

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

FACOLTA' DI INGEGNERIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE

*DICAM – Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e DEI
Materiali*

TESI DI LAUREA

In

STRUCTURAL STRENGTHENING & REHABILITATION

**MIGLIORAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO
ESISTENTE IN MURATURA SITO NEL COMUNE DI
FUSIGNANO (RA)**

CANDIDATO
Gallamini Mattia

RELATORE:
Chiar.mo Prof. Benedetti Andrea

CORRELATORE
Ing. Bovo Marco

Anno Accademico 2011/12

Sessione II

1- INTRODUZIONE	1
2 - COSTRUZIONI IN MURATURA.....	5
2.1 - MURATURE DI MATTONI.....	5
2.2 - SPESSORE DI UN MURO DI MATTONI	6
2.3 - MATERIALI DELLE MURATURE MODERNE	8
2.3.1 - MALTE.....	8
2.3.2 – ELEMENTI RESISTENTI.....	9
2.3.3 – CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE	11
2.4 – TECNICHE PIU’ ATTUALI	12
2.5 – MATTONI IN TERRA CRUDA	14
2.6 – CONCEPIRE UNA STRUTTURA IN MURATURA PORTANTE.....	17
3 – DESCRIZIONE DELL’EDIFICIO OGGETTO DI STUDIO..	21
3.1 – PRESENTAZIONE E ANALISI STORICO-CRITICA	21
3.2 – I SOLAI	27
3.3 – RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO	30
3.4 – MATERIALI E TECNICHE COSTRUTTIVE UTILIZZATE	37
3.5 – CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	39
3.5.1 – MURATURA COTTA (MATTONE COTTO).....	40
3.5.2 – MURATURA CRUDA (MATTONE CRUDO).....	41
3.5.3 – MURATURA “MISTA”	42
4 – ANALISI DELLO STATO DI FATTO	45
4.1 – MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	45
4.2 – AZIONI AGENTI SULLA COSTRUZIONE	49
4.2.1 – PESI PROPRI	50
4.2.2 – CARICO D’ESERCIZIO E CARICO NEVE.....	51
4.2.3 – AZIONE SISMICA.....	53
4.3 – COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	58
4.4 – ANALISI SVOLTE	60
4.4.1 – ANALISI STATICA LINEARE (LINEAR STATIC)	60
4.4.2 – ANALISI MODALE (NATURAL FREQUENCY)	60
4.4.3 – ANALISI IN RISPOSTA SPETTRALE (SPECTRAL RESPONSE)	64
4.5 – RISULTATI.....	65
4.6 – INDIVIDUAZIONE CARENZE DELLO STATO ATTUALE.....	94

5 – PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO 95

5.1 – RIFERIMENTI NORMATIVI.....	95
5.2 – DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO.....	97
5.3 – INTERVENTI GLOBALI	100
5.3.1 – IRRIGIDIMENTO DEL SOLAIO DI PIANO	100
5.3.2 – CORDOLO IN CEMENTO ARMATO.....	102
5.3.3 – CUCITURA PARETI NON AMMORSATE	104
5.4 – INTERVENTI LOCALI	105
5.4.1 – CONNESSIONE DELLE TRAVI IN LEGNO AL MURO	105
5.4.2 – RINFORZO DELLE PARETI MURARIE.....	107
5.4.2.1 – I MATERIALI FRP	107
5.4.2.2 – RINFORZO ORIZZONTALE MEDIANTE BARRE	108
5.4.2.3 – RINFORZO VERTICALE MEDIANTE TESSUTI.....	109
5.4.2.4 – RINFORZO VERTICALE MEDIANTE LAMINE	111
5.4.3 – RINFORZO DEI PILASTRI IN MURATURA.....	112

6 – ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO 115

6.1 – AGGIORNAMENTO DEL MODELLO	115
6.2 – NUOVO STATO TENSIONALE.....	116
6.3 – MIGLIORAMENTI OTTENUTI	145
6.4 – DIMENSIONAMENTO DEI RINFORZI	146
6.4.1 – BARRE POLTRUSE IN FIBRA DI CARBONIO	146
6.4.2 – LAMINE POLTRUSE IN FIBRA DI CARBONIO	147
6.4.3 – TESSUTI CFRP.....	147
6.4.4 – FOGLIO DI CALCOLO EXCEL.....	150
6.4.5 – DIMENSIONAMENTO DEI RINFORZI PER I PILASTRI	153
6.4.5.1 – PILASTRO SUL RETRO.....	153
6.4.5.2 – PILASTRI DEL PORTICO.....	157
6.4.5.3 – PILASTRI DELLA STALLA/FIENILE	158

7 – CONCLUSIONI..... 163

APPENDICE A - PROSPETTI CON I RINFORZI PREVISTI

APPENDICE B - PARTICOLARI ESECUTIVI DI INTERVENTO

8 – BIBLIOGRAFIA

9 – MATERIALE CONSULTATO SUL WEB

10 - RINGRAZIAMENTI

1 – INTRODUZIONE

La presente tesi di Laurea Magistrale propone un progetto di miglioramento sismico relativo ad un edificio esistente.

Il fabbricato in questione è una casa colonica in muratura portante a due teste, con disposizione a blocco, situata nelle campagne del Comune di Fusignano, in Provincia di Ravenna (Figure 1 e 2). Secondo l'opinione di alcuni tecnici del luogo, le parti più antiche della costruzione risalgono alla fine del secolo XVIII. L'edificio originario è stato progressivamente ampliato mediante l'edificazione di altri locali, costruiti in adiacenza alle parti più vecchie. Gli ultimi interventi, che interessano il retro dell'edificio, risalgono alla metà del secolo scorso.

Il progetto di miglioramento riguarda l'edificio originario e non propone nessuna modifica dell'aspetto architettonico o di gestione degli spazi interni. Questa scelta è dettata dal fatto che una modifica degli spazi interni porterebbe sicuramente all'introduzione di nuovi elementi resistenti col risultato di eliminare i maggiori problemi strutturali presenti nel complesso di partenza. Riqualficare e mettere in sicurezza l'edificio originario, con tutte le problematiche e i limiti in esso presenti, risulta sicuramente molto più interessante dal punto di vista tecnico.

Il piano di messa in sicurezza parte dall'attenta analisi dello stato attuale, in particolare del quadro fessurativo presente, causato dalle sollecitazioni e dagli eventi sismici del passato.

Le carenze strutturali dell'edificio, così come le porzioni murarie in condizioni più critiche, si individuano solo a monte di un particolareggiato rilievo e di un'accurata campagna fotografica che metta in risalto le parti più danneggiate. Tali criticità vengono poi confermate dai risultati tensionali di un modello agli elementi finiti, realizzato col software Straus7. I risultati delle analisi svolte sul modello FEM suggeriscono inequivocabilmente quali sono le

problematiche strutturali da risolvere e quindi le modalità di intervento.

Il miglioramento proposto mira alla messa in sicurezza dell'edificio sia mediante interventi tradizionali, sia mediante l'utilizzo di tecniche e materiali innovativi. A livello globale si propongono interventi di irrigidimento nel piano degli orizzontamenti mediante la realizzazione di solette o cordoli perimetrali in cemento armato. Localmente, gli stati di trazione indotti dalla sollecitazione sismica e da alcune coperture spingenti vengono assorbiti mediante l'utilizzo di materiali compositi fibrorinforzati, quali barre, lamine e tessuti in carbonio.

Verrà posta particolare attenzione ai particolari costruttivi, dove si concentrano le problematiche di trasmissione degli sforzi tra muratura, calcestruzzo armato e FRP, materiali molto diversi tra loro dal punto di vista meccanico.

La presente tesi di Laurea propone quindi un esempio pratico di progettazione di interventi di consolidamento su un edificio esistente in muratura. L'utilizzo, tra gli altri, anche di compositi fibrorinforzati, permette la messa in sicurezza di strutture murarie di interesse storico senza stravolgerne le caratteristiche estetico - architettoniche. Penso sia sufficiente ricordare che oltre il 90% del patrimonio edilizio esistente in Italia è costituito da strutture in muratura, per comprendere quanto sia importante lo studio di soluzioni atte a mettere in sicurezza tale tipologia di edifici.

E' grazie all'avvento sul mercato di nuove tecnologie e nuovi materiali se l'ingegneria moderna è in grado di proporre interventi che soddisfano il doppio obiettivo di preservare l'edilizia storica e garantire la sicurezza delle persone che vi abitano.



Figure 1 e 2 - Casa colonica in muratura, Fusignano (RA)

2 – COSTRUZIONI IN MURATURA

La muratura è la tecnica costruttiva più antica e diffusa nel mondo, assieme alle costruzioni in legno.

L'esame delle tipologie costruttive storiche rende evidente la varietà dei sistemi costruttivi che si raccoglie sotto il termine muratura. Tra le tecniche più rappresentative possiamo ricordare le murature di pietrame a secco, le murature di pietra, quelle in blocchi di tufo, quelle di pietrame, quelle che associano pietrame misto a laterizi, fino alle ultime interazioni tra mattoni e telai in cemento armato. In questo capitolo si intende focalizzare principalmente l'attenzione sulla muratura intesa come unione di laterizi, siano essi cotti o crudi.

