

Titolo del
progetto

Opere di miglioramento sismico
dell'edificio scolastico di via Noce - Valenza (AL)

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

Responsabile Unico del
Procedimento

Arch. Lorenza Mussa

CUP J68E18000070004

Titolo della
tavola

RELAZIONE DI CALCOLO SPECIALISTICA DEGLI
INTERVENTI LOCALI PER IL MIGLIORAMENTO SISMICO

R00

Scala:

-



Comune di Valenza
Servizio LL.PP. e Patrimonio
Via Pellizzari 2,
15048 Valenza (AL)

Edificio scolastico di
Via Noce,
15048 Valenza (AL)

Progettista

Ing. Fausto Daquarti
Strada Monte Valenza 26bis,
Pomaro Monferrato (AL)

REV.	DESCRIZIONE	DATA
0	Prima Emissione	14/12/2022



Il Progettista

Ing. Fausto Daquarti

STATO DI REVISIONE DEI DOCUMENTI

DOCUMENTI		INDICI DI REVISIONE					
N°	DENOMINAZIONE	0	1	2	3	4	5
-	Relazione di calcolo	14/12/2022					

INDICE

1. Premessa	2
2. Normativa di riferimento	11
3. Indagini conoscitive	12
3.1. INDAGINI SVOLTE	12
3.2. LIVELLI DI CONOSCENZA ACQUISITI	13
4. Materiali	13
4.1. ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA	14
4.1.1. Bullonerie, Trattamenti superficiali, Saldature	15
4.2. OPERE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO	16
5. Criteri generali di verifica	18
5.1. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	19
5.2. VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	20
5.2.1. Stati limite ultimi	20
5.2.2. Stato limite di esercizio	20
5.2.3. Stati limite sismici	21
6. Verifiche strutturali	23
6.1. VERIFICA DEL SOLAIO A SOSTITUZIONE DEL SOLAIO ESISTENTE IN VETROCEMENTO A EST	23
6.2. VERIFICA DEGLI ARCHITRAVI RINFORZATI	32
6.3. VERIFICA A RIBALTAMENTO DELLE PARETI	37
7. Conclusioni	46

1.Premessa

La presente relazione di calcolo riguarda gli interventi atti al miglioramento delle condizioni statiche e sismiche dell'edificio scolastico sito in Via Noce, 15048 Valenza (AL), zona sismica 4.



Dalle verifiche sismiche globali dell'edificio, dalle indagini svolte precedentemente dall'amministrazione comunale e messe a disposizione dalla stazione appaltante ed in particolar modo dai sopralluoghi effettuati in sito dallo scrivente progettista, è emerso che nell'edificio risultano presenti situazioni di pericolo grave ed imminente, riferite a meccanismi locali, attivabili in caso di evento sismico, tali da penalizzare fortemente l'indice di rischio globale.

Ciò premesso, eseguita la verifica globale dell'edificio, sulla base delle somme messe a disposizione dalla stazione appaltante in relazione all'elevata estensione del complesso scolastico e alle opere che si rendono necessarie per poter mutare significativamente la risposta globale dinamica dello stesso, è emersa l'impossibilità di poter portare a termine interventi di tipo esteso. In relazione pertanto alle somme ad oggi disponibili si è deciso di operare in accordo alle disposizioni di cui alla circolare esplicativa delle norme tecniche par. C8.3(*"Attesa l'aleatorietà dell'azione, nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle azioni sismiche, le condizioni d'uso, la necessità e la conseguente programmazione dell'intervento sono stabiliti sulla base di una pluralità di fattori, quali: la gravità dell'inadeguatezza e le conseguenze che questa comporterebbe anche in termini di pubblica incolumità, le disponibilità economiche, etc"*), operando per passaggi in più fasi dilazionati nel tempo.

In accordo alle disposizioni della circolare esplicativa delle NTC2018 par. C.2.4.1 secondo cui “... come sintetizzato nella figura C.2.1, che non è necessario concentrare gli interventi al termine di VN, perché sono possibili anche strategie d'intervento alternative, che prevedono interventi più contenuti e più ravvicinati nel tempo.”

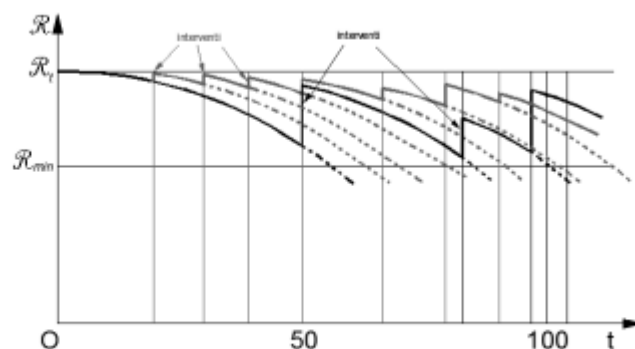


Fig. C.2.1 – Evoluzione dell'affidabilità strutturale e del periodo di vita nominale in funzione delle strategie d'intervento

Ciò premesso, di concerto con la stazione appaltante si è deciso di procedere selettivamente per macroaree di lavoro, concentrandosi in questa prima fase sull'eliminazione dei maggiori rischi statici e sismici riconducibili ai meccanismi locali, con la logica di realizzare pacchetti di lavoro finiti e demandando a futuri interventi la messa in sicurezza delle restanti parti.

Per questa prima fase, il lotto scelto è quello coincidente con le parti ammalorate delle aree esterne comuni, caratterizzate da elevati affollamenti ed adibite anche ad eventi ricreativi collegiali.

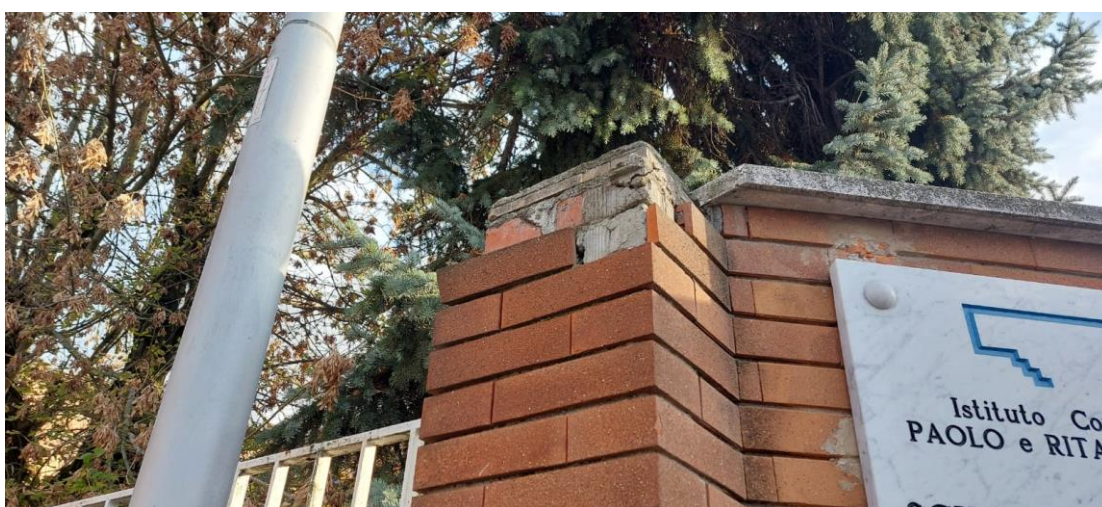
In particolare si prevede:

- Messa in sicurezza e ripristino delle strutture costituenti le scale di emergenza esterne in carpenteria metallica



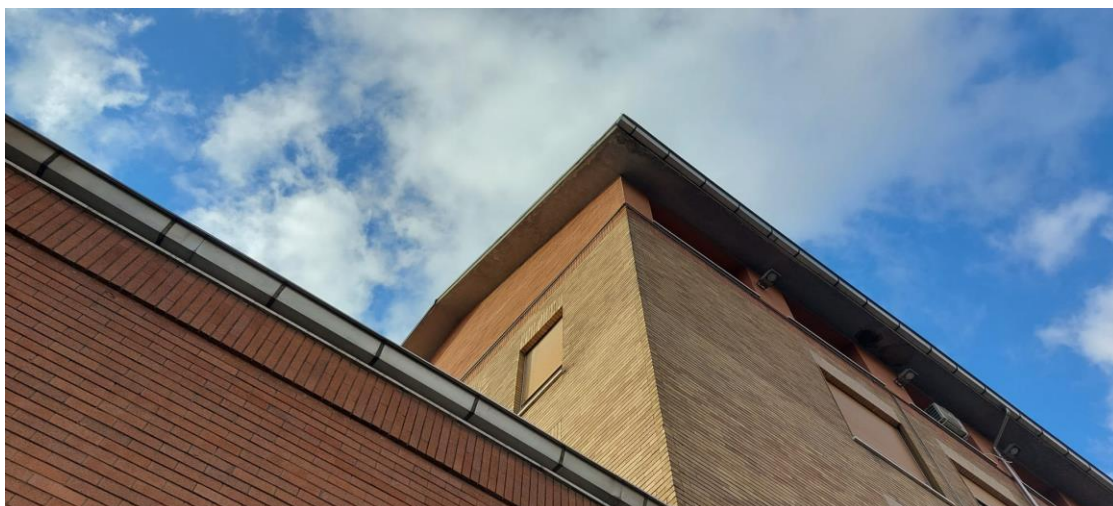


- Consolidamento delle murature perimetrali di confine e risoluzione delle problematiche relative ai distacchi e la caduta dall'alto dei rivestimenti





- Consolidamento e ripristino dei cornicioni con eliminazione delle parti in distacco e a rischio di caduta dall'alto





- Consolidamento e rimozione delle finiture distaccate in marmo a livello dei marcapiani ed eliminazione dei pericoli relativi alla caduta dall'alto dei materiali





- Demolizione e ricostruzione di orizzontamento esterno presso area ricreativa e via di fuga lato est del plesso scolastico



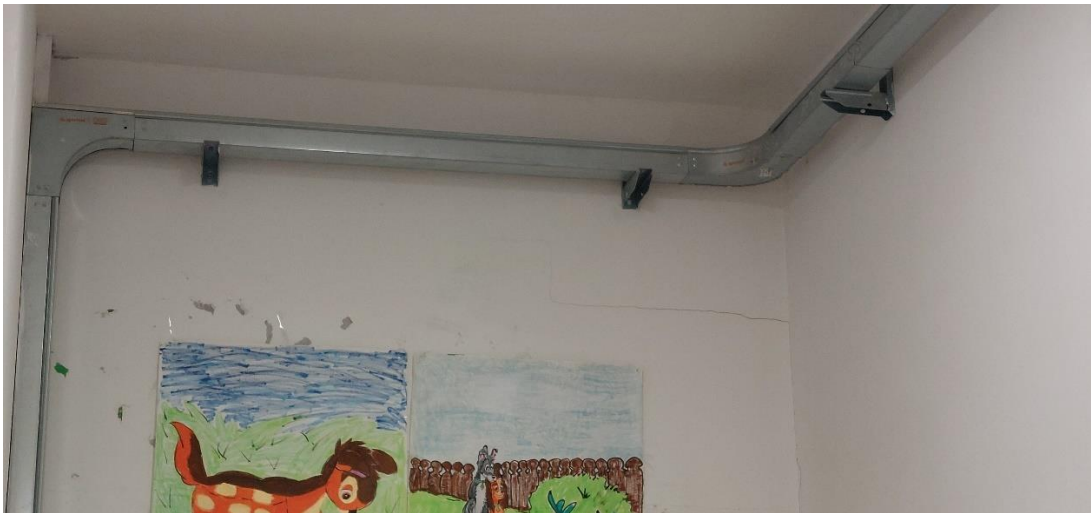
- Consolidamento degli elementi strutturali secondari costituenti gli architravi ammalorati dell'edificio



