

Comune di
FIESSE

Provincia di
BRESCIA

Regione
LOMBARDIA

OGGETTO: INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE ARCHITETTONICA E EFFICIENTAMENTO ENERGETICO, ADEGUAMENTO BARRIERE ARCHITETTONICHE E RIQUALIFICAZIONE AREE ESTERNE SEDE MUNICIPALE DI FIESSE
Via XX Settembre n. 24 - Fg. 7, mappali 80, 81, 319

PROGETTO: **ESECUTIVO**
art. 23 D.Lgs 50/2016

CUP:

CIG:

COMMITTENTE: AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI FIESSE - VIA XX SETTEMBRE 24 - 25020 FIESSE (BS)

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO:

IL R.U.P.:

Geom. Chiara Pavesi

IL SINDACO:

Rag. Sergio Cavallini



PROGETTO ARCHITETTONICO, STRUTTURALE E IMPIANTI:

Arch. Raffaele Grasso - Coordinatore responsabile progettazione
Arch. Sara Simonati
Arch. Francesca Pisanello
Arch. Raffaele Sergi
Arch. Eleonora Contesini
Ing. Giulio Bertolini
Arch. Gabriele G. De Luca
Ing. Antonio Colazzo

• **PROGETTO STRUTTURALE**

STUDIO ASSOCIATO TECNO PROGETTI
25012 - CALVISANO (BS) - VIA CARPENEDOLO 16/C

Ing. Gianluigi Maccabiani
Ing. Matteo Scollato
Ing. Sandro Tortelli

ELABORATO:	L.249.20.PE.600	COMMESSA:	L.249.20	DATA:	maggio 2023
DESCRIZIONE:	Relazione di calcolo strutturale			TIPO:	doc
				SCALA:	-

REVISIONE:	N°	DATA	DESCRIZIONE	PROGETTISTA
	REV_00		PRIMA EMISSIONE	ARCH. RAFFAELE GRASSO

TOLLERANZE: TUTTE LE MISURE SI INTENDONO +/- 0.01 MT, SE NON DIVERSAMENTE SPECIFICATO - TUTTE LE MISURE VERRANNO VERIFICATE IN CANTIERE

NOTE: GLI ELABORATI HANNO VALIDITÀ SOLO PER GLI ASPETTI IN ESSO CONTENUTI, ELABORATI: 0 - ELABORATI GENERALI 1 - ARCHITETTONICI 2 - SOPRINTENDENZA 3 - PREVENZIONE INCENDI 4 - IMPIANTI ELETTRICI 5 - IMPIANTI MECCANICI 6 - ELABORATI STRUTTURALI 7 - ELABORATI CONTABILI 8 - IMPIANTI GAS MEDICALI 9 - ELABORATI EFFICIENTAMENTO ENERGETICO



sede principale 46041 - Asola (Mantova) Vicolo Curvo, 2 - tel. 0376.727170
sede operativa 73040 - Collepasso (Lecce) Via Conte Alberti, 110
info@pgspartners.it - www.pgspartners.it - pgspartners@pec.it
p.iva 02238320200 - n. REA: MN 236004 - LE 348026



AZIENDA CON SISTEMA
UNI EN ISO 9001:2015
N. 8251

(pagina vuota)

**INTERVENTO DI RIQUALIFICAZIONE ARCHITETTONICA
E EFFICIENTAMENTO ENERGETICO,
ADEGUAMENTO BARRIERE ARCHITETTONICHE
E RIQUALIFICAZIONE AREE ESTERNE
SEDE MUNICIPALE DI FIESSE,
Via XX Settembre n. 24**

PROGETTO ESECUTIVO

art. 23 D.Lgs. 50/2016

Relazione di calcolo strutturale

(pagina vuota)

Sommario

A.	Premessa	7
A.1.	Conservazione del bene esistente	8
B.	Normativa di riferimento.....	11
C.	Descrizione generale dell'opera	13
C.1.	Analisi storico-critica e localizzazione	13
C.2.	Rilievo geometrico strutturale.....	17
C.3.	Campagna di indagini e caratterizzazione meccanica dei materiali.....	22
C.4.	Descrizione degli interventi	25
C.5.	Tipologia di intervento	25
D.	Caratterizzazione e modellazione geotecnica	27
E.	Modellazione strutturale – porzioni esistenti	29
E.1.	Premessa	29
E.2.	Coefficienti di sicurezza	29
E.3.	Unità strutturale indipendente	30
E.4.	Analisi dei carichi	31
E.4.1	Carichi distribuiti sui solai.....	33
E.4.2	Neve.....	35
E.5.	Determinazione azione sismica	37
E.6.	Principali risultati dello Stato di Fatto struttura municipio	38
E.6.1	Rappresentazione grafica del modello	38
E.6.2	Quadro delle verifiche: impegni massimi	38
E.6.3	Quadro delle verifiche: sicurezza sismica	38
E.6.4	Rappresentazione grafica del dominio resistente	39
E.7.	Principali risultati dello Stato di Progetto struttura municipio	40
E.7.1	Rappresentazione grafica del modello	40
E.7.2	Quadro delle verifiche: impegni massimi	40
E.7.3	Quadro delle verifiche: sicurezza sismica	40
E.7.4	Rappresentazione grafica del dominio resistente	41

F.	Modellazione strutturale – struttura nuova.....	42
F.1.	Descrizione del modello	42
F.2.	Verifiche Locali	43
F.2.1	Verifica del solaio a copertura del piano terra	43
F.2.2	Verifica del giunto sismico.....	46
F.2.3	Verifica nuovo architrave in acciaio	47
F.3.	Principali risultati del calcolo.....	49
F.3.1	Struttura in muratura	49
F.3.2	Vano ascensore.....	53
F.3.3	Struttura in acciaio pareti frangisole	56
G.	Verifiche connessioni acciaio – cls (strutture pareti frangisole)	60
G.1.1	Connessione piastra di base	60
G.1.2	Connessione piastra tipo E (strutture pareti frangisole)	69
G.1.3	Connessione piastra tipo I (strutture pareti frangisole)	78
H.	Riepilogo risultati.....	87
H.1.	Confronto indici di verifica corpo municipio	87
H.2.	Nuova realizzazione delle strutture archivio.....	88

A. Premessa

Il presente documento illustra il progetto esecutivo delle strutture che ospitano i locali del municipio di Fiesse (MN) sito in via XX Settembre, n. 24. Il comune occupa un edificio principale risalente al 1821 costituito da due livelli più sottotetto (dove trovano posto gli uffici principali), la ex- chiesa di San Filippo risalente al 1667 circa (dove trova posto la sala consiliare) con relativo locale sagrestia e campanile (al cui interno trova posto un bagno) e un edificio monopiano collocato nel cortile adibito ad archivio. Tutta la porzione della ex-chiesa non è oggetto del presente progetto.

Tutte le strutture sono realizzate in mattoni pieni con tetto ligneo. Il municipio ha solai di interpiano in legno e in latero-cemento mentre la sala civica ha un solaio di copertura realizzato con volte che divide l'ambiente al piano terra dal sottotetto.

Il progetto prevede la demolizione dei locali oggi adibiti ad archivio presenti nel cortile del comune e della porzione di ampliamento dell'edificio principale del municipio realizzata nel corso del 1974 per la realizzazione di una nuova ala giuntata sismicamente dal corpo principale e la realizzazione/rifacimento della porzione limitata di muraria del fabbricato storico.

In accordo con quanto previsto dalle Norme Tecniche delle Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018 prima della fase progettuale e di analisi si è svolto lo studio dell'edificio esistente al fine di comprenderne appieno le caratteristiche dimensionali, storiche e meccaniche con particolare riferimento anche agli interventi che si sono succeduti nel corso del tempo. Terminato questo studio conoscitivo, descritto nel presente documento, la fase dello studio di fattibilità tecnico-economica degli interventi volti a conseguire l'adeguamento sismico del fabbricato si è potuta focalizzare nella definizione gli interventi strutturali che, a fronte del minor impatto possibile sull'esistente, producessero maggiori benefici alla struttura. Gli interventi descritti nella presente relazione sono il risultato di questa progettazione principalmente mirata al rinforzo statico e sismico ma senza trascurare gli aspetti economici, di fattibilità costruttiva e di conservazione del bene storico.

Nella presente relazione si evidenzia come la demolizione dell'ampliamento del fabbricato principale del municipio non ha cambiato significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche. L'intervento non ha cambiato la rigidezza globale dell'edificio; la resistenza e la capacità di deformazione non sono peggiorate ai fini del comportamento globale rispetto alle azioni orizzontali.

A.1. Conservazione del bene esistente

La porzione di edificio che ospita il municipio risulta vincolata ai sensi del D.Lgs. 42/2004 e ss. mm. ("Codice dei beni culturali e del paesaggio").

Gli interventi proposti nel presente progetto (intervento di tipo locale), sono stati valutati anche sotto l'aspetto della conservazione dell'edificio e, in accordo con quanto previsto dalle *"Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni"*, il progetto è stato sviluppato in modo che la nuova porzione di muratura da realizzare sarà realizzata con in mattoni pieni per essere compatibile con il resto del fabbricato evitando di alterare in modo significativo l'originale distribuzione delle rigidità negli elementi prestando cura alla conservazione dell'architettura in tutte le sue declinazioni.



Figura 1 - Facciata del municipio



Figura 2 - Facciata del municipio e della sala consiliare (ex-oratorio San Filippo)



Figura 3 – Prospetto Nord del municipio con, sulla destra, il campanile (non oggetto di intervento)



Figura 4 – Prospetto Sud-Ovest della sala consiliare (ex-oratorio San Filippo, non oggetto di intervento)



Figura 5 – Locali adibiti ad archivio (il progetto ne prevede la demolizione per far posto ai nuovi uffici)

B. Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI NTC 2018 (nella relazione, per brevità, richiamate con “NTC 2018”)
Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI (nella relazione, per brevità, richiamate con “Circolare 2019”)
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019.

CONSIGLIO SUPERIORE DEI LAVORI PUBBLICI
Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

EUROCODICE 3 UNI EN 1993-1-1
Progettazione delle strutture in acciaio.

EUROCODICE 5 UNI EN 1995-1-1
Progettazione delle strutture di legno.

EUROCODICE 6 UNI EN 1996
Progettazione delle strutture in muratura.

EUROCODICE 7 UNI EN 1997-1
Progettazione geotecnica.

EUROCODICE 8 UNI EN 1998
Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

UNI 11035-2:2003
Legno strutturale - Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori caratteristici per tipi di legname strutturale italiani.

UNI EN 12369-2:2011
Valori caratteristici per la progettazione strutturale – Parte 2: pannelli di legno compensato.

Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni.

D.M. 11/03/1988

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione (norma possibile se si opera in Zona sismica 4, attuali Classi I e II).

C. Descrizione generale dell'opera

Ai sensi del paragrafo 8.5 delle NTC18, per la definizione del modello di riferimento per le analisi, si sono condotte analisi storico-critiche, un rilievo geometrico strutturale e una serie di prove di caratterizzazione meccanica dei materiali al fine di individuare un livello di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello. Nei successivi paragrafi si riportano le descrizioni delle analisi condotte.

C.1. Analisi storico-critica e localizzazione

I locali del municipio, sito in via XX Settembre n. 24 e collocati alle coordinate WGS84 45°13'59.9"N 10°19'09.2"E (Figura 7), occupano le seguenti strutture:

- edificio identificato catastalmente dal mappale 81 e foglio 7 (Figura 8) dove trovano posto i locali principali del municipio (ufficio anagrafe, ufficio polizia locale, ufficio tecnico, ufficio economato, ufficio segretario, ufficio sindaco e sottotetto). Tale porzione, a pianta pressoché rettangolare di dimensioni pari a circa 18,00 x 11,50 m, si sviluppa su tre livelli fuori terra realizzati in mattoni pieni ed è stata edificata attorno al 1821 ampliando una struttura esistente. Al piano terra è presente un portico d'ingresso con copertura a volta a crociera. La struttura è parte di un aggregato di antica realizzazione. Nel 1974 la struttura ha subito un ampliamento al piano terra che ha visto la demolizione di una porzione di muratura perimetrale ad est e la realizzazione di un nuovo locale con copertura in latero-cemento a sostegno della copertura realizzata con muricci e tavelloni. In tale ampliamento, di dimensioni in pianta pari a circa 5,80 x 5,00 m, trova oggi posto l'ufficio anagrafe. Attorno agli anni 1973/1974 sono stati sostituiti alcuni solai lignei a copertura del piano primo con solai in latero-cemento e sono state modificate le dimensioni delle aperture del prospetto nord. Nel corso dell'anno 1992 è stata realizzata la nuova centrale termica. Tale locale è stato realizzato tra la struttura del municipio e il campanile. Nel 1995 il tetto ligneo della porzione del municipio ha subito un intervento di sistemazione nel quale sono stati sostituiti e riparati alcuni elementi dell'orditura secondaria. Nel corso dell'anno 2018 la struttura è stata interessata da un intervento di recupero qualificante del volume del sottotetto mediante rifacimento dell'intera struttura di copertura lignea e realizzazione di scala di collegamento del piano primo col sottotetto nel locale "ufficio tecnico" e rinforzo statico dei solai orizzontali in legno esistenti;
- edificio identificato catastalmente dal mappale 319 e foglio 7 (Figura 8) dove trovano posto i locali archivio. Tale porzione è monopiano con pareti in muratura e copertura lignea.



Figura 6 – Ortofoto con l'indicazione dell'edificio oggetto di intervento [Google Earth]



Figura 7 – Ortofoto con l'indicazione degli edifici occupati dal municipio [Google Earth]



Figura 8 - Riferimenti catastali [Geoportale Regione Lombardia]



Figura 9 - Mappa catastale "Napoleonica"



Figura 10 - Mappa catastale "Teresiana"



Figura 11 - Mappa catastale 1920



Figura 12 – Ortofoto 1954

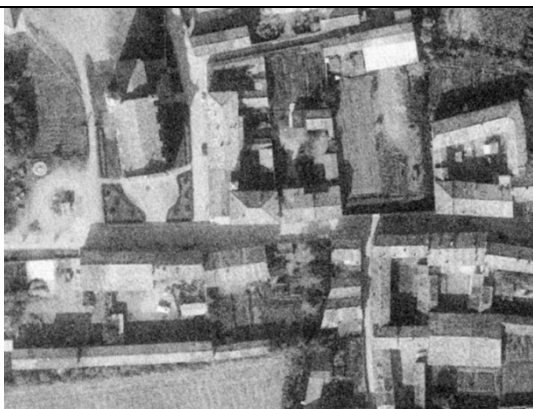


Figura 13 – Ortofoto 1975



Figura 14 – Ortofoto 2003

[Evoluzione temporale ortofoto – Geoportale Regione Lombardia]

C.2. Rilievo geometrico strutturale

Al fine di analizzare il comportamento statico e sismico della struttura nel migliore dei modi è stato realizzato un rilievo geometrico dell'intero edificio.

Dal punto di vista strutturale sono stati indagati i principali elementi strutturali con particolare attenzione alle tessiture murarie, alle dimensioni di travi e maschi murari e ai dettagli di collegamento. I risultati del rilievo sono riportati negli elaborati grafici del progetto strutturale.

Le principali considerazioni a seguito delle analisi geometriche sono riportate nei seguenti punti:

- le pareti della porzione municipio sono in mattoni pieni (Figura 15 e Figura 16);
- i solai di copertura degli uffici sono prevalentemente in legno (Figura 17) ad eccezione del portico di ingresso che presenta volte a crociera (Figura 18), dell'ufficio anagrafe al piano terra (Figura 19), dell'ufficio economato al piano primo (Figura 20) e dell'ufficio tecnico al piano primo (Figura 21);
- la copertura del sottotetto della porzione municipio è realizzata in legno massiccio (Figura 22, Figura 23, e Figura 24);
- nel sottotetto della porzione municipio è presente un locale adibito a deposito (Figura 24);
- il porticato di ingresso della porzione municipio, con copertura a volte a crociera, non presenta catene intradossali per l'eliminazione delle spinte (Figura 18). I pilastri del portico sono in marmo (Figura 25);
- nel corso dell'intervento del 2018 la trave del solaio a copertura dell'ufficio polizia locale al piano terra è stata rinforzata mediante affiancamento di trave metallica (Figura 26);
- nel corso dell'intervento del 2018 è stata installata una scala metallica per l'accesso al sottotetto della porzione del municipio dal piano primo (Figura 27).



Figura 15 – muratura: particolare della tessitura muraria



**Figura 16 – muratura: particolare della tessitura muraria
(locale sottoscala)**



Figura 17 – solaio in legno: vista dall'intradosso

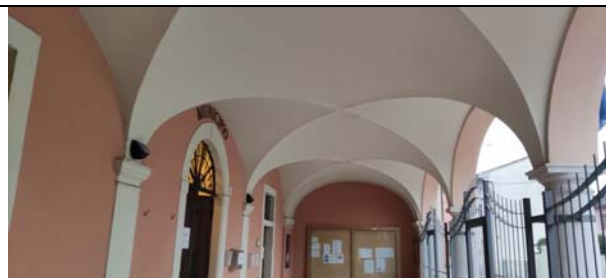


Figura 18 – volte a crociera del portico

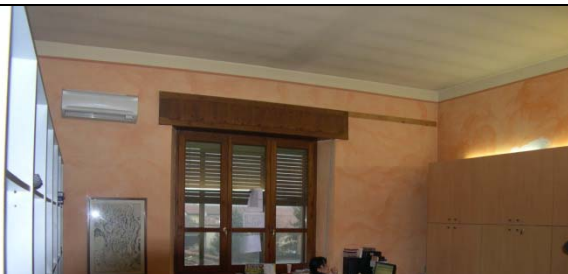


S

**Figura 19 – copertura in latero-cemento dell’ufficio
anagrafe al piano terra. La porzione finale di tale ufficio
è l’ampliamento realizzato nel 1974**



**Figura 20 – copertura in latero-cemento dell’ufficio
economato al piano primo**



**Figura 21 – copertura in latero-cemento dell’ufficio
tecnico al piano primo**



**Figura 22 – particolare delle copertura lignea del tetto
(intervento del 2018)**



**Figura 23 – particolare delle copertura lignea del tetto
(intervento del 2018)**



**Figura 24 – particolare delle copertura lignea del tetto
scattata dal locale archivio nel sottotetto (intervento del
2018)**



**Figura 25 – particolare delle colonne in marmo del
portico d'ingresso**



**Figura 26 – particolare del rinforzo della trave lignea del
solaio a copertura dell'ufficio polizia locale al piano terra**



**Figura 27 – particolare della scala di accesso al sottotetto
realizzata nell'intervento del 2018**

C.3. Campagna di indagini e caratterizzazione meccanica dei materiali

A seguito delle indagini condotte sulle murature è stato possibile classificare il materiale.

In accordo con i valori di cui alla tabella C8.5.I della circolare n. 7 del 21/01/19 (Figura 28) la muratura della porzione di edificio originario viene classificata come “muratura in mattoni pieni e malta di calce” caratterizzata dai seguenti parametri di resistenza:

resistenza a compressione (f):	26,00 daN/cm ²	valore minimo da tabella della circolare
resistenza a taglio (τ_0):	0,50 daN/cm ²	valore minimo da tabella della circolare
resistenza a taglio (f_{v0}):	1,30 daN/cm ²	valore minimo da tabella della circolare
modulo di elasticità normale (E):	15.000 daN/cm ²	valore medio da tabella della circolare
modulo elasticità tangenziale (G):	5.000 daN/cm ²	valore medio da tabella della circolare
peso di volume (γ):	1.850 kg/m ³	valore da tabella della circolare con l'aggiunta del peso degli intonaci

Al fine di considerare l'effetto della fessurazione la rigidità della muratura viene abbattuta al 70% ottenendo i seguenti valori:

- modulo di elasticità normale (E): 10.500,00 daN/cm²;
- modulo elasticità tangenziale (G): 3.500,00 daN/cm².

Per il materiale lapideo delle colonne del portico si utilizzano i seguenti parametri di resistenza:

resistenza a compressione (f):	110,00 daN/cm ²
resistenza a taglio (τ_0):	1,00 daN/cm ²
resistenza a taglio (f_{v0}):	3,00 daN/cm ²
modulo di elasticità normale (E):	35.000 daN/cm ²
modulo elasticità tangenziale (G):	11.500 daN/cm ²
peso di volume (γ):	2500 kg/m ³

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 28 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura [Tabella C8.5.I - Circolare 2019]

In accordo con il §C8.5.4 della “Circolare 2019” il livello di conoscenza raggiunto è pari LC1: è stato svolto il rilievo geometrico completo, l’analisi-storico critica, indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali (diffuse indagini visive con approfondimenti ed endoscopie locali). Per maggiori dettagli si rimanda al capitolo della modellazione strutturale.