2.1 - MURATURE DI MATTONI

Le murature di mattoni sono impiegate nei cantieri di costruzioni edilizie per la costruzione di muretti di fondazione, muri portanti e divisori, muri di recinzione ed altre sistemazioni esterne.

Il grande utilizzo di tale materiale deriva da alcune caratteristiche quali l'estrema versatilità, l'ottima resistenza statica, la buona coibenza termica ed acustica, i pregi estetici e i costi abbastanza contenuti, dovuti anche alla facilità di trasporto ed alla rapidità di esecuzione.

Nel caso di murature a faccia vista occorre che il mattone presenti, oltre alle buone caratteristiche meccaniche menzionate, anche una buona tenacità e durezza, essendo esposto agli agenti atmosferici.

Qualsiasi costruzione in muratura prevede una prassi esecutiva standard. Prima di tutto occorre procedere all'immersione dei mattoni affinché questi, essendo molto avidi di acqua, non ne sottraggano all'impasto della malta, compromettendone la presa. Poi si procede alla posa in opera dei mattoni a strati orizzontali (detti filari o ricorsi) estesi a tutto lo spessore del muro. Nella giustapposizione di due filari consecutivi occorre tenere ben presente che lasciare una continuità di giunti di malta verticale significa indebolire localmente il muro. La regola fondamentale di posa è proprio questa: sfalsare i giunti verticali fra i filari sovrapposti.

Per quanto riguarda lo spessore dei giunti, sia verticali sia orizzontali, essi non dovrebbero mai superare il cm di spessore.

La regola di sfalsamento dei giunti non deve essere disattesa nemmeno all'incrocio tra murature ortogonali. In questa particolare situazione, la connessione tra le murature (il cosiddetto ammorsamento) fa sì che la struttura muraria si comporti nel suo complesso come una scatola, garantendo un idoneo comportamento alle sollecitazioni orizzontali.

2.2 - SPESSORE DI UN MURO DI MATTONI

Lo spessore del muro di mattoni è sempre multiplo della sua larghezza o testa e quindi, nei capitolati, lo spessore viene indicato con la dizione: ad una, a due, a tre teste e così via.

La muratura ad una testa (Figura 3) è la più semplice da realizzarsi. In ambito sismico non si possono considerare portanti murature di spessore inferiori a due teste, pertanto questa tipologia muraria si può adottare solo come divisorio.

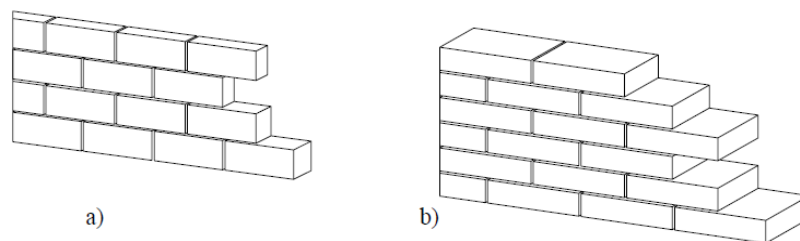


Figura 3 - Murature a una testa: a) in foglio o di costa; b) di testa o in spessore.

La muratura a due teste è la più usata, perché adatta a muri perimetrali e di spina di altezza libera superiore a quella tipica di un piano di edificio (circa 3.50m); inoltre permette l'appoggio di due solai. La muratura a due teste può essere eseguita disponendo i mattoni in vari modi, che prendono il nome dagli usi locali. Per i muri che saranno intonacati o rivestiti, in genere si usano due tecniche: la disposizione a blocco o quella di testa (Figura 4). Quest'ultima, spesso preferita per la sua rapidità di esecuzione, è però meno resistente di quella a blocco, in cui i giunti verticali sono alternativamente ortogonali fra loro.

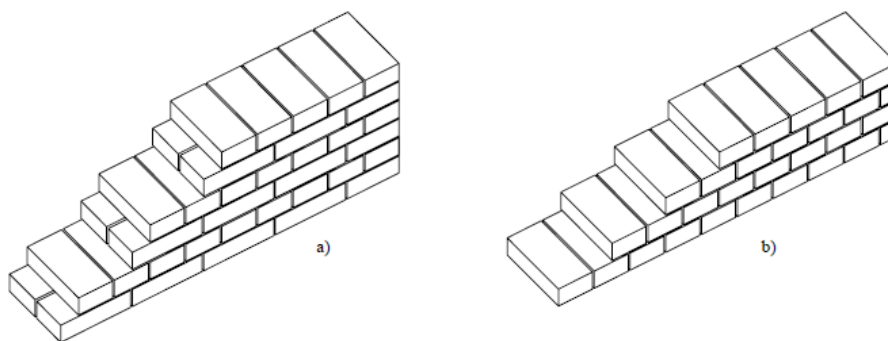


Figura 4 - Murature a due teste: a) disposizione a blocco; b) disposizione di testa.

Esistono molteplici tecniche di assemblaggio anche per murature a tre e quattro teste. Per semplicità non verranno esplicate, ma si tenga presente che tutte rispettano la regola fondamentale di sfalsamento dei giunti.

Con i mattoni possono essere eseguiti anche pilastri di ottima resistenza, da un minimo di due teste in su, di forma rettangolare o quadrata. Poiché i pilastri sono sollecitati in genere da forti carichi assiali, la loro esecuzione deve essere accuratissima e la malta impiegata di ottima resistenza. L'altezza del pilastro non dovrebbe superare 15 volte la misura del lato minore per evitare i pericoli del carico di punta.

Un'ultima importante considerazione riguarda i metodi con cui si possono fare gli architravi di porte e finestre. Sono tre i procedimenti utilizzabili: architravi di soli mattoni disposti a piattabanda; architravi in c.a. a filo della mazzetta; architravi in c.a. appoggiati alle mazzette (Figura 5). Nel caso in esame gli architravi presenti sono tutti in muratura, con i singoli elementi disposti a piattabanda.

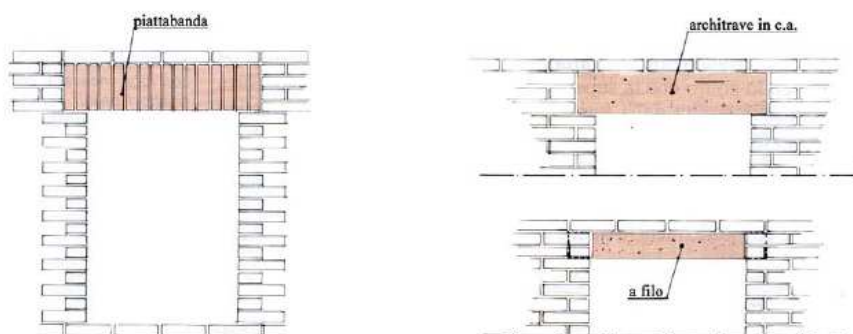


Figura 5 - Metodi per la realizzazione di architravi in edifici in muratura.

2.3 - MATERIALI DELLE MURATURE MODERNE

La concezione moderna di muratura accosta agli elementi resistenti sempre l'uso della malta, facendo di fatto estinguere il concetto di muro a secco.

2.3.1 - MALTE

La malta è una miscela costituita da un legante, sabbia e acqua. Questi tre componenti, dosati in proporzioni opportune, permettono di ottenere un composto di consistenza adatta all'uso che ha la capacità di indurire in un tempo più o meno lungo, a seconda della sostanza agglomerante o legante usata nella sua preparazione.

Gli agglomeranti o leganti sono quei materiali che per trasformazione fisica o per reazione chimica provocano l'unione di particelle, altrimenti incoerenti, dando luogo alle malte se miscelati con sabbia e acqua. Gli agglomeranti o leganti usati nella confezione delle malte possono essere di varia natura e composizione chimica. Tra i principali si possono ricordare le calce aeree, quelle idrauliche, il gesso e il cemento.

Le calce aeree provengono dalla cottura di calcari molto puri fino alla temperatura di 850-900°C dalla quale si ottiene una massa porosa, detta calce viva.

Le calce idrauliche, invece, si ottengono dalla cottura, fino a 900-1000°C, di calcari marnosi naturali oppure di intime ed omogenee mescolanze di calcare e materie argillose.

La cottura a 110-200°C di vari minerali contenenti fosfato di calcio idrato e soprattutto pietra di gesso permette di ottenere il gesso.

Infine il cemento si ottiene per cottura di marna da cemento oppure cocendo calcare unitamente a materiale argilloso. Il prodotto della cottura fino a 1400°, detto *clinker*, viene finemente macinato ed eventualmente corretto con aggiunta di altri componenti per ottenere diversi tipi di cemento con spiccate caratteristiche di plasticità, resistenza o lavorabilità.

La sabbia viene utilizzata con lo scopo di aumentare il volume dell'impasto, diminuendo il costo complessivo della malta. Essa costituisce l'ossatura minerale di quest'ultima, di cui occupa il 65-70% del volume totale.

