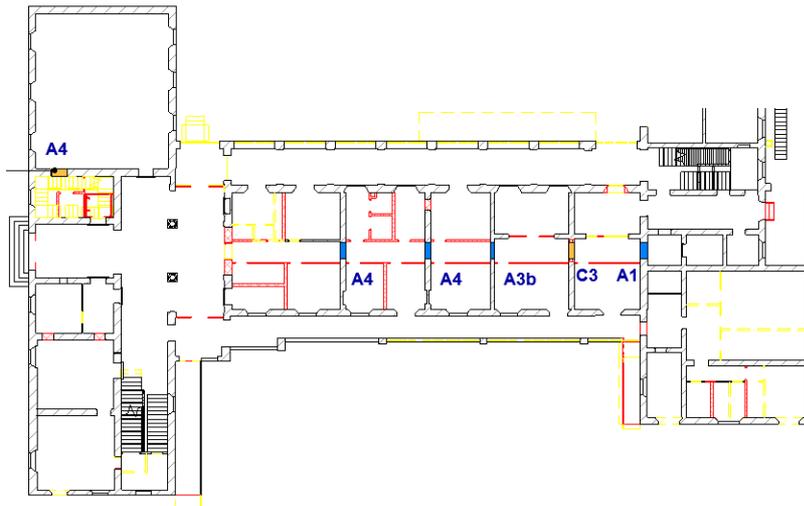
Fase di montaggio – Quaderno di progettazione Promozione Acciaio



Localizzazione aperture piano secondo



Localizzazione aperture piano primo



Localizzazione aperture piano terra



Localizzazione aperture piano interrato

9.2 VERIFICA DELLE ARCHITRAVI

9.2.1 Architrave A1

Dimensioni apertura			
Luce apertura		90,00	cm
Lunghezza appoggi		20	cm
Luce calcolo l_c		103	cm
Altezza triangolo muratura		81	cm
Spessore muro		30,00	cm
Dati muratura			
Peso muratura	γ_M	1 800,00	daN/m ³
Fattore del livello di conoscenza	FC	1,2	
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	2,00	
Resistenza compressione	f_m	26,00	daN/cm ²
Resistenza a compressione di calcolo	f_d	10,83	daN/cm ²
Resistenza al taglio	f_{vmo}	1,30	daN/cm ²
Resistenza a compressione di calcolo	f_{vmod}	0,54	daN/cm ²
Modulo elastico normale della muratura	E_m	12 000,00	daN/cm ²
Modulo elastico tangenziale della muratura	G_m	4 000,00	daN/cm ²
Peso triangolo muratura		166,93	daN
Valore massimo a mezzaria		3,71	daN/cm
Dati solaio			
Distanza dal solaio		0,00	cm
Ascissa intersezione solaio		0,00	cm
Sviluppo solaio		0,00	cm
Peso proprio solaio		0,00	daN/m ²
Carico permanente solaio		0,00	daN/m ²
Carico accidentale solaio		0,00	daN/m ²
Peso solaio SLU		0,00	daN/cm
Dati architrave			
Coefficiente materiale	γ_{MO}	1,05	
Profilo		HEA 140	
Numero trave	n	2,00	
Peso unitario trave	p	0,247	daN/cm
Peso totale trave	P	0,49	daN/cm
Altezza trave	h	13,30	cm
Larghezza trave	b	14,00	cm
Area	A	31,42	cm ²
Spessore anima	t_w	0,55	cm
Spessore ala	t_f	0,85	cm
raggio	r	1,20	cm
Momento di resistenza	W_{pl}	155,40	cm ³
Momento d'inertia	J_x	1 033,00	cm ⁴
Resistenza di calcolo	f_{yk}	2 350,00	daN/cm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	2 238,10	daN/cm ²
Modulo elastico	E	2 100 000,00	daN/cm ²
Verifica (NTC 2018 - 4.2.4)			
Appoggio			
Ra muratura		124,54	daN
Ra solaio		0,00	daN
V_{Ed}		124,54	daN

Av		10,13	cm ²
τ_{Ed}		8,51	daN/cm ²
$V_{c,Rd}$		26 172,80	daN
Verifica locale in campo elastico			
Tasso di lavoro		0,48%	
Tensione massima su appoggio allo SLU	σ_{max}	0,42	daN/cm ²
Verifica tensione muratura			
Tasso di lavoro		3,84%	
Mezzeria			
Momento SLU	Med	4 288,23	daN.cm
Tensione massima a mezzeria allo SLU	σ_{max}	13,80	daN/cm ²
Verifica resistenza			
Tasso di lavoro		0,62%	
Momento resistente	$M_{c,Rd}$	695 600,00	daN.cm
Verifica flessione monoassiale (retta)			
Tasso di lavoro		1%	
σ_{max}^2		190,37	daN/cm ²
$(f_{yk}/\gamma_{Mo})^2$		5 009 070,29	daN/cm ²
Verifica locale in campo elastico			
Verifica freccia			
Freccia		0,02	mm
L/500		2,07	mm

9.2.2 Architrave A2

Dimensioni apertura			
Luce apertura		90,00	cm
Lunghezza appoggi		20	cm
Luce calcolo lc		103	cm
Altezza triangolo muratura		81	cm
Spessore muro		60,00	cm
Dati muratura			
Peso muratura	γ_M	1 800,00	daN/m3
Fattore del livello di conoscenza	FC	1,2	
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	2,00	
Resistenza compressione	f_m	26,00	daN/cm2
Resistenza a compressione di calcolo	f_d	10,83	daN/cm2
Resistenza al taglio	f_{vmo}	1,30	daN/cm2
Resistenza a compressione di calcolo	f_{vmod}	0,54	daN/cm2
Modulo elastico normale della muratura	E_m	12 000,00	daN/cm2
Modulo elastico tangenziale della muratura	G_m	4 000,00	daN/cm2
Peso triangolo muratura		167,40	daN
Valore massimo a mezzaria		3,72	daN/cm
Dati solaio			
Distanza dal solaio		0,00	cm
Ascissa intersezione solaio		0,00	cm
Sviluppo solaio		0,00	cm
Peso proprio solaio		0,00	daN/m2
Carico permanente solaio		0,00	daN/m2
Carico accidentale solaio		0,00	daN/m2
Peso solaio SLU		0,00	daN/cm
Dati architrave			
Coefficiente materiale	γ_{M0}	1,05	
Profilo		HEA 180	
Numero trave	n	3,00	
Peso unitario trave	p	0,355	daN/cm
Peso totale trave	P	1,07	daN/cm
Altezza trave	h	17,10	cm
Larghezza trave	b	18,00	cm
Area	A	45,25	cm2
Spessore anima	t_w	0,60	cm
Spessore ala	t_f	0,95	cm
raggio	r	1,50	cm
Momento di resistenza	W_{pl}	293,60	cm3
Momento d'inertia	J_x	2 510,00	cm4
Resistenza di calcolo	f_{yk}	2 350,00	daN/cm2
Resistenza di calcolo	f_{yd}	2 238,10	daN/cm2
Modulo elastico	E	2 100 000,00	daN/cm2
Verifica (NTC 2018 - 4.2.4)			
Appoggio			
Ra muratura		124,93	daN
Ra solaio		0,00	daN
V_{Ed}		124,93	daN