- Eliminazione delle lesene architettoniche distaccate

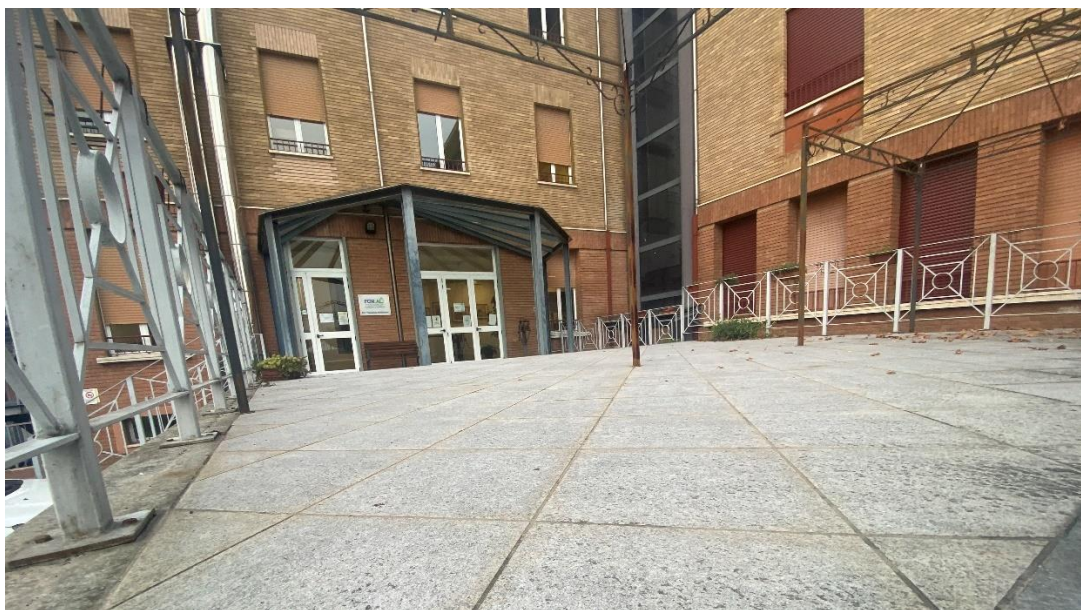


- Consolidamento delle tamponature interne dell'edificio a servizio della scuola materna con particolare riguardo alla problematica del ribaltamento delle stesse sotto l'azione sismica

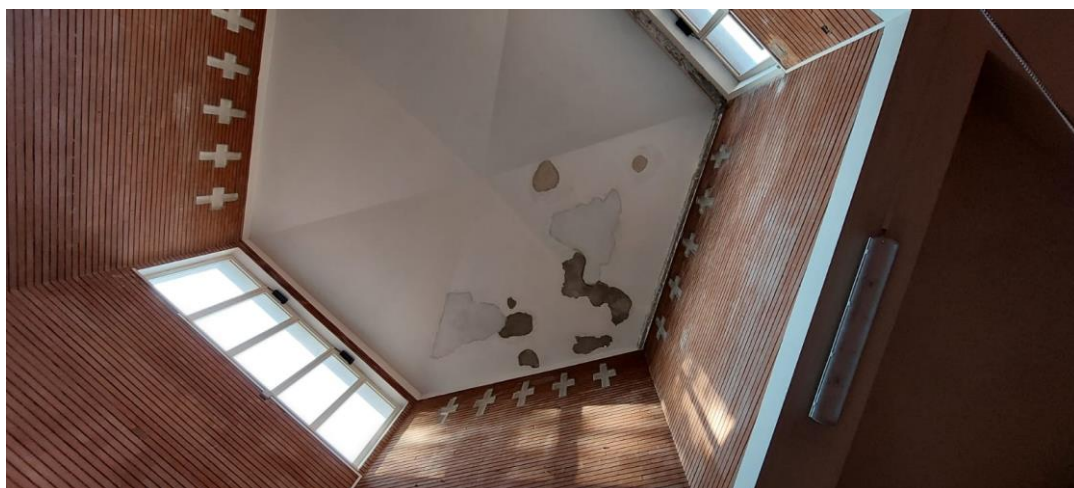


- Consolidamento di orizzontamento ai fini statici e sismici costituente la copertura della centrale termica dell'istituto





- Ripristino dell'intonaco ammalorato su soffitto del locale ex chiesa della scuola materna



In generale le opere strutturali di questo primo lotto di lavori riguardano un complesso di interventi localizzati, atti ad eliminare tutte le carenze e gli stati di grave ed imminente pericolo prodotto dai meccanismi locali di collasso in caso di evento sismico ed il cui insieme inficia le risultanze di sicurezza dinamica dell'edificio nel suo complesso. Dette carenze sono emerse, oltre che dalle analisi e dai sondaggi eseguiti negli anni precedenti, anche dalle ricognizioni visive condotte durante le fasi progettuali. Stante la natura non invasiva delle verifiche eseguite, a causa anche dell'impossibilità di procedere ad approfondimenti di tipo strumentale e/o distruttivo, vista l'indisponibilità alla sospensione delle attività didattiche durante l'espletamento delle stesse, è possibile che alcune carenze non si siano palesate o che siano di tipo occulto, è pertanto necessario approfondirne l'estensione e la presenza durante le fasi realizzative sotto la guida della direzione lavori. Per tale attività, la stazione ha peraltro messo a disposizione somme specifiche all'interno del quadro economico.

Come evidenziato dai rapporti rilasciati dal consiglio superiore dei lavori pubblici denominato “Linee guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole (Intesa Rep. 7/CU 28/1/2009)” e quello pubblicato dal dipartimento della protezione dei ministri – presidenza del consiglio dei ministri titolato “linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali arredi e impianti”, la presenza di dette fonti di rischio in caso di sisma ha valenza rilevante in analogia a quella attribuita ai meccanismi globali di collasso/danneggiamento.

Citando direttamente i documenti precedenti si ricorda che: “... Il danneggiamento di questi elementi ha spesso causato feriti o morti o intralcio alla fuga o all’accesso dei mezzi di soccorso..”.

Inoltre la presenza di detti meccanismi locali comporta una riduzione sensibile dell’indice di rischio calcolato in accordo alle disposizioni di cui al Prot. n° DPC/SISM/0083283 del 04/11/2010, essendo l’accelerazione di picco al suolo utile all’attivazione degli stessi prossima a 0 g, e di tipo anche puramente statico, il tempo di intervento calcolato si attesta a valori inferiori a (Tint) 2 anni (sussistono “particolari elementi di rischio” che richiedono un intervento immediato.)

L’eliminazione totale dei rischi derivanti dai meccanismi locali di collasso in caso di evento sismico, nonché a quelli relativi alla risposta globale dell’intera struttura rimangono comunque da perseguire in successive fasi progettuali. Queste dovranno focalizzarsi sugli elementi strutturali principali sismoresistenti, sulle coperture e sui restanti tamponamenti interni.

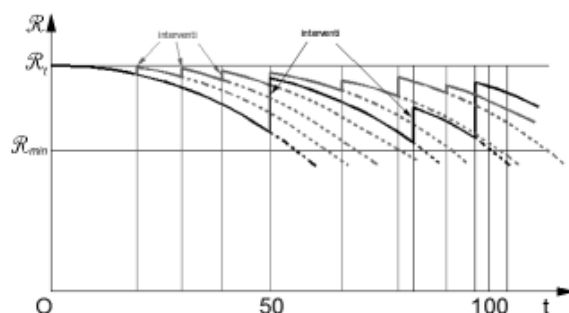


Fig. C.2.1 – Evoluzione dell'affidabilità strutturale e del periodo di vita nominale in funzione delle strategie d'intervento

2. Normativa di riferimento

Nel seguito è riportato il dettaglio delle norme tecniche, procedurali ed amministrative alle quali si è fatto riferimento durante le verifiche:

- ✓ Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380
- ✓ Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia Circ. n.11651 del 14/02/1974
- ✓ DM 17/01/2018 - Aggiornamento alle Norme Tecniche per le Costruzioni"

- ✓ CIRCOLARE n.7 del 21 gennaio 2019 - Circolare applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni
- ✓ UNI EN 1990:2006 Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale;
- ✓ UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- ✓ UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- ✓ UNI EN 1993-1-1 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- ✓ UNI EN 1998-1:2013 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- ✓ *Legislazione regionale di riferimento* DGR n°4-3084 e s.m.i. Procedure di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico
- ✓ *DM 58/2017, DM65/2017 ss.mm.ii. ed allegati “Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni e il modulo per la Classificazione sismica della costruzione”*

3. Indagini conoscitive

3.1. Indagini svolte

Sulla base delle disposizioni emanate dalla committenza ed oggetto di affidamento tecnico, nel caso in esame, sono state effettuate indagini in sito al fine di verificare preliminarmente l’edificio nel suo stato attuale.

È stata inoltre raccolta tutta la documentazione esistente al fine di avere un quadro complessivo della situazione attuale del fabbricato, della forma originaria e delle successive modifiche, e di tutti gli interventi strutturali e impiantistici realizzati nel tempo.

Dall’analisi dei documenti è emerso che l’immobile risale intorno ai primi anni ’60.

I corpi di fabbrica di maggiore altezza sono occupati dalla Scuola Media “Anna Frank” e dal FOR.AL., quelli di minore altezza sono occupati dalla Scuola Materna “Andersen” e da una sala convegni/auditorium.

Vi è inoltre il corpo di fabbrica relativo alla palestra/spogliatoio.

I fabbricati di maggiore altezza sono costituiti da n. 5 piani più copertura, per un’altezza media di circa 18,00m ed altezze medie dei singoli piani fuori terra di circa 3,60m.

Il fabbricato della Scuola Materna/Auditorium è articolato su un piano rialzato con copertura ed una parte seminterrata ispezionabile per un’altezza media di circa 7,00m.

La palestra/spogliatoio è un corpo fabbrica a sé ad un solo piano fuori terra di dimensioni 25x17m.

La copertura dell’intero immobile è per gran parte a falde ed in alcune parti è piana.