L'acqua per il confezionamento delle malte deve essere pulita, priva di sostanze estranee alla sua composizione e di sostanze organiche o grassi. Una sua moderatamente elevata temperatura iniziale favorisce l'inizio della presa.

Le malte possono essere classificate in base al tipo di legante utilizzato nel confezionamento: si hanno quindi malte aeree, idrauliche, gessose oppure cementizie.

Dal punto di vista meccanico le malte vengono suddivise in classi, che si differenziano per i valori di resistenza media a compressione f_m . Le resistenze medie sono crescenti dalla classe M2.5 a quella M_d (dove la resistenza va dichiarata dal produttore perché superiore a 250Kg/cmq), ma passando a classi di maggiore tenuta meccanica si deve preventivare una certa perdita di lavorabilità. Per la muratura portante non è ammesso l'impiego di malte con resistenza inferiore a 25Kg/cmq (cap. 11.10.2.1 DM 14/1/2008).

2.3.2 – ELEMENTI RESISTENTI

Le murature possono essere realizzate mediante elementi resistenti naturali o artificiali. Nel primo caso bisogna tener conto che l'elemento, generalmente proveniente da cava, è soggetto alla variabilità delle sue caratteristiche fisico-meccaniche e che la posa in opera è spesso caratterizzata da irregolarità.

Gli elementi artificiali, o laterizi, sono invece generati da processi produttivi industriali che presentano facilità di controllo e garantiscono costanza di qualità. Per qualità di un prodotto si può intendere il grado di soddisfacimento che le caratteristiche del prodotto stesso presentano nei confronti delle esigenze dell'utilizzatore e della sicurezza dell'impiego al quale il prodotto è destinato. La maggiore affidabilità consente di limitare l'onere della sperimentazione diretta, evitando prove su campioni di muratura, e di utilizzare un metodo di verifica semplificato, limitando così i costi. I laterizi vengono posti in opera in strati regolari di spessore costante, con fori in direzione normale o parallela al piano di posa.

Gli elementi resistenti artificiali possono essere realizzati in laterizio normale, laterizio alleggerito in pasta, calcestruzzo normale o calcestruzzo alleggerito.

La prima grossolana classificazione, in base al volume, distingue i mattoni dai blocchi. Entrambi di forma generalmente parallelepipedica, i primi hanno volume inferiore a 7500cm^3 , mentre i blocchi sono più grandi. Un'altra fondamentale classificazione viene fatta in base alla percentuale di foratura φ , definita come rapporto tra l'area complessiva dei fori passanti o profondi non passanti e l'area lorda dell'intera faccia. Gli elementi resistenti vengono così definiti pieni (se $\varphi \leq 15\%$), semipieni (se $15\% \leq \varphi \leq 45\%$) e forati (se $45\% \leq \varphi \leq 55\%$) (*tabella 4.5.Ia DM 14/1/2008*).

Per quanto concerne le dimensioni degli elementi, esse si distinguono in funzione del tipo di elemento ma anche in base alla regione di provenienza. L'unificazione avviata dall'UNI non ha avuto infatti la diffusione sperata benché oggi riguardi considerevoli volumi di produzione. Le principali dimensioni UNI sono le seguenti: 5.5 x 12 x 25 per mattoni semipieni o forati; 12 x 12 x 25 per i doppietti.

I mattoni pieni, che risultano ancora molto agganciati alla tradizione, hanno dimensioni che variano da regione a regione. Bisogna considerare poi che in molte costruzioni, come quella oggetto di tesi, i mattoni utilizzati furono preparati sul posto, e quindi hanno dimensioni ancora meno catalogabili.

Com'è facile intuire, l'enorme varietà di tipologie di elementi resistenti rende impossibile definire la resistenza che caratterizza in

genere un laterizio. Tale diversità è amplificata dalla possibilità di ottenere i laterizi con molteplici tecniche, dalla fabbricazione a mano all'estrusione del composto. Tuttavia è possibile affermare che più cala la percentuale di foratura, più l'elemento migliora le sue caratteristiche meccaniche. Un laterizio con percentuale di foratura molto elevata può garantire, ad esempio, una resistenza di soli 20kg/cm², mentre si possono raggiungere resistenze pari a 400kg/cm² con alcuni mattoni pieni.

2.3.3 – CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLE MURATURE

La definizione delle caratteristiche meccaniche di un materiale disomogeneo e composito come la muratura si effettua per via empirica. I 2 parametri fondamentali che la caratterizzano sono la resistenza a compressione (f_{bk}) e quella a taglio (f_{vk}).

Riguardo alla prima, si considerano i singoli contributi resistenti di malta ed elemento. Ne scaturisce una tabella a doppia entrata (cap. 11.10.3.1.2 DM 14/1/2008 e qui di seguito esposta) dalla quale è possibile vedere che una muratura può avere una resistenza a compressione fino a oltre 140kg/cm². Da un'analisi accurata dei valori tabellari è possibile notare come l'uso di una malta di classe M15, o comunque di elevate prestazioni, possa essere vanificato dall'utilizzo di laterizi di scarsa qualità. In altre parole il contributo di resistenza più importante è dato dall'elemento, piuttosto che dalla malta.

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento (f_{bk}) [N/mm ²]	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	

Anche la resistenza al taglio si può ottenere da una prova di laboratorio, così come da una tabella che correla la resistenza di malta e elemento (cap. 11.10.3.2.2 DM 14/1/2008). Tale tabella si riferisce al caso di assenza di carichi normali agenti sulla parete muraria. Al cospetto di quest'ultimi, la resistenza a taglio della tabella (f_{vk0}) va amplificata secondo la formula:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n$$

dove σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

2.4 – TECNICHE PIU' ATTUALI

Accanto alla tradizionale tecnica muraria, intesa come assemblaggio di elementi resistenti mediante una malta, esistono alcune varianti che caratterizzano le moderne costruzioni in muratura. Queste tecniche accostano alla malta e ai laterizi altri materiali con funzione strutturale o isolante.

Tra queste procedure possiamo annoverare le murature a doppio strato, anche se in realtà le prime murature a più strati risalgono agli inizi del 1800. Attualmente esse hanno assunto grande importanza per la loro flessibilità e capacità di risolvere i problemi strutturali e di isolamento termico. Spesso sono usate per muri di tamponamento, ma possono avere anche funzione portante. Si hanno moltissimi tipi di murature doppie, essendo variabili i materiali usati, gli spessori delle singole pareti in relazione alle loro funzioni portanti e coibenti, lo spessore della camera d'aria, il tipo, la qualità e lo spessore dei materiali isolanti interposti e dei rivestimenti interni ed esterni.

A carattere esclusivamente strutturale sono invece le cosiddette murature armate e le murature intelaiate (cap. 4.5.7 e 7.8.3 DM 14/1/2008).

La muratura armata (Figura 6) è una muratura costituita da elementi resistenti semipieni e collegati mediante giunti continui di malta, nella quale sono inserite armature metalliche verticali concentrate, armature orizzontali concentrate (coincidenti, per interpiani di normale altezza, con le armature dei cordoli di piano) e armature orizzontali diffuse. Le

armature verticali sono previste agli incroci dei muri, in corrispondenza delle aperture ma anche nel corso del muro a un interasse non superiore a 4 metri.

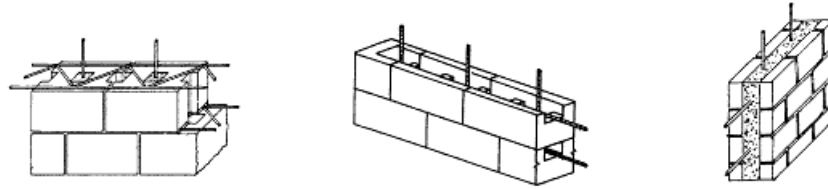


Figura 6 - Esempi di muratura armata.

L'armatura consente alla muratura di assorbire le sollecitazioni di trazione, sollecitazioni alle quali la muratura semplice non è in grado di resistere, aumentando la duttilità strutturale dell'insieme. Il comportamento è quindi simile a quello delle strutture in calcestruzzo armato. Con la muratura armata è possibile superare i limiti di altezza ammessi per le costruzioni in muratura ordinaria.

La muratura intelaiata (Figura 7) viene realizzata mediante cordoli in cemento armato orizzontali e verticali adeguatamente collegati tra loro ed aderenti agli elementi murari assieme ai quali formano l'organismo resistente. L'effetto d'intelaiamento prodotto dall'introduzione di cordoli verticali collegati con quelli orizzontali fornisce alla struttura, analogamente ad una muratura armata con armature concentrate, un maggior livello di duttilità, un minor degrado di resistenza, e una minore suscettibilità al danneggiamento.