Av		14,47	cm ²
τ_{Ed}		4,06	daN/cm ²
V _{c,Rd}		56 092,88	daN
Verifica locale in campo elastico			
Tasso di lavoro		0,22%	
Tensione massima su appoggio allo SLU	σ_{max}	0,31	daN/cm ²
Verifica tensione muratura			
Tasso di lavoro		2,88%	
Mezzeria			
Momento SLU	Med	4 303,14	daN.cm
Tensione massima a mezzeria allo SLU	σ_{max}	4,89	daN/cm ²
Verifica resistenza			
Tasso di lavoro		0,22%	
Momento resistente	M _{c,Rd}	1 314 209,52	daN.cm
Verifica flessione monoassiale (retta)			
Tasso di lavoro		0%	
σ_{max}^2		23,87	daN/cm ²
$(f_{yk}/\gamma_{Mo})^2$		5 009 070,29	daN/cm ²
Verifica locale in campo elastico			
Verifica freccia			
Freccia		0,01	mm
L/500		2,07	mm

9.2.3 Architrave A3

Dimensioni apertura			
Luce apertura		120,00	cm
Lunghezza appoggi		17	cm
Luce calcolo lc		131	cm
Altezza triangolo muratura		103	cm
Spessore muro		25,00	cm
Dati muratura			
Peso muratura	γ_M	1 800,00	daN/m ³
Fattore del livello di conoscenza	FC	1,2	
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	2,00	
Resistenza compressione	f_m	26,00	daN/cm ²
Resistenza a compressione di calcolo	f_d	10,83	daN/cm ²
Resistenza al taglio	f_{vmo}	1,30	daN/cm ²
Resistenza a compressione di calcolo	f_{vmod}	0,54	daN/cm ²
Modulo elastico normale della muratura	E_m	12 000,00	daN/cm ²
Modulo elastico tangenziale della muratura	G_m	4 000,00	daN/cm ²
Peso triangolo muratura		242,67	daN
Valore massimo a mezzaria		4,04	daN/cm
Dati solaio			
Distanza dal solaio		0,00	cm
Ascissa intersezione solaio		0,00	cm
Sviluppo solaio		0,00	cm
Peso proprio solaio		0,00	daN/m ²
Carico permanente solaio		0,00	daN/m ²
Carico accidentale solaio		0,00	daN/m ²
Peso solaio SLU		0,00	daN/cm
Dati architrave			
Coefficiente materiale	γ_{M0}	1,05	
Profilo		HEA 120	
Numero trave	n	3,00	
Peso unitario trave	p	0,199	daN/cm
Peso totale trave	P	0,60	daN/cm
Altezza trave	h	11,40	cm
Larghezza trave	b	12,00	cm
Area	A	25,34	cm ²
Spessore anima	t_w	0,50	cm
Spessore ala	t_f	0,80	cm
raggio	r	1,20	cm
Momento di resistenza	W_{pl}	106,30	cm ³
Momento d'inertia	J_x	606,20	cm ⁴
Resistenza di calcolo	f_{yk}	2 350,00	daN/cm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	2 238,10	daN/cm ²
Modulo elastico	E	2 100 000,00	daN/cm ²
Verifica (NTC 2018 - 4.2.4)			
Appoggio			
Ra muratura		172,72	daN
Ra solaio		0,00	daN
V_{Ed}		172,72	daN

Av		8,46	cm ²
τ_{Ed}		10,10	daN/cm ²
$V_{c,Rd}$		32 795,14	daN
Verifica locale in campo elastico			
Tasso di lavoro		0,53%	
Tensione massima su appoggio allo SLU	σ_{max}	1,21	daN/cm ²
Verifica tensione muratura			
Tasso di lavoro		11,19%	
Mezzeria			
Momento SLU	Med	7 565,14	daN.cm
Tensione massima a mezzeria allo SLU	σ_{max}	23,72	daN/cm ²
Verifica resistenza			
Tasso di lavoro		1,06%	
Momento resistente	$M_{c,Rd}$	475 819,05	daN.cm
Verifica flessione monoassiale (retta)			
Tasso di lavoro		2%	
σ_{max}^2		562,76	daN/cm ²
$(f_{yk}/\gamma_{Mo})^2$		5 009 070,29	daN/cm ²
Verifica locale in campo elastico			
Verifica freccia			
Freccia		0,06	mm
L/500		2,63	mm

9.2.4 Architrave A4

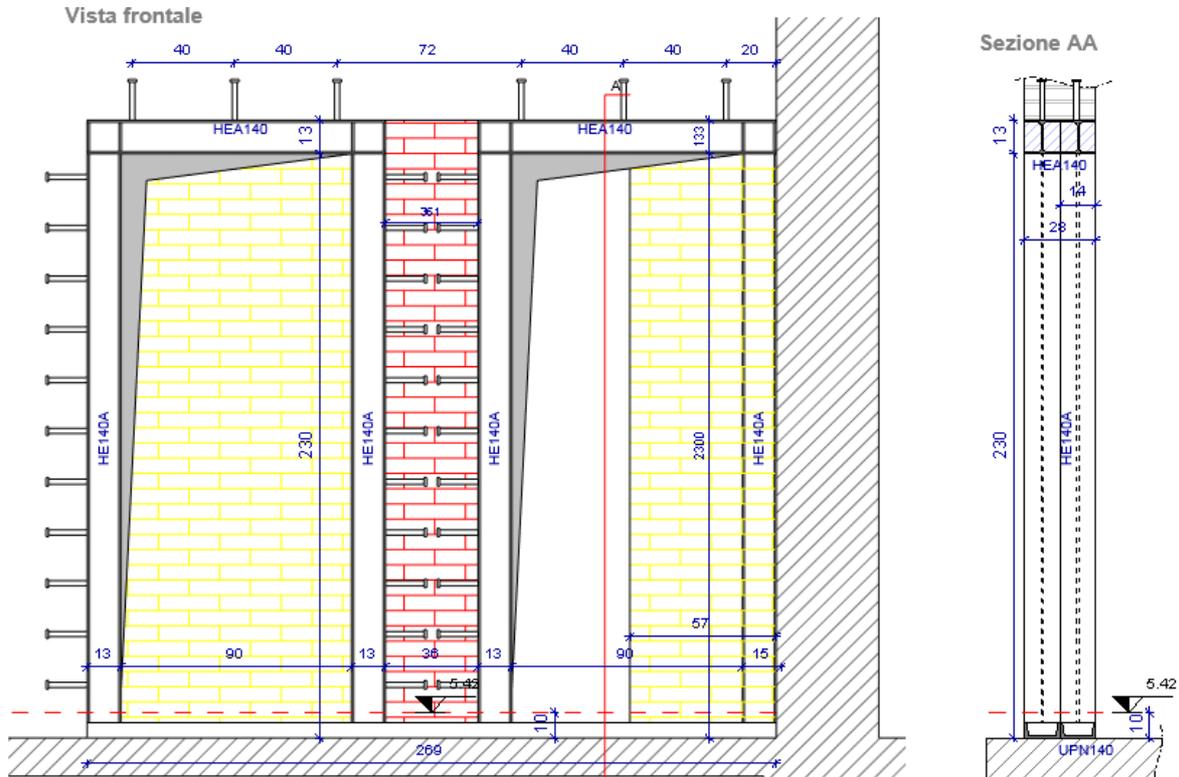
Dimensioni apertura			
Luce apertura		90,00	cm
Lunghezza appoggi		20	cm
Luce calcolo lc		103	cm
Altezza triangolo muratura		81	cm
Spessore muro		60,00	cm
Dati muratura			
Peso muratura	γ_M	1 800,00	daN/m ³
Fattore del livello di conoscenza	FC	1,2	
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	2,00	
Resistenza compressione	f_m	26,00	daN/cm ²
Resistenza a compressione di calcolo	f_d	10,83	daN/cm ²
Resistenza al taglio	f_{vmo}	1,30	daN/cm ²
Resistenza a compressione di calcolo	f_{vmod}	0,54	daN/cm ²
Modulo elastico normale della muratura	E_m	12 000,00	daN/cm ²
Modulo elastico tangenziale della muratura	G_m	4 000,00	daN/cm ²
Peso triangolo muratura		167,40	daN
Valore massimo a mezzaria		3,72	daN/cm
Dati solaio			
Distanza dal solaio		0,00	cm
Ascissa intersezione solaio		0,00	cm
Sviluppo solaio		0,00	cm
Peso proprio solaio		0,00	daN/m ²
Carico permanente solaio		0,00	daN/m ²
Carico accidentale solaio		0,00	daN/m ²
Peso solaio SLU		0,00	daN/cm
Dati architrave			
Coefficiente materiale	γ_{MO}	1,05	
Profilo		HEA 200	
Numero trave	n	3,00	
Peso unitario trave	p	0,505	daN/cm
Peso totale trave	P	1,52	daN/cm
Altezza trave	h	21,00	cm
Larghezza trave	b	20,00	cm
Area	A	64,34	cm ²
Spessore anima	t_w	0,70	cm
Spessore ala	t_f	1,10	cm
raggio	r	1,80	cm
Momento di resistenza	W_{pl}	515,20	cm ³
Momento d'inertia	J_x	1 955,00	cm ⁴
Resistenza di calcolo	f_{yk}	2 350,00	daN/cm ²
Resistenza di calcolo	f_{yd}	2 238,10	daN/cm ²
Modulo elastico	E	2 100 000,00	daN/cm ²
Verifica (NTC 2018 - 4.2.4)			
Appoggio			
Ra muratura		124,93	daN
Ra solaio		0,00	daN
V_{Ed}		124,93	daN