Dai documenti reperiti è inoltre emerso che sono state effettuate indagini sperimentali conoscitive, limitatamente invasive, per determinare geometrie e caratteristiche degli elementi strutturali che hanno consentito una lettura sufficientemente chiara della struttura dei diversi elementi costitutivi dell'immobile.

3.2. Livelli di conoscenza acquisiti

In accordo con le vigenti normative tecniche, preliminarmente alle verifiche dinamiche delle strutture in oggetto, si sono definiti i livelli di conoscenza ed i fattori di confidenza necessari.

La scelta del livello di conoscenza si è basata sulla documentazione disponibile fornita dalla committenza, e sulle possibilità di svolgere indagini esplorative.

In via cautelativa si è adottato per la struttura in oggetto un **Livello di Conoscenza LC pari a 2**.

Come previsto dalla normativa, tale livello di conoscenza presuppone la riduzione delle proprietà dei materiali mediante un **Fattore di Confidenza FC pari a 1,20**.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

4. Materiali

Si riportano nel seguito le caratteristiche meccaniche dei materiali.

Si ricorda che, tutte le caratteristiche meccaniche dei materiali esistenti saranno ridotte secondo il coefficiente FC=1,20, corrispondente al livello di conoscenza LC2 raggiunto.

4.1. Acciaio da carpenteria metallica

Le NTC prescrivono l'utilizzo di acciai da strutture metalliche e strutture composte conformi alle norme armonizzate:

- UNI EN 10025 per i laminati;
- UNI EN 10210 per i tubi senza saldatura;
- UNI EN 10219-1 per i tubi saldati.

Tutti dovranno indistintamente riportare la marchiatura CE.

Gli elementi principali della struttura saranno realizzati in acciaio S275JR, quelli secondari in acciaio S235JR.

Si riporta nel seguito stralcio della caratterizzazione dell'acciaio S235JR (UNI 10025-2) riportata per esteso all'interno del D.M. 2018 par. 11.3.4

Modulo Elastico E: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$;

Modulo di Elasticità Trasversale: $G = E/[2*(1+\nu)] \text{ N/mm}^2$;

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,3$;

Coeff. di espansione termica lineare: $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ (sino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$);

Densità: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$.

I valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} dipendono dal tipo di acciaio e dalla sezione del profilo.

Acciai laminati				
Norma e tipo di acciaio	Spessore nominale della membratura			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
EN 10025-2	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{uk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{uk} [\text{N/mm}^2]$
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Coefficiente	Campo di impiego	NTC
--------------	------------------	-----

γ_{M0}	Resistenza delle sezioni trasversale per tutte le classi	1,05
γ_{M1}	Resistenza delle membrature all'instabilità	1,10
γ_{M2}	Resistenza delle sezioni trasversali in tensione per frattura	1,25
Valori di f_{yd}		
	f_y	235 275 355 420 460
	$\epsilon_{syd} \%$	0,11 0,13 0,17 0,20 0,22
γ_{M0}	1,05	223,81 261,90 338,10 400,00 438,10
γ_{M1}	1,05	223,81 261,90 338,10 400,00 438,10
γ_{M2}	1,25	188,00 220,00 284,00 336,00 368,00

4.1.1. Bullonerie, Trattamenti superficiali, Saldature

La bulloneria prevista è della classe MA 8.8 (UNI-EN 20898-1), con dadi di classe 6S. Le resistenze meccaniche previste per tale bulloneria sono indicati nelle righe sottostanti.

Classe	Resistenza a taglio (f_k, V)	Resistenza a trazione/ compressione (f_k, N)	Resistenza a snervamento (f_y)	Resistenza ultima (f_t)	Allungamento % (A%)
4.6	1700 daN/cm ²	2400 daN/cm ²	2400 daN/cm ²	4000 daN/cm ²	22
5.6	2120 daN/cm ²	3000 daN/cm ²	3000 daN/cm ²	5000 daN/cm ²	20
6.8	2550 daN/cm ²	3600 daN/cm ²	4800 daN/cm ²	6000 daN/cm ²	16
8.8	3960 daN/cm ²	5600 daN/cm ²	6400 daN/cm ²	8000 daN/cm ²	12
10.9	4950 daN/cm ²	7000 daN/cm ²	9000 daN/cm ²	10000 daN/cm ²	9
12.9	5940 daN/cm ²	8400 daN/cm ²	10800 daN/cm ²	12000 daN/cm ²	8

Le Viti 8.8 devono avere Dadi di classe 8. I bulloni devono essere conformi alle caratteristiche dimensionali previste dalle norme UNI EN ISO 4016 e UNI 5592. I bulloni devono appartenere alle classi indicate dalla norma UNI EN ISO 898-1.

Le saldature dovranno essere tutte di classe 1 (UNI 7278) e dovranno essere realizzate, come da disegno, a completa penetrazione o a cordoni esterni; in questo caso l'altezza di gola non potrà essere inferiore ad

almeno ½ dello spessore minimo da saldare. Valgono in ogni caso le prescrizioni contenute all'interno del progetto. La procedura di saldatura è ad elettrodo rivestito (SMAW) oppure sotto gas protettore (MIG/MAG-GMAW) con elettrodi tipo E44/CL.3, UNI 5132/74.

La saldatura dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063 e dovrà essere qualificata secondo la norma UNI EN ISO 15614-1

I saldatori nei procedimenti semiautomatici e manuali dovranno essere qualificati secondo la norma UNI EN ISO 9606-1 da un Ente terzo.

I saldatori dei procedimenti automatici o robotizzati dovranno essere certificati secondo la norma UNI EN ISO 14732.

Tutte le opere in carpenteria metallica dovranno essere protette dagli agenti esterni per mezzo di zincatura a caldo o verniciatura (su specifica del cliente come da prescrizioni riportate nei disegni).

Vita Nominale $V_n \geq 50$ anni

Classificazione ambientale e velocità di corrosione C3

La durabilità è alta (H) oltre i 15 anni

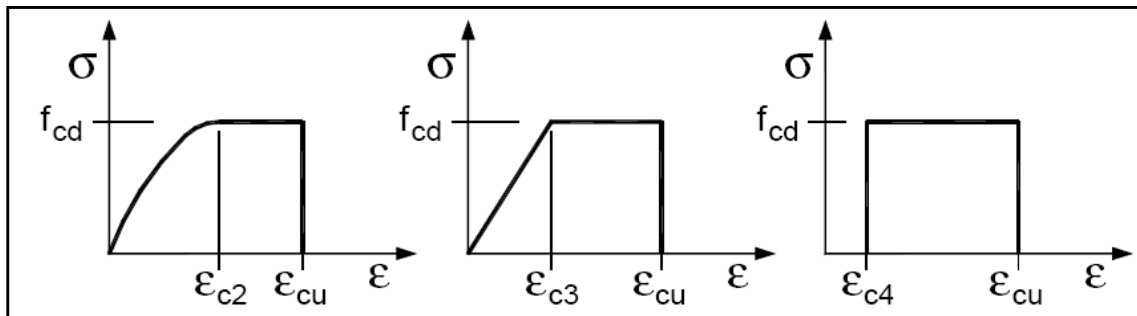
Spessore minimo del rivestimento di zinco 100 micron.

4.2. Opere in conglomerato cementizio

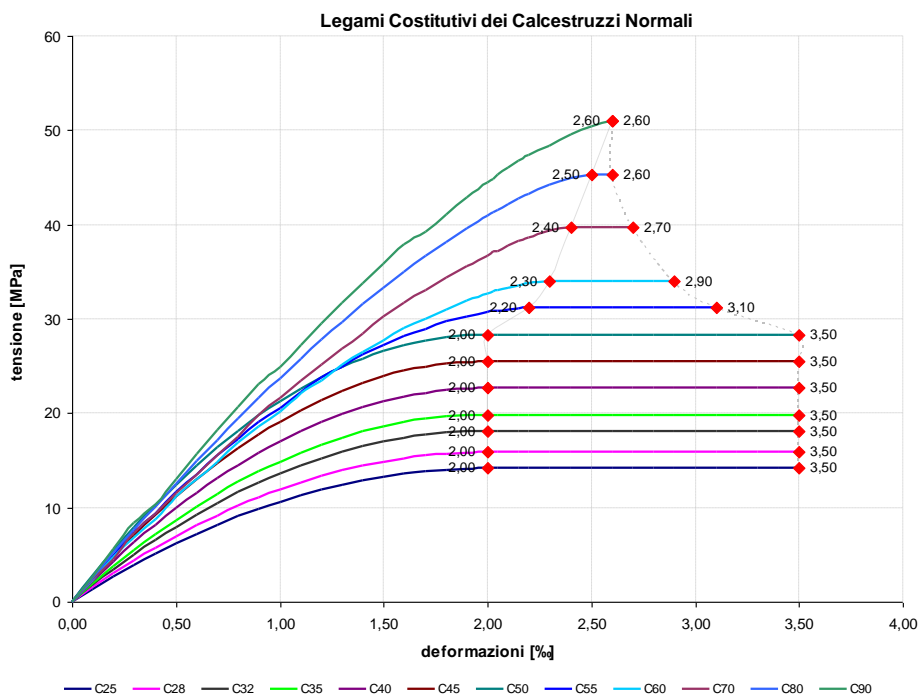
Per le opere in c.a. è previsto l'uso del seguente calcestruzzo:

Tipologia Getto	Classe di esposizione	Classe di resistenza	Diametro max aggregato	Slump	Note
Travi	XC2	C25/30	30 mm	S3	Armato

CLASSI DI RESISTENZA DEI CALCESTRUZZI NORMALI (UNI EN 1992-1-1:2005)																
f_{ck} (MPa)	8	12	16	20	25	28	32	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$ (MPa)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	67	76	85	95	105
f_{cm} (MPa)	16	20	24	28	33	36	40	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} (MPa)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	1,9	2,1	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,0	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,3	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
E_{cm} (GPa)	25	27	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
n	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,80	1,60	1,45	1,45	1,40
γ_c (da LG CSLPP)	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
ϵ_{c2} (‰)	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,20	2,30	2,40	2,50	2,60
ϵ_{c3} (‰)	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,75	1,82	1,89	2,03	2,16	2,30
ϵ_{c4} (‰)	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,62	0,58	0,54	0,52	0,52
ϵ_{cu} (‰)	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,10	2,90	2,70	2,60	2,60



Classe di resistenza dei materiali



Legami costitutivi dei calcestruzzi normali

Barre ad aderenza migliorata tipo B450C (ex Fe B 44 k)

- Tipo di acciaio
- Peso specifico
- Modulo di elasticità:
- Tensione caratteristica di snervamento:
- Tensione di snervamento di progetto ($\gamma_s = 1,15$):

FB450C

$$\gamma = 78.50 \text{ kN/m}^3$$

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

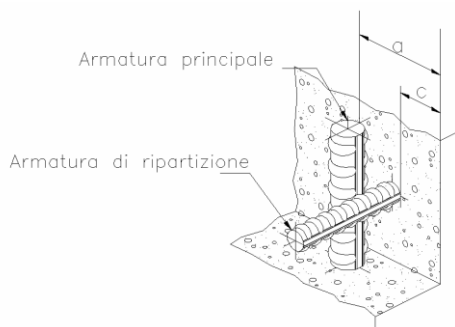
$$f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$$

- Massima tensione di esercizio:

$$\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Il copriferro minimo deve essere determinato in funzione della classe di esposizione.