I parametri caratteristici del materiale legno sono attribuiti mediante la classificazione dei singoli segati a opportune categorie, a ognuna delle quali sono associati valori caratteristici di massa volumica, resistenze e moduli di elasticità ai sensi della norma UNI 11035-2 (Figura 29).

Proprietà		Abete / Nord		
		S1	S2	S3
Flessione (5-percentile), MPa	$f_{m,k}$	29	23	17
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,0,k}$	17	14	10
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,0,k}$	23	20	18
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile), MPa	$f_{c,90,k}$	2,9	2,9	2,9
Taglio (5-percentile), MPa	$f_{v,k}$	3,0	2,5	1,9
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio), MPa	$E_{0,mean}$	12 000	10 500	9 500
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile), MPa	$E_{0,05}$	8 000	7 000	6 400
Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio), MPa	$E_{90,mean}$	400	350	320
Modulo di taglio (medio), MPa	G_{mean}	750	660	590
Massa volumica (5-percentile), kg/m ³	ρ_k	380	380	380
Massa volumica (media), kg/m ³	ρ_{mean}	415	415	415

Figura 29 - Valori caratteristici per il legno [Prospetto 5 – UNI 11035-2]

C.4. Descrizione degli interventi

Il presente progetto del municipio prevede i seguenti interventi finalizzati ad aumentare il coefficiente di sicurezza dei fabbricati:

- il progetto architettonico prevede la demolizione della porzione di ampliamento realizzata nel 1974 (zona monopiano oggi occupata dall'ufficio anagrafe). Dal punto di vista strutturale tale intervento regolarizza in pianta la struttura del municipio riducendone gli effetti torsionali. Il progetto prevede inoltre la completa demolizione delle strutture oggi adibite ad archivio e della parete in murature di confine con la vicina proprietà. In sostituzione delle porzioni abbattute verrà realizzato un nuovo edificio con struttura monopiano in muratura. La muratura di nuova realizzazione sarà con blocchi di laterizio di tipo armato, mentre la muratura esistente sul confine con la proprietà adiacente in mattoni pieni verrà conservata, fondazioni superficiali e copertura piana in legno-calcestruzzo (opportunamente organizzata per un ideale comportamento di diaframma sismico). Tale nuova costruzione, con ingombro in pianta pari a circa 6,50 x 20,50 m, sarà strutturalmente scollegata dall'edificio in muratura esistente e al suo interno verrà realizzato un nuovo vano ascensore per consentire l'accesso al piano primo del municipio;
- come descritto nel precedente punto, il progetto architettonico prevede la realizzazione di un vano ascensore esterno alla struttura del municipio. L'installazione di tale ascensore comporta, come da progetto architettonico, la modifica della posizione delle aperture al piano primo (vedi elaborati grafici); contestualmente alla realizzazione delle nuove aperture in tale porzione muraria si procederà alla costruzione di un nuovo setto murario sia al piano terra che al piano primo (in chiusura delle attuali aperture). Questo nuovo elemento sarà dotato di rigidità comparabile alla rigidità dell'esistente, sarà dotato di fondazioni e verrà ben ancorato ai solai e alle murature circostanti. Tali caratteristiche conferiranno a questo nuovo tratto murario la capacità di resistere alle azioni sismiche; la modellazione di calcolo prevede il confronto del comportamento globale dello stato di fatto con quello di progetto.

C.5. Tipologia di intervento

Il progetto che riguarda la parte storica dell'edificio può essere configurato come **intervento locale** secondo il paragrafo 8.4.1 delle NTC 2018. Tuttavia, l'analisi è stata estesa al comportamento globale, tramite modellazione.

La nuova struttura (realizzata in sostituzione dei locali archivio) si configura come “nuova costruzione” ai sensi delle NTC18 e verrà considerata in classe d’uso IV.

Con riferimento alle particolari situazioni di rischio, non solo sismico, le analisi svolte consentono di escludere le possibili evenienze indicate nelle norme tecniche per le costruzioni al punto 8.3 delle NTC 2018. In particolare, per le strutture esistenti potenzialmente interessate dagli interventi, non sono state riscontrate le seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, che possano interagire con elementi aventi funzione strutturale.

D. Caratterizzazione e modellazione geotecnica

Il terreno di sottofondo su cui sono state impostate le fondazioni delle strutture esistenti è descritto nella relazione geologica e geotecnica redatta dal Dott. Geol. Rosario Spagnolo nel corso del mese di Marzo 2021 appositamente per l'intervento oggetto del presente progetto.

Dalle relazioni risultano i seguenti principali aspetti:

- l'area oggetto di studio ricade all'interno della Classe 3 di fattibilità ("fattibilità geologica con consistenti limitazioni") [pag. 7 della relazione geologica] legata alla bassa soggiacenza della falda più superficiale;
- la carta di pericolosità sismica fa ricadere l'area in zona "Z4a" (zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali granulari e/o coesivi) [pag. 9 della relazione geologica];
- la falda è stata individuata alla profondità di 1,40 m da p.c. [pag. 14 della relazione geologica];
- l'area presenta di un rischio di liquefazione basso [pag. 38 della relazione geologica].

Per la caratterizzazione geologica-geotecnica del terreno sono state condotte dal Dott. Geol. Rosario Spagnolo e descritte nelle sue relazioni n. 1 prove penetrometriche statiche (C.P.T.) e n. 1 indagine masw che hanno permesso di definire la seguente successione stratigrafica dei terreni:

Orizzonte A: deposito argilloso debolmente organico

da piano campagna fino ad una profondità di circa 2,40 m.

Peso unitario di terreno (γ): 1750 kg/m³;

Peso unitario di terreno in falda (γ'): 750 kg/m³;

Coesione non drenata (c_u): 0,72 kg/cm²;

Coesione drenata (c'): 0,067 kg/cm²;

Modulo Edometrico (M_0): 40 kg/cm².

Orizzonte B: intercalazione di strati limosi e sabbiosi

da circa 2,40 m di profondità dal piano campagna fino alla profondità massima indagata pari a circa 10,00 m.

Peso unitario di terreno (γ): 1900 kg/m³;

Peso unitario di terreno in falda (γ'): 900 kg/m³;

Resistenza al taglio drenata (ϕ): 28°;

Resistenza al taglio a volume costante (ϕ_{cv}): 27°;

Modulo Edometrico (M_0): 100 kg/cm^2 .

Come risulta dalla relazione geotecnica a firma del dott. Rosario Spagnolo e facente parte del presente progetto per le fondazioni esistenti si può fare riferimento ai parametri dell'orizzonte B. I depositi a contatto con la fondazione risultano infatti sovra consolidati dalle pressioni della struttura stessa.

“Preme evidenziare come il bulbo di influenza dell'attuale fondazione si localizza nell'orizzonte B, pertanto le verifiche agli stati limiti dovranno tener conto dei parametri geotecnici riportati nella tabella B.” [estratto dalle conclusioni della relazione geotecnica a firma del Dott. Geol. Rosario Spagnolo]

A seguito dell'analisi del terreno presente nei primi strati del terreno, per l'edificio di nuova realizzazione, si prevede l'utilizzo di fondazioni superficiali a platea (spessore pari a circa 40 cm) poggianti su uno strato di bonifica di spessore pari a circa 100 cm. Tale sistema permette di limitare i cedimenti della struttura causati dalla natura del terreno caratterizzato da scarse caratteristiche geotecniche.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione delle fondazioni allegata.

E. Modellazione strutturale – porzioni esistenti

E.1. Premessa

Nei seguenti paragrafi si riportano le principali ipotesi di calcolo adottate per la modellazione dell'edificio del municipio e, in particolare, si descrivono i coefficienti di sicurezza utilizzati nel calcolo e i carichi assunti.

Tutte le analisi e le verifiche, sia della condizione "Stato di Fatto" che della condizione "Stato di Progetto", sono condotte con il software POR2000 della Newsoft.

In accordo al paragrafo 7.2.6 delle NTC18, nel modello dello stato di fatto, le rigidezze flessionali e a taglio degli elementi strutturali in muratura sono state ridotte al 70% per tener conto della fessurazione (riduzione del 30% della rigidezza degli elementi non fessurati).

La valutazione della sicurezza del fabbricato in muratura del municipio è stata valutata mediante **analisi statica non lineare** (analisi push-over) per quanto riguarda il *comportamento globale*. La valutazione del grado di sicurezza della struttura muraria viene eseguita in termini "globali" eseguendo le verifiche in termini di spostamento, confrontando la capacità di spostamento u_c con la domanda di spostamento u_d ed espresso in maniera equivalente in termini di accelerazioni al suolo PGA normalizzate per suolo di categoria A.

I cinematismi locali della struttura sono stati valutati, come descritto in normativa, utilizzando gli opportuni spettri di risposta e l'idoneo fattore di struttura q .

Le *verifiche locali* vengono effettuate secondo la normativa utilizzando il fattore di struttura q che, nel seguente progetto, risulta essere pari a 1,9. Tale valore è stato ottenuto dal prodotto tra:

- 1,5 valore valido per costruzioni in muratura in mattoni pieni con riduzione per considerare l'irregolarità in altezza ($q = 2,00 * \alpha_U / \alpha_1$ - si rimanda al paragrafo C8.5.5.1 della Circolare 2019);
- 1,25 valore α_U / α_1 valido per muratura ordinaria con riduzione per considerare l'irregolarità in pianta (si rimanda al §7.8.1.3 delle NTC18 per maggiori dettagli e alla Circolare 2019).

E.2. Coefficienti di sicurezza

I coefficienti parziali per le resistenze dei materiali γ_M (descritti al §4.1.2.1 delle NTC 2018) comprendono le incertezze del modello, della geometria, del materiale. Si assume pertanto, nel progetto in oggetto, un valore del coefficiente parziale per le murature pari a $\gamma_M = 2,22$ per la condizione statica ("Per gli edifici in muratura, anche considerate le conoscenze acquisibili, le verifiche nei riguardi di tutte le azioni possono essere eseguite utilizzando, quando previsto, un coefficiente γ_M non inferiore a 2" C8.5 della Circolare 2019) e pari a $\gamma_M = 2,0$

per la condizione sismica (“[...] le verifiche nei riguardi delle azioni sismiche sono eseguite utilizzando $\gamma_M = 2$.” C8.7.1 della Circolare 2019).

I valori delle proprietà meccaniche delle murature descritti nell’apposito capitolo verranno quindi divisi per il fattore di confidenza pari a 1,35 (valore previsto per LC1 dal paragrafo C8.5.4) e per il coefficiente di sicurezza sul materiale muratura γ_M .

Avendo compiutamente definito, mediante il preciso rilievo geometrico, i carichi degli elementi permanenti strutturali, ai fini delle verifiche in condizione statica, si utilizzano valori dei coefficienti parziali ridotti rispetto ai previsti dalle NTC 2018 per le costruzioni nuove (§2.6.1 delle NTC18) assumendo in particolare il valore di γ_{G1} sfavorevole pari a 1,15.

E.3. Unità strutturale indipendente

L’edificio del municipio e della sala consiliare sono parte di un aggregato. Ai sensi del §8.7.1 delle NTC 2018:

“In presenza di edifici in aggregato, contigui, a contatto od interconnessi con edifici adiacenti, i metodi di verifica di uso generale per gli edifici di nuova costruzione possono risultare inadeguati. Nell’analisi di un edificio facente parte di un aggregato edilizio, infatti, occorre tenere conto delle possibili interazioni derivanti dalla contiguità strutturale con gli edifici adiacenti. A tal fine dovrà essere individuata l’unità strutturale (US) oggetto di studio, evidenziando le azioni che su di essa possono derivare dalle unità strutturali contigue”.

Secondo il §C8.7.1.3.2 della circolare 2019 la delimitazione dell’Unità Strutturale può derivare anche “da edifici contigui costruiti, ad esempio, con tipologie costruttive e strutturali diverse, o con materiali diversi, oppure in epoche diverse”.

In accordo con la circolare si ritiene che la struttura principale del municipio possa essere considerata Unità Strutturale indipendente rispetto all’aggregato (come risulta dall’analisi storica riportata al “C.1 - Analisi storico-critica e localizzazione” l’edificio del municipio è stato costruito in epoche diverse rispetto alle costruzioni adiacenti) e rispetto alla struttura della sala consiliare (i due edifici presentano livelli altimetrici e numero di impalcati diversi tra di loro).

Il modello di calcolo della porzione principale del municipio con cui ne è stata valutata la vulnerabilità sismica e con cui sono stati calibrati gli interventi di adeguamento sismico di cui al presente progetto tiene conto dell’interazione sismica con i vicini edifici. Tale interazione è stata valuta con un’attenta calibrazione del modello (analisi critica delle deformate del modello) e applicando masse sismiche ai vari livelli in corrispondenza dei fabbricati adiacenti.

E.4. Analisi dei carichi

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni delle NTC18 mentre la valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni degli elementi così come da rilievo geometrico effettuato.

Per gli elementi verticali si è considerato un peso della muratura pari a:

- 1900 daN/m^3 (di cui 1800 daN/m^3 rappresenta il peso della muratura e 100 daN/m^3 l'incidenza degli intonaci e rivestimenti).

In sommità alle murature sono stati considerati, ove presenti, il carico della gronda.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	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 e 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 e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
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 e 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 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di 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	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	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.

Figura 30 – Valori dei sovraccarichi [tabella 3.1.II NTC 2018]

E.4.1 Carichi distribuiti sui solai

Sono stati considerati i seguenti carichi attribuiti ai solai del municipio:

Solaio ligneo di copertura dell'ufficio polizia locale (piano terra)

	Stato di Fatto	Stato di Progetto
Peso proprio (G1) Solaio in legno	40 daN/m ²	40 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G1) massetti e pavimentazioni	100 daN/m ²	100 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G2) tramezzature	120 daN/m ²	120 daN/m ²
Sovraccarico variabile (Cat. B – Uffici)	200 daN/m ²	200 daN/m ²

Solaio a volte del porticato (piano terra)

	Stato di Fatto	Stato di Progetto
Peso proprio (G1) Solaio volta a crociera	750 daN/m ²	750 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G1) massetti e pavimentazioni	150 daN/m ²	150 daN/m ²
Sovraccarico variabile (Cat. B – Uffici)	200 daN/m ²	200 daN/m ²

Solaio in latero-cemento di copertura dell'ufficio anagrafe (piano terra)

	Stato di Fatto	Stato di Progetto
Peso proprio (G1) Solaio in latero-cemento	290 daN/m ²	290 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G1) massetti e pavimentazioni	130 daN/m ²	130 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G2) tramezzature	120 daN/m ²	120 daN/m ²
Sovraccarico variabile (Cat. B – Uffici)	200 daN/m ²	200 daN/m ²

Solaio in latero-cemento di copertura dell'ufficio anagrafe (piano terra, porzione con muricci e tavelloni)

	Stato di Fatto	Stato di Progetto
Peso proprio (G1) Solaio in latero-cemento	290 daN/m ²	Porzione demolita
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G1) Pacchetto di copertura e muricci -tavelloni	220 daN/m ²	Porzione demolita
Sovraccarico variabile (Cat. Neve < 1000 m s.l.m.)	120 daN/m ²	Porzione demolita

Solaio delle scale

	Stato di Fatto	Stato di Progetto
Peso proprio (G1)	200 daN/m ²	200 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G1)	50 daN/m ²	50 daN/m ²
Sovraccarico variabile (Cat. B – Scale)	400 daN/m ²	400 daN/m ²

Solaio ligneo di copertura dell'ufficio del sindaco (piano primo)

	Stato di Fatto	Stato di Progetto
Peso proprio (G1) Solaio in legno-cls	180 daN/m ²	180 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G1) massetti e pavimentazioni	100 daN/m ²	100 daN/m ²
Sovraccarico variabile (Cat. B – Uffici)	-	200 daN/m ²
Sovraccarico variabile (Cat. E – Archivio)	600 daN/m ²	-

Solaio ligneo di copertura dell'ufficio segreteria e di copertura del vano scale (piano primo)

	Stato di Fatto	Stato di Progetto
Peso proprio (G1) Solaio in legno-cls	180 daN/m ²	180 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G1) massetti e pavimentazioni	100 daN/m ²	100 daN/m ²
Sovraccarico variabile (Cat. B – Uffici)	200 daN/m ²	200 daN/m ²

Solaio in latero-cemento di copertura dell'ufficio economato e dell'ufficio tecnico (piano primo)

	Stato di Fatto	Stato di Progetto
Peso proprio (G1) Solaio in latero-cemento	290 daN/m ²	290 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G1) massetti e pavimentazioni	100 daN/m ²	100 daN/m ²
Sovraccarico variabile (Cat. B – Uffici)	200 daN/m ²	200 daN/m ²

Tetto in legno (piano primo)

	Stato di Fatto	Stato di Progetto
Peso proprio (G1) Tetto in legno	60 daN/m ²	60 daN/m ²
Sovraccarichi permanenti NON strutturali (G1) Pacchetto di copertura	120 daN/m ²	120 daN/m ²
Sovraccarico variabile (Cat. Neve < 1000 m s.l.m.)	120 daN/m ²	120 daN/m ²

E.4.2 Neve

Il carico provocato dalla neve sulla copertura è stato valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

q_s = è il carico neve sulla copertura

μ_i = è il coefficiente di forma della copertura

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

C_E = è il coefficiente di esposizione

C_t = è il coefficiente termico

Il coefficiente di forma μ_i è definito dalla tabella qui sotto riportata di seguito riportata.

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

Figura 31 – Valore dei coefficienti di forma [tabella 3.4.II NTC 2018]

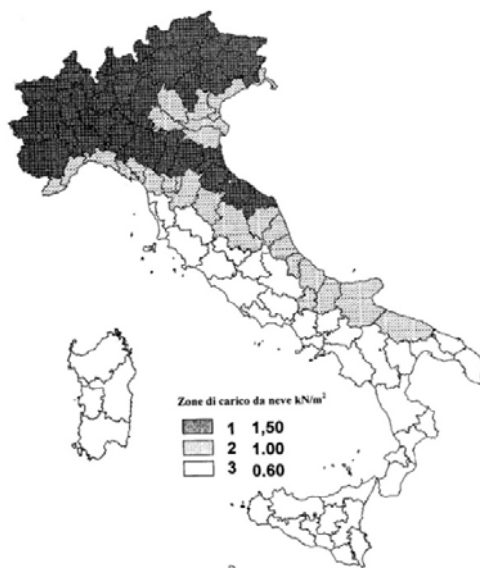


Figura 32 – Zone di carico neve [§3.4.2 NTC 2018]

Il coefficiente di esposizione C_E è utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'edificio. I valori del coefficiente di esposizione sono di seguito riportati.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 33 – Valori di C_E per le diverse classi di topografia [tab. 3.4.I NTC 2018]

Nel caso in esame si è assunto un coefficiente di esposizione $C_E = 1$. Il coefficiente termico C_t che tiene conto della proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura, è stato assunto pari a 1.

Zona I Alpina, altitudine inferiore ai 200 m s.l.m.

Carico neve al suolo: 150 daN/m²

Carico neve in falda: 120 daN/m²

Localmente è stata considerata la possibilità di accumulo neve da effetto aerodinamico secondo quanto previsto dal paragrafo C3.4.3.3.2 della Circolare 19.

E.5. Determinazione azione sismica

Ai fini della determinazione degli spettri sismici utilizzati per lo studio della risposta sismica dell'edificio si adottano i seguenti parametri:

- coordinate geografiche dell'edificio (ED50): Latitudine 45.233324°, Longitudine 10.319237°;
- tipo di costruzione: Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari - Vita nominale V_N : 50 anni (§2.4.1 NTC 2018);
- classe d'uso: IV, "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.. [...]" - Coefficiente d'uso C_U : 2,0 (§2.4.2 NTC 2018);
- periodo di riferimento: 100 anni (§2.4.3 NTC 2018);
- categoria di sottosuolo: C, "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s." (§3.2.2 NTC 2018) come descritto nella relazione geologica allegata;
- categoria topografica: T1, "superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ " (§3.2.2 NTC 2018) come descritto nella relazione geologica allegata;

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	Default (0,0395)	Default (2,54)	Default (0,241)
SLD	Default (63)	75	Default (0,0492)	Default (2,499)	Default (0,261)
SLV	Default (10)	712	Default (0,1168)	Default (2,551)	Default (0,284)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,1522)	Default (2,526)	Default (0,289)

Figura 34 – parametri sismici di base per i vari SL

Acc./g: Accelerazione spettrale normalizzata ottenuta dividendo l'accelerazione spettrale per l'accelerazione di gravità.