Av		25,07	cm ²
τ_{Ed}		2,83	daN/cm ²
$V_{c,Rd}$		97 183,72	daN
Verifica locale in campo elastico			OK
Tasso di lavoro		0,13%	
Tensione massima su appoggio allo SLU	σ_{max}	0,31	daN/cm ²
Verifica tensione muratura			OK
Tasso di lavoro		2,88%	
Mezzeria			
Momento SLU	Med	4 303,14	daN.cm
Tensione massima a mezzeria allo SLU	σ_{max}	2,78	daN/cm ²
Verifica resistenza			OK
Tasso di lavoro		0,12%	
Momento resistente	$M_{c,Rd}$	2 306 133,33	daN.cm
Verifica flessione monoassiale (retta)			OK
Tasso di lavoro		0%	
σ_{max}^2		7,75	daN/cm ²
$(f_{yk}/\gamma_{Mo})^2$		5 009 070,29	daN/cm ²
Verifica locale in campo elastico			OK
Verifica freccia			
Freccia		0,01	mm
L/500		2,07	mm

9.3 VERIFICA DELLE CERCHIATURE

Le verifiche sono state effettuate con CDSwin che confronta la rigidezza, la resistenza e gli spostamenti della muratura eliminata ai valori del telaio in acciaio.

9.3.1 Cerchiatura C1



VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE EQUIVALENZA CERCHIATURE

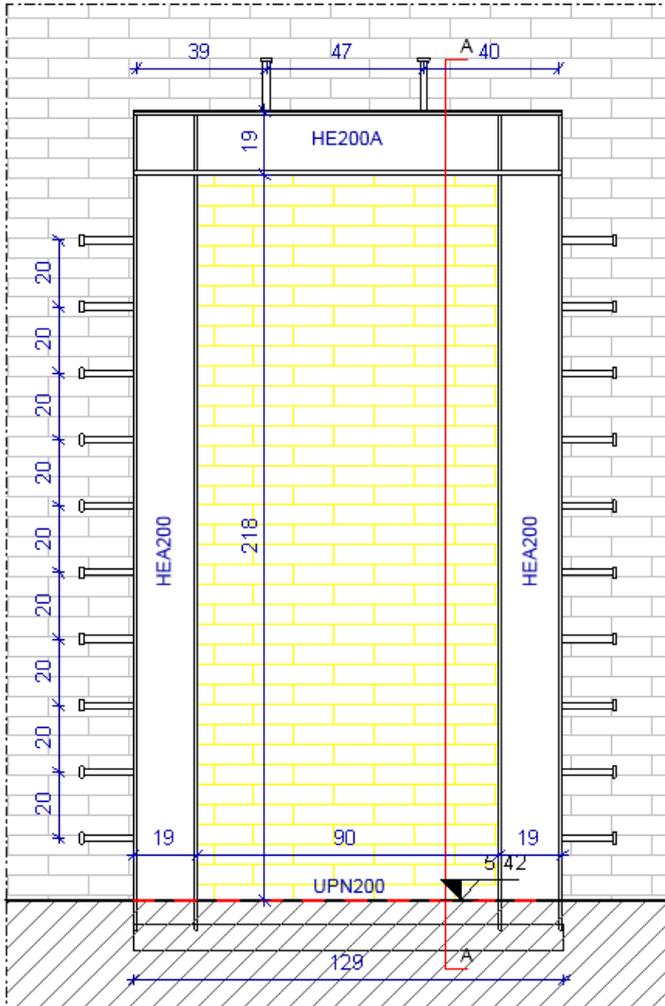
Verifica Numero	1	
Numero quota	1	
Numero setto	1	
Larghezza netta foro	0,90	m
Altezza netta foro	2,20	m
Spessore muratura	0,25	m
Numero di archivio materiale muratura	23	
Numero di archivio sezione cerchiatura	66	
Descrizione sezione cerchiatura	2*HEA140	
Altezza sezione cerchiatura	13,30	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	1,31	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	4,14	t
Momento resistente sezione cerchiatura	6,99	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	45,31	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	8,79	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	7,55	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	1,12	t
Resistenza telaio cerchiatura	11,98	t
Spost.rel. ultimo porz. muro eliminato	24,66	mm
Spostamento relativo ultimo telaio cerchiatura	139,98	mm
La verifica risulta	SODDISFATTA	

VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE		
EQUIVALENZA CERCHIATURE		
Verifica Numero	2	
Numero quota	1	
Numero setto	1	
Larghezza netta foro	0,90	m
Altezza netta foro	2,20	m
Spessore muratura	0,25	m
Numero di archivio materiale muratura	23	
Numero di archivio sezione cerchiatura	66	
Descrizione sezione cerchiatura	2*HEA140	
Altezza sezione cerchiatura	13,30	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	1,31	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	4,14	t
Momento resistente sezione cerchiatura	6,99	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	45,31	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	8,79	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	7,55	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	1,12	t
Resistenza telaio cerchiatura	11,98	t
Spost.rel. ultimo porz. muro eliminato	24,66	mm
Spostamento relativo ultimo telaio cerchiatura	139,98	mm
La verifica risulta	SODDISFATTA	