Per la durabilità il valore di copriferro minimo fa riferimento a:

- c = distanza tra il lembo esterno di calcestruzzo ed il filo esterno della barra di armatura di ripartizione;

I copriferri minimi da adottare per garantire la durabilità sono:

- $c_{min} = 25 \text{ mm}$

LUNGHEZZA DI SOVRAPPOSIZIONE MINIMA DEI FERRI (ove non diversamente indicato)

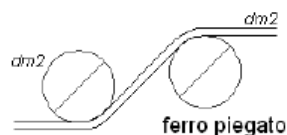
Ø 8.....	50 cm
Ø 10.....	60 cm
Ø 12.....	75 cm
Ø 14.....	85 cm
Ø 16.....	100 cm
Ø 18.....	110 cm
Ø 20.....	120 cm
Ø 22.....	135 cm
Ø 24.....	145 cm
Ø 26.....	160 cm
Ø 30.....	180 cm

La distanza tra i ferri che si sovrappongono deve rispettare:

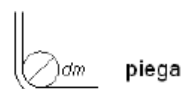
$$\begin{array}{c} \oplus \quad \oplus \\ | \quad | \\ + \quad L \quad + \\ \hline \emptyset < L < 4\emptyset \end{array}$$

DIAMETRI MINIMI DEI MANDRINI*

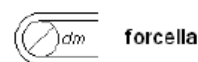
	$dm \text{ (mm)}$	$dm 2 \text{ (mm)}$
Ø 8	40	100
Ø 10	40	120
Ø 12	50	140
Ø 14	70	170
Ø 16	80	190
Ø 18	150	220
Ø 20	160	240
Ø 22	180	-
Ø 24	200	-
Ø 26	260	-
Ø 30	300	-



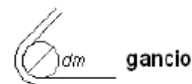
ferro piegato



piega



forcina



gancio

L'USO DI ACCIAI FORNITI IN ROTOLI E' AMMESSO SOLO PER DIAMETRI Ø ≤ 16 mm

- PER I DIAMETRI NON RIPORTATI IN TABELLA SI CONSIDERA UNA SOVRAPPOSIZIONE MINIMA DI $60\emptyset$; PER LE BARRE DI GRANDE DIAMETRO $\emptyset > 32\text{mm}$ E PER LE BARRE IN GRUPPO VANNO ADOTTATE LE PRESCRIZIONI AGGIUNTIVE PREVISTE DAL DM 14.01.2008 E DA UNI EN 1992 1-1.

- SOVRAPPOSIZIONE MINIMA RETI ELETROSALDATE: 2 maglie

* PIEGAMENTO A 90° E SUCCESSIVO RADDRIZZAMENTO SENZA CRICCHE

5. Criteri generali di verifica

Le verifiche degli elementi strutturali vengono eseguite col **metodo degli stati limite**.

Sono definiti stati limite gli "stati" al di là dei quali la struttura non soddisfa più le esigenze di comportamento per le quali è stata progettata. Gli stati limite per cui devono essere verificate le strutture sono i seguenti:

- stati limite ultimi;
- stati limite di esercizio;

Gli stati limite ultimi sono quelli associati al collasso o ad altre forme di cedimento strutturale che possono mettere in pericolo la sicurezza delle persone.

Gli stati limite di esercizio corrispondono a stati al di là dei quali non risultano più soddisfatti i requisiti per i quali è stata progettata la struttura.

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata eseguita considerando le disposizioni di carico più gravose ed avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite in accordo con le normative vigenti.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è stata condotta con il metodo dell'**analisi dinamica modale** e dello spettro di risposta in termini di accelerazione secondo le disposizioni dei capitoli 3 e 7 del DM. 17/01/2018.

L'analisi strutturale è stata effettuata con il metodo degli elementi finiti.

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per l'analisi e la verifica delle strutture sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Di seguito si elencano e descrivono i software adottati per l'analisi e le verifiche della struttura:

PRO_SAP PROfessional Structural Analysis Program

La risoluzione del sistema $K \cdot u = F$ è condotta con l'algoritmo di Gauss modificato sulla matrice K globale suddivisa in blocchi.

Come previsto dalle NTC2018 **l'affidabilità del codice utilizzato**, *PROSAP Professional Structural Analysis Program, prodotto dalla 2S.I. s.r.l. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.*, è stata verificata attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

È possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

5.1. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

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

L'area e l'oggetto dell'intervento ricadono in Classe III in quanto riconducibile a "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi". Essendo inoltre l'opera di tipo ordinario, ne deriva la seguente classificazione:

Vita nominale	50	anni
Classe d'uso	III	
Vita di riferimento per l'azione sismica	75	anni

5.2. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

5.2.1. Stati limite ultimi

Per la situazione permanente e transitoria si verifica che l'azione sollecitante di calcolo S_d sia inferiore alla resistenza ultima di calcolo R_d .

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

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

dove:

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

Q_{1k} è il valore caratteristico dell'azione base di ogni combinazione;

Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

$\gamma_g = 1,3/1,5$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p = 0,9$ (1,2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

$\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo SLU.

5.2.2. Stato limite di esercizio

Per le verifiche di stati limite di esercizio si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

Combinazione rara:
$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione frequente:
$$F_r = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Combinazione quasi permanente:
$$F_r = G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

dove:

$$\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1,0;$$

ψ_{1i} = coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} = coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

5.2.3. Stati limite sismici

Per la situazione permanente e transitoria si verifica che l'azione sollecitante di calcolo S_d sia inferiore alla resistenza ultima di calcolo R_d .

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

$$F_d = E + G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

dove:

E Azione sismica;

G_k è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

P_k è il valore caratteristico delle azioni di precompressione;

Q_{ki} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;

ψ_{2i} = coefficiente di combinazione

Si eseguiranno verifiche a:

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Azione sismica di progetto:

Classe d'uso

☐ I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

☐ II edifici ordinari

☒ III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

☐ IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV: 0.105

Modalità di progettazione semplificata per $agS < 0.075$ ☐

Strutture esistenti

☒ LC1: conoscenza limitata

☐ LC2: conoscenza adeguata

☐ LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC: 1.35

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

p.e. 10% in 50 anni

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu

Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N
[con N = 1,2,3,4,5]

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento ED50]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
14250	8.615	44.986	3.590
14251	8.685	44.989	4.237
14029	8.681	45.039	4.296
14028	8.611	45.036	3.625

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località:

Longitudine: Latitudine:

Applica la Risposta Sismica Locale ☐

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	45.16	0.0219	2.504	0.185
SLD	63	75.43	0.0277	2.541	0.209
SLV	10	711.84	0.0586	2.598	0.287
SLC	5	1462.18	0.0723	2.620	0.297

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza
<input type="text" value="50"/>	<input type="text" value="1.5"/>	<input type="text" value="75"/>	<input type="text" value="100"/>

☐ Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	<input type="text" value="0.022"/>	<input type="text" value="1.800"/>	<input type="text" value="2.504"/>	<input type="text" value="0.500"/>	<input type="text" value="0.179"/>	<input type="text" value="0.538"/>	<input type="text" value="1.688"/>
SLD	<input type="text" value="0.028"/>	<input type="text" value="1.800"/>	<input type="text" value="2.541"/>	<input type="text" value="0.571"/>	<input type="text" value="0.190"/>	<input type="text" value="0.571"/>	<input type="text" value="1.711"/>
SLV	<input type="text" value="0.059"/>	<input type="text" value="1.800"/>	<input type="text" value="2.598"/>	<input type="text" value="0.849"/>	<input type="text" value="0.223"/>	<input type="text" value="0.670"/>	<input type="text" value="1.834"/>
SLC	<input type="text" value="0.072"/>	<input type="text" value="1.800"/>	<input type="text" value="2.620"/>	<input type="text" value="0.951"/>	<input type="text" value="0.227"/>	<input type="text" value="0.681"/>	<input type="text" value="1.889"/>
Verticale per tutti:	<input type="text" value="1.000"/>				<input type="text" value="0.050"/>	<input type="text" value="0.150"/>	<input type="text" value="1.000"/>
eta SLO	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.5"/>	<input type="button" value="Aiuto..."/>
Smorzamento...	<input type="text" value="1.0"/>				<input type="text" value="1.0"/>	<= Esistenti v. fragili	

6. Verifiche strutturali

6.1. Verifica del solaio a sostituzione del solaio esistente in vetrocemento a EST

Il solaio, in sostituzione dell'esistente realizzato con soletta in cls gettato in opera e blocchetti vetrati, sarà realizzato mediante la disposizione perimetrale di supporti in carpenteria metallica ad L sezione 120x12mm, tassellati ai muri dell'intercapedine, sovrastante lamiera grecata da impiegarsi quale cassero a perdere, getto di completamento armato e monconi di ripresa inghiessati con resina epossidica.

L'intervento ha lo specifico intento di rimuovere la pericolosità del solaio esterno esistente, la cui capacità portante nello stato di fatto NON è idonea nei confronti degli attuali utilizzi dell'area. (Cortile di ricreazione esterno ad elevato affollamento, percorso di esodo in caso d'emergenza). Durante i sopralluoghi, oltre a rilevare un eccessivo ammaloramento delle porzioni grigliate in carpenteria metallica, si è riscontrata una anormale flessibilità e vibrazione del solaio in oggetto oltre ad uno stato manutentivo precario. Detti rilevamenti, congiuntamente alla particolare destinazione d'uso dell'area, ne hanno comportato la necessità di rifacimento completo.