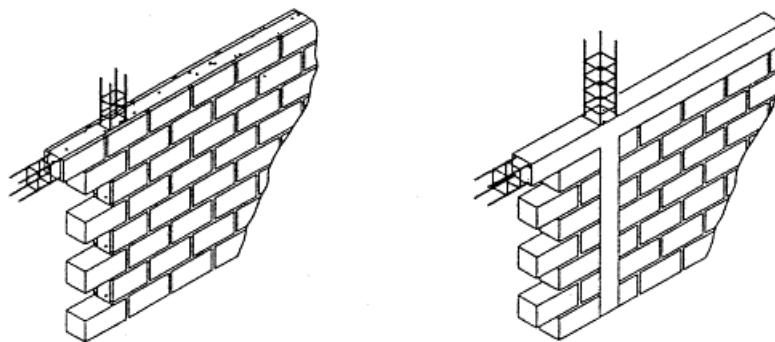


Figura 7 - Esempi di muratura intelaiata.

2.5 – MATTONI IN TERRA CRUDA

La terra cruda, insieme al legno e alla pietra, è tra i materiali da costruzione più antichi. Architetture in terra, che spesso hanno attraversato i secoli, si trovano in tutto il mondo, caratterizzando le tipologie architettoniche di molti paesi e climi, dall’Africa sahariana e tropicale al Nord Europa.

Attualmente, il settore delle costruzioni è responsabile del 40% del consumo di energia e di emissioni di gas serra. In tale ottica la terra cruda si propone quale fonte di energia alternativa dato che la produzione di mattoni crudi consente di ridurre le emissioni di CO₂ e di risparmiare in energia termica ed elettrica.

I metodi di costruzione in terra cruda variano secondo la posizione geografica, le caratteristiche dei terreni e quelle dell'edificio. Si possono realizzare muri che abbiano capacità portanti, pareti divisorie o muri esterni ad alto grado di isolamento termico. In tutti i casi la vasta gamma di tecniche di messa in opera utilizza un impasto fatto di ghiaia, sabbia, limo ed argilla in percentuali variabili. La consistenza di tale impasto varia dallo stato plastico a quello liquido, oppure la terra può essere solo un po' umida.

Le tecniche di costruzione più diffuse sono la terra battuta, detta anche pisè, da un termine francese che indica la tecnica con la quale i muri vengono realizzati compattando la terra all'interno di un cassero e i mattoni di terra mescolata a paglia ed essiccati al sole, detti adobe (Figura 8). Accanto a queste pratiche si collocano anche le produzioni di blocchi grezzi di impasto modellati con le mani (la cosiddetta tecnica massone, diffusa al centro Italia) e di blocchi compressi che utilizzano terra setacciata.



Figura 8 - Mattoni in terra cruda eseguiti con tecnica adobe.

Nel nostro caso, i mattoni in terra cruda sono da considerare semplicemente laterizi non cotti, sottratti alla cottura per motivi economici. Numerose aziende continuano a produrre questo tipo di laterizio benché meno resistente perché presenta vantaggi sotto molteplici punti di vista.

Analizzando l'ambito prettamente meccanico, infatti, un mattone crudo presenta caratteristiche notevolmente inferiori ad un laterizio cotto. Confrontando ad esempio due laterizi pieni, come quelli che caratterizzano la struttura del casolare oggetto della tesi, si può dire che la resistenza a compressione del mattone cotto può anche essere 4-5 volte superiore a quella del mattone crudo. Se si era quantificata la resistenza massima per un laterizio cotto attorno ai 400kg/cm^2 si può dire che un laterizio crudo difficilmente raggiunge una resistenza a compressione superiore ai 50 kg/cm^2 . Tale valore è da intendere non come resistenza limite di rottura, ma come sollecitazione massima accettabile in termini di deformazione.

Un altro aspetto negativo del terreno crudo è che è aggredibile dall'umidità del terreno ed è pertanto sconsigliato il suo uso in fondazione o a quote ridotte rispetto al terreno. Nel nostro caso di studio i mattoni crudi sono presenti solo ad una quota superiore a 1.20m dal piano terra proprio per preservarli dall'umidità sottostante.

Se dal punto di vista strutturale l'uso della terra cruda può sembrare inefficace per l'incremento di sicurezza antisismica che ci siamo posti, sono molteplici i pregi che portano a considerare questo materiale il principe della bioarchitettura.

La terra cruda è un grande regolatore di umidità dell'ambiente perché ne assorbe ingenti quantità rilasciandola poi in modo graduale. Da misurazioni eseguite per lunghi periodi risulta che l'umidità di una casa costruita con mattoni di terra cruda rimane costante e a livello ottimale per tutto l'arco dell'anno, cosa che non si ottiene con l'uso di laterizi cotti.

La terra cruda ha anche caratteristiche antistatiche, cioè non si carica elettrostaticamente e non subisce nel tempo un degrado tale da comportare la disgregazione materica, con rischi inalatori. Ne risulta inibita la formazione della polvere, con effetti benefici anche sulla prevenzione delle malattie alle vie respiratorie.

E' quindi lecito considerare la terra cruda un materiale sano, anche in virtù del fatto che non emette gas tossici né radiazioni e concorre a proteggere dai campi elettromagnetici.

Di primaria importanza anche le proprietà termoregolatrici dell'argilla cruda che, a differenza di acciaio e cemento armato, mantiene la temperatura fresca d'estate e accumula il calore d'inverno, agevolando la progettazione di sistemi di accumulo e risparmio energetico. Oltre che dal punto di vista termico la terra cruda è anche un ottimo isolante acustico.

I mattoni crudi, in quanto tali, resistono al fuoco rendendo ignifughi anche i materiali fibrosi di origine naturale che spesso concorrono alla loro fabbricazione.

Infine, oltre alla garanzia di risparmio energetico già visto, la terra cruda è un materiale completamente riciclabile che non spreca acqua per la lavorazione. Infatti, la sola acqua impiegata è quella dell'impasto dei mattoni che viene completamente restituita all'ambiente durante l'essiccazione e la maturazione.

Alla luce di quanto detto, la presenza di mattoni crudi nell'edificio in esame non deve essere considerato un aspetto negativo da rimuovere, ma una risorsa da rispettare e mantenere. Ecco perché il progetto di adeguamento antisismico sviluppato non prevede la sostituzione di questo materiale con un altro più efficiente.

2.6 – CONCEPIRE UNA STRUTTURA IN MURATURA PORTANTE

L'edificio in muratura deve essere concepito e realizzato come un assemblaggio tridimensionale di muri e solai, garantendo il funzionamento scatolare, e conferendo quindi l'opportuna stabilità e robustezza d'insieme. Un edificio in muratura è quindi una struttura complessa, ove tutti gli elementi cooperano nel resistere ai carichi applicati. Data la complessità del comportamento reale di tali strutture, il progetto e l'analisi strutturale richiedono spesso l'introduzione di notevoli semplificazioni.

La cooperazione tra tutti gli elementi che costituiscono la struttura è nota come comportamento scatolare (Figura 9) ed è necessaria per un edificio murario ben progettato. Infatti, una parete isolata può risultare poco resistente e presentare un comportamento fragile sotto certe configurazioni di carico se scollegata dal resto della struttura, ma può risultare idonea se connessa in modo adeguato agli elementi strutturali adiacenti. In tal modo si evitano anche concentrazioni e disuniformità di tensione, garantendo un'adeguata distribuzione delle sollecitazioni tra gli elementi resistenti.

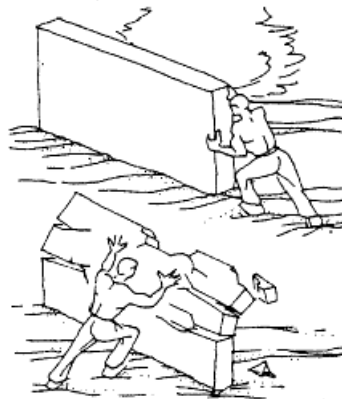


Figura 9 - Concezione strutturale a "sistema scatolare", figura da Touliatos (1996).

Affinché sia possibile realizzare una struttura con comportamento scatolare, sono necessari alcuni accorgimenti riguardo ai collegamenti. Questi devono assicurare una buona collaborazione fra gli elementi, impedendo il verificarsi di crolli o cedimenti a catena. Negli edifici a

muratura portante i collegamenti vengono assicurati mediante tre soluzioni: gli ammorsamenti, gli incatenamenti e i cordoli (Figura 10).

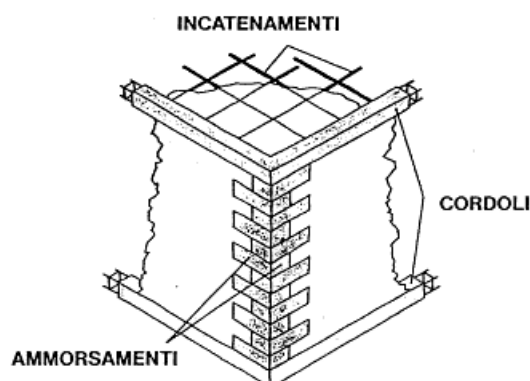


Figura 10 - Collegamenti essenziali per garantire il comportamento scatolare dell'edificio murario.