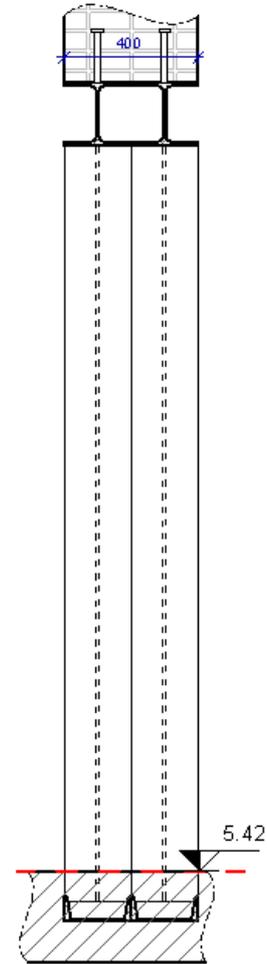
STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																					
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																					
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxplRd Kg	VyplRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %			
Sez.N. 66	3	5,42		1	0	-82	0	0	132	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	1			
2*HEA140	qn=	-49		1	0	-13	0	0	93	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
Asta: 10	4	5,42		1	0	29	0	0	57	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
Instab.:=	116,6	β*l=		81,6	0	0	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	0	Rpf=	0	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	0,0	0,0	4,7	mm
Sez.N. 66	3	0,00		1	0	-7	0	0	37	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
2*HEA140	qn=	-49		1	0	4	0	0	-2	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
Asta: 11	4	0,00		1	0	-7	0	0	-37	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
Instab.:=	116,6	β*l=		81,6	0	0	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	0	Rpf=	0	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	0,0	0,0	4,7	mm
Sez.N. 66	3	5,42		1	-3244	99	0	0	-74	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	4			
2*HEA140	qn=	0		1	-3321	10	0	0	-74	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	2			
Asta: 12	3	0,00		1	-3394	-74	0	0	-74	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	3			
Instab.:=	233,3	β*l=		163,3	-3394	39	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	28	Rpf=	3	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	0,1	0,0	9,3	mm
Sez.N. 66	4	5,42		1	-2533	-18	0	0	18	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	2			
2*HEA140	qn=	0		1	-2609	3	0	0	18	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	2			
Asta: 13	4	0,00		1	-2682	23	0	0	18	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	2			
Instab.:=	233,3	β*l=		163,3	-2682	9	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	28	Rpf=	2	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	0,0	0,0	9,3	mm
Sez.N. 66	5	5,42		1	0	-33	0	0	72	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
2*HEA140	qn=	-49		1	0	7	0	0	-3	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
Asta: 14	6	5,42		1	0	7	0	0	-3	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
Instab.:=	116,6	β*l=		81,6	0	0	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	0	Rpf=	0	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	0,0	0,0	4,7	mm
Sez.N. 66	5	0,00		1	0	-7	0	0	37	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
2*HEA140	qn=	-49		1	0	4	0	0	-2	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
Asta: 15	6	0,00		1	0	-7	0	0	-37	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	0			
Instab.:=	116,6	β*l=		81,6	0	0	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	0	Rpf=	0	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	0,0	0,0	4,7	mm
Sez.N. 66	5	5,42		1	-2193	-18	0	0	18	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	2			
2*HEA140	qn=	0		1	-2269	3	0	0	18	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	2			
Asta: 16	5	0,00		1	-2342	23	0	0	18	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	2			
Instab.:=	233,3	β*l=		163,3	-2342	9	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	28	Rpf=	2	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	0,0	0,0	9,3	mm
Sez.N. 66	6	5,42		1	-2422	-53	0	0	46	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	2			
2*HEA140	qn=	0		1	-2498	1	0	0	46	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	2			
Asta: 17	6	0,00		1	-2572	53	0	0	46	0	140624	7766	9844	64703	26163	307	2238	3			
Instab.:=	233,3	β*l=		163,3	-2572	21	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	28	Rpf=	2	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	0,1	0,0	9,3	mm

9.3.2 Cerchiatura C2

Vista frontale



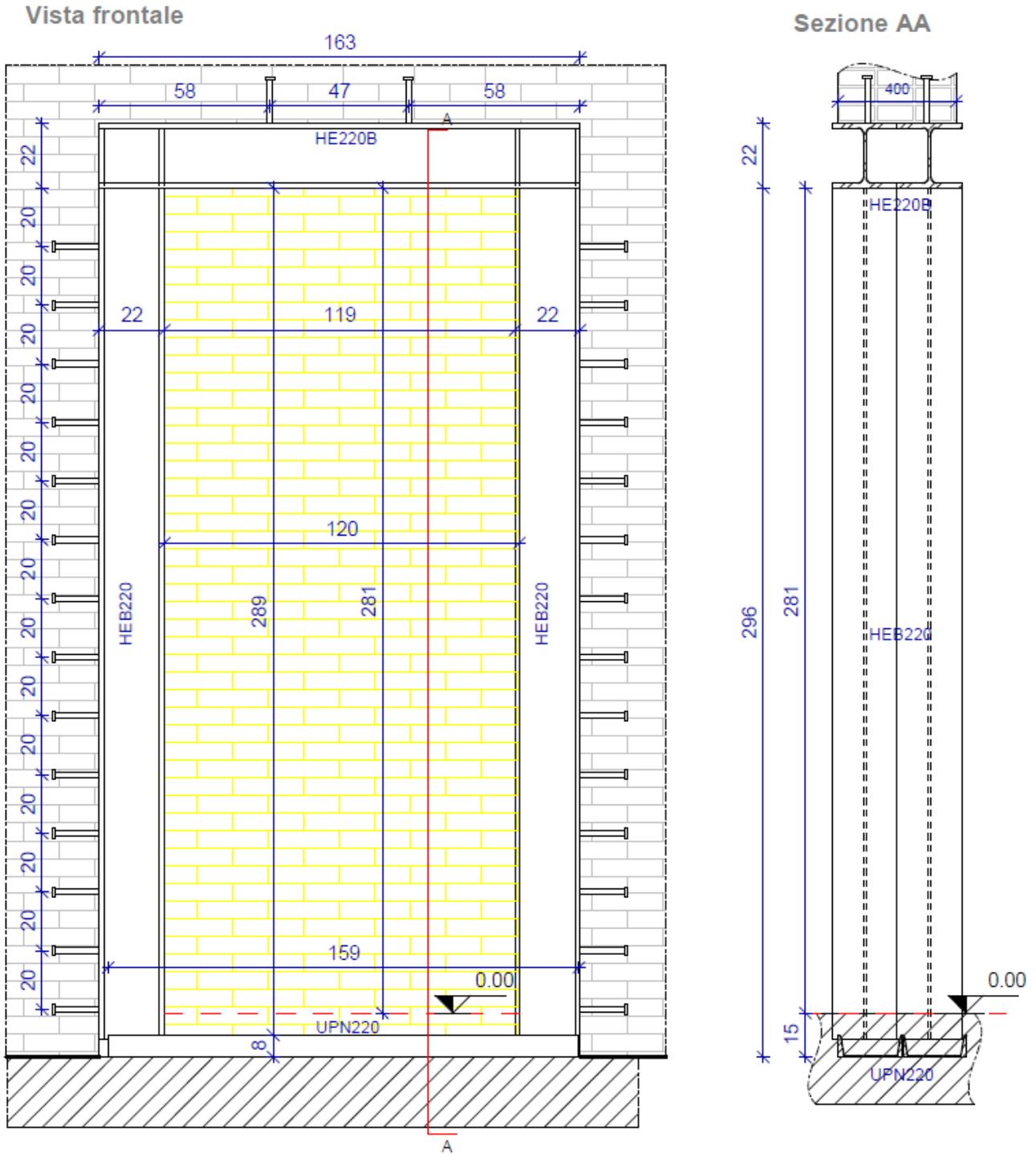
Sezione AA



VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE		
EQUIVALENZA CERCHIATURE		
Verifica Numero	1	
Numero quota	1	
Numero setto	1	
Larghezza netta foro	1,10	m
Altezza netta foro	2,20	m
Spessore muratura	0,40	m
Numero di archivio materiale muratura	23	
Numero di archivio sezione cerchiatura	72	
Descrizione sezione cerchiatura	2*HEA200	
Altezza sezione cerchiatura	19,00	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	2,14	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	7,70	t
Momento resistente sezione cerchiatura	17,30	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	80,94	t
Rigidità porzione muratura eliminata	20,74	t/cm
Rigidità telaio cerchiatura	23,27	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	1,79	t
Resistenza telaio cerchiatura	28,96	t
Spost.rel. ultimo porz. muro eliminato	25,80	mm
Spostamento relativo ultimo telaio cerchiatura	143,40	mm
La verifica risulta	SODDISFATTA	