Periodo: Periodo di vibrazione.

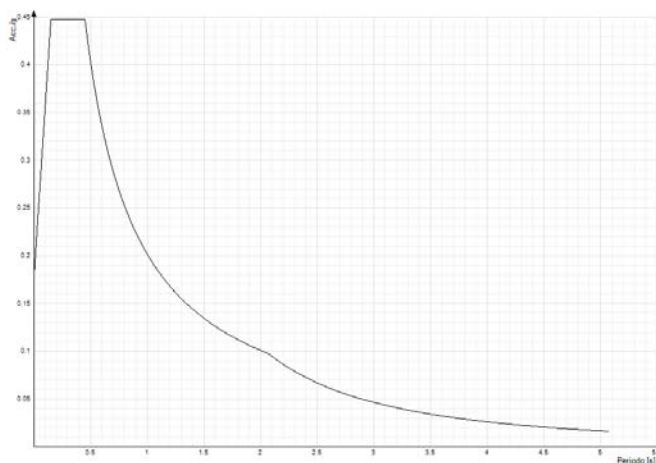
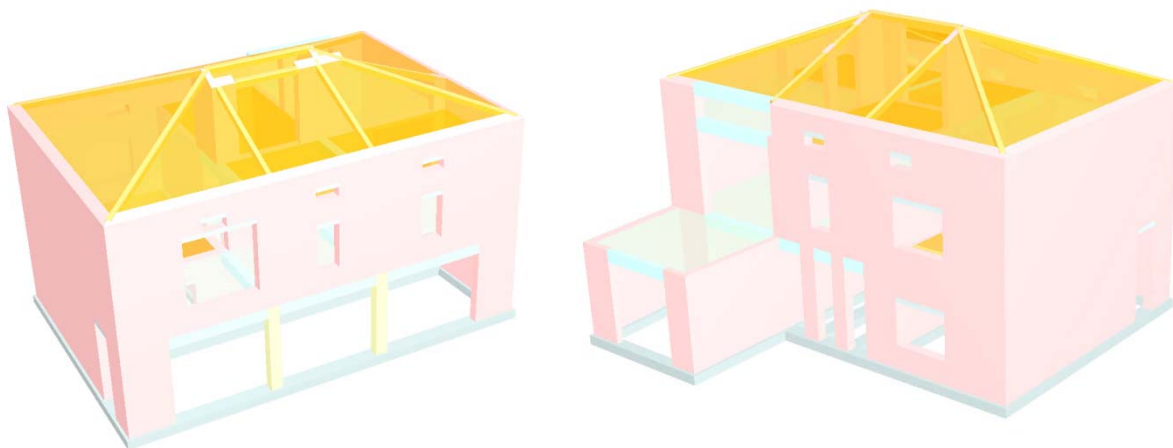


Figura 35 – Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1

E.6. Principali risultati dello Stato di Fatto struttura municipio

E.6.1 Rappresentazione grafica del modello



E.6.2 Quadro delle verifiche: impegni massimi

Nome verifica	SL	Norma	Riferimenti	Impegno
Pressoflessione trasversale	SLU	D.M. del 17/01/18	Setto 9 al piano 1	87,47
Pressoflessione longitudinale	SLU	D.M. del 17/01/18	Setto 9 al piano 1	73,57
Pressoflessione trasversale sismica	SLV	D.M. del 17/01/18	Setto 19 al piano 2	231,91
Portanza delle fondazioni	SLU	D.M. del 17/01/18	Setto 23 al piano 0	79,94
Ribaltamento pareti sismica	SLV	D.M. del 17/01/18	Setto 6 al piano 1	100,43
Pushover al limite di operatività sismica	SLO	D.M. del 17/01/18	Sisma 0°C	104,60
Pushover al limite di danno sismica	SLD	D.M. del 17/01/18	Sisma 0°C	99,71
Pushover al limite di s.vita sismica	SLV	D.M. del 17/01/18	Sisma 180°C	156,34

Legenda

Nome verifica	Nome della verifica di cui si riporta l'impegno massimo	
SL	Stato limite di verifica	
Norma	Norma legislativa che regola la verifica	
Riferimenti	Riferimenti all'elemento che registra il massimo impegno	
Impegno	Grado di impegno rispetto alla soglia limite (verifica non soddisfatta se >100%)	%

E.6.3 Quadro delle verifiche: sicurezza sismica

Nome verifica	SL	F.struttura	F.sicurezza	PgaC	PgaD	TrC	TrD
Pressoflessione trasversale	SLV	-	0,431	0,056	0,131	106	949
Portanza delle fondazioni	SLV	-	2,621	0,343	0,131	>2475	949
Ribaltamento pareti	SLV	-	0,996	0,130	0,131	944	949
Pushover al limite di operatività	SLO	1,19	0,956	0,043	0,045	56	60
Pushover al limite di danno	SLD	1,34	1,003	0,055	0,055	101	101
Pushover al limite di s.vita	SLV	3,05	0,640	0,084	0,131	298	949

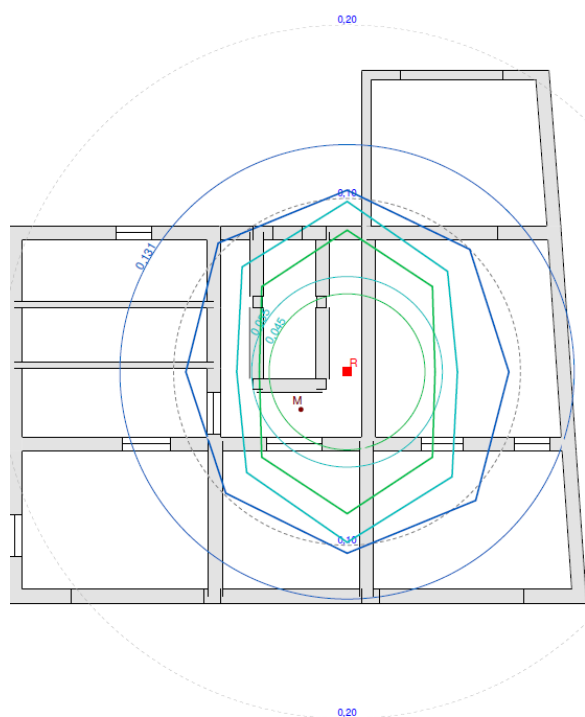
Legenda

Nome verifica	Nome della verifica di cui si riportano i fattori di sicurezza minimi	
SL	Stato limite di verifica	

F.struttura	F.di struttura massimo del sistema bilineare equivalente (f.elastica/f.snervamento)	
F.sicurezza	Fattore di sicurezza minimo (capacità Pga/domanda Pga)	
PgaC	Capacità in termini di accelerazione di picco al suolo (suolo cat.A)	g
PgaD	Domanda in termini di accelerazione di picco al suolo (suolo cat.A)	g
TrC	Capacità in termini di periodo di ritorno in	anni
TrD	Domanda in termini di periodo di ritorno in	anni

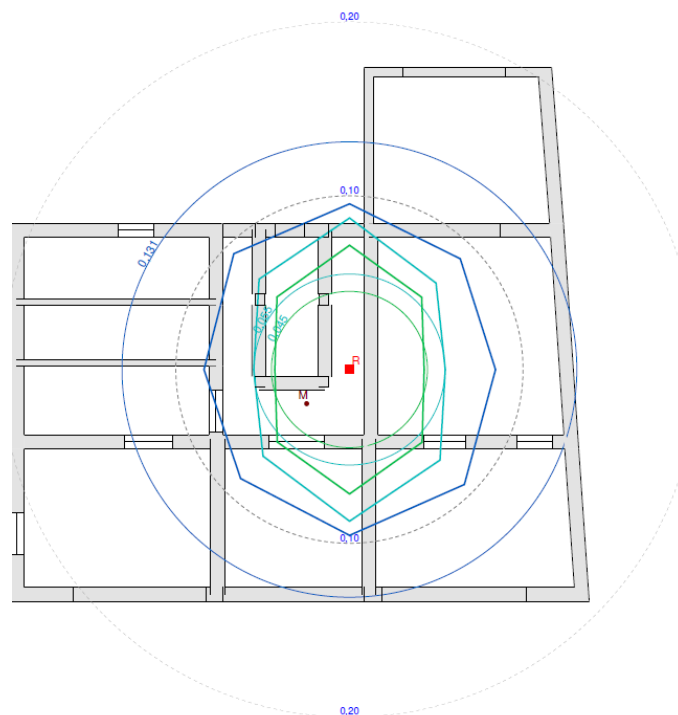
E.6.4 Rappresentazione grafica del dominio resistente

inio resistente per d. lineare
I:100



O — Capacità Pga — Domanda Pga
D — Capacità Pga — Domanda Pga
V — Capacità Pga — Domanda Pga

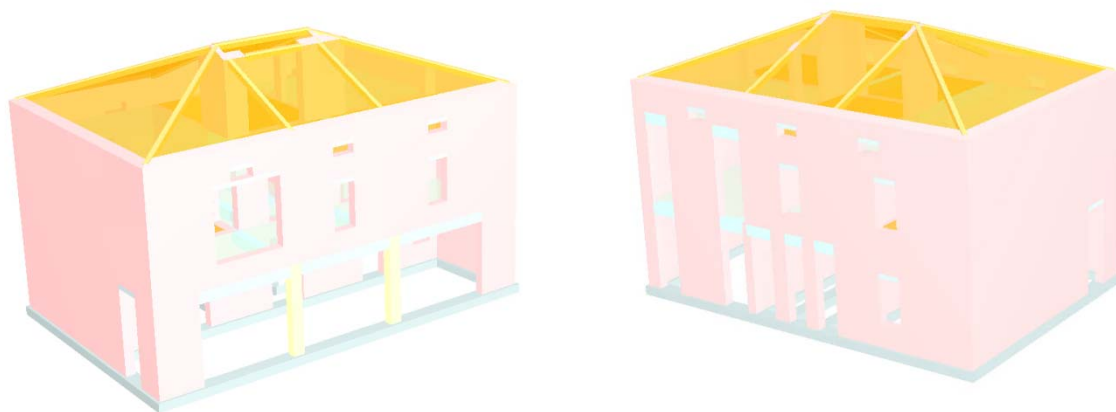
inio resistente per d. costante
I:100



O — Capacità Pga — Domanda Pga
D — Capacità Pga — Domanda Pga
V — Capacità Pga — Domanda Pga

E.7. Principali risultati dello Stato di Progetto struttura municipio

E.7.1 Rappresentazione grafica del modello



E.7.2 Quadro delle verifiche: impegni massimi

Nome verifica	SL	Norma	Riferimenti	Impegno
Pressoflessione trasversale	SLU	D.M. del 17/01/18	Setto 18 al piano 1	85,05
Pressoflessione longitudinale	SLU	D.M. del 17/01/18	Setto 18 al piano 1	71,53
Pressoflessione trasversale sismica	SLV	D.M. del 17/01/18	Setto 1 al piano 2	229,36
Portanza delle fondazioni	SLU	D.M. del 17/01/18	Setto 9 al piano 0	82,91
Portanza delle fondazioni sismica	SLV	D.M. del 17/01/18	Setto 11 al piano 0	74,12
Ribaltamento pareti sismica	SLV	D.M. del 17/01/18	Setto 6 al piano 1	98,44
Pushover al limite di operatività sismica	SLO	D.M. del 17/01/18	Sisma 0°C	97,99
Pushover al limite di danno sismica	SLD	D.M. del 17/01/18	Sisma 0°C	94,20
Pushover al limite di s.vita sismica	SLV	D.M. del 17/01/18	Sisma 0°C	155,86

Legenda

Nome verifica	Nome della verifica di cui si riporta l'impegno massimo	
SL	Stato limite di verifica	
Norma	Norma legislativa che regola la verifica	
Riferimenti	Riferimenti all'elemento che registra il massimo impegno	
Impegno	Grado di impegno rispetto alla soglia limite (verifica non soddisfatta se >100%)	%

E.7.3 Quadro delle verifiche: sicurezza sismica

Nome verifica	SL	F.struttura	F.sicurezza	PgaC	PgaD	TrC	TrD
Pressoflessione trasversale	SLV	-	0,436	0,057	0,131	112	949
Portanza delle fondazioni	SLV	-	2,557	0,335	0,131	>2475	949
Ribaltamento pareti	SLV	-	1,016	0,133	0,131	1005	949
Pushover al limite di operatività	SLO	1,11	1,021	0,046	0,045	62	60
Pushover al limite di danno	SLD	1,25	1,062	0,058	0,055	117	101
Pushover al limite di s.vita	SLV	2,85	0,642	0,084	0,131	307	949

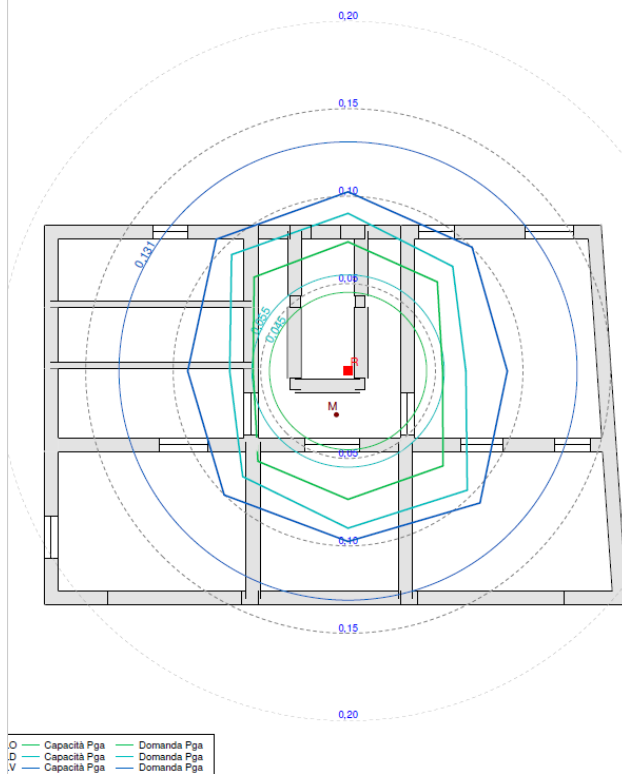
Legenda

Nome verifica	Nome della verifica di cui si riportano i fattori di sicurezza minimi	
SL	Stato limite di verifica	

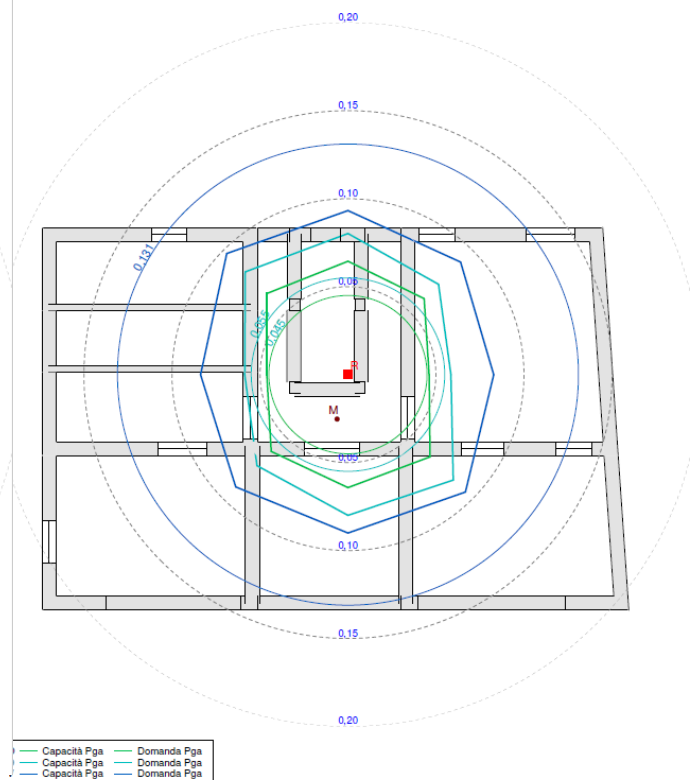
F.struttura	F.di struttura massimo del sistema bilineare equivalente (f.elastica/f.snervamento)	
F.sicurezza	Fattore di sicurezza minimo (capacità Pga/domanda Pga)	
PgaC	Capacità in termini di accelerazione di picco al suolo (suolo cat.A)	g
PgaD	Domanda in termini di accelerazione di picco al suolo (suolo cat.A)	g
TrC	Capacità in termini di periodo di ritorno in	anni
TrD	Domanda in termini di periodo di ritorno in	anni

E.7.4 Rappresentazione grafica del dominio resistente

inio resistente per d. lineare
1:100



inio resistente per d. costante
100



F. Modellazione strutturale – struttura nuova

F.1. Descrizione del modello

La struttura viene progettata e verificata secondo quanto prescritto dalle NTC18. In particolare, è una struttura in muratura con diaframma rigido di piano. L'input sismico è definito in funzione dell'area di installazione per classe d'uso IV, categoria topografica T1 e sottosuolo di tipo C.

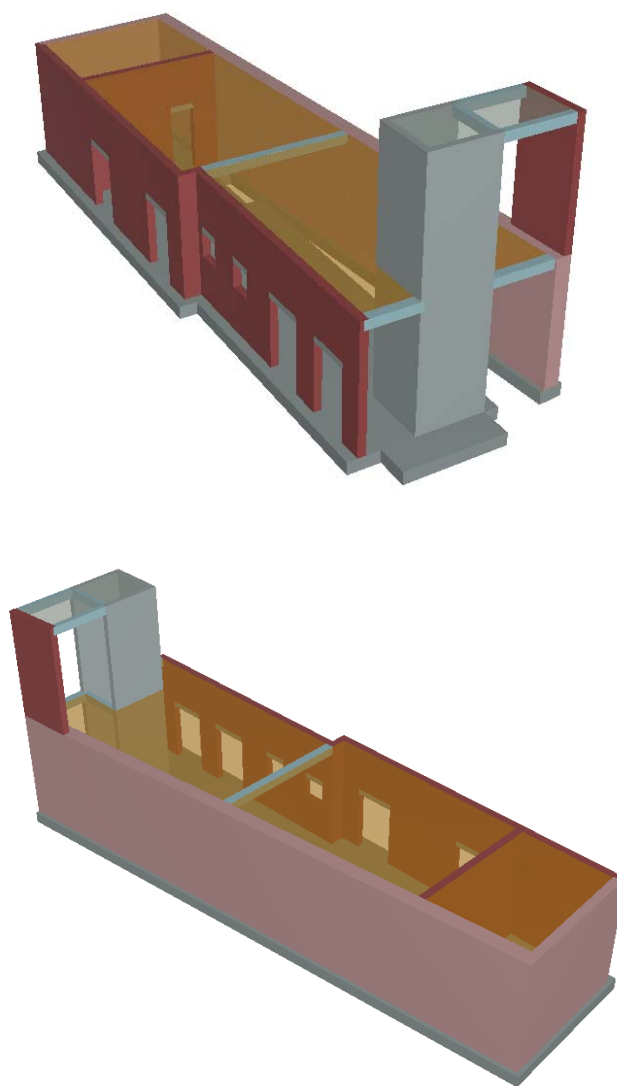


Figura 36 - rappresentazione grafica del modello strutturale del nuovo edificio

La struttura monopiano, ha un impalcato considerato infinitamente rigido e caratterizzato dai seguenti carichi:

G_1 (carico permanente portato strutturale): 200 daN/m²;

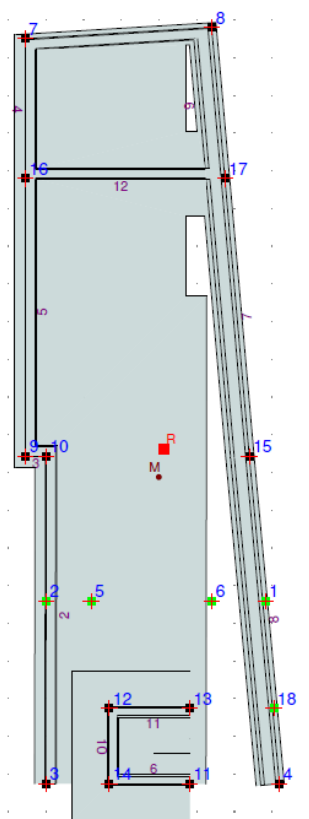
G_2 (carico permanente portato non strutturale): 000 daN/m²;

Q (carico variabile per uffici [cat. B]): 200 daN/m²;

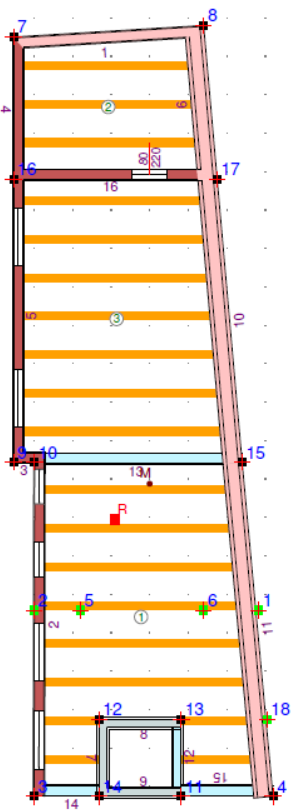
Q (carico variabile neve in accumulo in copert. per zona I Alpina con altit. infer. ai 200 m s.l.m.): 260 daN/m²

Il software utilizzato per la modellazione della struttura e la verifica degli elementi strutturali è "Por 2000" della Newsoft s.r.l.