Analisi dei carichi:

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

Schema di calcolo:

Larghezza 1.2m massima

Schema di calcolo solaio appoggio-appoggio




Fase 1 di getto:

Peso del getto NON collaborante in Fase 1: 350 kg/mq

Pesi tecnici di lavorazione: 50 kg/mq

Azione agente a SLU in Fase 1: $350 \cdot 1.3 + 50 \cdot 1.5 = 530 \text{ kg} / \text{m}^2$

Lamiera grecata da impiegarsi con capacità portante senza getto collaborante tipologia ISOLPACK E/S 4000 spessore 8/10mm o analoga:

E/S 4000 - ACCIAIO S 250 GD+Z / STEEL S 250 GD+Z CARATTERISTICHE STATICHE / STATIC CHARACTERISTICS												
spessore lamiera - sheet metal thickness	PROPRIETA' DI MASSA LORDE: GROSS MASS PROPERTY:				PROPRIETA' DI MASSA EFFICACI: - EFFECTIVE MASS PROPERTIES:							
												
												
					MOMENTO POSITIVO IN CAMPATA POSITIVE MOMENT ON SPAN				MOMENTO NEGATIVO SULL'APPOGGIO NEGATIVE MOMENT ON SUPPORT			
	A	J _{xG}	W _{e sup}	W _{e inf}	A _{eff}	J _{xG eff}	W _{e sup eff}	W _{e inf eff}	A _{eff}	J _{xG eff}	W _{e sup eff}	W _{e inf eff}
	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ² /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m
0,6	8,855	42,134	15,900	15,900	7,685	32,670	10,700	14,541	7,674	32,563	14,523	10,649
0,8	11,806	56,183	21,201	21,201	10,647	47,154	16,047	19,968	10,631	47,018	19,947	15,977
1,0	14,758	70,236	26,504	26,504	13,752	62,652	22,030	25,509	13,731	62,485	25,485	21,939
1,25	18,447	87,809	33,136	33,136	17,781	82,953	30,172	32,522	17,754	82,749	32,495	30,052
1,5	22,137	105,392	39,771	39,771	21,912	103,797	38,771	39,575	21,878	103,553	39,544	38,620

E/S 4000 / LAMIERA DA SOLAIO - SLAB CORRUGATED SHEET

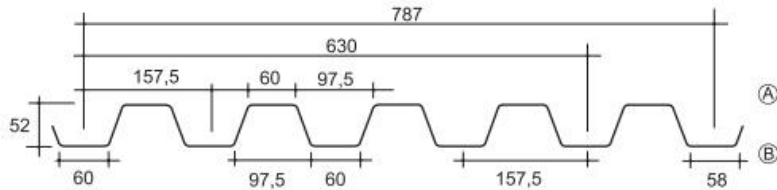


CLASSE / CLASS



Lamiera da solaio a secco, dai minimi ingombri, che coniuga leggerezza, praticità e rapidità di posa. Presenta un profilo quadro, ideale per solai a secco caratterizzati da spazi contenuti. E' disponibile anche nella versione AM per solai collaboranti.

Dry slab metal sheet, with minimal dimensions, which combines lightness, practicality and quick installation. It has a square profile, ideal for dry floors characterized by limited spaces. It is also available in the AM version for collaborating floors.



Nei disegni, A o B indicano il lato preverniciato desiderato.
In the drawings A or B show the wished prepainted side.

Nome del prodotto Product name	Numero greche Number of ribs (nr)	Interasse greche Pitch (mm)	Altezza greca Rib height (mm)	Larghezza greca Rib width (mm)	Base greca Rib long base (mm)	Larghezza modulo Covering width (mm)	Numero greche di sormonto Rib overlap (nr)
E/S 4000	6	157,5	52	60	97,5	787	1

TABELLA DI PORTATA LG 55 NORMALE: ACCIAIO S 250 GD / LOAD TABLE LG 55 NORMAL POSITION: STEEL S 250 GD

Appoggio esterno 100 mm; appoggio interno (non presente) / End support 100 mm; internal support (not present)

Coefficienti di sicurezza sulle portate allo SLU (γ_s): 1,40 / Safety coefficient applied to SLU (γ_s): 1,40

PORTATA DEL PROFILO IN daN/m² CON FRECCIA $\leq L/180$ max 20mm; L/200; L/250; L/300 / SHEET CAPACITY, daN/m² WITH DEFLECTION $\leq L/180$ max 20mm; L/200; L/250; L/300 OF A SPAN

Spessore / thickness	(q) CARICO LIMITE LIMIT DESIGN DEFLECTION	<div><div>L</div><div>Distanza tra gli appoggi "L" in metri / Pitch "L" in metres between the supports</div></div>																		
		mm	freccia / deflection	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50
0,60	q lim SLU	668	572	501	445	399	330	277	236	204	177	156	138	123	111	100	90	82	75	69
	q lim (L/180*)	668	572	501	388	283	212	164	129	103	80	62	49	39	31	25	21	17	15	12
	q lim (L/200)	668	572	497	349	254	191	147	116	93	75	62	52	44	37	32	27	24	21	18
	q lim (L/250)	668	572	397	279	204	153	118	93	74	60	50	41	35	30	25	22	19	17	15
	q lim (L/300)	668	494	331	233	170	127	98	77	62	50	41	35	29	25	21	18	16	14	12
0,80	q lim SLU	1139	976	838	662	536	443	372	317	274	238	209	186	165	149	134	122	111	101	93
	q lim (L/180*)	1139	976	736	517	377	283	218	172	137	107	83	65	52	42	34	28	23	19	16
	q lim (L/200)	1139	976	663	465	339	255	196	154	124	101	83	69	58	49	42	37	32	28	25
	q lim (L/250)	1139	791	530	372	271	204	157	124	99	80	66	55	47	40	34	29	25	22	20
	q lim (L/300)	1047	659	442	310	226	170	131	103	82	67	55	46	39	33	28	24	21	19	16

$$Q_{lim,Rd} = 617 \frac{kg}{m^2} > Q_{Ed} = 530 \frac{kg}{m^2} \text{ Verifica soddisfatta in fase di getto}$$

Supporti laterali ad L, azione a metro lineare in Fase 1:

$$V_{Ed} = 530 \frac{kg}{m^2} \cdot \frac{1,2}{2} + 50 \frac{kg}{m} = 368 \frac{kg}{m}$$

Si dispone un tassello ogni 40cm, pertanto sul singolo ancoraggio l'azione di taglio agente è pari a:

$$V_{Ed, Tassello} = \frac{368}{2} = 184kg = 1.9KN$$

Fase 2 getto collaborante:

Peso del solaio collaborante + massetto: 350 kg/mq

Pesi finiture: 50 kg/mq

Azioni variabili: 500 kg/mq

Azione agente a SLU in Fase 2: $350 \cdot 1.3 + 50 \cdot 1.3 + 500 \cdot 1.5 = 1270kg / m^2$

Lamiera grecata da impiegarsi con capacità portante senza getto collaborante tipologia ISOLPACK E/S 4000 spessore 8/10mm o analoga e getto collaborante armato con barre B450C fi 8mm per ogni greca e trasversali fi 6mm, altezza caldana sopra greca 60mm in cls C 25/30:

E/S 4000 AM / LAMIERE DA SOLAIO CLS AM - CONCRETE SLAB CORRUGATED SHEETS

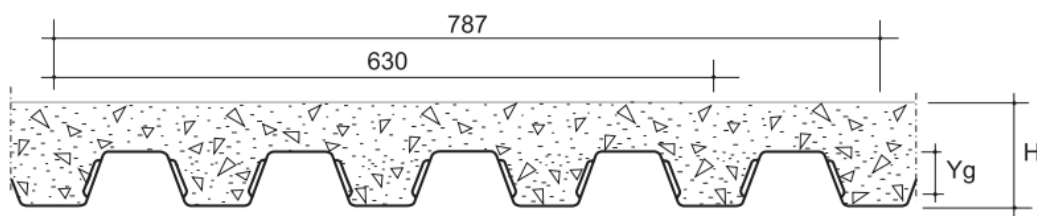


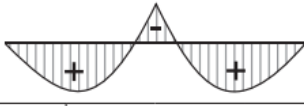
CLASSE / CLASS




Lamiera ad aderenza migliorata, leggera, dai minimi ingombri e facile da montare. Presenta una greca più bassa, ideale per solai caratterizzati da spazi contenuti. E' disponibile anche nella versione per solai a secco.

Metal sheet with improved adhesion, light, with minimal dimensions and easy to assemble. It has a lower rib, ideal for floors characterized by limited spaces. It is also available in the version for dry floors.



MODELLO LAMIERA GRECATA E/S 4000 AM - ACCIAIO S 250 GD+Z / STEEL S 250 GD+Z CARATTERISTICHE STATICHE / STATIC CHARACTERISTICS														
CONDIZIONI DI PROGETTO COME ESEMPIO: LAMIERA GRECATA E/S 4000 AM - LAMIERA A PERDERE - VERSO DI POSA: NORMALE - ACCIAIO S 250 GD - sp. 15/10 mm														
APPOGGIO INTERMEDIO: CLS S ₃ int 100 mm - APPOGGIO LATERALE: CLS S ₃ lat 100 mm - TIPOLOGIA CLS: C 25/30														
ARMATURA INFERIORE N° 1 AD OGNI GRECA - DISPOSIZIONE CONTINUA - ϕ 8 - Copriferro (mm): 15														
RETE ARMATURA SUPERIORE: ϕ 6 - INTERASSE RETE: i= 200 mm - Copriferro (mm): 20														
ARMATURA SUPERIORE INTEGRATIVA APPOGGI INTERMEDI: ϕ 8 - INTERASSE: i= 200 mm - Copriferro (mm): 30														
PROPRIETA' DI MASSA EFFICACI: - EFFECTIVE MASS PROPERTIES:														
CARATTERISTICHE DELLA SOLETTA SLAB CHARACTERISTICS														
		MOMENTO POSITIVO IN CAMPATA POSITIVE MOMENT ON SPAN						MOMENTO NEGATIVO SULL'APPOGGIO NEGATIVE MOMENT ON SUPPORT						
		J _n	W _{cls}	W _{alamsup}	W _{ainf}	W _{alaminf}	J _n	W _{asup1}	W _{asup2}	W _{alamsup}	W _{ainf}	W _{cls}	W _{alaminf}	
		mm	mm	Kg/m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m
Altezza caldana (s) Concrete slab height	Altezza soletta (H _{sp}) Total slab height	Peso soletta (P) Slab Weight												
40	92,75	184,82	930,89	571,08	-380,74	-153,36	-121,77	687,52	134,00	166,44	224,99	-1207,72	-332,25	-320,63
50	102,75	210,31	1208,63	695,77	-362,09	-173,58	-141,56	944,76	158,51	190,47	327,44	-1277,16	-421,82	-408,15
60	112,75	235,79	1524,55	829,10	-359,89	-193,93	-161,56	1245,74	183,24	214,84	457,42	-1381,74	-518,72	-503,01
80	132,75	286,76	2271,73	1119,65	-375,74	-234,90	-202,00	1980,55	233,11	264,21	818,03	-1645,12	-732,48	-712,71
100	152,75	337,73	3173,84	1439,52	-403,27	-276,10	-242,83	2894,69	283,32	314,06	1351,47	-1951,76	-970,36	-946,56
120	172,75	388,70	4231,96	1786,33	-436,02	-317,45	-283,91	3990,34	333,75	364,21	2121,23	-2288,23	-1230,12	-1202,32