Gli ammorsamenti sono una connessione tra elementi ortogonali che permettono ad una parete soggetta ad un carico orizzontale ortogonale al suo piano medio di trasmettere gli sforzi alle pareti trasversali ad essa collegate, evitando così di ribaltarsi. Tali pareti trasversali risultano quindi sottoposte a un carico parallelo al loro piano medio e fungono quindi da pareti di controventamento. Gli ammorsamenti si realizzano mediante la sovrapposizione dei giunti sfalsati delle murature ortogonali incidenti.

Gli incatenamenti hanno lo scopo di tenere collegati i muri paralleli contrapposti. Sono costituiti da barre d'armatura disposte in due sensi ortogonali o, più semplicemente, da reti elettrosaldate. In genere vengono eseguiti a livello del solaio, con il quale devono risultare solidali. Inoltre le estremità degli incatenamenti devono essere efficacemente ancorate ai cordoli in cemento armato. Nella direzione di tessitura del solaio queste connessioni possono essere omesse quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso; in direzione ortogonale al senso di tessitura gli incatenamenti orizzontali sono invece obbligatori per solai con luce superiore ai 4.5m e dovranno essere costituiti da armature con una sezione totale minima di 4cm^2 per ogni campo di solaio.

I cordoli realizzano l'unione fra i muri ed i solai oltre che fra muri e fondazioni. Generalmente sono in cemento armato oppure possono essere sostituiti da armature orizzontali, annegate nei letti di malta, come nel caso della muratura armata. I cordoli irrigidiscono ulteriormente i solai nel loro piano, fungono da vincolo per le pareti soggette a carichi orizzontali ortogonali al loro piano medio e permettono un'opportuna distribuzione delle azioni orizzontali fra le pareti di controvento complanari. In generale si può dire che procurano maggiore stabilità alla struttura e iperstaticità al sistema resistente.

Un ruolo fondamentale nel comportamento scatolare è anche quello dei solai. Essi costituiscono la struttura portante orizzontale cui è assegnato il compito di sostenere i carichi di piano e, mantenendosi entro limitati valori di deformazione, trasferirli ai muri portanti inferiori. Il corretto dimensionamento dello spessore del solaio, che per la tipologia a trave prevede uno spessore pari ad almeno $1/25$ della luce, consente di mantenere la deformabilità entro i valori consentiti. Per questa funzione statica i solai sono considerati soggetti a condizioni di vincolo variabili tra il semplice appoggio e l'incastro nella muratura. Tuttavia i compiti statici del solaio sono anche quello di possedere resistenza sufficiente a sopportare le azioni orizzontali agenti sul suo piano, e rigidità sufficiente per ripartirle tra i muri sottostanti.

Per esemplificare il comportamento scatolare e il ruolo di ripartitore svolto dal solaio possiamo trattare il caso del vento, inteso come carico esterno orizzontale e statico. Ad ogni piano le pareti esterne trasferiscono l'azione del vento ai solai direttamente superiore ed inferiore che si trovano dunque soggetti ad una forza risultante orizzontale a loro complanare. Al di sotto le murature parallele alla forza si oppongono allo spostamento dei solai e assumono quote di carico proporzionali alle rispettive rigidità e posizioni planimetriche. In questo modo i muri esercitano la loro funzione di controventamento e trasferiscono l'azione orizzontale alla fondazione. A livello del solaio avviene quindi la ripartizione delle forze fra i muri, ma questa

risulta efficace solo se il solaio stesso è sufficientemente rigido e resistente nel proprio piano. L'efficacia della ripartizione comporta che muri di ugual rigidezza, posti alla medesima distanza dal centro delle rigidezze, si caricano e si deformano in modo uguale.

3 – DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO OGGETTO DI STUDIO

3.1 – PRESENTAZIONE E ANALISI STORICO - CRITICA

Il fabbricato in esame si snoda su due livelli. Al piano terra abbiamo la zona giorno, con ingresso, cucina e soggiorno, mentre il primo piano è destinato alla zona notte. Come vedremo in seguito, dall'analisi degli ammorsamenti presso gli spigoli, si può ipotizzare che il nucleo abitativo iniziale fosse quello descritto fino ad ora, mentre la chiusura del portico davanti e la formazione di ulteriori stanze sul retro risultano postumi. Anche la stalla, sovrastata dal fienile, risale ad un periodo successivo al nucleo originario. Come tradizione rurale, essa risulta accostata all'abitazione.



Figura 11 - Particolare della scala attuale

Il portone d'ingresso, situato a sud, introduce in un disimpegno che ospita la scala, costituita da due rampe perpendicolari tra loro (Figura 11). La seconda interrompe una delle cinque travi principali che costituiscono il solaio in quella stanza. La trave adiacente è invece impiegata per il supporto della seconda rampa di scale. La frazione di solaio interrotto viene scaricata a terra mediante un pilastro quadrato, di lato 30cm, posto sotto alla trave.

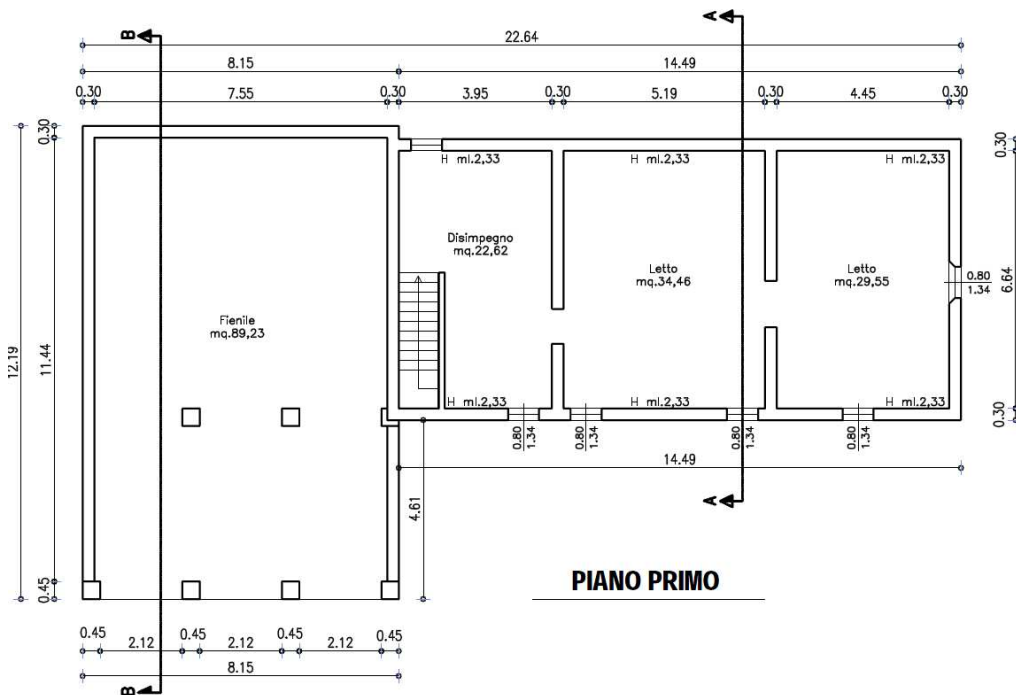
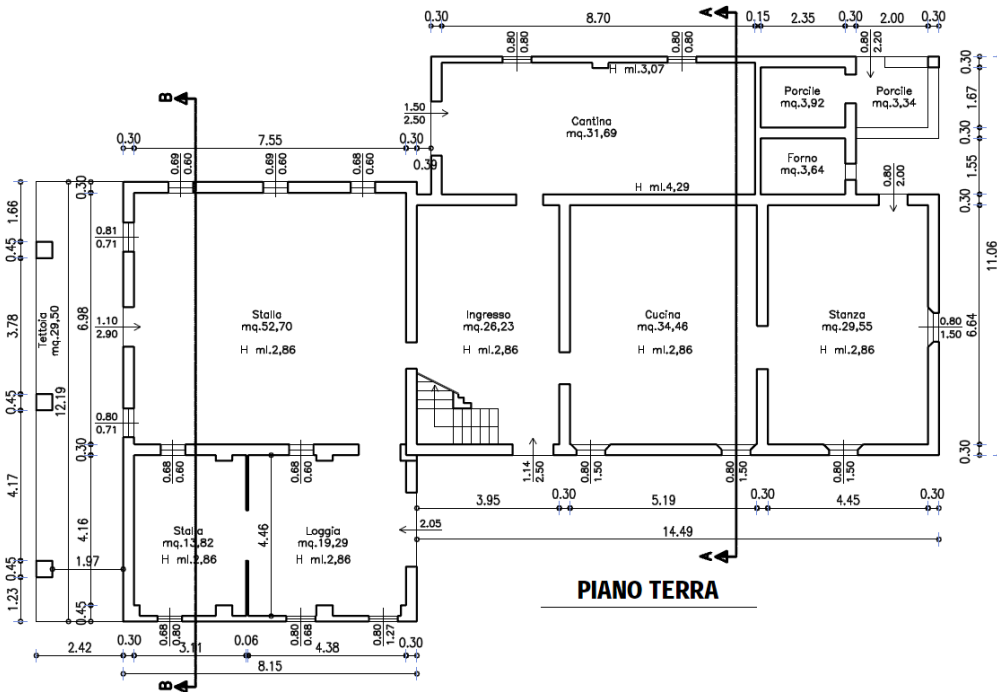
L'ingresso comunica con la cucina, la stalla e la cantina, posta sul retro. Quest'ultima, come tutti gli ambienti di servizio a nord dell'edificio si sviluppano al solo piano terra. La stalla è formata da un corridoio centrale e da diversi vani adibiti al ricovero degli animali, suddivisi gli uni dagli altri da tramezzi in legno. Le finestre della stalla presentano delle inferiate metalliche a conferma del fatto che i locali esterni sono ricavati dalla chiusura di un portico. Il porticato poggiava in origine su una pilastrata di otto elementi quadrati in muratura. La sua trasformazione in locali chiusi venne effettuata con una muratura ad una testa, non portante.