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																		
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																		
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpRd Kg	VypRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cm ²	Rap %
Sez.N. 72	4	5,42	1	0	-873	0	0	0	1115	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	5
2*HEA200	qn=-	-85	1	0	-181	0	0	0	1045	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	1
Asta: 12	5	5,42	1	0	465	0	0	0	975	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	2
Instab.:l=	128,0	β*l=	89,6	0	0	0	0	cl= 1	ε= 1,00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	0,1	0,0	5,1	mm	
Sez.N. 72	4	0,00	1	0	-15	0	0	0	70	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	0
2*HEA200	qn=-	-85	1	0	8	0	0	0	0	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	0
Asta: 13	5	0,00	1	0	-15	0	0	0	-70	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	0
Instab.:l=	128,0	β*l=	89,6	0	0	0	0	cl= 1	ε= 1,00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	0,0	0,0	5,1	mm	
Sez.N. 72	4	5,42	1	-8133	506	0	0	-316	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	6	
2*HEA200	qn=-	0	1	-8264	129	0	0	-316	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	4	
Asta: 14	4	0,00	1	-8395	-248	0	0	-316	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	5	
Instab.:l=	239,0	β*l=	167,3	-8395	204	0	0	cl= 1	ε= 1,00	lmd= 20	Rpf= 5	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	0,1	0,1	9,6	mm	
Sez.N. 72	5	5,42	1	-6819	-692	0	0	602	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	6	
2*HEA200	qn=-	0	1	-6950	28	0	0	602	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	3	
Asta: 15	5	0,00	1	-7082	747	0	0	602	0	240960	19225	24096	110565	46730	610	2238	7	
Instab.:l=	239,0	β*l=	167,3	-7082	299	0	0	cl= 1	ε= 1,00	lmd= 20	Rpf= 5	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	0,4	0,0	9,6	mm	

9.3.3 Cerchiatura C3



VERIFICHE EQUIVALENZA MURATURE FORATE
EQUIVALENZA CERCHIATURE

Verifica Numero	1	
Numero quota	1	
Numero setto	1	
Larghezza netta foro	1,20	m
Altezza netta foro	2,90	m
Spessore muratura	0,56	m
Numero di archivio materiale muratura	23	
Numero di archivio sezione cerchiatura	112	
Descrizione sezione cerchiatura	2*HEB220	
Altezza sezione cerchiatura	22,00	cm
Momento resistente porzione muratura eliminata	2,65	tm
Taglio resistente porzione muratura eliminata	11,41	t
Momento resistente sezione cerchiatura	33,32	tm
Taglio resistente sezione cerchiatura	124,98	t
Rigidezza porzione muratura eliminata	21,29	t/cm
Rigidezza telaio cerchiatura	23,71	t/cm
Resistenza porzione muratura eliminata	1,70	t
Resistenza telaio cerchiatura	42,72	t
Spost.rel. ultimo porz. muro eliminato	33,40	mm
Spostamento relativo ultimo telaio cerchiatura	187,20	mm
La verifica risulta	SODDISFATTA	

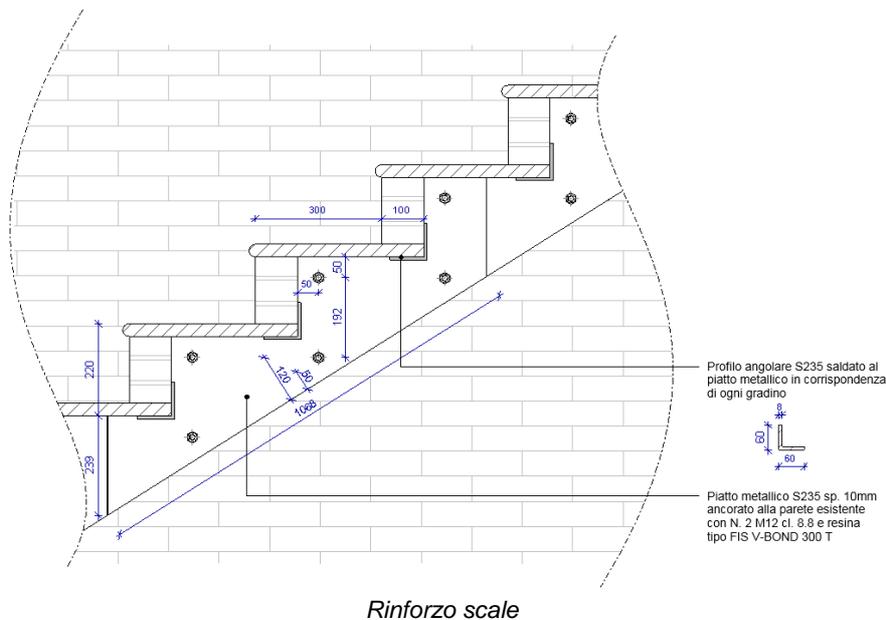
STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.

VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D

DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxpRd Kg	VypIRd Kg	T Rd kg/m	fy rid Kg/cmq	Rap %
Sez.N. 112 2*HEB220	4	5,42	1	0	-3024	0	0	0	1106	0	407519	37020	44827	189131	72160	1675	2238	8
Asta: 10	5	5,42	1	0	-3072	0	0	0	-1163	0	407519	37020	44827	189131	72160	1675	2238	7
Instab.: =	164,0	$\beta^1=$	114,8	0	0	0	0	cl= 1	$\epsilon=$ 1,00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	0,4	0,2	6,6	mm	
Sez.N. 112 2*HEB220	4	0,00	1	0	-42	0	0	0	152	0	407519	37020	44827	189131	72160	1675	2238	0
Asta: 11	5	0,00	1	0	-42	0	0	0	-152	0	407519	37020	44827	189131	72160	1675	2238	0
Instab.: =	164,0	$\beta^1=$	114,8	0	0	0	0	cl= 1	$\epsilon=$ 1,00	lmd= 0	Rpf= 0	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	0,0	0,0	6,6	mm	
Sez.N. 112 2*HEB220	4	5,42	1	-55790	6233	0	0	0	-3536	0	407519	37020	44827	189131	72160	1675	2238	31
Asta: 12	4	0,00	1	-56080	717	0	0	0	-3536	0	407519	37020	44827	189131	72160	1675	2238	16
Instab.: =	312,0	$\beta^1=$	218,4	-56370	2493	0	0	cl= 1	$\epsilon=$ 1,00	lmd= 23	Rpf= 21	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	1,2	0,3	12,5	mm	
Sez.N. 112 2*HEB220	5	5,42	1	-55795	-6195	0	0	0	3508	0	407519	37020	44827	189131	72160	1675	2238	30
Asta: 13	5	0,00	1	-56085	-722	0	0	0	3508	0	407519	37020	44827	189131	72160	1675	2238	16
Instab.: =	312,0	$\beta^1=$	218,4	-56375	2478	0	0	cl= 1	$\epsilon=$ 1,00	lmd= 23	Rpf= 21	Rft= 0	Wmax/rel/lim=	1,2	0,3	12,5	mm	

10 RINFORZO SCALE ESISTENTI ALL'INTERRATO

Le scale esistenti necessarie per raggiungere i piani inferiori sono costituite da elementi monolitici in pietra. L'intervento prevede il rinforzo dei gradini mediante l'ausilio di profili metallici a L fissati alla parete per ridistribuire le azioni agenti. Il collegamento alle murature viene fatto tramite l'ancoraggio di tasselli di tipo M12 cl 8.8.