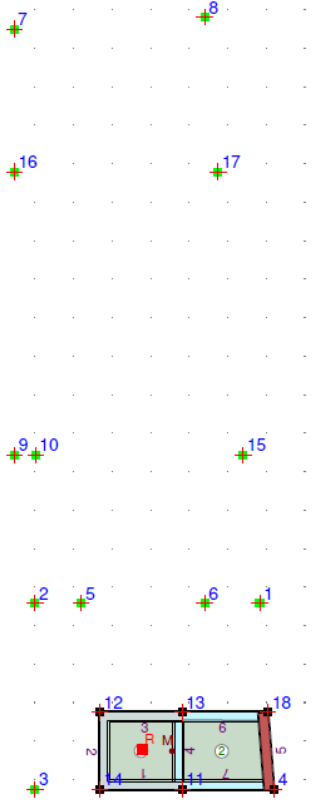
Pianta al piano 0 - Fondazione h= 0.00
Scala 1:100



Pianta al piano 1 - Cop terra h= 4.00
Scala 1:100



Pianta al piano 2 - Cop primo h= 7.95
Scala 1:100



F.2. Verifiche Locali

F.2.1 Verifica del solaio a copertura del piano terra

Di seguito si riporta la verifica del solaio legno-clc a copertura del piano terra degli uffici. Il carico applicato comprende i pesi strutturali, il peso del sovrastante tetto verde e i carichi accidentali previsti per la categoria

Combinazioni di carico:

Si deve considerare la condizione di carico più severa per la verifica flessionale in relazione al rapporto M_d / K_{mod}

Combinazione delle azioni considerata maggiormente gravosa

Nome della combinazione

Momento sollecitante in mezz'ora della combinazione più severa

Taglio sollecitante in mezz'ora della combinazione più severa

SIGLA SOLAIO: **A**

II

PERMANENTI + ACCIDENTALI

$M_{1d} = 21,86 \text{ kN m}$

$T_{1d} = 15,90 \text{ kN}$

3 Verifiche di resistenza:

VERIFICHE A TEMPO ZERO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-8,75	\leq	-14,17 N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	4,32	\leq	
LEGNO	Verifica a tensoflessione		0,94	\leq	1,00
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,61	\leq	1,93 N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	9414	\leq	16202 N

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

CLS	Verifica della tensione normale al lembo superiore compresso	$\sigma_{cls, sup} =$	-6,11	\leq	-14,17 N/mm ²
	Verifica della tensione normale al lembo inferiore	$\sigma_{cls, inf} =$	1,53	\leq	1,20
LEGNO	Verifica a tensoflessione		1,01	\leq	1,00
	Verifica delle tensioni tangenziali	$\tau_{legno, max} =$	0,65	\leq	1,93 N/mm ²
CONNETTORE	Forza di taglio sul connettore più sollecitato	$F_{conn, max} =$	9740	\leq	16202 N

4 Verifiche di deformazione:

trave lignea: puntellata

VERIFICHE A TEMPO ZERO

Destinazione d'uso, tipologia di carico di esercizio:

Vento e Neve

Coefficiente di combinazione quasi permanente

$\psi_{21} = 0,00$

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente

$= u_{g, ist} + \psi_{21} \cdot u_{q, ist}$

$u_{g, ist} = u_{g1, ist} + u_{g2, ist}$

$u_{g1, ist} = 3,90 \text{ mm}$

$u_{g2, ist} = 4,24 \text{ mm}$

$u_{q, ist} = 5,51 \text{ mm}$

$u_{tot, ist} = 8,14 \text{ mm}$

$L / 676$

VERIFICHE A TEMPO INFINITO

Coefficiente di combinazione quasi permanente

$\psi_{21} = 0,00$

Freccia istantanea totale in combinazione quasi permanente

$= u_{g, fin} + \psi_{21} \cdot u_{q, fin}$

$u_{tot, fin} = 14,34 \text{ mm}$

$L / 384$

5 Avvertenze:

FASE DI GETTO

- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.

RETE ELETTROSALDATA

- Inserire una rete elettrosaldata almeno di diametro 6 mm maglia 20x20cm oppure di diametro 8 mm maglia 20x20 quando necessario;
- Sovrapporre i fogli di rete elettrosaldata di almeno una maglia;
- Tenere la rete elettrosaldata sollevata dal piano durante la fase di getto;

ARMATURA PERIMETRALE

- Si consiglia di collegare la futura soletta alle murature perimetrali alloggiando in esse un'armatura tipo a coda di rondine.

CONNETTORI

- Posizionare il primo connettore sulla trave a cm 5 dalla muratura perimetrale;
- Eseguire sempre preforo diametro 11,5 mm ed impiegare un comune avvitatore ad impulsi min 280N;
- Il posizionamento dovrà essere eseguito secondo le indicazioni della direzione lavori.

Le verifiche del solaio legno-clc risultano soddisfatte.

F.2.2 Verifica del giunto sismico

Si propone la verifica del giunto sismico tra la nuova costruzione e la struttura esistente del municipio per scongiurare il fenomeno del martellamento durante l'evento sismico.

Ai sensi del §7.2.1 delle NTC18:

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione [...]. La distanza tra due punti di costruzioni che si fronteggiano non potrà in ogni caso essere inferiore a 1/100 della quota dei punti considerati, misurata dallo spiccato della fondazione o dalla sommità della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, moltiplicata per $2ag_s/g \leq 1$.

Qualora non si possano eseguire calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base può essere stimato in 1/100 della sua altezza, misurata come sopra, moltiplicata per $a_g S/g$; in questo caso, la distanza tra costruzioni contigue non potrà essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi di ciascuna di esse."

Nel caso in esame si dispone dello spostamento massimo della nuova costruzione.

Spostamento massimo del municipio esistente verso la nuova struttura: ~ 1,7 cm (stima mediante formula);

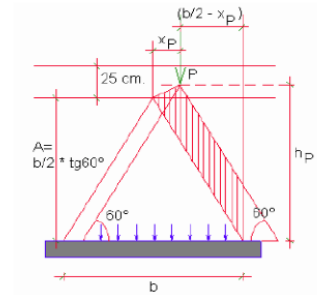
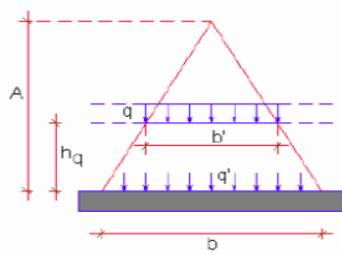
Spostamento massimo della nuova struttura verso il municipio: ~ 1,04 cm (SLV2).

Si adotta un giunto sismico pari a circa 10 cm (valore superiore alla somma degli spostamenti delle due strutture).

Tale valore è superiore anche al valore ottenuto moltiplicando 1/100 dell'altezza considerata per $[2 * a_g * S / g]$.

Giunto minimo: $1/100 * 8,5 \text{ m} * \min(1; 2 * 0,131 * 1,5) \approx 3,34 \text{ cm}$.

F.2.3 Verifica nuovo architrave in acciaio



ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULL'ARCHITRAVE

Luce netta dell'architrave:
Luce di calcolo dell'architrave:
Altezza del triangolo di carico:
Spessore della muratura sopra l'architrave:
Distanza del solaio sovrastante rispetto all'architrave:
Larghezza di scarico del solaio
Carichi permanenti strutturali agenti sul solaio:
Carichi permanenti non strutturali agenti sul solaio:
Carichi accidentali agenti sul solaio:
Luce totale del solaio:
Interasse
Carico distribuito
Carico trasmesso dal solaio sull'architrave:
Carico trasmesso dalla muratura:
Peso specifico della muratura

$L =$	1200	[mm]
$b = 1,05 * L =$	1260	[mm]
$A =$	1091	[mm]
$t =$	500	[mm]
$h_q =$	1800	[mm]
$b' =$	818	[mm]
$G_1 =$	5,40	[kN/m ²]
$G_2 =$	1,20	[kN/m ²]
$Q_{k,folia} =$	3,00	[kN/m ²]
$L_{sol} =$	5600	[mm]
$i = L_{sol} / 2 =$	2800	[mm]
$F_d = i * (\gamma_{g1} * G_{1k} + \gamma_{g2} * G_{2k} + \gamma_q * Q_{k,folia}) =$	37,30	[kN/m]
$\Gamma_d * b' / b =$	24,23	[kN/m]
$F_m = \gamma_{g1} * w * t * A =$	12,77	[kN/m]
$w =$	18	[kN/m ³]

CARATTERISTICHE DELL'ARCHITRAVE IN ACCIAIO

Tipo di profilato
Numero di profili
Altezza della sezione trasversale
Larghezza della sezione trasversale
Spessore dell'anima
Spessore delle ali
Raggio di raccordo
CARATTERISTICHE MECCANICHE
Altezza tra le ali
Area della sezione trasversale
Area della sezione resistente a taglio agente lungo z
Area della sezione resistente a taglio agente lungo y
Momento d'inerzia attorno all'asse forte
Momento d'inerzia attorno all'asse debole
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse forte
Modulo di resistenza elastico attorno all'asse debole
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse debole
Momento statico asse baricentrico
Peso a metro lineare

HEB 120	S275 JR	
n	3	
h	120,00	[mm]
b	120,00	[mm]
$t_w =$	6,50	[mm]
$t_f =$	11,00	[mm]
r	12,00	[mm]
$h_i =$	98,00	[mm]
A	34,0	[cm ²]
$A_{vz} =$	10,96	[cm ²]
$A_{vy} =$	26,40	[cm ²]
$I_{yy} =$	864	[cm ⁴]
$I_{zz} =$	318	[cm ⁴]
$W_{el,yy} =$	144,1	[cm ³]
$W_{el,zz} =$	52,9	[cm ³]
$W_{pl,yy} =$	165,2	[cm ³]
$W_{pl,zz} =$	81,0	[cm ³]
$S_y =$	82,6	[cm ³]
p	0,27	[kN/m]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio

$$f_y = 275 \quad [\text{MPa}]$$

Tipo di acciaio

S275 JR

Coefficiente ϵ

$$\epsilon = 0,92 \quad [-]$$

Classificazione dell'anima

Altezza dell'anima depurata dei raccordi

$$c = 74,00 \quad [\text{mm}]$$

Spessore dell'anima

$$t_w = 6,50 \quad [\text{mm}]$$

Rapporto tra altezza e spessore

$$c/t_w = 11,38 \quad [-]$$

Classificazione dell'anima per flessione

CLASSE 1

Classificazione delle ali

Semi larghezza delle ali depurata dei raccordi

$$c = 44,75 \quad [\text{mm}]$$

Spessore delle ali

$$t_f = 11,00 \quad [\text{mm}]$$

Rapporto tra semi larghezza e spessore

$$c/t_f = 4,07 \quad [-]$$

Classificazione delle ali per flessione

CLASSE 1

SOLLECITAZIONI

Per il calcolo delle sollecitazioni massime, l'architrave viene assimilato ad una trave semplicemente appoggiata caricata da un carico uniformemente distribuito, dato dalla somma del carico dovuto al solaio e quello dovuto al peso proprio del profilo utilizzato, e da un carico triangolare dovuto al peso proprio della muratura sovrastante.

$$M_{\max} = F_d \cdot b^2 / 8 + p \cdot b^2 / 8 + F_m \cdot b^2 / 12 = 6,57 \quad [\text{kNm}]$$

$$V_{\max} = F_d \cdot b / 2 + p \cdot b / 2 + F_m \cdot b / 4 = 19,50 \quad [\text{kN}]$$

VERIFICA DI RESISTENZA

Numero di profili utilizzati per l'architrave:

$$n = 3$$

Momento flettente SLU:

$$M_{\max} = M'_{\max} / n = 2,19 \quad [\text{kN m}]$$

Taglio SLU:

$$V_{\max} = V'_{\max} / n = 6,50 \quad [\text{kN}]$$

Verifica a flessione monoassiale (NTC 4.2.4.1.2)

Resistenza di calcolo a flessione retta classe 1-2:

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Resistenza di calcolo a flessione retta classe 3:

$$M_{c,Rd} = W_{el,min} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Momento resistente del singolo profilo:

$$M_{c,Rd} = 43,27 \quad [\text{kN m}]$$

Momento resistente dell'architrave completo:

$$M_{c,Rd} = 129,81 \quad [\text{kN m}]$$

Verifica a flessione:

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} = 0,051 < 1$$

Verifica a taglio (NTC 4.2.4.1.2)

La resistenza di calcolo a taglio del singolo profilo vale:

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} \cdot (3^{0,5}) = 165,74 \quad [\text{kN}]$$

La resistenza di calcolo a taglio dell'architrave vale:

$$V_{c,Rd} = 497,23 \quad [\text{kN}]$$

Verifica a taglio:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,039 < 1$$

VERIFICA DI DEFORMABILITA' DELL'ARCHITRAVE

Carico: peso proprio muratura

$$F_m = w \cdot A \cdot t = 9,82 \quad [\text{kN/m}]$$

Carico: solaio

$$F_d = (G_{1k} + G_{2k} + Q_k) \cdot i = 26,88 \quad [\text{kN/m}]$$

Calcolo della freccia elastica architrave

$$f_m = b^4 / nEI \cdot (5 \cdot F_d / 384 + F_m / 120) = 0,20 \quad [\text{mm}]$$

limite freccia

$$L / 500 = 2,52 \quad [\text{mm}]$$

Modulo elastico acciaio

$$E = 210000 \quad [\text{MPa}]$$

Verifica freccia

$$f_m < L / 500 \quad \text{ver}$$

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI PER CARICHI CONCENTRATI

Le NTC al punto 4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi, suggerisce di effettuare le verifiche facendo riferimento a normative di comprovata validità: Eurocodice 6, D.M. 14.09.2005. Di seguito viene condotta la verifica secondo il D.M. 14.09.2005, punto 5.4.6.2.4.

γ_M è il coef. di sicurezza della muratura

$$\gamma_M = 2,5 \quad [-]$$

Lunghezza dell'appoggio

$$L_{app} = 150 \quad [\text{mm}]$$

A_c è l'area di appoggio;

$$A_c = b \cdot l = 18000 \quad [\text{mm}^2]$$

f_d è la resistenza di progetto della muratura:

$$f_d = f_m / \gamma_c / \gamma_M = 0,96 \quad [\text{MPa}]$$

N_{Rd} è la resistenza di progetto:

$$N_{Rd} = \beta_c \cdot A_c \cdot f_d = 17,33 \quad [\text{kN}]$$

N_{dc} è il valore di progetto del carico concentrato (taglio):

$$N_{dc} = V_{\max} = 6,50 \quad [\text{kN}]$$

Verifica a carico concentrato:

$$N_{dc} / N_{Rd} = 0,375 < 1$$

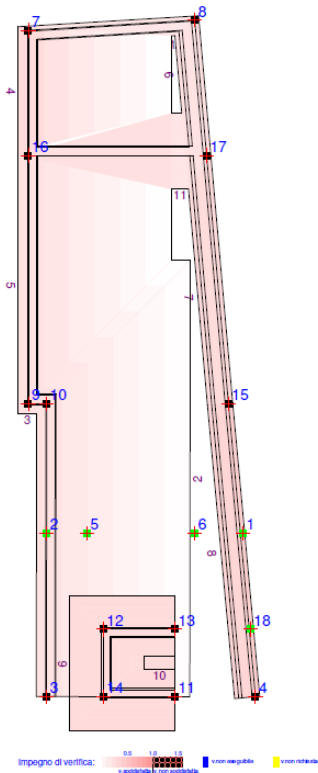
β_c è un coefficiente di amplificazione per carichi concentrati, valutato in funzione del tipo di muratura, a favore di sicurezza può essere considerato pari a 1;

F.3.Principali risultati del calcolo

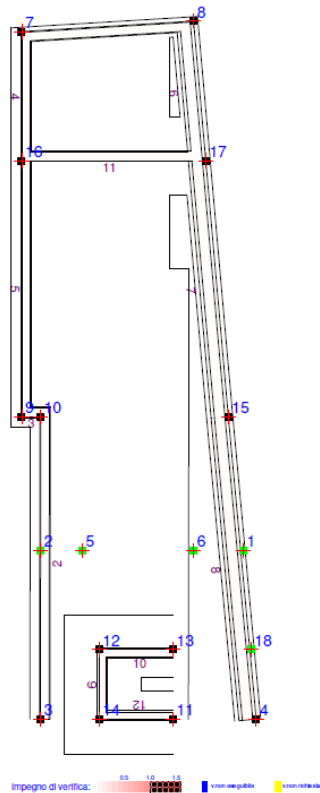
F.3.1 Struttura in muratura

Di seguito si riportano graficamente i principali risultati dell'analisi delle strutture.