Al lato ovest è presente un altro porticato, che si è mantenuto tale fino ai giorni nostri. E' costituito da tre pilastri quadrati in muratura a tre teste (di lato 45cm); su di esso si affaccia il portone di uscita della stalla.

Al primo piano si trovano un ampio disimpegno (dove arriva la scala) e due stanze da letto. Accanto abbiamo il fienile che non comunica col resto dell'abitazione, ma solo con la stalla mediante una scala angolare a pioli di acciaio. Il fienile, di quasi 90 mq, sostiene la copertura mediante due capriate in legno.

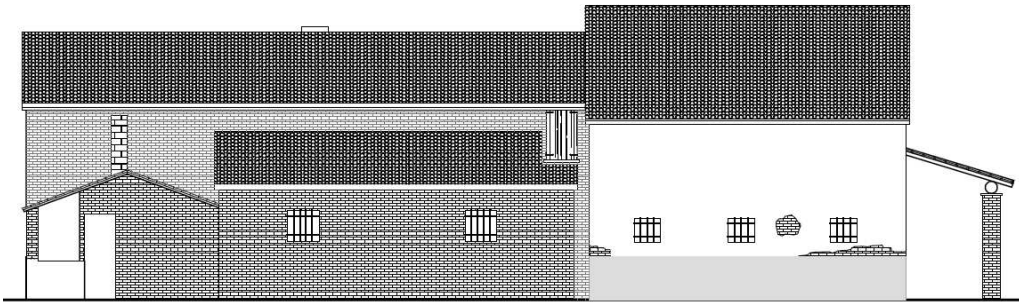
Sul retro, ovvero posti a nord si trovano la cantina (comunicante con l'abitazione), alcuni porcili e il forno a legna (accessibili solo dall'esterno). Questi ultimi locali, di epoca successiva al resto del fabbricato, si trovano in condizioni tali da dover essere demoliti totalmente in caso di ristrutturazione dell'edificio. Ai fini del presente elaborato, tale complicazione non viene considerata in quanto si ipotizza una ricostruzione dei locali distrutti interamente fedele al progetto originale.

Riporto le piante, i prospetti e le sezioni del fabbricato frutto del rilievo geometrico svolto sul posto.