Dati scala esistente			
l_s	1,44	m	larghezza scala
l_g	0,40	m	larghezza gradino
h_g	0,06	m	altezza gradino
h_m	0,12	m	altezza alzata in mattone
l_m	0,10	m	larghezza mattoni
Materiali			
β_p	2500,00	daN/m ³	peso gradino in pietra
γ_m	1800,00	daN/m ³	peso mattone
β_s	7850,00	daN/m ³	peso acciaio
f_{yk}	2350,00	kg/cm ²	
γ_{MO}	1,05		Coefficiente di sicurezza acciaio
Profilo	Angolari 60x60x8		
A	9,03	cm ²	Area profilo
W	6,89	cm ³	Momento di inerzia profilo
J	29,15	cm ⁴	Inerzia profilo
E	2100000,00	kg/cm ²	Modulo di Young acciaio
Analisi carichi			
Permanenti G1			
	150,00	daN/mq	carico gradino
	216,00	daN/mq	carico alzata
Variabile Q			
Q_k	300,00	daN/mq	Ufficio aperto al pubblico
Carico sul singolo gradino			
P_p	7,09	daN/m	Carico lineare profilo
P_g	60,00	daN/m	Carico lineare gradino
P_a	21,60	daN/m	Carico lineare alzata
	88,69	daN/m	totale carico permanente
Q	120,00	daN/m	Carico lineare sovracarico
Combinazioni			
P_{SLU}	295,30	daN/m	
Azioni agente sul profilo			
M_{Ed}	76,54	daNm	Momento SLU
V_{Ed}	212,61	daN	Taglio SLU
Verifica profilo			
M_{Rd}	154,20	daNm	Momento resistente
	50%		VERIFICATO
V_{Rd}	4651,79	daN	Momento resistente
	5%		VERIFICATO
Freccia G1+Q	0,19	cm	
L/250	0,58	cm	VERIFICATO
Freccia Q	0,11	cm	
L/350	0,41	cm	VERIFICATO



C-FIX Online 1.1.43.1
 Versione Database 1.1.41.0
 Data 16/03/2023



Deutschland

fischer italia S.R.L Unipersonale
 Corso Stati Uniti, 25
 35127 Padova
 fixperience@fischeritalia.it

Specifiche di progettazione

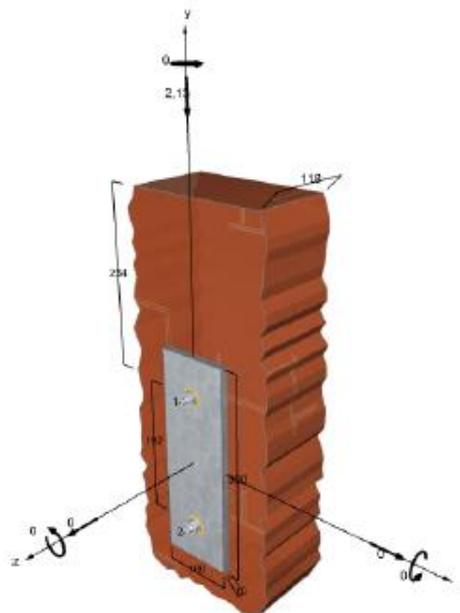
Ancorante

Sistema di ancoranti	Sistema a iniezione fischer FIS V con barra filettata FIS A oppure RGM
Resina a iniezione	FIS V-BOND 300 T
Elemento di fissaggio	FIS AM 12 x 120 8.8, gvz 8.8
Profondità di ancoraggio	50 mm
Dati di progettazione	ETA-10/0383 (07.07.2020)



Unità di misura

Geometria	mm
Valori di progetto delle azioni	kN, kNm



Non disegnato in scala

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alle norme nazionali e alle certificazioni in vigore. Si prega di rispettare il disclaimer nell'accordo di licenza del Software.

Pagina 1



Dati di Input

Metodo di progettazione	EOTA TR 054
Supporto di ancoraggio	Argilla Mattone pieno Mz 245x118x54, 20 N/mm ² , 1,8 kg/dm ³ , 245x118x54
Giunti	Giunti non riempiti Distanza dal giunto (c min) = 60 mm
Categoria di installazione	Asciutto/asciutto (d/d)
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Metodo di foratura	Foratura a roto-percussione con punta in metallo duro
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare	Riempito
Tipo di azione	Statico o quasi statico
Posizionamento piastra di base	Piastra di base installata a filo sul materiale di base
Geometria della piastra di base	100 mm x 300 mm x 10 mm
Tipo di profilo	HEAA

Azioni di progetto incluso il fattore parziale di sicurezza sulle azioni

Caso	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{Ed,z} kNm	Tipo di azione	Nome
1	0,00	0,00	-2,13	0,00	0,00	0,00	Statico o quasi statico	

Forze risultanti sull'ancorante

Ancorante n°	Carico di trazione kN	Azione di taglio kN	Azione di taglio x kN	Azione di taglio y kN
1	0,00	1,07	0,00	-1,07
2	0,00	1,07	0,00	-1,07

Risultante di trazione delle azioni 0,00 kN, Posizione X/Y (0 / 0 mm)
Risultante di compressione delle azioni 0,00 kN, Posizione X/Y (0 / 0 mm)



Resistenza ai carichi di taglio

Verifica	Carico kN	Capacità kN	Sfruttamento β _v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	1,07	27,20	3,9
Rottura locale del mattone	2,13	4,80	44,4

* Ancorante più sfavorevole

I dati di input e i risultati del progetto devono essere controllati in relazione alle norme nazionali e alle certificazioni in vigore. Si prega di rispettare il disclaimer nell'accordo di licenza del Software.

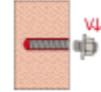


C-FIX Online 1.1.43.1
 Versione Database 1.1.41.0
 Data 16/03/2023



Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{Y_{Ms}}$$

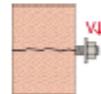


$V_{Rk,s}$ kN	Y_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,s}$ %
34,00	1,25	27,20	1,07	3,9

Ancorante n°	$\beta_{V,s}$ %	Gruppo N°	Beta decisivo
1	3,9	1	$\beta_{V,s,1}$
2	3,9	2	$\beta_{V,s,2}$

Rottura locale del mattone

$$V_{Ed}^g \leq V_{Rd,b}^g = \frac{\alpha_{j,v} \cdot V_{Rk,b}^g}{Y_{Mm}}$$



$\alpha_{j,v}$	$V_{Rk,b}^g$ kN	Y_{Mm}	$V_{Rd,b}^g$ kN	V_{Ed}^g kN	$\beta_{V,b}$ %
1,00	6,00	2,50	4,80	2,13	44,4