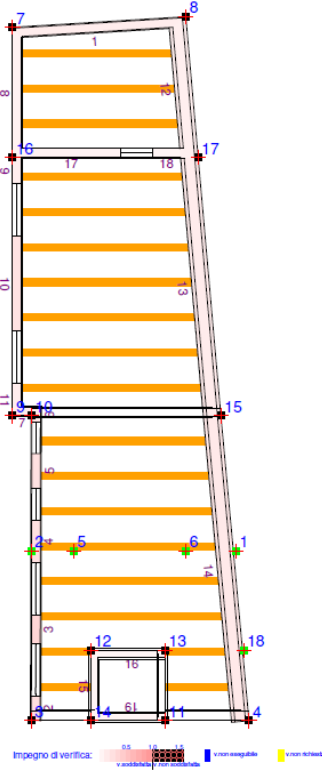
Verifica terreno di fondazione statica al piano 0
Scala 1:100



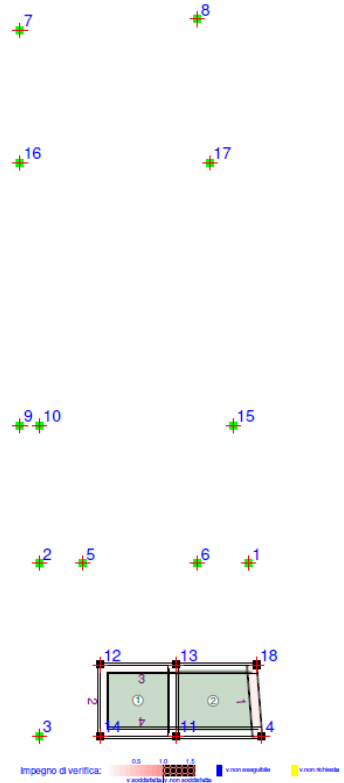
Verifica pressoflessione tras. statica al piano 0
Scala 1:100



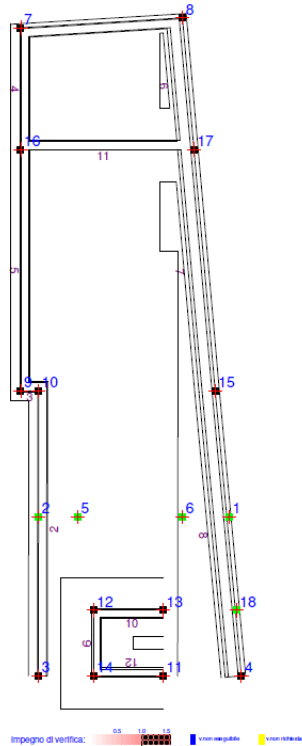
Verifica pressoflessione tras. statica al piano 1
Scala 1:100



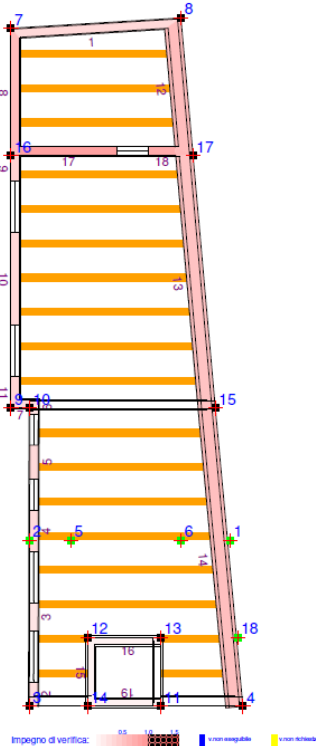
Verifica pressoflessione tras. statica al piano 2
Scala 1:100



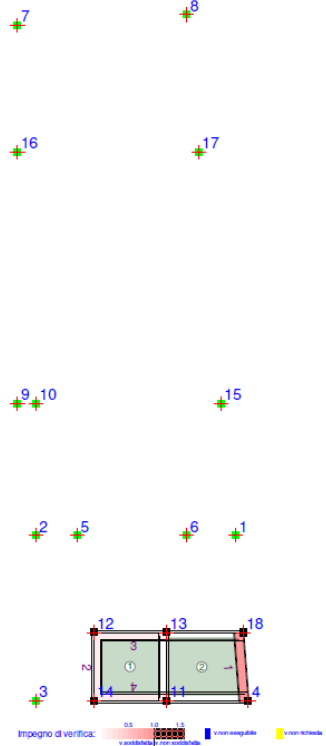
Verifica pressoflessione tras. sismica al piano 0
Scala 1:100



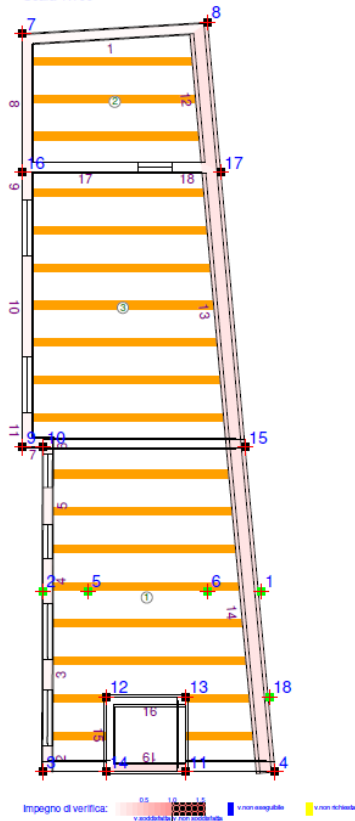
Verifica pressoflessione tras. sismica al piano 1
Scala 1:100



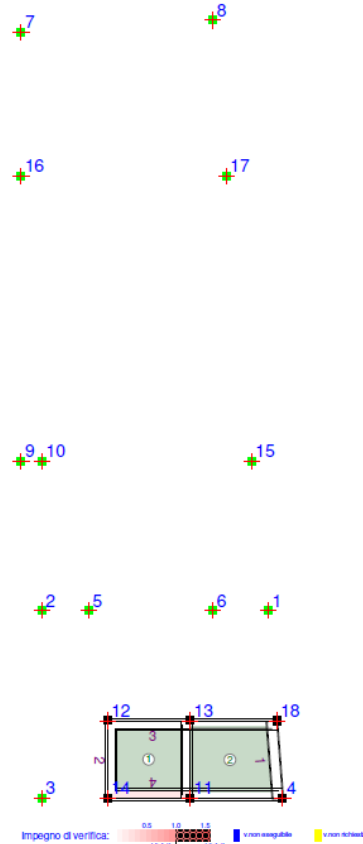
Verifica pressoflessione tras. sismica al piano 2
Scala 1:100



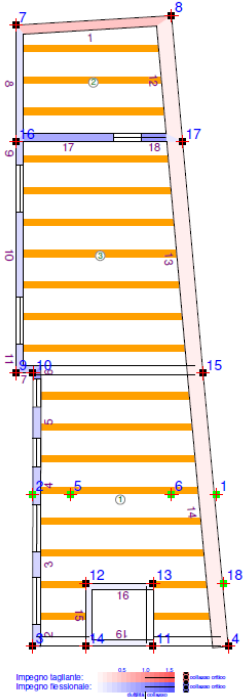
Verifica a ribaltamento sismica al piano 1
Scala 1:100



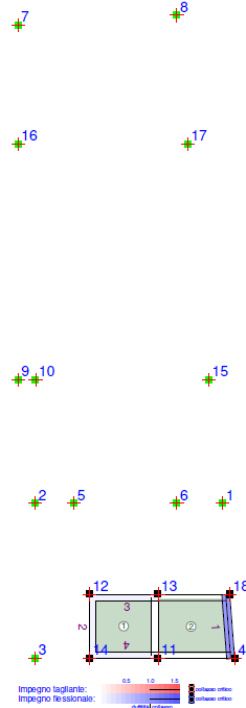
Verifica a ribaltamento sismica al piano 2
Scala 1:100



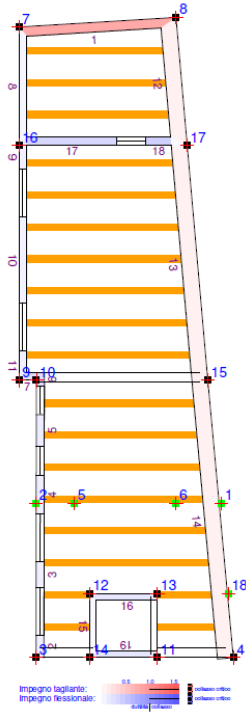
Impegno setti al piano 1: SLO d. lineare involucro dir. sismiche
Scala 1:100



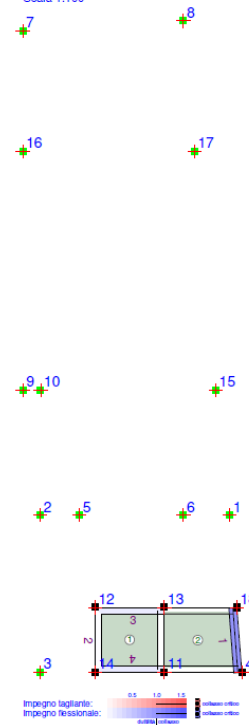
Impegno setti al piano 2: SLO d. lineare involucro dir. sismiche
Scala 1:100



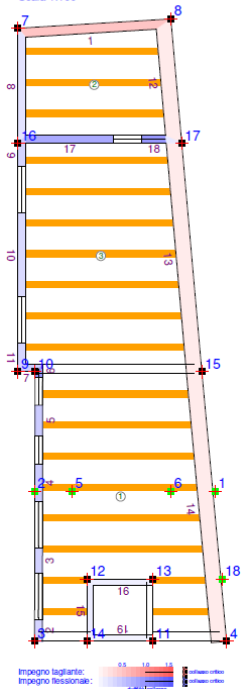
Impegno setti al piano 1: SLV d. lineare involucro dir.sismiche
Scala 1:100



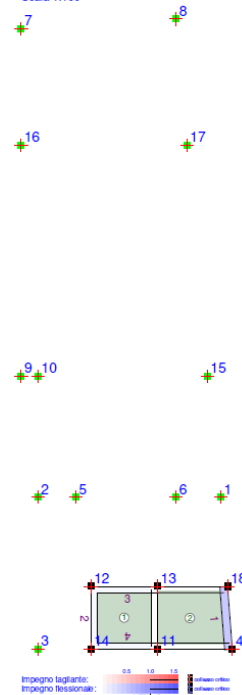
Impegno setti al piano 2: SLV d. lineare involucro dir.sismiche
Scala 1:100



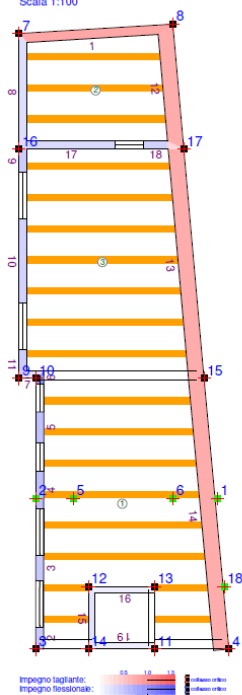
Impegno setti al piano 1: SLO d. costante involucro dir.sismiche
Scala 1:100



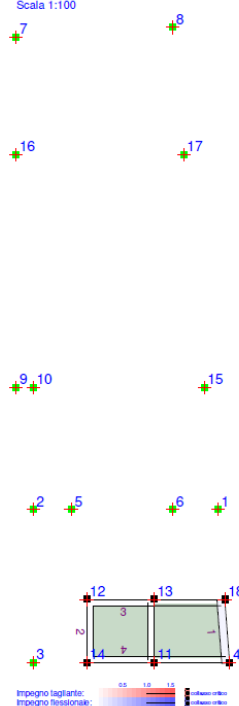
Impegno setti al piano 2: SLO d. costante involucro dir.sismiche
Scala 1:100



Impegno setti al piano 1: SLV d. costante involucro dir.sismiche
Scala 1:100



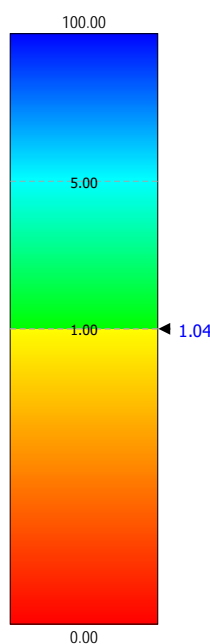
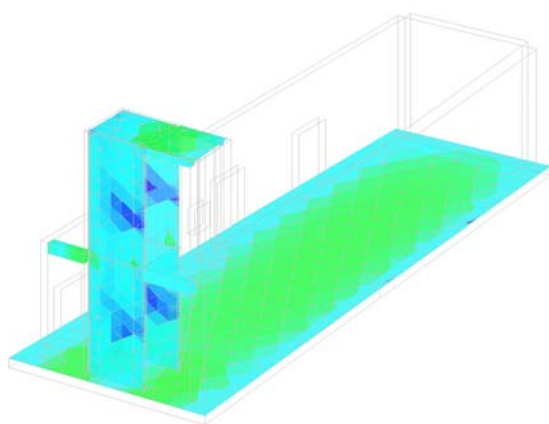
Impegno setti al piano 2: SLV d. costante involucro dir.sismiche
Scala 1:100



F.3.2 Vano ascensore

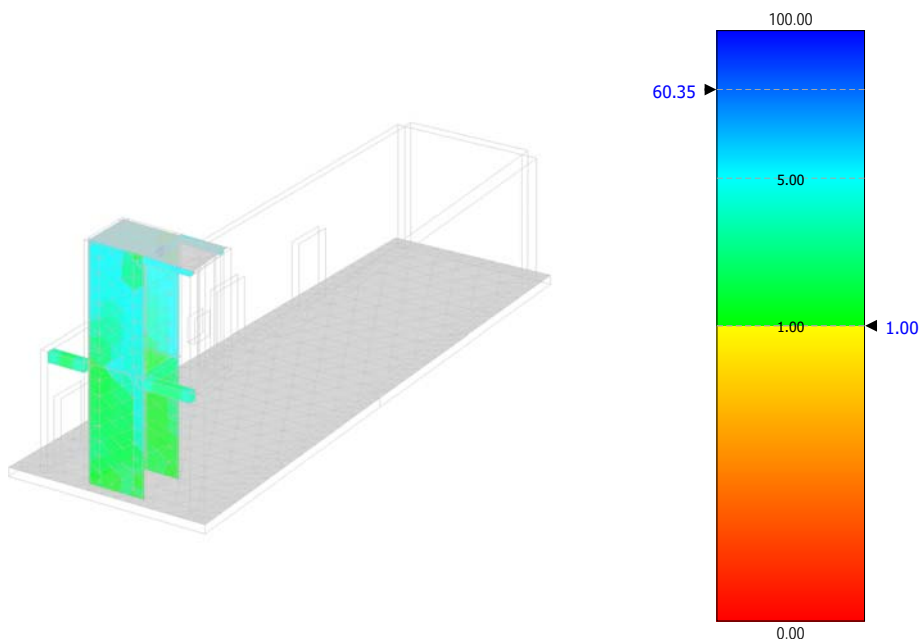
Di seguito si riportano graficamente i principali risultati dell'analisi delle strutture, ottenuti attraverso una seconda modellazione tramite software.

Coefficienti di Sicurezza



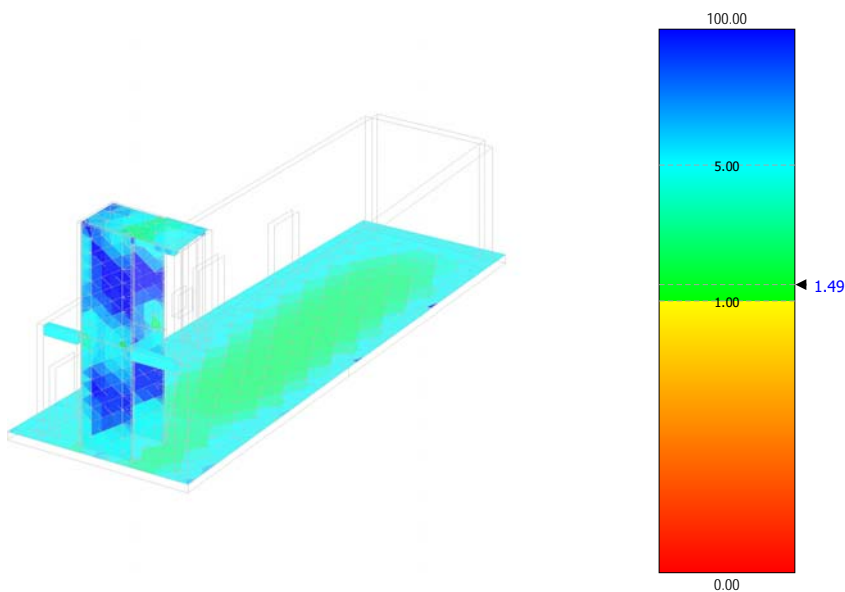
Descrizione Tavola
Tipo verifica: Flessione

Coefficienti di Sicurezza



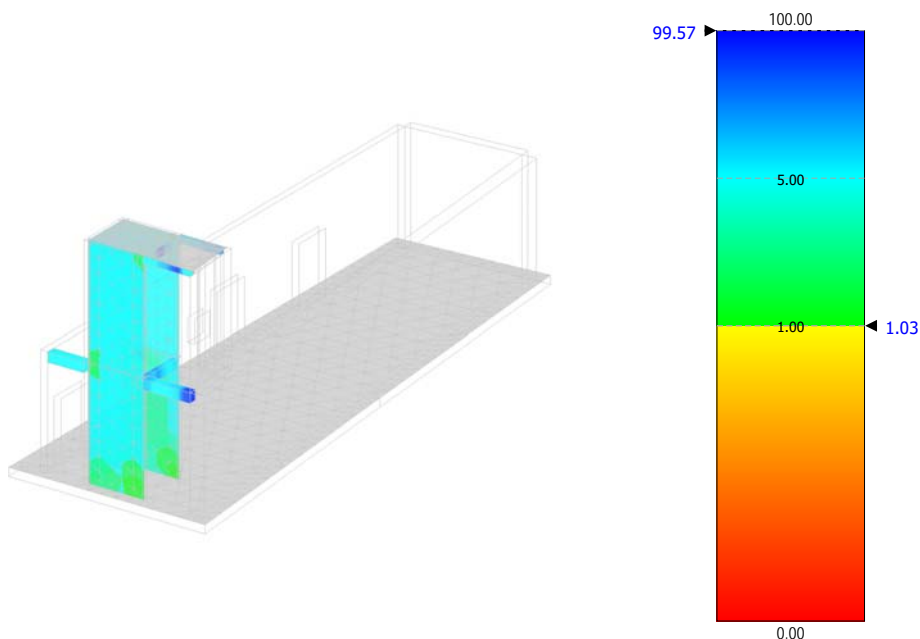
Descrizione Tavola
Tipo verifica: Taglio

Coefficienti di Sicurezza



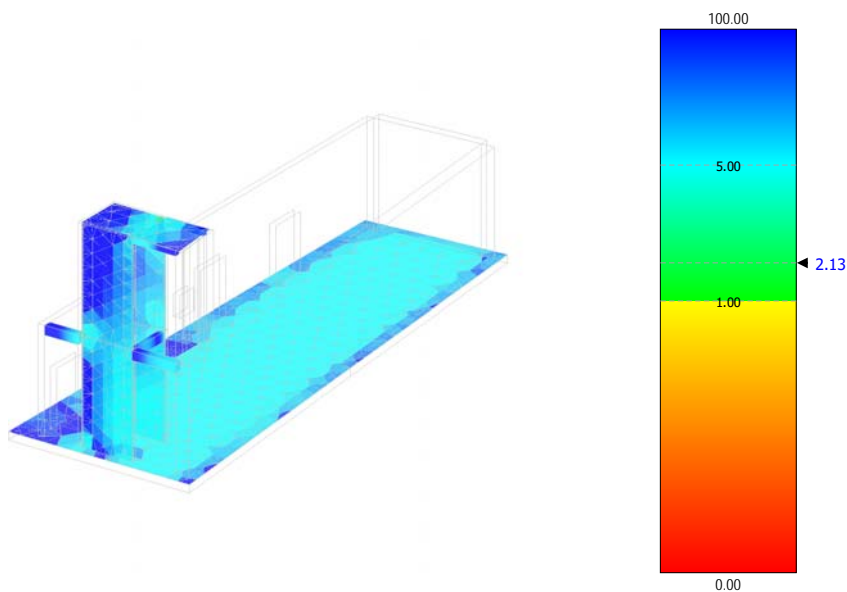
Descrizione Tavola
Tipo verifica: Pressoflessione

Coefficienti di Sicurezza



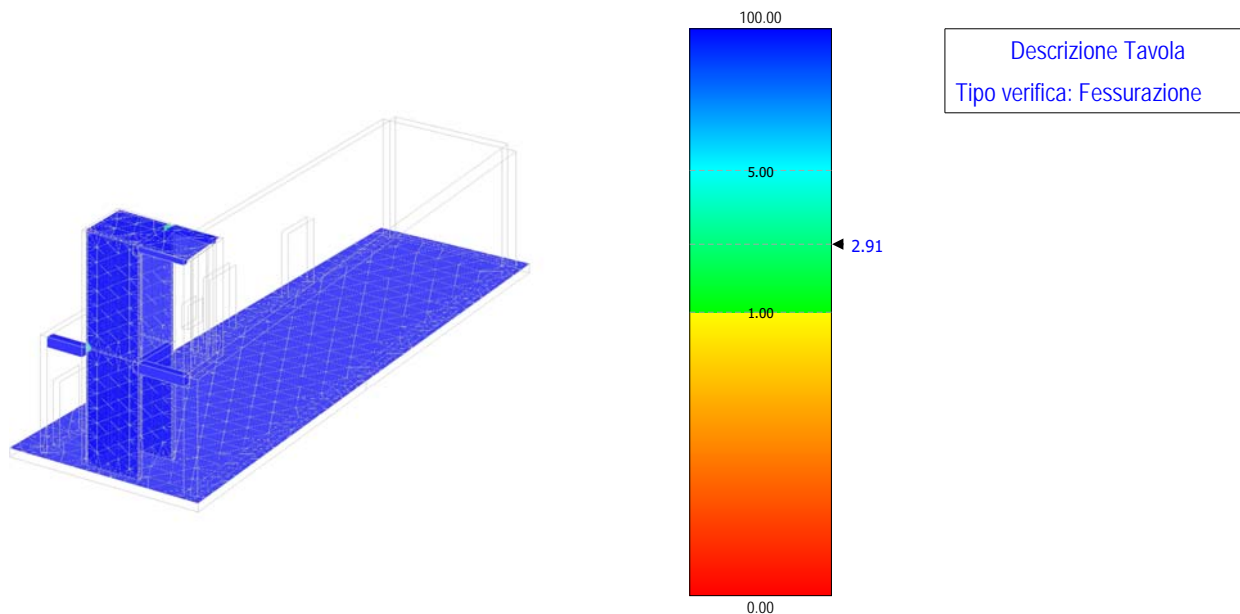
Descrizione Tavola
Tipo verifica: Taglio