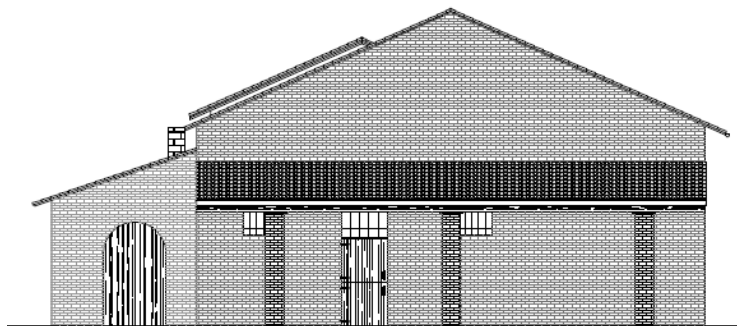
PROSPETTO SUD



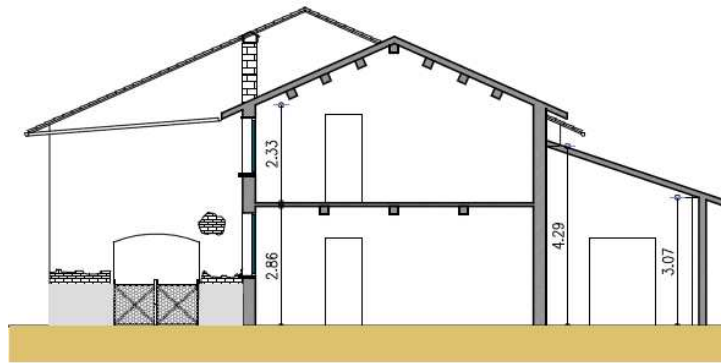
PROSPETTO NORD



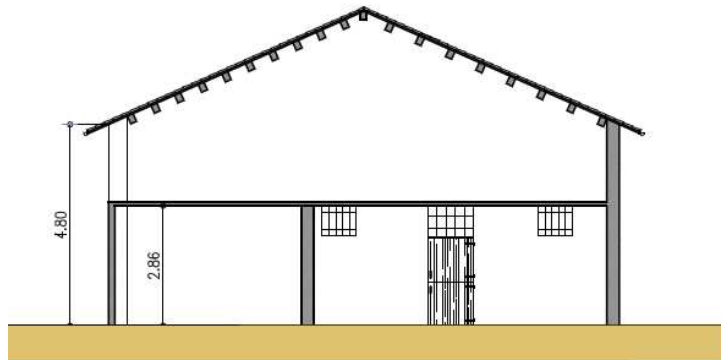
PROSPETTO EST



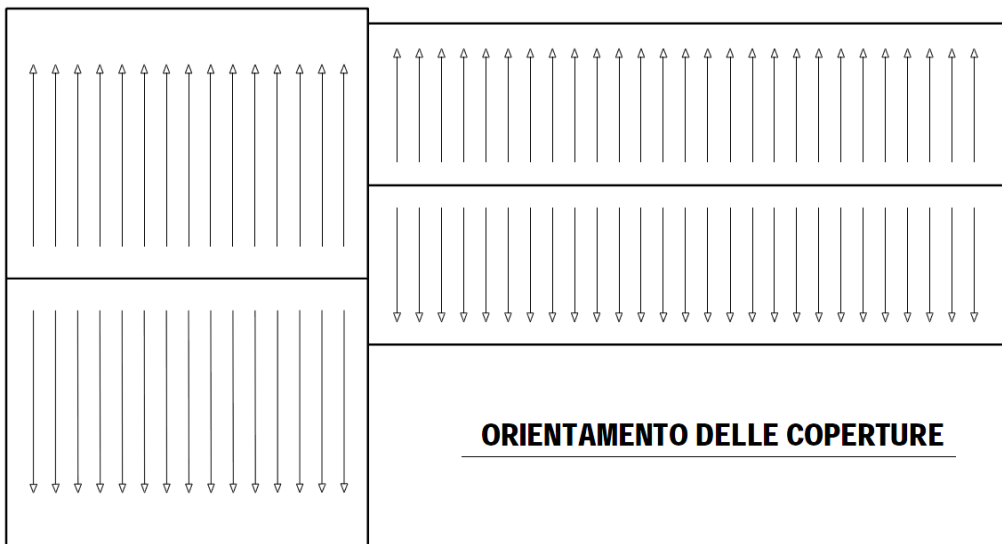
PROSPETTO OVEST



SEZIONE A - A



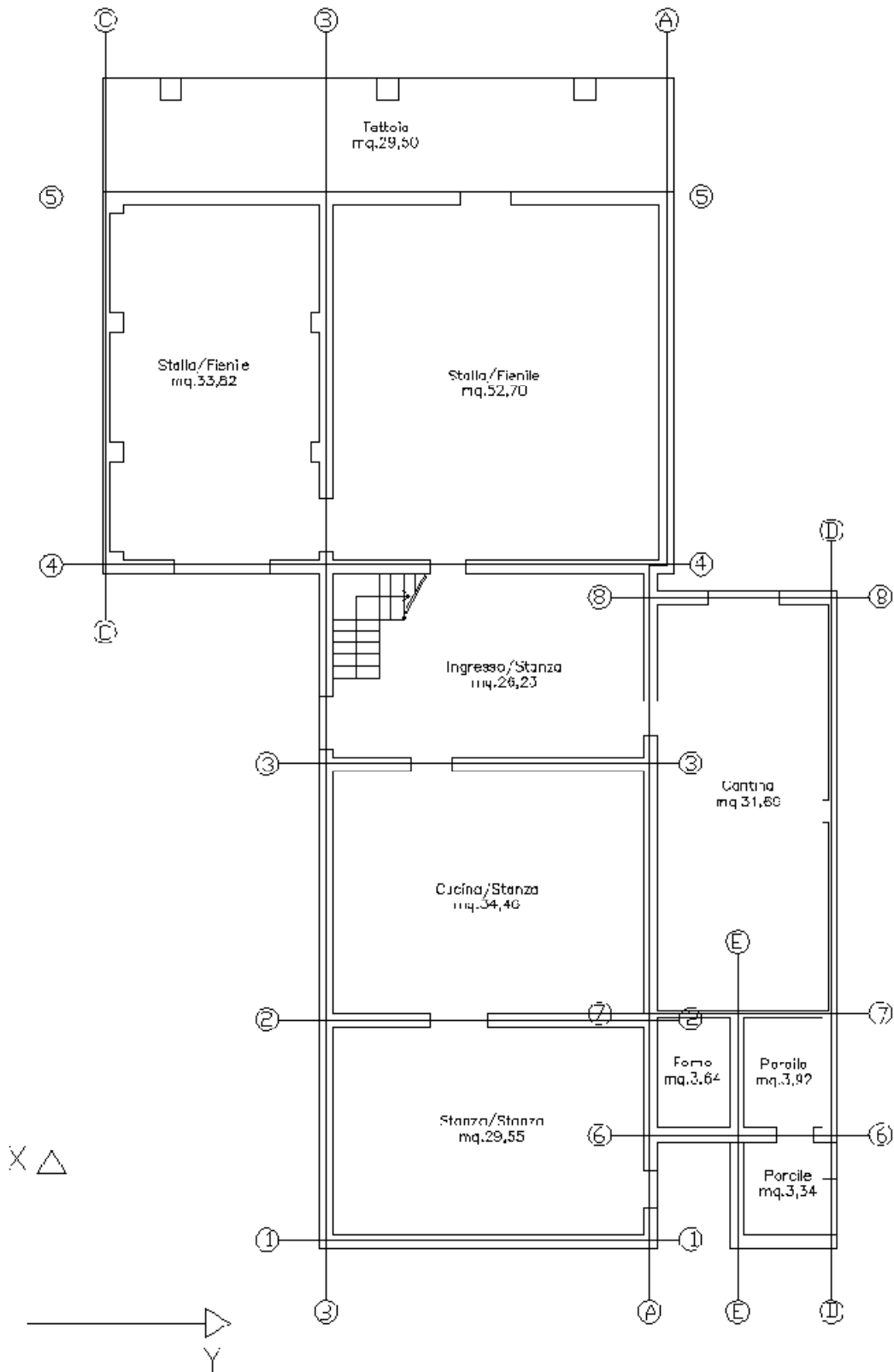
SEZIONE B - B



ORIENTAMENTO DELLE COPERTURE

Al fine di distinguere senza margini di errore le varie pareti tra loro assegno a ciascuna di esse una lettera o un numero. In particolare le pareti disposte lungo l'asse X sono contrassegnate con una lettera,

mentre le pareti disposte lungo l'asse Y risultano etichettate con un numero. Riporto la pianta con la classificazione di tutte le pareti:



3.2 – I SOLAI

I solai dell'edificio sono composti da travature in legno e piastrelle di laterizio (Figura 12).



Figura 12 - Solaio di piano dell'attuale cucina

Sebbene lo stato di conservazione delle travi sia sufficientemente buono, la maggior parte di esse dovrà comunque essere sostituita o rinforzata per adeguare il solaio alle normative attuali. Le sezioni resistenti, infatti, sono insufficienti per garantire i requisiti di resistenza, funzionalità e robustezza richiesti dalle attuali normative. Il rischio d'insufficienza statica è reale soprattutto nella stalla e nelle stanze di luce superiore a 5 metri.

Nella maggioranza delle stanze il solaio presenta una doppia orditura. L'unico caso particolare presente nel solaio intermedio è la stalla. In tale locale è possibile vedere come il classico solaio a due orditure sia aiutato, nella sua funzione resistente, da un sistema di pilastrini in legno e dalle due travi che li uniscono. Tali elementi, oltre a essere utilizzati come sistema divisorio interno alla stalla, forniscono un ulteriore appoggio alla travatura principale limitandone la lunghezza libera di inflessione. La luce iniziale di 7m viene così suddivisa in tre parti. In realtà alla struttura ausiliaria in legno non è opportuno attribuire funzioni statiche; essa viene perciò trascurata nel modello di calcolo.

Per quanto riguarda i solai di copertura, l'orditura principale è disposta in direzione sud-est. Gli arcarecci poggiano sul timpano e vi trasmettono solo forze verticali; è la cosiddetta copertura alla piemontese, che ha il pregio di non provocare spinte orizzontali sui muri perimetrali.

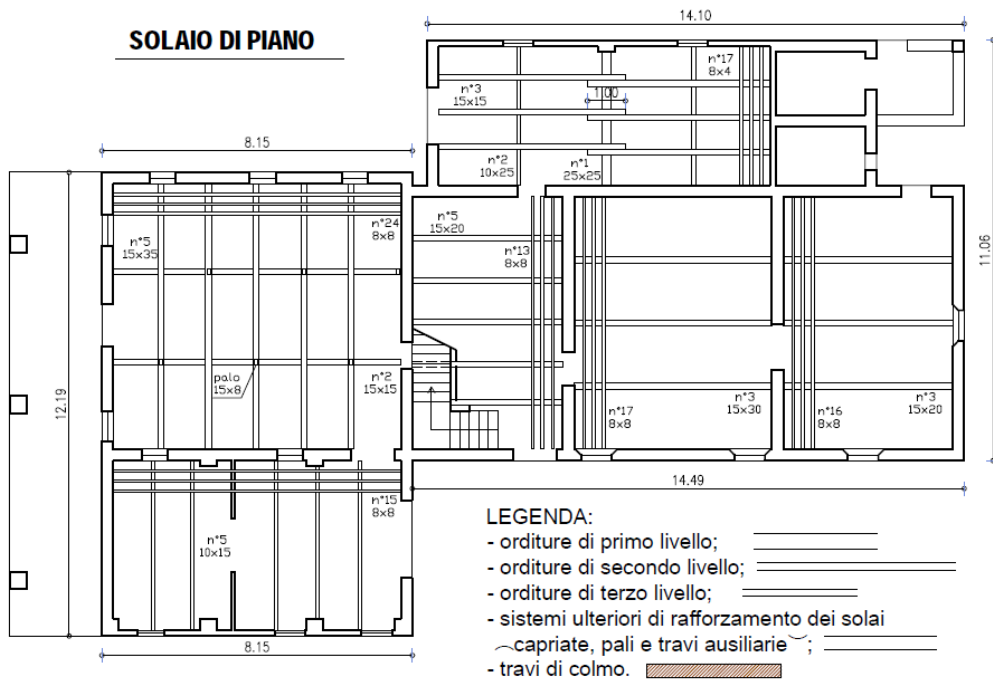
L'unico locale con copertura spingente è la cantina posta sul retro. Il tetto, ad una falda, è costituito da 3 puntoni che generano una spinta orizzontale sul muro opposto, già debole poiché di spessore ridotto. Sui puntoni poggiano le orditure di secondo e terzo ordine, e su queste ultime i coppi.

Un'altra situazione particolare si può riscontrare nella copertura del fienile. Qui, le travi principali sono aiutate nella loro funzione statica da due capriate, o meglio da una capriata intera ed una mezza capriata. Queste poggiano sui due pilastri posti nella zona centrale, che fanno parte della pilastrata che caratterizzava la loggia prima della chiusura. Il fatto che la trave di colmo non coincida con la posizione dei due pilastri fa sì che essi svolgano il ruolo di saetta. Le grandi luci che ricoprono le capriate spiegano l'uso insistente di ulteriori saette in legno poste in mezzeria e anche presso gli appoggi. Il materiale fotografico mostra che l'attuale assetto della capriata è stato raggiunto in modo graduale, inserendo col tempo sempre più elementi resistenti (Figura 13).

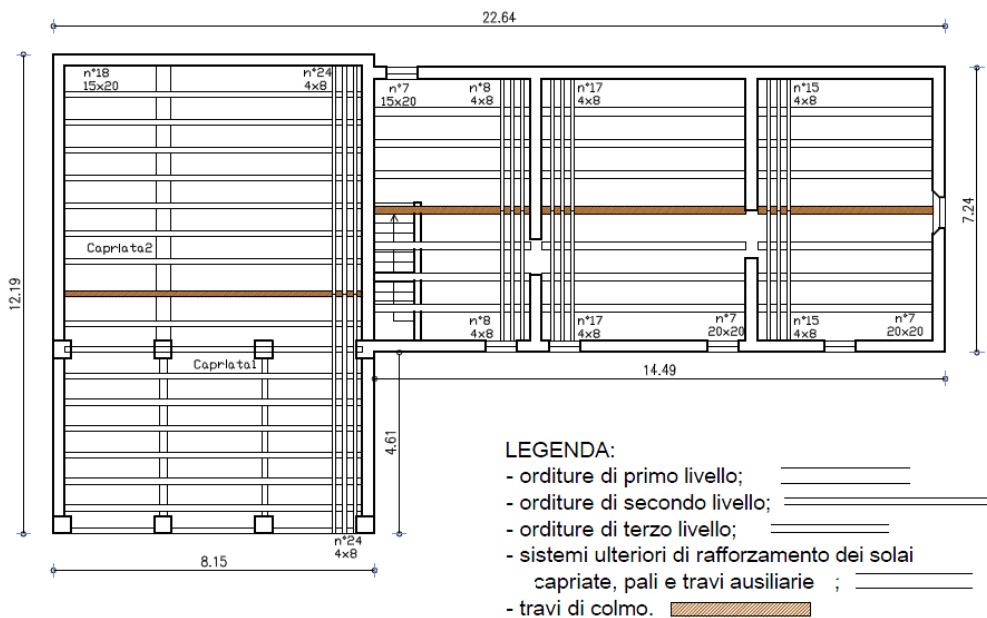


Figura 13 - Solaio di copertura della cascina a tipologia Piemontese. Presenza di una capriata.