Resistenza per carichi combinati di trazione e taglio

Sfruttamento decisivo per azione di taglio $\beta_V = 44,38 \%$



Verifica soddisfatta

11 RELAZIONE TECNICA DI VERIFICA ELEMENTI SECONDARI

11.1 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA

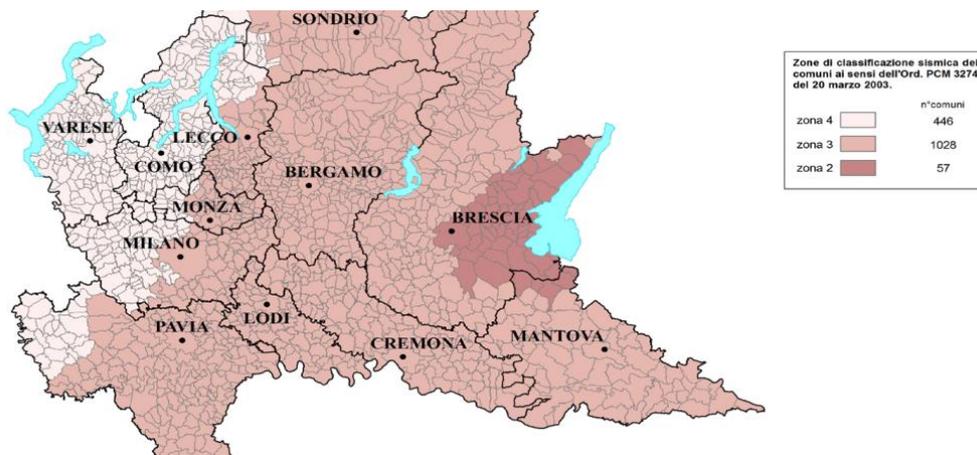
11.1.1 Definizione dei parametri di progetto e pericolosità sismica

Di seguito la classificazione della pericolosità sismica con la definizione dei dati necessari alla valutazione sismica del fabbricato.

Parametri di pericolosità sismica:

Date le coordinate del sito, attraverso il reticolo di riferimento riportato in Appendice A del D.M 14/01/2008, si individuano i quattro punti che definiscono la maglia:

ID	Longitudine [°]	Latitudine [°]	Distanza [km]	
13369	9.0936	45.205	6.240	
13370	9.1644	45.207	3.180	
13591	9.0973	45.155	5.970	
13592	9.1681	45.157	2.680	



Classificazione sismica regionale del 2014 con DGR 11 luglio 2014 - n. X/2129

Dati

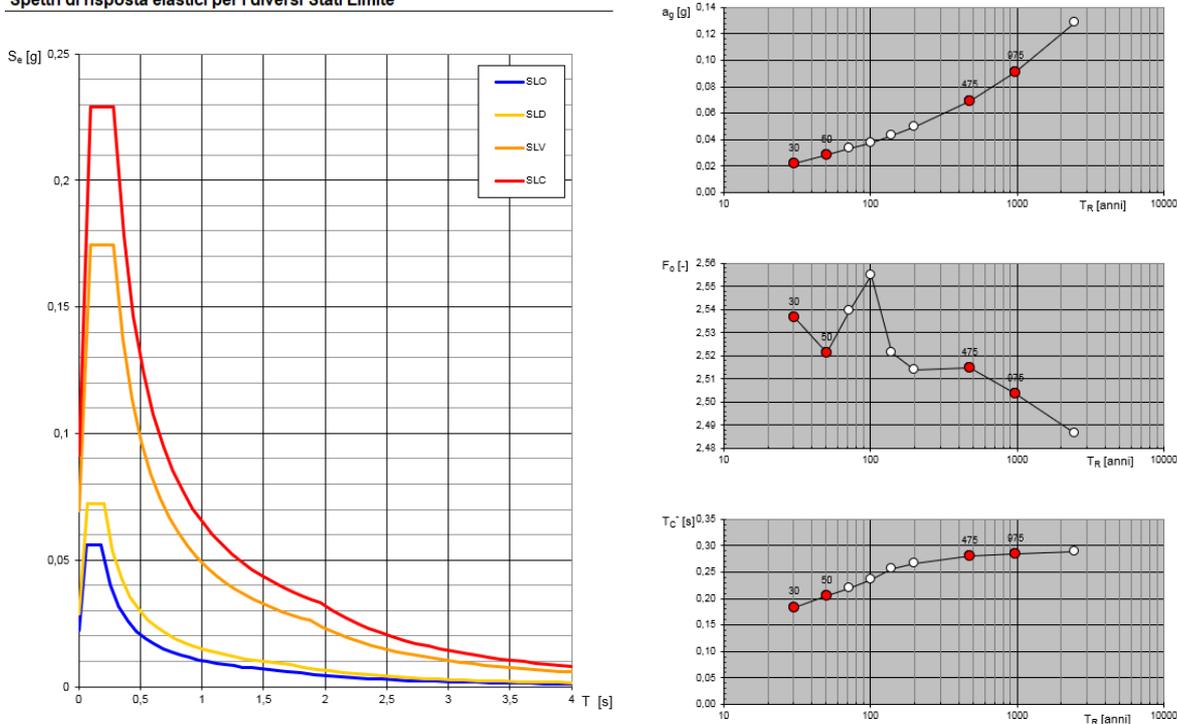
Coordinate del sito (WGS 84):	Long. 9.164111° - Lat. 45.181094°
Classificazione sismica:	3
Vita nominale V_N :	50 anni
Tipo di costruzione:	2
Classe di uso:	II
Coefficiente d'uso C_U :	1
Periodo di riferimento V_R :	50

Categoria del suolo: B
 Categoria topografica: T1
 Fattore topografico S_T : 1
 Fattore topografico S_S : 1.2

Determinazione dei parametri a_g , F_0 e T_c^* in funzione del periodo di ritorno

	P_{VR}	T_R (anni)	a_g/g	F_0	T_c^*	S_S	S_T	$S_S \cdot S_T$
SLO	81,00%	30	0,0220	2,54	0,18	1,20	1,00	1,2
SLD	63,00%	50	0,0286	2,52	0,21	1,20	1,00	1,2
SLV	10,00%	475	0,0694	2,52	0,28	1,20	1,00	1,2
SLC	5,00%	975	0,0913	2,5	0,28	1,20	1,00	1,2

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



11.1.2 Analisi statica equivalente

Le considerazioni contenute nel punto precedente comprendono processi dinamici relativamente complessi che possono essere misurati utilizzando calcoli dinamici elaborati. Tuttavia, questo tipo di simulazioni sono in genere costose, per cui questa tecnica è utilizzata soltanto per verificare la resistenza sismica di elementi non strutturali in casi eccezionali.

Gli elementi non strutturali vengono misurati di norma utilizzando il cosiddetto metodo della forza statica equivalente. In questo caso, si stabilisce una forza statica equivalente F_a (forza sismica) agente sul centro di gravità dell'elemento. Si prendono in considerazione le vibrazioni dell'edificio e

degli elementi ma anche la capacità dell'elemento di assorbire energia tramite la deformazione (dissipazione di energia) utilizzando alcuni fattori (coefficienti).

Tabella C7.2.I - Valori di q_a per elementi non strutturali

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzatura e facciate	
Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = \frac{(S_a * W_a)}{q_a} \quad (7.2.1)$$

dove

F_a è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

W_a è il peso dell'elemento;

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

q_a è il fattore di struttura dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati in Tab. 7.2.I.

In mancanza di analisi più accurate S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha * S * \left[\frac{3 * \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0.5 \right] \quad (7.2.2)$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (v. § 3.2.1) 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 periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

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

Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione

(v. § 3.2.2);

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

Per le strutture con isolamento sismico si assume sempre $Z=0$.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di aS .

11.1.3 Domanda sismica per i controsoffitti

La struttura portante dei controsoffitti è formata, nel piano orizzontale, da una doppia orditura di profili metallici sagomati a freddo (sulle flange inferiori dei quali sono appoggiate le lastre), completata da profili ad "L" perimetrali e di bordo.