Coefficienti di Sicurezza



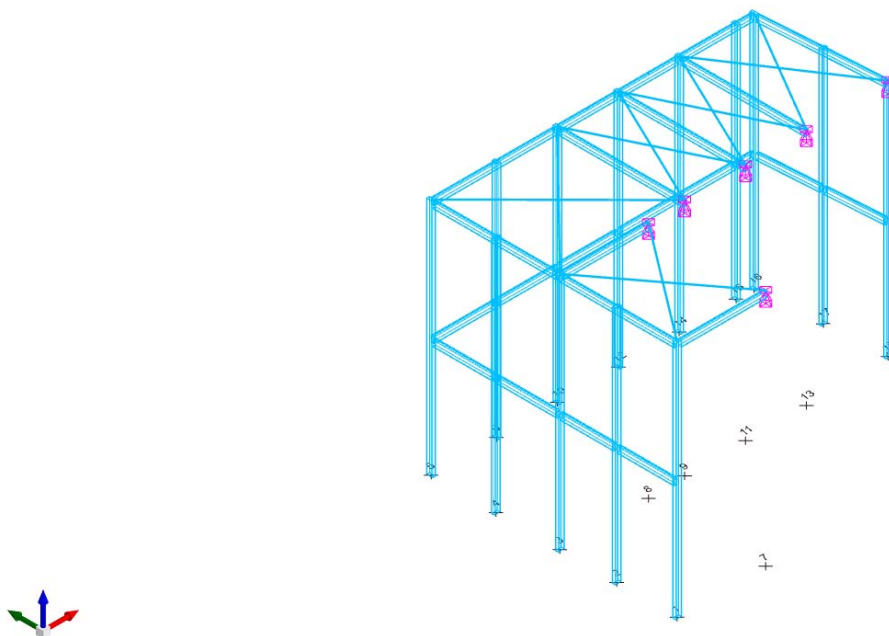
Descrizione Tavola
Tipo verifica: Tensioni di Esercizio

Coefficienti di Sicurezza



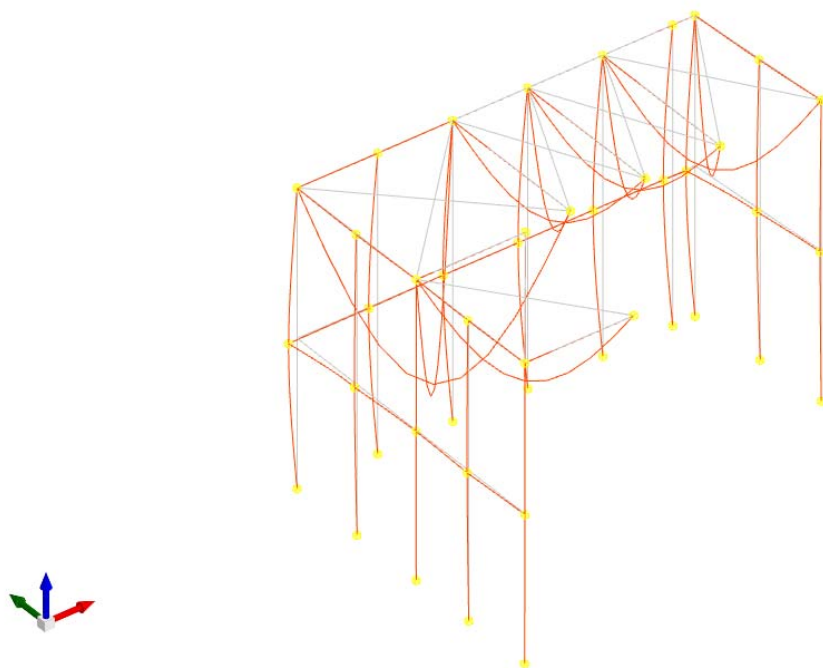
F.3.3 Struttura in acciaio pareti frangisole

Vista assonometrica

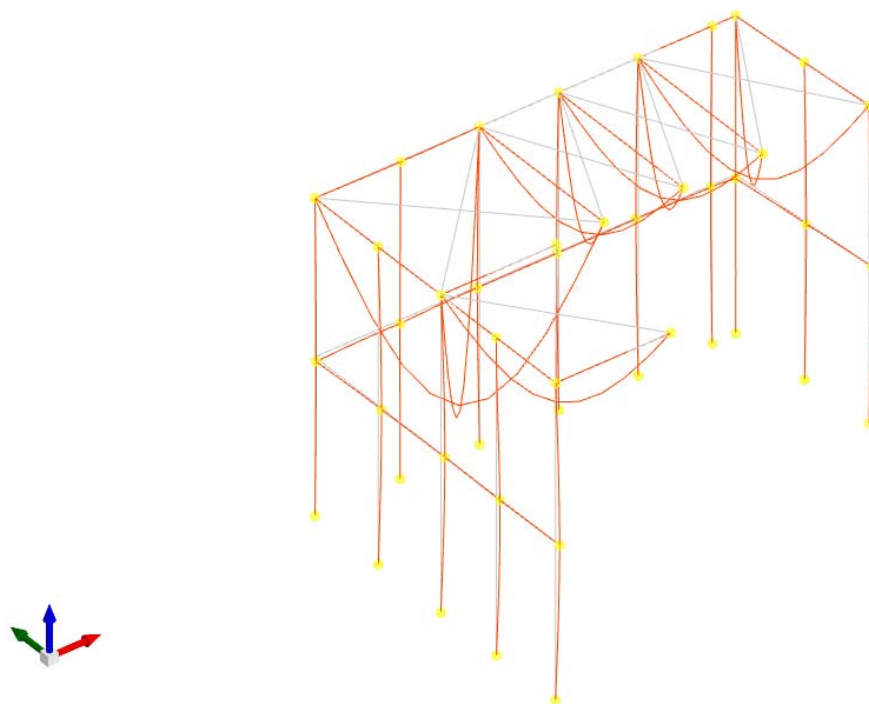


Di seguito si riportano graficamente i principali risultati dell'analisi delle strutture in acciaio che costituiscono le pareti frangisole al piano primo.

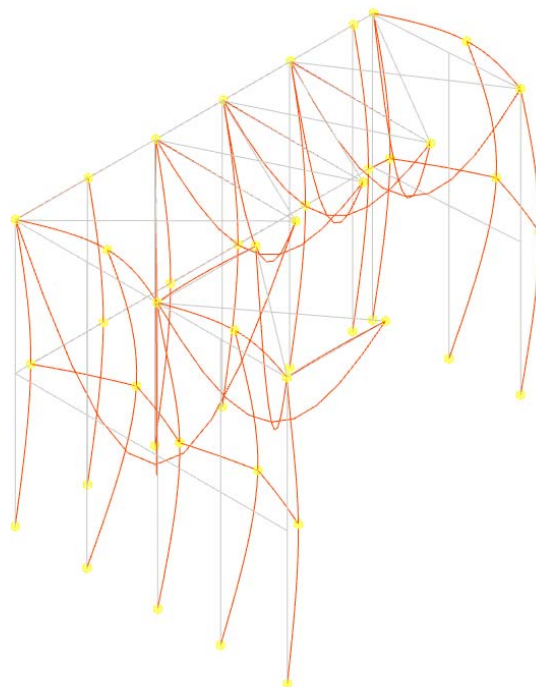
Deformata SLV 1



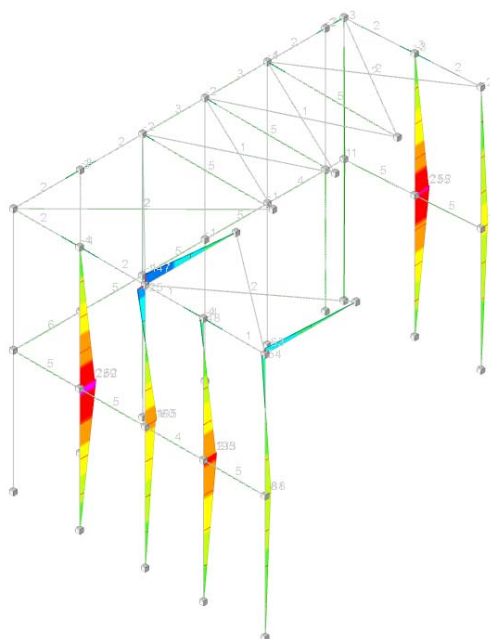
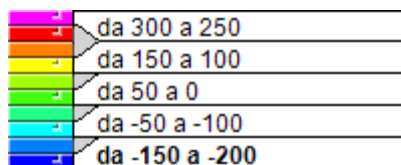
Deformata SLV 5



Deformata SLU20

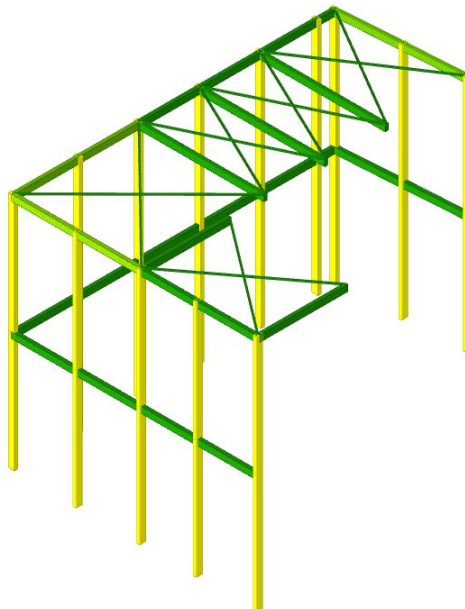


Andamento dell'azione flettente M3 [daNm]



Indici di sicurezza

	da 2 a 1.9
	da 1.3 a 1.2
	da 0.9 a 0.8
	da 0.5 a 0.4
	da 0.1 a 0



G. Verifiche connessioni acciaio – cls (strutture pareti frangisole)

G.1.1 Connessione piastra di base

Dati di installazione

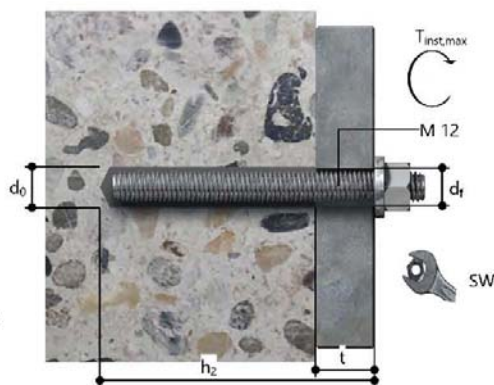
Ancorante

Sistema	fischer Sistema a iniezione FIS EM plus	
Ancorante chimico ad iniezione	FIS EM Plus 390 S (sono disponibili altri formati della cartuccia)	Articolo 544163
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 12 x 120, Acciaio zincato, Classe di resistenza 5.8	Articolo 44971
Accessorio	FIS MR Plus Dispenser FIS DM S Pistola ad aria compressa ABS Pistola ad aria compressa (p >= 6 bar) BS 14 SDS Plus-V II 14/110/160 o alternativamente FHD 14/250/380 Foratura a roto-percussione con o senza aspirazione	Articolo 545853 Articolo 511118 Articolo 93286 Fornito dal cliente Articolo 78180 Articolo 531815 Articolo 546598
Cartucce alternative	FIS EM Plus 585 S FIS EM Plus 1500 S Le cartucce mostrate sono alternative a quella evidenziata con lo stesso numero di Benestare/Valutazione.	Articolo 544164 Articolo 544167



Dettagli di installazione

Filettatura	M 12
Diametro del foro	$d_0 = 14 \text{ mm}$
Profondità di foratura	$h_2 = 78 \text{ mm}$
Profondità di ancoraggio	$h_{ef} = 70 \text{ mm}$
Metodo di foratura	Rotopercussione
Pulizia del foro	Pulire con 2 soffiare, 2 spazzolate e 2 soffiare eseguite con idonea pistola ad aria compressa e scovolino Nessuna pulizia del foro richiesta in caso di utilizzo di una punta cava, per es. fischer FHD
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Coppia di serraggio massima	$T_{inst,max} = 40,0 \text{ Nm}$
Dimensioni della chiave	19 mm
Spessore della piastra di base	$t = 8 \text{ mm}$
t_{fix}	$t_{fix} = 8 \text{ mm}$
$T_{fix,max}$	
Consumo di resina per foro	8 ml/4 Unità graduate



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

Risultati decisivi per le azioni di trazione e taglio.

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio *	3,7	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	2,0
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	8,6	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	1,7
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	9,0	Rottura del bordo di calcestruzzo	1,9

* Ancorante più sfavorevole

Resistenza per la combinazione di carico decisiva.

$\beta_N = \beta_{N,c1} = 0,09 \leq 1$ $\beta_V = \beta_{V,c1} = 0,02 \leq 1$ $\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c1}^{1,5} + \beta_{V,c1}^{1,5} = 0,03 \leq 1$		Verifica soddisfatta	Equazione (5.9a) Equazione (5.9b) Equazione (5.10)
---	---	-----------------------------	---

Combinazioni di carico non decisive.

#	N_{sd} kN	$V_{sd,x}$ kN	$V_{sd,y}$ kN	$M_{sd,x}$ kNm	$M_{sd,y}$ kNm	$M_{T,sd}$ kNm	Tipo di carico	β_N %	β_V %	β %
1	0,31	0,53	0,04	0,00	0,00	0,00	Statico	1,32	1,33	0,31
2	1,15	0,13	0,05	0,00	0,00	0,00	Statico	4,90	0,40	1,11
3	0,80	0,14	0,10	0,00	0,00	0,00	Statico	3,41	0,65	0,68
4	0,93	0,74	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico	3,96	1,91	1,05
5	1,70	0,85	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico	7,25	2,16	2,27
6	1,79	0,88	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico	7,63	2,24	2,44
7	1,75	0,85	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico	7,46	2,16	2,35
8	1,16	1,29	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico	4,94	3,25	1,69
9	1,06	0,20	0,15	0,00	0,00	0,00	Statico	4,52	0,96	1,05
10	1,18	1,31	0,80	0,00	0,00	0,00	Statico	5,03	5,42	2,39
12	1,13	1,06	0,11	0,00	0,00	0,00	Statico	4,82	2,66	1,49
13	1,38	0,40	0,08	0,00	0,00	0,00	Statico	5,88	1,02	1,53

Informazioni sulla piastra

Dettagli piastra di base

Spessore della piastra definito dall'utente senza verifiche

$t = 8 \text{ mm}$

Tipo di profilo

Profilo cavo rettangolare formato a freddo (100x50x4)

Osservazioni tecniche

Se la distanza dal bordo di un ancoraggio è minore della distanza dal bordo critica c_{cr} , N (metodo di progettazione A) è necessario prevedere un'armatura longitudinale con almeno $d = 6 \text{ mm}$ nel bordo dell'elemento nella zona di ancoraggio. Il calcolo viene fatto assumendo che sia presente una armatura sufficiente a limitare la fessurazione. In tal caso si può omettere il calcolo della rottura per fessurazione.

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2\epsilon_a}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.3e)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Sd} kN	$\beta_{V,cp}$ %
70,39	1,50	46,93	0,80	1,7

Ancorante n°	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2	1,7	1	$\beta_{V,cp;1}$

Rottura del bordo di calcestruzzo

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,c})$$



$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{rc,V}$$

Equazione
(5.8)

$$V_{Rk,c} = 20,45 kN \cdot \frac{90,938 mm^2}{70,313 mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 2,437 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 64,45 kN$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5}$$

Equazione
(5.8a)

$$V_{Rk,c}^0 = 1,7 \cdot (12 mm)^{0,075} \cdot (70 mm)^{0,063} \cdot \sqrt{30,0 N/mm^2} \cdot (125 mm)^{1,5} = 20,45 kN$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \sqrt{\frac{h_{ef}}{c_1}} = 0,1 \cdot \sqrt{\frac{70 mm}{125 mm}} = 0,075 \quad \beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0,2} = 0,1 \cdot \left(\frac{12 mm}{125 mm}\right)^{0,2} = 0,063$$

Equazione
(5.8b/c)

$$\Psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 c_1} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{188 mm}{1,5 \cdot 125 mm} = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.8e)

$$\Psi_{h,V} = \max\left(1; \sqrt{\frac{1,5 c_1}{h}}\right) = \max\left(1; \sqrt{\frac{1,5 \cdot 125 mm}{250 mm}}\right) = 1,000 \geq 1$$

Equazione
(5.8f)

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2,5}\right)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(\cos 84,3)^2 + \left(\frac{\sin 84,3}{2,5}\right)^2}} = 2,437 \geq 1$$

Equazione
(5.8g)

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \epsilon_a}{3 c_1}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0 mm}{3 \cdot 125 mm}} = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.8h)

$$\Psi_{rc,V} = 1,000$$

$V_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ kN	V_{Sd} kN	$\beta_{V,c}$ %
64,45	1,50	42,97	0,80	1,9

Ancorante n°	$\beta_{N,c}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2	9,0	1	$\beta_{N,c,1}$

Resistenza per l'azione di taglio decisiva.

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	0,40	20,00	2,0
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	0,80	46,93	1,7
Rottura del bordo di calcestruzzo	0,80	42,97	1,9

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Sd} kN	β_{Vs} %
25,00	1,25	20,00	0,40	2,0

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	2,0	1	$\beta_{Vs,1}$
2	2,0	2	$\beta_{Vs,2}$

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 35,19 \text{ kN} = 70,39 \text{ kN}$$

Equazione
(5.7a)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

Equazione
(5.3)

$$N_{Rk,c} = 23,10 \text{ kN} \cdot \frac{67.200 \text{ mm}^2}{44.100 \text{ mm}^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 35,19 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,2 \cdot \sqrt{30,0 \text{ N/mm}^2} \cdot (70 \text{ mm})^{1,5} = 23,10 \text{ kN}$$

Equazione
(5.3a)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{125 \text{ mm}}{105 \text{ mm}}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Equazione
(5.3d)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}}\right)^{1,5}\right)$$

Equazione
(5.2g)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{2} - (\sqrt{2} - 1) \cdot \left(\frac{12mm \cdot 9,2N/mm^2}{2,3 \cdot \sqrt{70mm \cdot 30,0N/mm^2}}\right)^{1,5}\right) = 1,000 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2e_n}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.2h)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{210mm}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{210mm}} = 1,000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1,000$$

Equazione
(5.2i)

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,p}$ %
36,91	1,50	24,61	2,12	8,6

Ancorante n°	$\beta_{N,p}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2	8,6	1	$\beta_{N,p,1}$

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

Equazione
(5.3)

$$N_{Rk,c} = 23,10kN \cdot \frac{67.200mm^2}{44.100mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 35,19kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,2 \cdot \sqrt{30,0N/mm^2} \cdot (70mm)^{1,5} = 23,10kN$$

Equazione
(5.3a)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{125mm}{105mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Equazione
(5.3d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_n}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.3e)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{210mm}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{210mm}} = 1,000 \leq 1$$

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,c}$ %
35,19	1,50	23,46	2,12	9,0

Resistenza per l'azione di trazione decisiva.

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	1,06	28,67	3,7
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	2,12	24,61	8,6
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	2,12	23,46	9,0

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,s}$ %
43,00	1,50	28,67	1,06	3,7

Ancorante n°	$\beta_{N,s}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	3,7	1	$\beta_{N,s,1}$
2	3,7	2	$\beta_{N,s,2}$

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{rc,Np}$$

Equazione
(5.2)

$$N_{Rk,p} = 24,23kN \cdot \frac{67.200mm^2}{44.100mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 36,91kN$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 12mm \cdot 70mm \cdot 9,2N/mm^2 = 24,23kN$$

Equazione
(5.2a)

$$s_{cr,Np} = \min \left(20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7,5} \right)^{0,5} ; 3 \cdot h_{ef} \right)$$

Equazione
(5.2c)

$$s_{cr,Np} = \min \left(20 \cdot 12mm \cdot \left(\frac{18,0N/mm^2}{7,5} \right)^{0,5} ; 3 \cdot 70mm \right) = 210mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{210mm}{2} = 105mm$$

Equazione
(5.2d)

$$\Psi_{s,Np} = \min \left(1 ; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \right) = \min \left(1 ; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{125mm}{105mm} \right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = \max \left(1 ; \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \right) = 1,000 - \sqrt{\frac{110mm}{210mm}} \cdot (1,000 - 1) = 1,000 \geq 1$$

Equazione
(5.2f)

Dati di input

Metodo di porgettazione	ETAG 001, TR 029, Annex C, Method A
Materiale di base	C25/30, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione
Dimensioni piastra di ancoraggio	Ancorante fissato sul materiale di base
Tipo di profilo	170 mm x 120 mm x 8 mm
	Profilo cavo rettangolare formato a freddo (100x50x4)

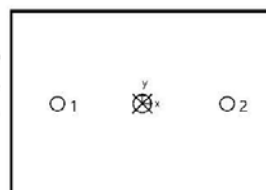
Carichi di progetto *)

#	N _{sd} kN	V _{sd,x} kN	V _{sd,y} kN	M _{sd,x} kNm	M _{sd,y} kNm	M _{T,sd} kNm	Tipo di carico
1	0,31	0,53	0,04	0,00	0,00	0,00	Statico
2	1,15	0,13	0,05	0,00	0,00	0,00	Statico
3	0,80	0,14	0,10	0,00	0,00	0,00	Statico
4	0,93	0,74	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico
5	1,70	0,85	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico
6	1,79	0,88	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico
7	1,75	0,85	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico
8	1,16	1,29	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico
9	1,06	0,20	0,15	0,00	0,00	0,00	Statico
10	1,18	1,31	0,80	0,00	0,00	0,00	Statico
11	2,12	0,80	0,08	0,00	0,00	0,00	Statico
12	1,13	1,06	0,11	0,00	0,00	0,00	Statico
13	1,38	0,40	0,08	0,00	0,00	0,00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Risultati per le azioni decisive.