PORTATA DEL PROFILO IN daN/m ² CON FRECCIA ≤ L/250 / SHEET CAPACITY, daN/m ² WITH DEFLECTION ≤ L/250 OF A SPAN																		
sp. lamiera thickness	sp. soletta slab height	sp. caldana concrete height																
(mm)	(mm)	(mm)	Distanza tra gli appoggi "L" in metri / Pitch "L" in metres between the supports															
			1,5	1,75	2	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	4,75	5	5,25	5,5
0,8	92,5	40	2658	2146	1643	1051	869	730	622	536	467	411	364	325	291	263	238	217
			2658	1769	1197	626	477	372	296	241	199	166	141	120	104	91	79	70
	112,5	60	3096	2653	2317	1483	1225	1030	877	757	659	579	513	458	411	371	336	306
			3096	2653	1948	1017	772	602	479	388	320	267	226	193	166	145	127	112
	132,5	80	3740	3205	2805	1796	1484	1247	1063	916	798	702	621	554	498	449	407	371
			3740	3205	2805	1509	1145	891	709	574	473	394	333	284	245	213	187	165
	152,5	100	4154	3561	3116	2111	1745	1466	1249	1077	938	825	730	652	585	528	479	436
			4154	3561	3116	2104	1596	1242	987	800	658	549	463	395	341	296	259	228
	172,5	120	4549	3900	3412	2427	2006	1686	1436	1238	1079	948	840	749	672	607	550	501
			4549	3900	3412	2427	2006	1654	1315	1065	876	730	617	526	453	394	345	304

$$Q_{lim,Rd} = 3096 \frac{kg}{m^2} > Q_{Ed} = 1270 \frac{kg}{m^2} \text{ Verifica soddisfatta in fase di getto}$$

Supporti laterali ad L, azione a metro lineare in Fase 2:

$$V_{Ed} = 1270 \frac{kg}{m^2} \cdot \frac{1,2}{2} + 50 \frac{kg}{m} = 812 \frac{kg}{m}$$

Si dispone un tassello ogni 40cm, pertanto sul singolo ancoraggio l'azione di taglio agente è pari a:

$$V_{Ed,Tassello} = \frac{812}{2} = 406kg = 4.1kN$$

Al solo di fine di dare indicazione tipologica dell'ancorante, si riporta verifica di tassello tipo Fischer FAZ II M10

Basi della progettazione

Ancorante

Sistema Ancorante	fischer Ancorante a espansione FAZ II Ancorante a espansione FAZ II 10/10, Acciaio zincato
Profondità di ancoraggio	40 mm
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-05/0069, Opzione 1, Emesso 24/04/2020

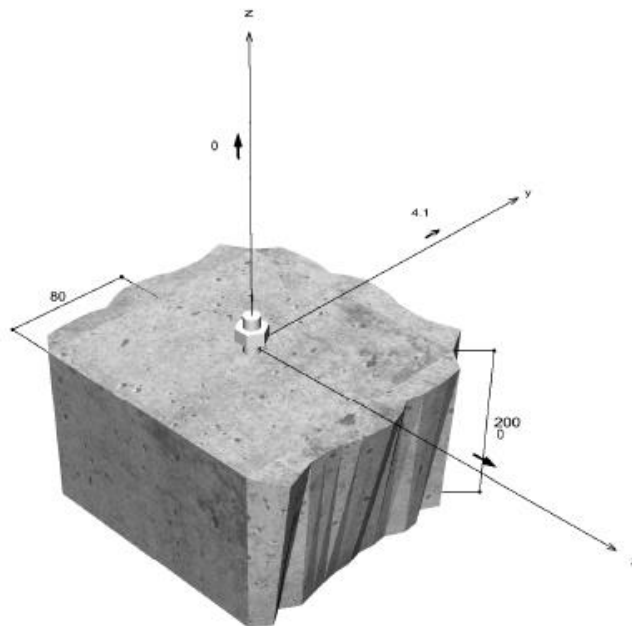
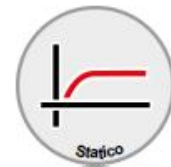


Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

Valore di progetto delle azioni (sono inclusi i

coefficienti parziali di sicurezza delle azioni)



Dati di input

Metodo di progettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti meccanici
Materiale di base	C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Non fessurato, Foro asciutto
Armatura	Armatura normale o senza armatura. Senza armatura di bordo
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione non passante
Tipo di carico	Statico

Carichi di progetto *)

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Tipo di carico
1	0.00	0.00	4.10	0.00	0.00	0.00	Statico

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

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0.00	4.10	0.00	4.10

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β_V %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	4.10	17.12	23.9
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	4.10	21.57	19.0

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

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



$$V_{Rk,s} = k_T \cdot V_{Rk,s}^0 = 1.00 \cdot 21.40 \text{ kN} = 21.40 \text{ kN}$$

Equazione
(7.35)/(7.36)

V _{Rk,s} kN	γ_{Ms}	V _{Rd,s} kN	V _{Ed} kN	β_V %
21.40	1.25	17.12	4.10	23.9

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	23.9	1	$\beta_{Vs,1}$

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,op})$$



$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2.6 \cdot 12.45 kN = 32.36 kN$$

Equazione
(7.38a)

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

Equazione
(7.1)

$$N_{Rk,c} = 12.45 kN \cdot \frac{14'400 mm^2}{14'400 mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 12.45 kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 11 \cdot \sqrt{20.0 N/mm^2} \cdot (40 mm)^{1.5} = 12.45 kN$$

Equazione
(7.2)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{80 mm}{60 mm}\right) = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

Equazione
(7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2c_s}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.6)

$$\Psi_{M,N} = 1.00 \geq 1$$

Equazione
(7.7)

$V_{Rk,op}$ kN	V_{Ed}	$V_{Rd,op}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,op}$ %
32.36	1.50	21.57	4.10	19.0

Ancorante n°	$\beta_{V,op}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	19.0	1	$\beta_{V,op,1}$

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\beta_V = \beta_{V,cl} = 0.24 \leq 1$$



Verifica soddisfatta

Dati di installazione

Ancorante

Sistema	fischer Ancorante a espansione FAZ II
Ancorante	Ancorante a espansione FAZ II 10/10, Acciaio zincato

Articolo 94981

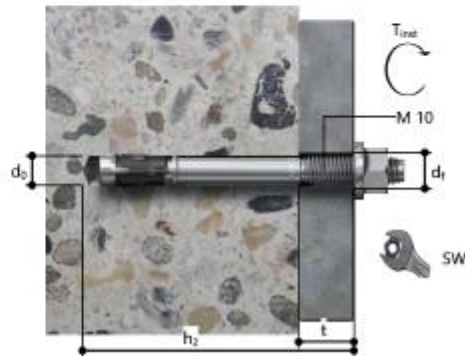


Accessorio	Pompetta manuale ABG Quattric II 10/100/165
------------	--

Articolo 89300
Articolo 549923

Dettagli di installazione

Filettatura	M 10
Diametro del foro	$d_0 = 10 \text{ mm}$
Profondità di foratura	$h_1 = 57 \text{ mm}$
Profondità di ancoraggio	$h_{ef} = 40 \text{ mm}$
Profondità di installazione	$h_{nom} = 52 \text{ mm}$
Metodo di foratura	Rotopercussione
Pulizia del foro	Eseguire la pulizia solo con pompetta.
Tipo di installazione	Installazione non passante
Coppia di serraggio	$T_{inst} = 45.0 \text{ Nm}$
Dimensioni della chiave	17 mm
t_{fix}	$t_{fix} = 8 \text{ mm}$
$T_{fix,max}$	$t_{fix,max} = 30 \text{ mm}$

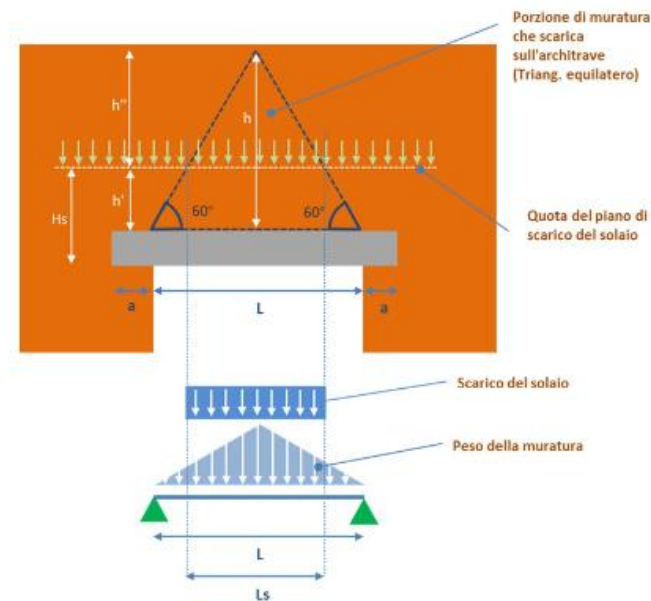


6.2. Verifica degli architravi rinforzati

L'attività di messa in sicurezza degli architravi consiste nella rimozione del rivestimento esistente, l'inserimento di un profilo di carpenteria metallica ad L 120x10 mm di bordo da tassellare alle spallette ed il ripristino della muratura sovrastante.

Nel caso maggiormente sfavorevole l'architrave ha una luce di 3.9m

Il carico agente, secondo il consueto schema risulta pari a:



$$\text{Peso della muratura: } 150 \text{ Kg} / \text{mq} \cdot \frac{\sqrt{3}}{4} \cdot 3.9 = 253 \text{ kg} / \text{m} = 2.5 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{Momento flettente a SLU sull'architrave} = M_{ED,SLU} = 1.3 \frac{2.5 \cdot 3.9^2}{8} = 6.2 \text{ KNm}$$

$$\text{Taglio a SLU agli appoggi dell'architrave} = V_{ED,SLU} = 1.3 \frac{2.5 \cdot 3.9}{2} = 6.33 \text{ KN}$$

Momento resistente del profilo ad L 120x10mm, acciaio s235JR:

$$M_{RD} = W_x \cdot f_{y,d} = 36 \cdot 10^3 \cdot \frac{235}{1.05} = 8.0 \text{ KNm} > 6.2 \text{ KNm} = M_{ED} \text{ Verifica soddisfatta}$$

$$V_{RD} = A_v \cdot \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = 120 \cdot 10 \cdot \frac{235}{1.05 \cdot \sqrt{3}} = 155 \text{ KN} > 6.33 \text{ KN} = V_{ED} \text{ Verifica soddisfatta}$$

Flessione limite $1/250L=15.6\text{mm}$

$$\text{Freccia a SLE } f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{2.5 \cdot 3900^4}{210'000 \cdot 313 \cdot 10^4} = 11.45 \text{ mm} < f_{\text{lim}} = 15.6 \text{ mm} \text{ Verifica soddisfatta}$$

Verifica degli ancoraggi di testa dell'architrave:

Azione tagliante a SLU: 6.33 kN

Al solo di fine di dare indicazione tipologica dell'ancorante, si riporta verifica di tassello tipo Fischer Sistema a iniezione FIS EM plus Barra filettata, Acciaio zincato, FIS A M 10 x 150 8.8 Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio 60 mm.