La sospensione del soffitto è garantita dal sistema di pendinatura "tirante-molla" $\Phi=4$ mm a uncino aperto, montato parallelamente alla retta d'azione della forza di gravità.

La funzione di controventamento nei confronti dell'azione sismica è svolta dalla diagonale tesa del medesimo sistema "tirante-molla" montato inclinato, secondo le due direzioni principali dell'orditura primaria della struttura del soffitto, completato da un puntone realizzato tramite una coppia di profili sagomati a freddo con sezione a U 30x27x30x0,6 (uniti in mezzeria della loro altezza libera e in corrispondenza della struttura portante del controsoffitto).

Il calcolo della quantità e dell'inclinazione di questi tiranti costituisce l'oggetto del presente capitolo ed è basato su input, quali la tipologia/peso proprio del controsoffitto, la presenza di eventuali sovraccarichi gravanti sul medesimo, il sito di costruzione e la destinazione d'uso dell'edificio.

Oltre al calcolo vengono di seguito prescritte accorgimenti generici per la posa che siano in grado di impedire, in linea generale, fenomeni di martellamento tra il controsoffitto e la costruzione.

Per la verifica del controsoffitto si è fatto riferimento alle schede di prodotto al fine di definirne il peso a metro quadro, al fine di determinare il carico agente sul singolo profilo di sospensione del controsoffitto stesso.

A favore di sicurezza si applicano le seguenti considerazioni sui parametri geometrici:

- Quota del baricentro dell'elemento non strutturale coincidente con l'altezza della costruzione ($Z=H$) misurate a partire dal piano di fondazione;
- Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale coincidente con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata ($T_a=T_1$).

DOMANDA SISMICA		
Fa	1,44	kg
Wa	6,40	kg
Sa	0,45	
qa	2,00	
α	0,07	
S	1,20	
z	18,28	m
H	18,79	m
Ta	0,40	s
T1	0,40	s

11.1.4 Domanda sismica per gli impianti

Si precisa che il maggior carico del sistema HVAC è relativo al tubo diam 315 mm posto al soffitto del piano interrato che equivale al piano campagna (zero sismico). Il tubo pesa inoltre 5 Kg/m ed il fissaggio dei collari avverrà tramite M8 passo 150 cm. Viste le condizioni al contorno ed i carichi in gioco si ritiene superfluo procedere con verifiche analitiche.

GP PROJECT SRL

Sede Amministrativa : Via P. Tamburini, 6 – 20123 – MILANO (MI)

Sede Operativa : Centro Direzionale Milanofiori, Strada 6 Pal. N3 – 20089 – ROZZANO (MI)

P.I. 05835490961 - REA n° MI-1852211

Tel: + 39 02 89208164 - www.gpproject.eu - E mail: info@gpproject.eu

12 VERIFICA DELLE OPERE ESTERNE

È stato progettato la messa in opera di una recinzione identica alla recinzione attuale. I montanti della recinzione sono direttamente fissata su delle vite ancorate tipo ATLANTECH CARGO.



Render 3- Vista del nuovo collegamento



Palo di fondazione

12.1.1 Verifica palo

In assenza di dati specifici riguardo il primo stato del terreno sono stati ipotizzati i valori per un terreno non coesivo. Questi valori saranno da confermare in fase di cantiere con indagini e prove specifiche di tipo penetrometriche.

Dati recinzioni			
Pr	12,10	kg/mq	Peso recinzione
hr	2,40	m	Altezza recinzione
lr	2,00	m	Interasse montanti
Calcolo vento NTC 2018			
$V_{b,0}$	25,00	m/s	velocità base di riferimento al livello del mare
a_s	77,00	m	altitudine sul livello del mare del sito
C_z	1,00		coefficiente di altitudine
k_s	0,40		
a_0	1 000,00	m	
V_b	25,00	m/s	velocità base di riferimento
T_R	50,00	anni	periodo di ritorno
C_r	1,00		coefficiente di ritorno
V_r	25,02	m/s	velocità di riferimento
c_d	1,00		coefficiente d'attrito
p_f	638,36	N/m ²	azione tangente del vento
ρ	1,25	kg/m ³	densità dell'aria
q_r	390,63	N/m ²	Pressione cinetica di riferimento
Zona	7,00		
Classe rugosità	B		Classe di rugosità del terreno
Categoria	IV		Categoria di esposizione del sito
K_r	0,22		
z	2,40	m	
z_0	0,30	m	
z_{min}	8,00	m	
C_t	1,00		coefficiente di topografia
C_e	1,63		coefficiente di esposizione per $z < z_{min}$
c_p	1,00		coefficiente di pressione
c_d	1,00		coefficiente dinamico
p	638,36	N/m ²	pressione del vento
Analisi dei carichi			
Qr	29,04	kg/m	Carico uniformemente distribuito
P	58,08	kg	Sforzo normale agente sulla base di un montante
Pv	153,21	kg	Carico uniformemente del vento distribuito agente sul montante
Mv	441,24	kg.m	Momento agente del vento sul montante
Tv	367,70	kg	Sforzo di taglio dovuto al vento alla base del montante
Terreno			
Strato 1			terreno vegetale e/o alterato (riporto)
γ_t	1,80	t/mc	peso di volume naturale
φ_{min}	30,00	°	angolo minimo di attrito interno
φ_{max}	35,00	°	angolo massimo di attrito interno
c	0,00	t/mq	coesione a rottura
Dati vitone			
Lv	1,60	m	lunghezza complessiva viti
hs	0,80	m	lunghezza della spira
hf	0,80	m	lunghezza del fusto diametro del fusto
df	7,60	cm	diametro massimo punta
ds	22,00	cm	diametro della spira
Wpalo	284,10	kg	Peso palo
Portata di punta attraverso lo strato 2			
Av	380,13	cm ²	area base
Pv	0,15	kg/mq	pressione totale agente sulla punta
Qb	58,08	kg	portata di punta
γ_b	1,15		Coefficiente di sicurezza
Qb,d	50,50	kg	portata di punta di calcolo
Portata laterale			

As	5 529,20	cmq	area laterale del palo della spira
Af	5 529,20	cmq	area laterale del palo del fusto
l5lv	3,30	m	profondità critica per il calcolo della pressione efficace
Pef	2,88	t/mq	pressione efficace del terreno
Pef	0,29	daN/cmq	pressione efficace del terreno
φ^*	32,50	°	angolo d'attrito terreno dopo l'infissione
fw	1,00		
tr	0,00		tronco-conicità percentuale del palo
α	0,00	°	
k0	0,57		parametro K secondo il metodo di Meyerhof
k	0,57		Coefficiente di spinte orizzontale nel tratto a spirale
δ	20,00	°	angolo d'attrito terra-palo nel tratto a spirale
k	0,40		Coefficiente di spinte orizzontale nel tratto senza spirale
δ	21,67	°	angolo d'attrito terra-palo nel tratto senza spirale
fs,lim1	0,06	kg/cmq	Pressione laterale nel tratto a spirale
fs,lim2	0,05	kg/cmq	Pressione laterale nel tratto senza spirale
Qsc,1	166,16	kg	Portata laterale nel tratto a spirale
Qsc,2	126,95	kg	Portata laterale nel tratto senza spirale
γ_s	1,15		Coefficiente di sicurezza resistenza laterale in compressione
Qsc,d1	144,49	kg	Portata laterale di calcolo nel tratto a spirale in compressione
Qsc,d2	110,40	kg	Portata laterale di calcolo nel tratto senza spirale in compressione
Qtot	305,39	kg	Portata totale in compressione
	OK		Verifica $N < Q_{tot}$

I progettisti

Timbro e firma