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	1,06	0,40	0,40	0,04
2	1,06	0,40	0,40	0,04



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0,00 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo : 0,0 N/mm²
Forza risultante di trazione : 2,12 kN , Coordinate x/y (0 / 0)
Forza risultante di compressione : 0,00 kN , Coordinate x/y (0 / 0)

Basi della progettazione

Ancorante

Sistema	fischer Sistema a iniezione FIS EM plus
Ancorante chimico ad iniezione	FIS EM Plus 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 12 x 120, Acciaio zincato, Classe di resistenza 5.8
Profondità di ancoraggio	70 mm

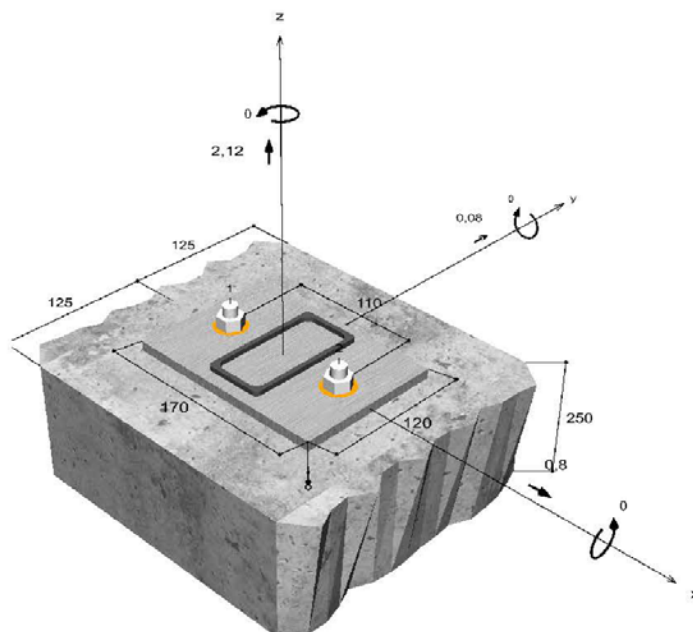
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-17/0979, Opzione 1, Emesso 17/06/2020
------------------	--



Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i
coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



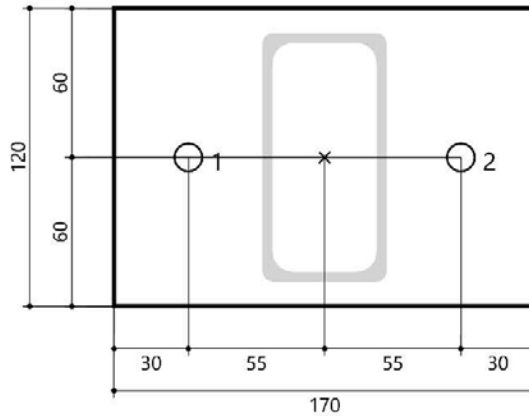
Non in scala

Dettagli piastra di base

Materiale della piastra di base Non disponibile
Spessore della piastra di base $t = 8 \text{ mm}$
Diametro del foro nell'oggetto da fissare $d_f = 16 \text{ mm}$

Profilo

Tipo di profilo Profilo cavo rettangolare
formato a freddo
(100x50x4)



Coordinate dell'ancoraggio

Ancorante n°	x mm	y mm
1	-55	0
2	55	0

G.1.2 Connessione piastra tipo E (strutture pareti frangisole)

Dati di installazione

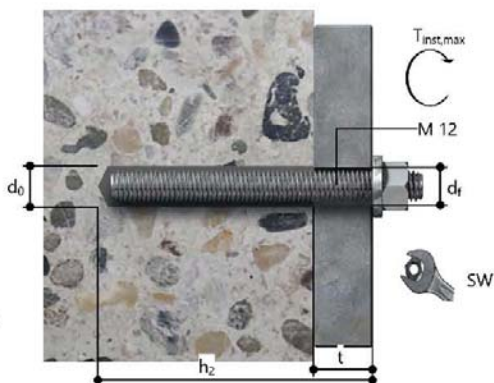
Ancorante

Sistema	fischer Sistema a iniezione FIS EM plus	
Ancorante chimico ad iniezione	FIS EM Plus 390 S (sono disponibili altri formati della cartuccia)	Articolo 544163
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS AM 12 x 120 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8	Articolo 519397
Accessorio	FIS MR Plus	Articolo 545853
	Dispenser FIS DM S	Articolo 511118
	Pistola ad aria compressa ABS	Articolo 93286
	Pistola ad aria compressa (p >= 6 bar)	Fornito dal cliente
	BS 14	Articolo 78180
	SDS Plus-V II 14/110/160	Articolo 531815
	o alternativamente	
	FHD 14/250/380	Articolo 546598
	Foratura a roto-percussione con o senza aspirazione	
Cartucce alternative	FIS EM Plus 585 S	Articolo 544164
	FIS EM Plus 1500 S	Articolo 544167
	La cartucce mostrate sono alternative a quella evidenziata con lo stesso numero di Benestare/Valutazione.	



Dettagli di installazione

Filettatura	M 12
Diametro del foro	$d_0 = 14 \text{ mm}$
Profondità di foratura	$h_2 = 78 \text{ mm}$
Profondità di ancoraggio	$h_{ef} = 70 \text{ mm}$
Metodo di foratura	Rotopercussione
Pulizia del foro	Pulire con 2 soffiare, 2 spazzolate e 2 soffiare eseguite con idonei pistola ad aria compressa e scovolino Nessuna pulizia del foro richiesta in caso di utilizzo di una punta cava, per es. fischer FHD
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Coppia di serraggio massima	$T_{inst,max} = 40,0 \text{ Nm}$
Dimensioni della chiave	19 mm
Spessore della piastra di base	$t = 8 \text{ mm}$
t fix	$t_{fix} = 8 \text{ mm}$
$T_{fix,max}$	
Consumo di resina per foro	8 ml/4 Unità graduate



Resistenza per la combinazione di carico decisiva.

Utilizzo dell'acciaio		
$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0,01 \leq 1$		Equazione (5.9a)
$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0,01 \leq 1$		Equazione (5.9b)
$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s;1}^2 + \beta_{V,s;1}^2 = 0,00 \leq 1$		Equazione (5.10)
		Verifica soddisfatta
Utilizzo del calcestruzzo		
$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0,11 \leq 1$		Equazione (5.9a)
$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp;1} = 0,01 \leq 1$		Equazione (5.9b)
$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,cp;1}^{1,5} = 0,04 \leq 1$		Equazione (5.10)

Combinazioni di carico non decisive.

#	N _{sd} kN	V _{sd,x} kN	V _{sd,y} kN	M _{sd,x} kNm	M _{sd,y} kNm	M _{T,sd} kNm	Tipo di carico	β_N %	β_V %	β %
1	2,44	3,24	0,44	0,00	0,00	0,00	Statico	5,24	3,51	1,86
2	2,88	1,26	0,64	0,00	0,00	0,00	Statico	6,18	1,52	1,72
3	2,79	0,98	0,69	0,00	0,00	0,00	Statico	5,99	1,29	1,61
5	0,51	0,20	0,34	0,00	0,00	0,00	Statico	1,09	0,42	0,14
6	0,12	0,24	0,15	0,00	0,00	0,00	Statico	0,26	0,30	0,03
7	0,12	0,20	0,15	0,00	0,00	0,00	Statico	0,26	0,27	0,03
8	0,38	0,22	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico	0,82	0,29	0,09

Informazioni sulla piastra

Dettagli piastra di base

Spessore della piastra definito dall'utente senza verifiche

t = 8 mm

Tipo di profilo

Profilo cavo rettangolare formato a freddo (100x50x4)

Osservazioni tecniche

Se la distanza dal bordo di un ancoraggio è minore della distanza dal bordo critica ccr, N (metodo di progettazione A) è necessario prevedere un'armatura longitudinale con almeno d = 6mm nel bordo dell'elemento nella zona di ancoraggio. Il calcolo viene fatto assumendo che sia presente una armatura sufficiente a limitare la fessurazione. In tal caso si può omettere il calcolo della rottura per fessurazione.

La trasmissione dei carichi dell'ancoraggio al supporto in calcestruzzo deve essere indicata per lo stato limite ultimo e lo stato limite di esercizio; a tal fine, le normali verifiche devono essere effettuate considerando le azioni introdotte dagli ancoraggi. Per tali verifiche saranno considerate le disposizioni aggiuntive del metodo di progettazione.

Note tecniche per il calcolo con combinazioni di carico multiple

Il calcolo è eseguito sulla base dell'input di più combinazioni di carico. Il software determina la combinazione di carico più gravosa per il fissaggio. Questo può differire dalla combinazione di carico decisiva per la struttura. Ogni risultato deve essere controllato dall'ingegnere progettista e differenziato dal dimensionamento della struttura.

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 69,86 kN = 139,73 kN$$

Equazione
(5.7a)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,e}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

Equazione
(5.3)

$$N_{Rk,c} = 23,10 kN \cdot \frac{133.400 mm^2}{44.100 mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 69,86 kN$$

$$N_{Rk,e}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,2 \cdot \sqrt{30,0 N/mm^2} \cdot (70 mm)^{1,5} = 23,10 kN$$

Equazione
(5.3a)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{105 mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Equazione
(5.3d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_u}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.3e)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mcp}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{Sd} kN	$\beta_{V,cp}$ %
139,73	1,50	93,15	1,35	1,4

Ancorante n°	$\beta_{V,cp}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8	1,4	1	$\beta_{V,cp,1}$

Risultati decisivi per le azioni di trazione e taglio.

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	1,4
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	10,1
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	10,6

* Ancorante più sfavorevole

Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	0,6
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	1,4

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_a}{8e_{r,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.3e)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{210mm}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{210mm}} = 1,000 \leq 1$$

NRk,c kN	γMc	NRd,c kN	NSd kN	βN,c %
69,86	1,50	46,58	4,94	10,6

Ancorante n°	βN,c %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8	10,6	1	βN,c,1

Resistenza per l'azione di taglio decisiva.

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β _v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	0,17	27,20	0,6
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	1,35	93,15	1,4

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



V _{Rk,s} kN	γ _{Ms}	V _{Rd,s} kN	V _{Sd} kN	β _{vs} %
34,00	1,25	27,20	0,17	0,6

Ancorante n°	β _{vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	0,6	1	β _{vs,1}
2	0,6	2	β _{vs,2}
3	0,6	3	β _{vs,3}
4	0,6	4	β _{vs,4}
5	0,6	5	β _{vs,5}
6	0,6	6	β _{vs,6}
7	0,6	7	β _{vs,7}
8	0,6	8	β _{vs,8}

$$s_{cr,Np} = \min\left(7,3 \cdot 12mm \cdot \left(1,00 \cdot 18,0N/mm^2\right)^{0,5}; 3 \cdot 70mm\right) = 210mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{210mm}{2} = 105mm$$

Equazione
(7.16)

$$\Psi_{s,Np} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{105mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = \max\left(1; \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi_{g,Np}^0 - 1\right)\right) = 1,000 - \sqrt{\frac{83mm}{210mm}} \cdot (1,000 - 1) = 1,000 \geq 1$$

Equazione
(5.2f)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{n} - \left(\sqrt{n} - 1\right) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rtk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}}\right)^{1,5}\right)$$

Equazione
(5.2g)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{8} - \left(\sqrt{8} - 1\right) \cdot \left(\frac{12mm \cdot 9,2N/mm^2}{2,3 \cdot \sqrt{70mm} \cdot 30,0N/mm^2}\right)^{1,5}\right) = 1,000 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_a}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.2h)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{210mm}} = 1,000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{210mm}} = 1,000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1,000$$

Equazione
(5.2i)

$N_{Rk,p}$ kN	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,p}$ %
73,28	1,50	48,85	4,94	10,1

Ancorante n°	$\beta_{N,p}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8	10,1	1	$\beta_{N,p;1}$

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo



$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

Equazione
(5.3)

$$N_{Rk,c} = 23,10kN \cdot \frac{133.400mm^2}{44.100mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 69,86kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,2 \cdot \sqrt{30,0N/mm^2} \cdot (70mm)^{1,5} = 23,10kN$$

Equazione
(5.3a)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0,7 + 0,3 \cdot \frac{\infty}{105mm}\right) = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Equazione
(5.3d)

Resistenza per l'azione di trazione decisiva.

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	0,62	45,33	1,4
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	4,94	48,85	10,1
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	4,94	46,58	10,6

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,s}$ %
68,00	1,50	45,33	0,62	1,4

Ancorante n°	$\beta_{N,s}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	1,4	1	$\beta_{N,s,1}$
2	1,4	2	$\beta_{N,s,2}$
3	1,4	3	$\beta_{N,s,3}$
4	1,4	4	$\beta_{N,s,4}$
5	1,4	5	$\beta_{N,s,5}$
6	1,4	6	$\beta_{N,s,6}$
7	1,4	7	$\beta_{N,s,7}$
8	1,4	8	$\beta_{N,s,8}$

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{cc,Np} \cdot \Psi_{rc,Np}$$

Equazione
(5.2)

$$N_{Rk,p} = 24,23kN \cdot \frac{133.400mm^2}{44.100mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 73,28kN$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 12mm \cdot 70mm \cdot 9,2N/mm^2 = 24,23kN$$

Equazione
(5.2a)

$$\Psi_{sus} = 1,00$$

Equazione
(7.14a)

$$\alpha_{sus} = 0,00 \leq \Psi_{sus}^0 = 0,60$$

$$s_{cr,Np} = \min \left(7,3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr} \right)^{0,5} ; 3 \cdot h_{ef} \right)$$

Equazione
(7.15)

Dati di input

Metodo di porgettazione	Metodo di calcolo ENSO per ancoranti chimici
Materiale di base	C25/30, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Senza armatura di bordo. Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione
Dimensioni piastra di ancoraggio	Ancorante fissato sul materiale di base
Tipo di profilo	330 mm x 130 mm x 8 mm
	Profilo cavo rettangolare formato a freddo (100x50x4)

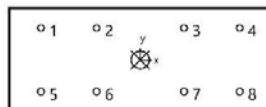
Carichi di progetto *)

#	N _{sd} kN	V _{sd,x} kN	V _{sd,y} kN	M _{sd,x} kNm	M _{sd,y} kNm	M _{T,sd} kNm	Tipo di carico
1	2,44	3,24	0,44	0,00	0,00	0,00	Statico
2	2,88	1,26	0,64	0,00	0,00	0,00	Statico
3	2,79	0,98	0,69	0,00	0,00	0,00	Statico
4	4,94	1,15	0,70	0,00	0,00	0,00	Statico
5	0,51	0,20	0,34	0,00	0,00	0,00	Statico
6	0,12	0,24	0,15	0,00	0,00	0,00	Statico
7	0,12	0,20	0,15	0,00	0,00	0,00	Statico
8	0,38	0,22	0,16	0,00	0,00	0,00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Risultati per le azioni decisive.

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0,62	0,17	0,14	0,09
2	0,62	0,17	0,14	0,09
3	0,62	0,17	0,14	0,09
4	0,62	0,17	0,14	0,09
5	0,62	0,17	0,14	0,09
6	0,62	0,17	0,14	0,09
7	0,62	0,17	0,14	0,09
8	0,62	0,17	0,14	0,09



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0,00 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo : 0,0 N/mm²
Forza risultante di trazione : 4,94 kN , Coordinate x/y (0 / 0)
Forza risultante di compressione : 0,00 kN , Coordinate x/y (0 / 0)

Basi della progettazione

Ancorante

Sistema	fischer Sistema a iniezione FIS EM plus
Ancorante chimico ad iniezione	FIS EM Plus 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 12 x 120 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio	70 mm

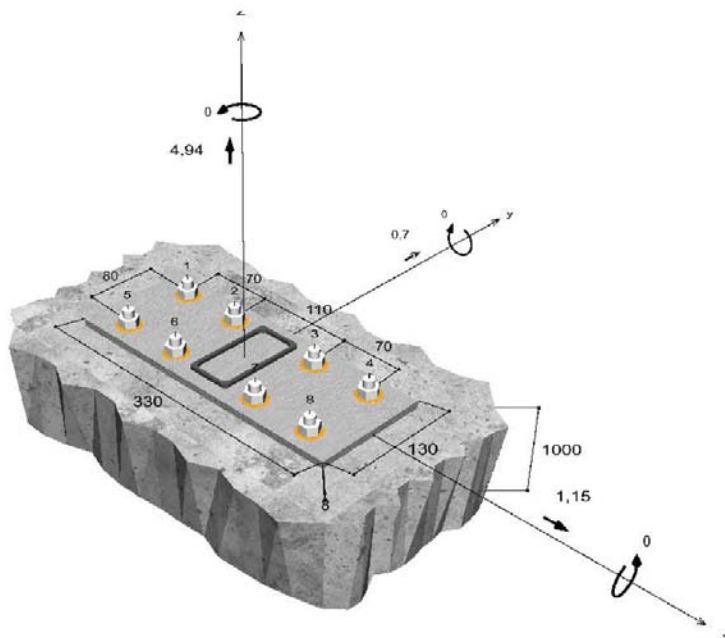


Dati di progetto	Specifiche del produttore
------------------	---------------------------

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i
coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



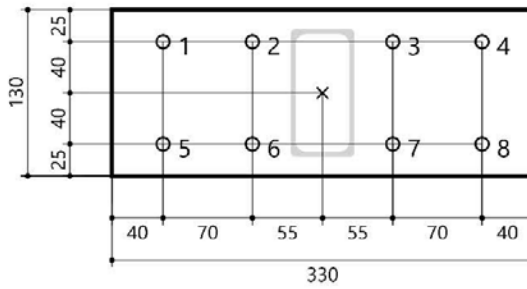
Non in scala

Dettagli piastra di base

Materiale della piastra di base Non disponibile
Spessore della piastra di base $t = 8 \text{ mm}$
Diametro del foro $d_f = 16 \text{ mm}$
nell'oggetto da fissare

Profilo

Tipo di profilo Profilo cavo rettangolare
formato a freddo
(100x50x4)



Coordinate dell'ancoraggio

Ancorante n°	x mm	y mm
1	-125	40
2	-55	40
3	55	40
4	125	40
5	-125	-40
6	-55	-40
7	55	-40
8	125	-40

G.1.3 Connessione piastra tipo I (strutture pareti frangisole)

Dati di installazione

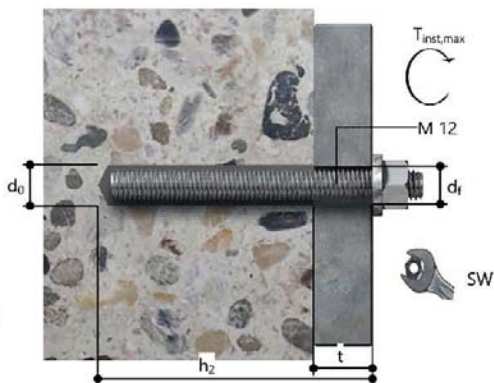
Ancorante

Sistema	fischer Sistema a iniezione FIS EM plus	
Ancorante chimico ad iniezione	FIS EM Plus 390 S (sono disponibili altri formati della cartuccia)	Articolo 544163
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 12 x 180, Acciaio zincato, Classe di resistenza 5.8	Articolo 90285
Accessorio	FIS MR Plus	Articolo 545853
	Tubo flessibile da 9mm	Articolo 48983
	Dispenser FIS DM S	Articolo 511118
	Pistola ad aria compressa ABS	Articolo 93286
	Pistola ad aria compressa (p >= 6 bar)	Fornito dal cliente
	BSD 14	Articolo 1491
	Mandrino SDS con filettatura interna M8	Articolo 530332
	Quattric II 14/160/210	Articolo 549944
	o alternativamente	
	FHD 14/250/380	Articolo 546598
	Foratura a roto-percussione con o senza aspirazione	
Cartucce alternative	FIS EM Plus 585 S	Articolo 544164
	FIS EM Plus 1500 S	Articolo 544167
	La cartucce mostrate sono alternative a quella evidenziata con lo stesso numero di Benestare/Valutazione.	