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 10 x 150 8.8, Acciaio zincato, Classe di resistenza 8.8
Profondità di ancoraggio	60 mm

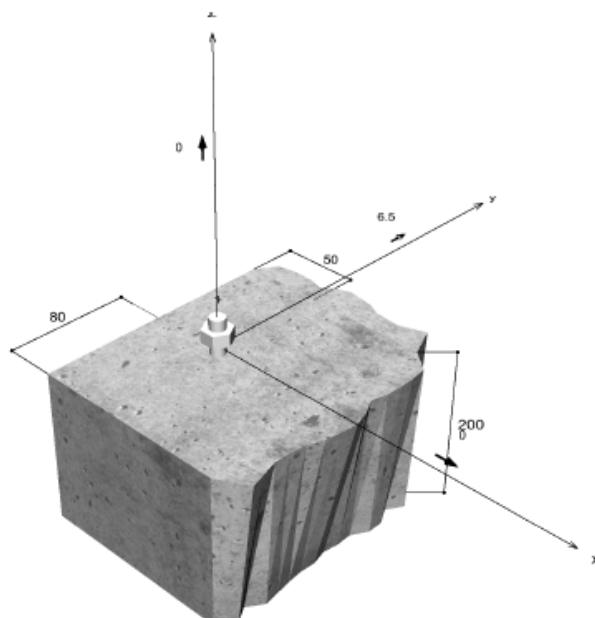
Dati di progetto	Progettazione dell'ancorante in Calcestruzzo secondo Valutazione Tecnica Europea ETA-17/0979, Opzione 1, Emesso 17/06/2020
------------------	--



Geometria / Carichi

mm, kN, kNm

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



Dati di input

Metodo di progettazione	Metodo di progettazione EN 1992-4:2017: Ancoranti chimici
Materiale di base	C20/25, EN 206
Condizioni calcestruzzo	Non fessurato, Foro asciutto
Range di temperatura	24 °C Temperatura nel lungo periodo, 40 °C Temperatura nel breve periodo
Armatura	Armatura normale o senza armatura. Senza armatura di bordo
Metodo di foratura	Rotopercussione
Tipo di installazione	Installazione non passante
Tipo di carico	Statico

Carichi di progetto ^{*)}

#	N _{Ed} kN	V _{Ed,x} kN	V _{Ed,y} kN	M _{Ed,x} kNm	M _{Ed,y} kNm	M _{T,Ed} kNm	Tipo di carico
1	0.00	0.00	6.50	0.00	0.00	0.00	Statico

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

Forze risultanti sull'ancoraggio

Ancorante n°	Forza di trazione kN	Forza di taglio kN	Forza di taglio x kN	Forza di taglio y kN
1	0.00	6.50	0.00	6.50

Resistenza a taglio

Verifica	Carico kN	Portata kN	Utilizzo β _v %
Rottura dell'acciaio senza braccio di leva *	6.50	18.40	35.3
Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico	6.50	19.41	33.5
Rottura del bordo di calcestruzzo	6.50	8.76	74.2

* Ancorante più sfavorevole

Rottura dell'acciaio senza braccio di leva

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



$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 1.00 \cdot 23.00 \text{ kN} = 23.00 \text{ kN}$$

Equazione
(7.35)/(7.36)

V _{Rk,s} kN	γ _{Ms}	V _{Rd,s} kN	V _{Ed} kN	β _v %
23.00	1.25	18.40	6.50	35.3

Ancorante n°	β_{Vs} %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	35.3	1	$\beta_{Vs,1}$

Rottura calcestruzzo sul lato opposto al carico

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,sp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,op})$$



$$V_{Rk,sp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 2 \cdot 14.56 kN = 29.11 kN$$

Equazione
(7.39c)

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

Equazione
(7.1)

$$N_{Rk,c} = 22.86 kN \cdot \frac{23'800 mm^2}{32'400 mm^2} \cdot 0.867 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 14.56 kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 11 \cdot \sqrt{20.0 N/mm^2} \cdot (60 mm)^{1.5} = 22.86 kN$$

Equazione
(7.2)

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{e}{c_{cr,N}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{50 mm}{90 mm} = 0.867 \leq 1$$

Equazione
(7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

Equazione
(7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_a}{8\sigma_{s,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.6)

$$\Psi_{M,N} = 1.00 \geq 1$$

Equazione
(7.7)

$V_{Rk,op}$ kN	$V_{Ed,op}$	$V_{Rd,op}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,op}$ %
29.11	1.50	19.41	6.50	33.5

Ancorante n°	$\beta_{V,op}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	33.5	1	$\beta_{V,op,1}$

Rottura del bordo di calcestruzzo

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



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

Equazione
(7.40)

$$V_{Rk,c} = 6.57 kN \cdot \frac{11'250 mm^2}{11'250 mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 2.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 13.14 kN$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1.5}$$

Equazione
(7.41)

$$V_{Rk,c}^0 = 2.4 \cdot (10mm)^{0.110} \cdot (60mm)^{0.072} \cdot \sqrt{20.0N/mm^2} \cdot (50mm)^{1.5} = 6.57kN$$

$$\alpha = 0.1 \cdot \sqrt{\frac{l_f}{c_1}} = 0.1 \cdot \sqrt{\frac{60mm}{50mm}} = 0.110 \quad \beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0.2} = 0.1 \cdot \left(\frac{10mm}{50mm}\right)^{0.2} = 0.072$$

Equazione
(7.42/7.43)

$$\Psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5c_1} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{75mm}{1.5 \cdot 50mm} = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.45)

$$\Psi_{h,V} = \max\left(1; \sqrt{\frac{1.5c_1}{h}}\right) = \max\left(1; \sqrt{\frac{1.5 \cdot 50mm}{200mm}}\right) = 1.000 \geq 1$$

Equazione
(7.46)

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0.5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(\cos 90.0)^2 + (0.5 \cdot \sin 90.0)^2}} = 2.000 \geq 1$$

Equazione
(7.48)

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_e}{3 \cdot c_1}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{3 \cdot 50mm}} = 1.000 \leq 1$$

Equazione
(7.47)

$$\Psi_{re,V} = 1.000$$

$V_{Rk,o}$ kN	V_{Ed}	$V_{Rd,o}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,o}$ %
13.14	1.50	8.76	6.50	74.2

Ancorante n°	$\beta_{V,o}$ %	Gruppo n°	Beta decisivo
1	74.2	1	$\beta_{V,C1}$

Resistenza alla combinazione di trazione e taglio

$$\beta_V = \beta_{V,C1} = 0.74 \leq 1$$



Verifica soddisfatta

6.3. Verifica a ribaltamento delle pareti

VERIFICA ESPULSIONE DEI PANNELLI DI TAMPONATURA

1 - PREMESSA ED IPOTESI DI CALCOLO

Secondo il § 7.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018, con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati.

Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando a tali elementi una forza orizzontale F_a definita come segue (§ 7.2.3 - Formula 7.2.1):

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a}{q_a}$$

dove:

- F_a = Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- W_a = Peso dell'elemento comprensivo delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento termico eccetera);
- S_a = Accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (vedi § 3.2.1);
- q_a = Fattore di struttura del pannello.

In assenza di specifiche determinazioni, per q_a si possono assumere i valori riportati nella tabella seguente:

Tabella 7.2.I – Valori di q_a per elementi non strutturale

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

In mancanza di analisi più accurate l'accelerazione massima S_a può essere calcolata con la seguente relazione (§ 7.2.3):

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right]$$

dove:

- α = Rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (vedi § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità g ;
- S = Coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1 (Formula 3.2.5: $S = S_T \cdot S_S$);
- S_T = Coefficiente di amplificazione topografica (§ 3.2.3.2.1 - Tabella 3.2.VI);
- S_S = Coefficiente di amplificazione stratigrafica (§ 3.2.3.2.1 - Tabella 3.2.V);
- T_a = Periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- T_1 = Periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- Z = Quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione (vedi § 3.2.2);
- H = Altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Il valore del coefficiente sismico S_a non può essere assunto minore di $\alpha \cdot S$. Volendo procedere a vantaggio di sicurezza, nel calcolo del fattore S_a si può porre il rapporto T_a/T_1 pari a 1.

Relativamente al calcolo del periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale (T_a) si può fare riferimento alla seguente formulazione:

$$T_a = \frac{2 \cdot h^2}{(\pi \cdot k^2)} \cdot \sqrt{\frac{A \cdot \gamma_{mur}}{E \cdot I \cdot g}}$$

dove:

- k = Numero intero che indica il modo di vibrare considerato per l'elemento non strutturale (= 1,2,3, per il primo, secondo, terzo modo di vibrare eccetera);
- h = Altezza del pannello di tamponatura;
- s = Spessore del pannello di tamponatura, comprensivo anche delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento eccetera);
- L = Lunghezza del pannello di tamponatura;
- A = Area di base del pannello di tamponatura ($A = s \cdot L$);
- γ_{mur} = Peso per unità di volume del pannello di tamponatura;
- E = Modulo elastico del pannello di tamponatura;

I = Momento di inerzia del pannello di tamponatura rispetto all'asse baricentrico ortogonale alla forza F_a , calcolato tenendo conto delle parti non aventi funzione resistente (intonaco, isolamento termico eccetera);

g = Accelerazione di gravità.

Le verifiche di resistenza e stabilità del pannello di tamponatura vengono effettuate per tre diverse ipotesi di calcolo, ovvero:

1) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico concentrato in mezzzeria

In tale ipotesi il momento sollecitante massimo, valutato nella sezione di mezzzeria, è pari a:

$$M_{ed} = \frac{F_a \cdot h}{4}$$

In tale ipotesi il momento resistente è invece pari a:

$$M_{rd} = \left(L \cdot s^2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

2) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico uniformemente distribuito

In tale ipotesi il momento sollecitante massimo, valutato nella sezione di mezzzeria, è pari a:

$$M_{ed} = \frac{(F_a \cdot h^2)}{8h}$$

In tale ipotesi il momento resistente è invece pari a:

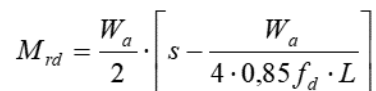
$$M_{rd} = \left(L \cdot s^2 \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

3) Cinematismo con formazione di cerniere plastiche in appoggio e in mezzzeria

In tale ipotesi il momento ribaltante massimo, valutato nella sezione di mezzzeria, è pari a:

$$M_{ed} = \left(F_a \cdot \frac{h}{8} \right) + \left(W_a \cdot \frac{s}{4} \right)$$

In tale ipotesi il momento stabilizzante, con riferimento alla sezione di mezzzeria, è invece pari a:



Altezza massima del pannello di tamponatura	h_{\max}	4.10 m
Quota dell'impalcato su cui poggia la tamponatura dal piano di fondazione	Z_{imp}	1.35 m
Quota del baricentro della tamponatura dal piano di fondazione	Z	3.40 m
Altezza del fabbricato misurata a partire dal piano di fondazione	H	6.60 m
Altezza del pannello di tamponatura	h	4.10 m
Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento della tamponatura	f_{bk}	10.00 N/mm ²
Tipo di malta		M 2,5
Resistenza a compressione della malta	f_m	2.50 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione del pannello di tamponatura	f_k	4.10 N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_m	2
Resistenza di progetto del pannello di tamponatura	f_d	2.05 N/mm ²
Modulo elastico del pannello di tamponatura	E	4100 N/mm ²
Spessore del pannello di tamponatura	s	0.15 m
Lunghezza del pannello di tamponatura	L	5.00 m
Area di base del pannello di tamponatura	A	0.75 m ²
Momento di inerzia del pannello di tamponatura	I	0.0014 m ⁴
Peso per unità di volume del pannello di tamponatura	γ_{mur}	15000 N/m ³
Modo di vibrare preso in esame per l'elemento non strutturale	k	1
Accelerazione di gravità	g	9.81 m/s ²

Si ottiene pertanto:

Periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale	T_a	0.151 s
Periodo della struttura in direzione ortogonale al piano della tamponatura	T_1	0.151 s
Accelerazione orizzontale massima al suolo per terreno di categoria A	a_g	0.0590 g
Procedere a vantaggio di sicurezza?		Sì
Rapporto tra il periodo di vibrazione della tamponatura e il periodo della struttura in direzione ortogonale al piano della tamponatura	T_a/T_1	1.000
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	F_0	2.598
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	T_C^*	0.287 s
Vita nominale	V_N	50
Quota s.l.m. del sito	q	125 m
Classe d'uso	C	III
Coefficiente d'uso	C_U	1.50

Periodo di riferimento dell'azione sismica	V_R	75
Probabilità di superamento	P_{VR}	10%
Tempo di ritorno dell'azione sismica	T_R	475
Categoria di sottosuolo		D
Coefficienti di amplificazione stratigrafica	S_S	1.80
	C_C	2.33
Categoria topografica		T1
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.00
Coefficiente per categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche	S	1.80
Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante	T_B	0.223 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro	T_C	0.670 s
Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro	T_D	1.836 s
Accelerazione massima calcolata allo SLV	S_a	0.430/g
Peso del pannello di tamponatura	W_a	46125.00 N
Tensione media agente sulla sezione mediana del pannello	σ_0	0.031 N/mm ²
Fattore di struttura del pannello di tamponatura	q_a	2
Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole	F_a	9908.28 N

Le verifiche di resistenza e stabilità della tamponatura forniscono, per le tre ipotesi considerate, i seguenti risultati:

1) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico concentrato in mezzeria

Momento sollecitante massimo nella sezione di mezzeria	M_{ed}	10155.99 Nm
Momento resistente	M_{rd}	1699.16 Nm
Rapporto tra momento resistente e momento sollecitante	M_{rd}/M_{ed}	0.17
$M_{rd}/M_{ed} < 1$ - VERIFICA NON SODDISFATTA		

2) Tamponatura doppiamente appoggiata in testa ed al piede con carico uniformemente distribuito

Momento sollecitante massimo nella sezione di mezzeria	M_{ed}	5077.99 Nm
Momento resistente	M_{rd}	1699.16 Nm
Rapporto tra momento resistente e momento sollecitante	M_{rd}/M_{ed}	0.33
$M_{rd}/M_{ed} < 1$ - VERIFICA NON SODDISFATTA		

3) Cinematismo con formazione di cerniere plastiche in appoggio e in mezzeria

Momento ribaltante massimo nella sezione di mezzeria	M_{ed}	6807.68 Nm
Momento stabilizzante nella sezione di mezzeria	M_{rd}	3428.85 Nm
Rapporto tra momento resistente e momento ribaltante	M_{rd}/M_{ed}	0.50
$M_{rd}/M_{ed} < 1$ - VERIFICA NON SODDISFATTA		

3 - VERIFICHE IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO

Per quanto riguarda la verifica in termini di contenimento del danno, per le costruzioni ricadenti in classe d'uso I e II si provvede a verificare che l'azione sismica di progetto non produca sui pannelli di tamponatura esterni, non dotati di funzione strutturale, danni tali da rendere il fabbricato temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti eccessivi interpiano, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo stato limite di danno (SLD) siano inferiori, per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa, al limite indicato nel seguito:

$$d_r < 0,005h$$

dove:

- d_r = Spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo il §7.3.3 o §7.3.4;
- h = Altezza del piano.

Lo spostamento d_r viene calcolato come il rapporto tra la forza agente in mezzeria del pannello, valutata per lo stato limite di danno, e la rigidezza dello stesso, ovvero:

$$d_r = \frac{F_{a,SLD}}{k_p}$$

dove:

- $F_{a,SLD}$ = Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;
- k_p = Rigidezza del pannello di tamponatura.

con la rigidezza k_p data dalla seguente relazione:

$$k_p = \frac{384}{5} \cdot \frac{EI}{h^3}$$

Si ottiene pertanto, con riferimento allo stato limite di danno:

Accelerazione orizzontale massima al suolo	$a_{g,SLD}$	0.0280 g
Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	$F_{0,SLD}$	2.541
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_{S,SLD}$	1.80
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1.00
Accelerazione massima calcolata allo SLD	$S_{a,SLD}$	0.204/g
Rigidezza del pannello di tamponatura	k_p	6424.75 kN/m
Forza sismica orizzontale agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole	$F_{a,SLD}$	4.70 kN

da cui:

Spostamento massimo in mezzeria del pannello di tamponatura	d_r	0.732 mm
Eccentricità accidentale	d_{max}	20.500 mm
$d_r < d_{max}$ - VERIFICA SODDISFATTA		

Le verifiche a ribaltamento a stato limite ultimo NON risultano soddisfatte nello stato di fatto della muratura.

Al fine di mettere in sicurezza le pareti di tamponatura, stante anche l'impossibilità di poter procedere sull'intero edificio scolastico, in relazione ai finanziamenti resi disponibili dalla stazione appaltante si procederà con l'operare selettivamente per macroaree di lavoro, concentrandosi in questa fase su quelle a maggior rischio. Si demanda ad interventi futuri la verifica e messa in sicurezza delle restanti aree.

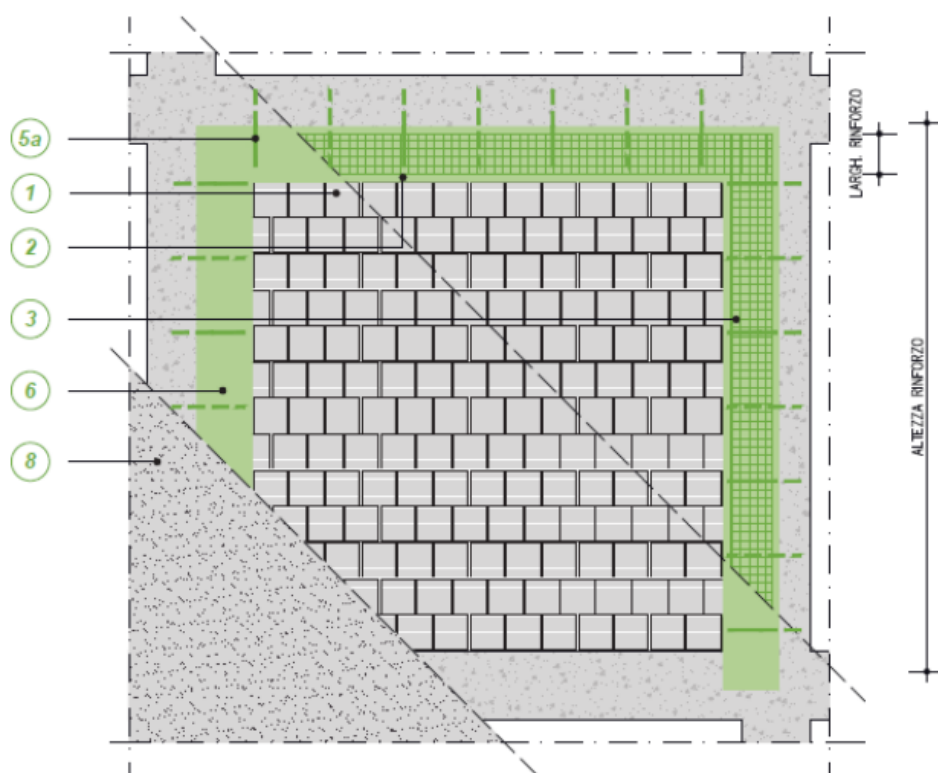
Per questa prima fase, il lotto scelto è quello coincidente con l'asilo infantile. In detta area le pareti sono contraddistinte da rapporti di snellezza maggiore rispetto alle restanti parti dell'edificio inoltre gli utilizzatori delle aree sono nella maggior parte bambini di età inferiore i 6 anni. Il combinato tra rischio ed esposizione in tale area è pertanto prevalente rispetto alle restanti.

L'intervento è eseguito in accordo alle disposizioni di cui alla circolare esplicativa delle NTC2018 par. C8.3 secondo cui: *"Attesa l'aleatorietà dell'azione, nel caso in cui l'inadeguatezza di un'opera si manifesti nei confronti delle azioni sismiche, le condizioni d'uso, la necessità e la conseguente programmazione dell'intervento sono stabiliti sulla base di una pluralità di fattori, quali: la gravità dell'inadeguatezza e le*

conseguenze che questa comporterebbe anche in termini di pubblica incolumità, le disponibilità economiche, etc.”

In particolare, si procederà all'installazione di sistemi di fasciature in fibre sintetiche, tipologia Mapei Mapewrap, Ruregold PBO-mesh 10/10 o analoghi, specificatamente certificati all'uopo dal fabbricante degli stessi, al fine di costituire presidio antiribaltamento in FRCM composto da rete bidirezionale.

La progettazione di dettaglio nonché la certificazione dell'intervento saranno dettagliate in fase costruttiva, poiché strettamente legate alla scelta commerciale della tecnologia, il cui fornitore ne è proprietario.



7. Conclusioni

I calcoli sono stati condotti considerando le più severe condizioni di carico al fine di massimizzare l'impegno delle strutture nei confronti dei carichi agenti.

Le verifiche sono state condotte sia in termini di sollecitazioni sia in termini di deformazioni secondo quanto stabilito dalla Normativa vigente.

Come evidenziato dalle verifiche effettuate le strutture risultano dimensionate in modo tale da garantire sia la sicurezza degli utenti che la durabilità nel tempo del manufatto.

In questa prima fase gli interventi sono stati concentrati all'eliminazione dei meccanismi di collasso locale con indice di rischio più alto, che costituivano pericolo grave ed imminente sia in condizioni d'esercizio statiche che di tipo eccezionale sismico.

Futuri interventi potranno così essere volti alla riduzione del rischio sismico in termini di risposta globale.

Questo premesso, si dichiara che le opere progettate sono conformi a quanto indicato nelle normative vigenti.

Alessandria,

14/12/2022

Ing. Fausto Daquarti