Dettagli di installazione

Filettatura	M 12
Diametro del foro	$d_0 = 14 \text{ mm}$
Profondità di foratura	$h_2 = 160 \text{ mm}$
Profondità di ancoraggio	$h_{ef} = 150 \text{ mm}$
Metodo di foratura	Rotopercussione
Pulizia del foro	Pulire con 2 soffiare, 2 spazzolate e 2 soffiare eseguite con idonei pistola ad aria compressa e scovolino
	Nessuna pulizia del foro richiesta in caso di utilizzo di una punta cava, per es. fischer FHD
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Coppia di serraggio massima	$T_{inst,max} = 40,0 \text{ Nm}$
Dimensioni della chiave	19 mm
Spessore della piastra di base	$t = 10 \text{ mm}$
t fix	$t_{fix} = 10 \text{ mm}$
T fix,max	
Consumo di resina per foro	14 ml/7 Unità graduate



Resistenza per la combinazione di carico decisiva.

Utilizzo dell'acciaio		
$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;3} = 0,15 \leq 1$		Equazione (5.9a)
$\beta_{V,s} = \beta_{V,s;1} = 0,04 \leq 1$		Equazione (5.9b)
$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s;1}^2 + \beta_{V,s;1}^2 = 0,02 \leq 1$		Equazione (5.10)
		Verifica soddisfatta
Utilizzo del calcestruzzo		
$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0,61 \leq 1$		Equazione (5.9a)
$\beta_{V,cp} = \beta_{V,cp;1} = 0,09 \leq 1$		Equazione (5.9b)
$\frac{\beta_N + \beta_V}{1,2} = \frac{\beta_{N,c;1} + \beta_{V,cp;1}}{1,2} = 0,58 \leq 1$		Equazione (5.9c)

Combinazioni di carico non decisive.

#	N _{sd} kN	V _{sd,x} kN	V _{sd,y} kN	M _{sd,x} kNm	M _{sd,y} kNm	M _{t,sd} kNm	Tipo di carico	β _N %	β _V %	β
2	1,54	0,92	0,66	0,00	0,00	0,00	Statico	14,44	6,17	17,18
3	0,44	0,25	0,15	0,00	0,00	0,00	Statico	4,13	1,50	4,69
4	0,38	0,25	0,11	0,00	0,00	0,00	Statico	3,56	1,26	4,02

Informazioni sulla piastra

Dettagli piastra di base

Spessore della piastra definito dall'utente senza verifiche

t = 10 mm

Tipo di profilo

Profilo cavo rettangolare formato a freddo (100x50x4)

Osservazioni tecniche

Se la distanza dal bordo di un ancoraggio è minore della distanza dal bordo critica ccr, N (metodo di progettazione A) è necessario prevedere un'armatura longitudinale con almeno d = 6mm nel bordo dell'elemento nella zona di ancoraggio. Il calcolo viene fatto assumendo che sia presente una armatura sufficiente a limitare la fessurazione. In tal caso si può omettere il calcolo della rottura per fessurazione.

La trasmissione dei carichi dell'ancoraggio al supporto in calcestruzzo deve essere indicata per lo stato limite ultimo e lo stato limite di esercizio; a tal fine, le normali verifiche devono essere effettuate considerando le azioni introdotte dagli ancoraggi. Per tali verifiche saranno considerate le disposizioni aggiuntive del metodo di progettazione.

Durante la progettazione sono stati emessi le seguenti note e avvertenze:

- Gli ancoraggi devono trovarsi sulla piastra a una distanza a ≥ 27 mm dal bordo del profilo.

Note tecniche per il calcolo con combinazioni di carico multiple

Il calcolo è eseguito sulla base dell'input di più combinazioni di carico. Il software determina la combinazione di carico più gravosa per il fissaggio. Questo può differire dalla combinazione di carico decisiva per la struttura. Ogni risultato deve essere controllato dall'ingegnere progettista e differenziato dal dimensionamento della struttura.

$$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1,5}$$

Equazione
(5.8a)

$$V_{Rk,c}^0 = 1,7 \cdot (12mm)^{0,156} \cdot (144mm)^{0,073} \cdot \sqrt{30,0N/mm^2} \cdot (59mm)^{1,5} = 8,93kN$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \sqrt{\frac{h_{ef}}{c_1}} = 0,1 \cdot \sqrt{\frac{144mm}{59mm}} = 0,156 \quad \beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0,2} = 0,1 \cdot \left(\frac{12mm}{59mm}\right)^{0,2} = 0,073$$

Equazione
(5.8b/c)

$$h_{ef} = \min(h_{ef}; 12 \cdot d) = \min(150mm; 12 \cdot 12mm) = 144mm$$

$$\Psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5c_1} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{89mm}{1,5 \cdot 59mm} = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.8e)

$$\Psi_{h,V} = \max\left(1; \sqrt{\frac{1,5c_1}{h}}\right) = \max\left(1; \sqrt{\frac{1,5 \cdot 59mm}{1.000mm}}\right) = 1,000 \geq 1$$

Equazione
(5.8f)

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{\Psi_{90,V}}\right)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(\cos 63,2)^2 + \left(\frac{\sin 63,2}{2}\right)^2}} = 1,577 \geq 1$$

Equazione
(10.2-5f)

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot \epsilon_c}{3 \cdot c_1}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 16mm}{3 \cdot 59mm}} = 0,849 \leq 1$$

Equazione
(5.8h)

$$\Psi_{re,V} = 1,400$$

$V_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ kN	V_{sd} kN	$\beta_{V,c}$ %
23,36	1,50	15,57	1,22	7,9

Ancorante n°	$\beta_{V,c}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2	7,9	1	$\beta_{V,c,1}$
3, 4	4,3	2	$\beta_{V,c,2}$

Risultati decisivi per le azioni di trazione e taglio.

Carichi di trazione	Utilizzo β_N %	Carichi di taglio	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio *	15,2	Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	3,9
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	56,3	Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	8,8
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	61,2	Rottura del bordo di calcestruzzo	7,9

* Ancorante più sfavorevole

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 12mm \cdot 150mm \cdot 9,2N/mm^2 = 51,91kN$$

Equazione
(5.2a)

$$\Psi_{sus} = 1,00$$

Equazione
(7.14a)

$$\alpha_{sus} = 0,00 \leq \Psi_{sus}^0 = 0,60$$

$$s_{cr,Np} = \min\left(7,3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr}\right)^{0,5}; 3 \cdot h_{ef}\right)$$

Equazione
(7.15)

$$s_{cr,Np} = \min\left(7,3 \cdot 12mm \cdot \left(1,00 \cdot 18,0N/mm^2\right)^{0,5}; 3 \cdot 150mm\right) = 372mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{372mm}{2} = 186mm$$

Equazione
(7.16)

$$\Psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{59mm}{186mm} = 0,795 \leq 1$$

Equazione
(5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = \max\left(1; \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot \left(\Psi_{g,Np}^0 - 1\right)\right)$$

Equazione
(5.2f)

$$\Psi_{g,Np} = \max\left(1; 1,000 - \sqrt{\frac{0mm}{372mm}} \cdot \left(1,000 - 1\right)\right) = 1,000 \geq 1$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{n} - \left(\sqrt{n} - 1\right) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck,cube}}}\right)^{1,5}\right)$$

Equazione
(5.2g)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \max\left(1; \sqrt{1} - \left(\sqrt{1} - 1\right) \cdot \left(\frac{12mm \cdot 9,2N/mm^2}{2,3 \cdot \sqrt{150mm \cdot 30,0N/mm^2}}\right)^{1,5}\right) = 1,000 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_s}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 1,000 \cdot 1,000 = 1,000 \leq 1$$

Equazione
(5.2h)

$$\Psi_{re,Np} = 1,000$$

Equazione
(5.2i)

$V_{Rk,cp}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,cp}$ kN	V_{sd} kN	$\beta_{V,cp}$ %
13,18	1,50	8,79	0,78	8,8

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

Rottura del bordo di calcestruzzo

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,c})$$



$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V}$$

Equazione
(5.8)

$$V_{Rk,c} = 8,93kN \cdot \frac{21.863mm^2}{15.668mm^2} \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,577 \cdot 0,849 \cdot 1,400 = 23,36kN$$

$N_{Rk,c}$ kN	Y_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,c}$ %
26,45	1,50	17,63	10,80	61,2

Ancorante n°	$\beta_{N,c}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3, 4	61,2	1	$\beta_{N,c,1}$

Resistenza per l'azione di taglio decisiva.

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	0,78	20,00	3,9
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	0,78	8,79	8,8
Rottura del bordo di calcestruzzo	1,22	15,57	7,9

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$V_{Rk,s}$ kN	Y_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Sd} kN	β_{Vs} %
25,00	1,25	20,00	0,78	3,9

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	3,9	1	$\beta_{Vs,1}$
2	2,7	2	$\beta_{Vs,2}$
3	2,8	3	$\beta_{Vs,3}$
4	0,5	4	$\beta_{Vs,4}$

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Sd} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mcp}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p} = 2 \cdot 6,59 \text{ kN} = 13,18 \text{ kN}$$

Equazione
(5.7)

$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione
(5.2)

$$N_{Rk,p} = 51,91 \text{ kN} \cdot \frac{22.100 \text{ mm}^2}{138.384 \text{ mm}^2} \cdot 0,795 \cdot 1,000 \cdot 1,000 \cdot 1,000 = 6,59 \text{ kN}$$

$$\Psi_{s,Np} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{59mm}{186mm} = 0,795 \leq 1$$

Equazione
(5.2e)

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \sqrt{\frac{s}{s_{cr,Np}}} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) = 1,397 - \sqrt{\frac{76mm}{372mm}} \cdot (1,397 - 1) = 1,217 \geq 1$$

Equazione
(5.2f)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}} \right)^{1,5}$$

Equazione
(5.2g)

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{4} - (\sqrt{4} - 1) \cdot \left(\frac{12mm \cdot 9,2N/mm^2}{2,3 \cdot \sqrt{150mm \cdot 30,0N/mm^2}} \right)^{1,5} = 1,397 \geq 1$$

$$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + \frac{2c_u}{s_{cr,Np}}} = \Psi_{ec,Npx} \cdot \Psi_{ec,Npy} = 0,897 \cdot 1,000 = 0,897 \leq 1$$

Equazione
(5.2h)

$$\Psi_{ec,Npx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 21mm}{372mm}} = 0,897 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Npy} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{372mm}} = 1,000 \leq 1$$

$$\Psi_{re,Np} = 1,000$$

Equazione
(5.2i)

$N_{Rk,p}$ kN	Y_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,p}$ %
28,78	1,50	19,19	10,80	56,3

Ancorante n°	$\beta_{N,p}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1, 2, 3, 4	56,3	1	$\beta_{N,p,1}$

Rottura per formazione del cono di calcestruzzo



$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N}$$

Equazione
(5.3)

$$N_{Rk,c} = 72,45kN \cdot \frac{104.000mm^2}{202.500mm^2} \cdot 0,779 \cdot 1,000 \cdot 0,913 = 26,45kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1,5} = 7,2 \cdot \sqrt{30,0N/mm^2} \cdot (150mm)^{1,5} = 72,45kN$$

Equazione
(5.3a)

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{59mm}{225mm} = 0,779 \leq 1$$

Equazione
(5.3c)

$$\Psi_{re,N} = 1,000$$

Equazione
(5.3d)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2c_u}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 0,913 \cdot 1,000 = 0,913 \leq 1$$

Equazione
(5.3e)

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 21mm}{450mm}} = 0,913 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{450mm}} = 1,000 \leq 1$$

Resistenza per l'azione di trazione decisiva.

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_N %
Rottura dell'acciaio *	4,36	28,67	15,2
Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo	10,80	19,19	56,3
Rottura per formazione del cono di calcestruzzo	10,80	17,63	61,2

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$



$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Sd} kN	$\beta_{N,s}$ %
43,00	1,50	28,67	4,36	15,2

Ancorante n°	$\beta_{N,s}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	15,2	1	$\beta_{N,s,1}$
2	3,6	2	$\beta_{N,s,2}$
3	15,2	3	$\beta_{N,s,3}$
4	3,6	4	$\beta_{N,s,4}$

Rottura combinata sfilamento e cono di calcestruzzo

$$N_{Sd} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$$

Equazione
(5.2)

$$N_{Rk,p} = 51,91kN \cdot \frac{88.400mm^2}{138.384mm^2} \cdot 0,795 \cdot 1,217 \cdot 0,897 \cdot 1,000 = 28,78kN$$

$$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk} = \pi \cdot 12mm \cdot 150mm \cdot 9,2N/mm^2 = 51,91kN$$

Equazione
(5.2a)

$$\Psi_{sus} = 1,00$$

Equazione
(7.14a)

$$\alpha_{sus} = 0,00 \leq \Psi_{sus}^0 = 0,60$$

$$s_{cr,Np} = \min \left(7,3 \cdot d \cdot \left(\Psi_{sus} \cdot \tau_{Rk,ucr} \right)^{0,5} ; 3 \cdot h_{ef} \right)$$

Equazione
(7.15)

$$s_{cr,Np} = \min \left(7,3 \cdot 12mm \cdot \left(1,00 \cdot 18,0N/mm^2 \right)^{0,5} ; 3 \cdot 150mm \right) = 372mm$$

$$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2} = \frac{372mm}{2} = 186mm$$

Equazione
(7.16)

Dati di input

Metodo di porgettazione	Metodo di calcolo ENSO per ancoranti chimici
Materiale di base	C25/30, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	nessuna armatura o armatura standard. Armatura di bordo e staffatura fitta ($a \leq 100$ mm). Con armatura per controllo della fessurazione
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione passante
Spazio anulare tra foro della piastra e barra	Spazio anulare tra foro della piastra e barra riempito
Tipo di carico	Statico
Distanziato	Nessuna flessione
Dimensioni piastra di ancoraggio	Ancorante fissato sul materiale di base
Tipo di profilo	200 mm x 130 mm x 10 mm
	Profilo cavo rettangolare formato a freddo (100x50x4)

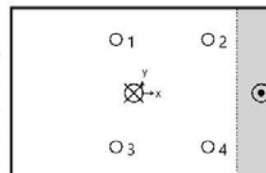
Carichi di progetto *)

#	N _{sd} kN	V _{sd,x} kN	V _{sd,y} kN	M _{sd,x} kNm	M _{sd,y} kNm	M _{T,sd} kNm	Tipo di carico
1	6,53	0,88	1,09	0,00	0,00	0,00	Statico
2	1,54	0,92	0,66	0,00	0,00	0,00	Statico
3	0,44	0,25	0,15	0,00	0,00	0,00	Statico
4	0,38	0,25	0,11	0,00	0,00	0,00	Statico

*) I coefficienti parziali di sicurezza per le azioni sono inclusi.

Risultati per le azioni decisive.

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	4,36	0,78	0,55	0,55
2	1,04	0,55	0,55	-0,01
3	4,36	0,56	-0,11	0,55
4	1,04	0,11	-0,11	-0,01



max. deformazione a compressione del calcestruzzo : 0,07 ‰
max. tensione di compressione del calcestruzzo : 2,4 N/mm²
Forza risultante di trazione : 10,80 kN , Coordinate x/y (-6 / 0)
Forza risultante di compressione : 4,27 kN , Coordinate x/y (91 / 0)

Basi della progettazione

Ancorante

Sistema	fischer Sistema a iniezione FIS EM plus
Ancorante chimico ad iniezione	FIS EM Plus 390 S
Elemento di fissaggio	Barra filettata FIS A M 12 x 180, Acciaio zincato, Classe di resistenza 5.8
Profondità di ancoraggio	150 mm

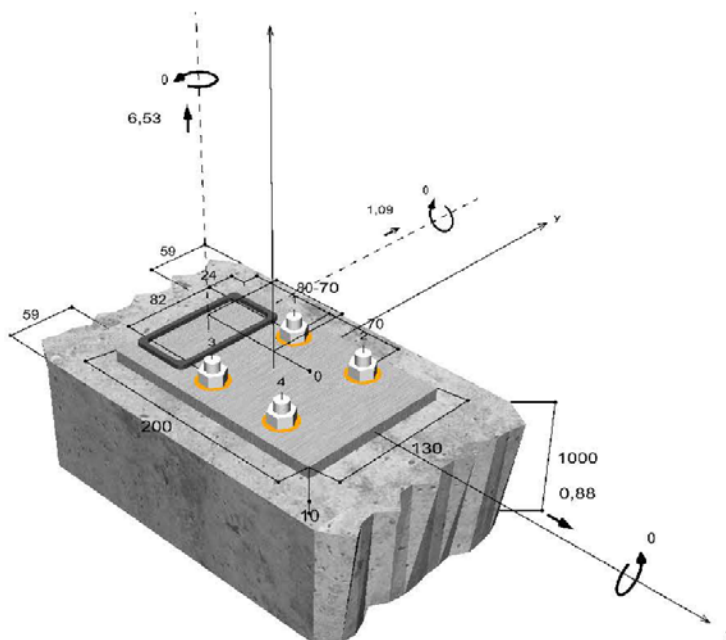


Dati di progetto	Specifiche del produttore
------------------	---------------------------

Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i
coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



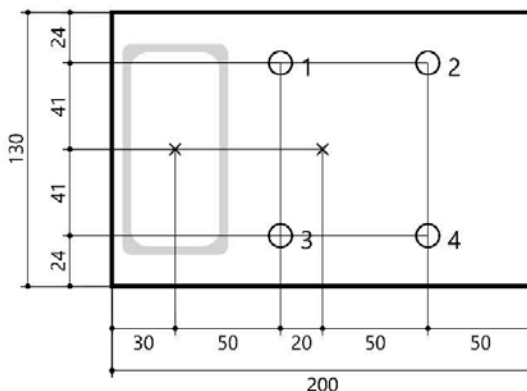
Non in scala

Dettagli piastra di base

Materiale della piastra di base Non disponibile
Spessore della piastra di base $t = 10 \text{ mm}$
Diametro del foro nell'oggetto da fissare $d_f = 16 \text{ mm}$

Profilo

Tipo di profilo Profilo cavo rettangolare
formato a freddo
(100x50x4)



Coordinate dell'ancoraggio

Ancorante n°	x mm	y mm
1	-20	40,9941
2	50	40,9941
3	-20	-40,9941
4	50	-40,9941

H. Riepilogo risultati

Nel presente capitolo si riportano il confronto tra gli indici di sicurezza sismici delle strutture nella condizione “Stato di Fatto” e nella condizione “Stato di Progetto”.

H.1. Confronto indici di verifica corpo municipio

Nel presente paragrafo si riporta il confronto tra lo “Stato di Fatto” e lo “Stato di Progetto” dell’edificio principale del municipio di Fiesse (BS).

Un indice inferiore all’unità indica che la verifica nei confronti delle azioni previste dalle norme tecniche per le costruzioni NON risulta soddisfatta. Per facilità di lettura l’indice inferiore all’unità viene rappresentato in colore rosso.

Come descritto nel precedente paragrafo “C.5 tipologia locale” l’intervento mira al non peggioramento sismico dell’edificio principale del municipio ai sensi delle NTC18.

Verifica		Stato di Fatto	Stato di Progetto
STATICA	Pressoflessione trasversale	1.15	1,17
	Pressoflessione longitudinale	1.35	1,35
	Portanza fondazioni	1,25	1,25
SISMICA	Pressoflessione trasversale	0,43	0.43
	Ribaltamento pareti	0,99	1.02
	Fattore di sicurezza globale SLO (pushover)	0,96	1,02
	Fattore di sicurezza globale SLV (pushover)	0,64	0,64

L'indice di sicurezza sismica dell'edificio è 0,43 nello stato di fatto e rimane invariato dello stato di progetto. Come risulta dall'esame dei risultati riportati in forma estesa nel fascicolo dei calcoli, i parametri che descrivono il comportamento globale prima e dopo l'intervento non cambiano significativamente.

H.2. Nuova realizzazione delle strutture archivio

Il progetto architettonico prevede la completa demolizione dell'edificio che ospita l'archivio del municipio di Fiesse (BS). Tale fabbricato verrà sostituito con una nuova costruzione in muratura armata, fondazioni superficiali a platea e copertura piana in legno-calcestruzzo. I livelli di sicurezza sono quelli previsti dalle NTC18 per edifici di "nuova costruzione", come riportati nelle pagine precedenti; si rimanda al fascicolo dei calcoli per il report completo dei parametri di calcolo.

I progettisti strutturali

Firmato digitalmente