SOLAIO DI PIANO



SOLAIO DI COPERTURA



3.3 – RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO

Individuare le lesioni strutturali di un edificio permette di capirne le tecniche costruttive, l'evoluzione storica e i possibili danni che può subire se sollecitato da forze di elevata entità.

Un'indagine accurata delle lesioni è quindi il primo passo da compiere per progettare un intervento di recupero di una struttura in muratura.

Nella struttura in esame si è riscontrato il rispetto della cosiddetta "regola d'arte" del costruire che garantisce un'ottima monoliticità della muratura, e ci permette di poter considerare i setti dell'edificio adeguati a resistere alle sollecitazioni agenti nel proprio piano. In pratica il problema non riguarda la tipologia muraria in sé, ma particolari situazioni che comportano l'assenza di monoliticità locale.

Il comportamento monolitico, infatti, viene meno ogniqualvolta nella struttura si presentino discontinuità nella regolare tessitura muraria.

Il caso più rappresentativo di questa problematica è senza dubbio la mancanza di ammorsamenti tra pareti ortogonali. La geometria di una parete in muratura fa sì che questa possa assorbire, senza particolari problemi, sollecitazioni orientate lungo il proprio piano (purché sia rispettata la regola d'arte), mentre è soggetta a ribaltamento per sollecitazioni perpendicolari ad essa. Il momento d'inerzia con cui la parete reagisce, infatti, non risulta paragonabile nei due casi: se lungo il proprio piano la muratura si oppone col cubo della lunghezza, perpendicolarmente ad esso reagisce con il cubo dello spessore. Per rimediare a questo differente comportamento, occorre che le pareti accostate si aiutino a vicenda nell'assorbire i carichi orizzontali esterni. Affinché le sollecitazioni possano trasferirsi in modo corretto, e il legame tra le murature risulti efficace per entrambi i versi che può assumere la sollecitazione, le due murature devono essere ammorsate tra loro.

L'ammorsamento è quindi una connessione tra elementi ortogonali che trasferisce le sollecitazioni tra i muri che hanno funzione di reciproco controventamento. Si evita in tal modo il ribaltamento delle pareti murarie.

La mancanza di ammorsamenti deriva in genere dalla necessità di ampliamento dell'abitazione, mentre raramente è connessa

all'incapacità dell'esecutore. L'innalzamento di locali adiacenti alla precedente struttura comporta l'assenza di un adeguato collegamento tra le murature generando così un punto debole dell'edificio. L'assenza di ammorsamenti è messa in evidenza da lesioni verticali continue presso gli spigoli non ammorsati (Figura 14). Dal rilievo è emerso che in origine l'abitazione comprendeva solo tre stanze al piano terra e altrettante al piano superiore. L'innalzamento di stalla e fienile è postumo così come l'edificazione del porticato posto a sud. Ad un'epoca ancora successiva si fanno risalire i locali posti sul retro e la chiusura del suddetto portico.



Figura 14 - Tipiche lesioni dovute alla mancanza di ammorsamenti.

Un'altra tipologia di lesioni presenti nel casolare è dovuta a cedimenti differenziali della fondazione. Queste lesioni locali sono ben visibili presso alcune aperture interne all'edificio. In alcuni casi l'architrave murario delle porte è lesionato oppure completamente distaccato dalla muratura sovrastante, in altri sono ben visibili lesioni per taglio con fessurazione diagonale lungo le pareti adiacenti alle aperture (Figure 15 e 16).



Figure 15 e 16 - Alcune lesioni presenti causate da cedimenti differenziali della fondazione.

Alcune fessurazioni locali possono poi essere connesse alla successiva chiusura di aperture. Sono caratterizzate da un andamento estremamente regolare che ricorda il profilo dell'apertura chiusa.

Molto presenti in questo caso di studio anche crolli parziali di solai, coperture e muri (Figure 17 e 18).

Essi interessano prevalentemente i locali più recenti, posti sul retro, taluni caratterizzati da murature portanti ad una testa. Dato lo stato attuale di questi ambienti, in caso di ristrutturazione si provvederà alla completa demolizione e all'innalzamento di nuove murature idonee a compiti portanti. Si ricorda però, come lo scopo di questa tesi sia prevedere interventi di ripristino per la struttura fedele al progetto originario. Pertanto, in quest'ottica, ipotizziamo di rieseguire la

ricostruzione delle parti crollate con le medesime caratteristiche e geometrie di origine. Per quanto riguarda i crolli di porzioni di solai, siano essi di copertura o intermedi, in genere si possono ricondurre a locali alterazioni degradative delle travi in legno. Tali alterazioni possono essere provocate dall'azione di agenti biologici come batteri, funghi e insetti oppure da infiltrazioni d'acqua provenienti dall'esterno.



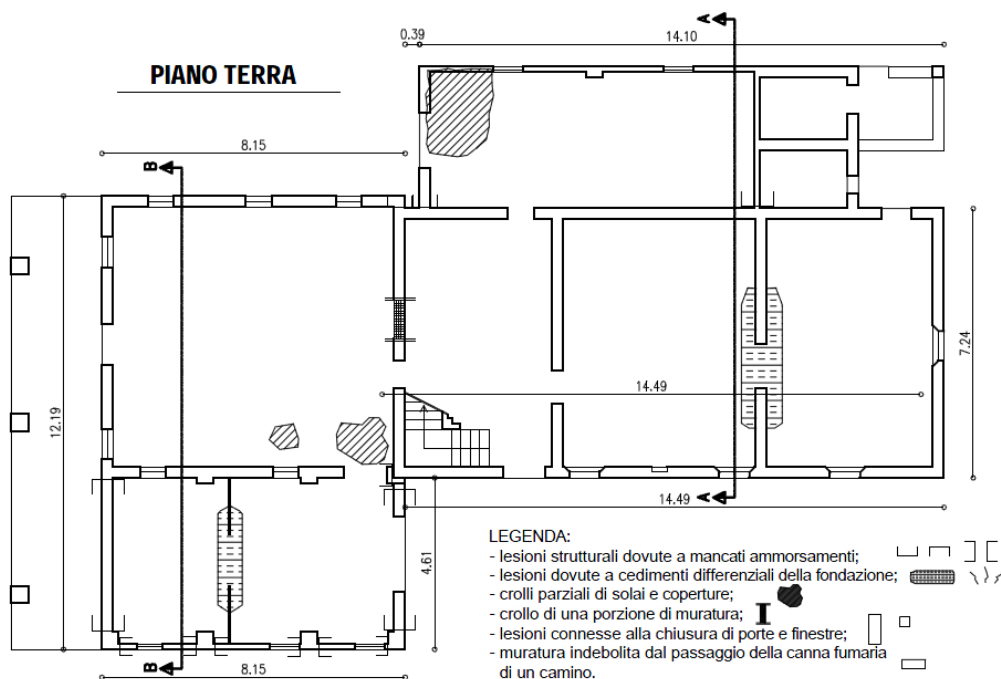
Figure 17 e 18 - Crolli di un muro portante in terra cruda e della copertura della cantina.

L'unico, ma importante, crollo murario interessa la parete divisoria tra stalla e ingresso. La lesione circolare, di circa un metro di diametro,

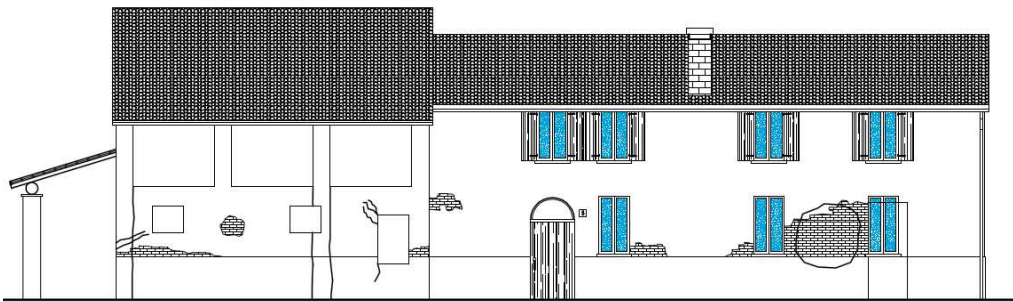
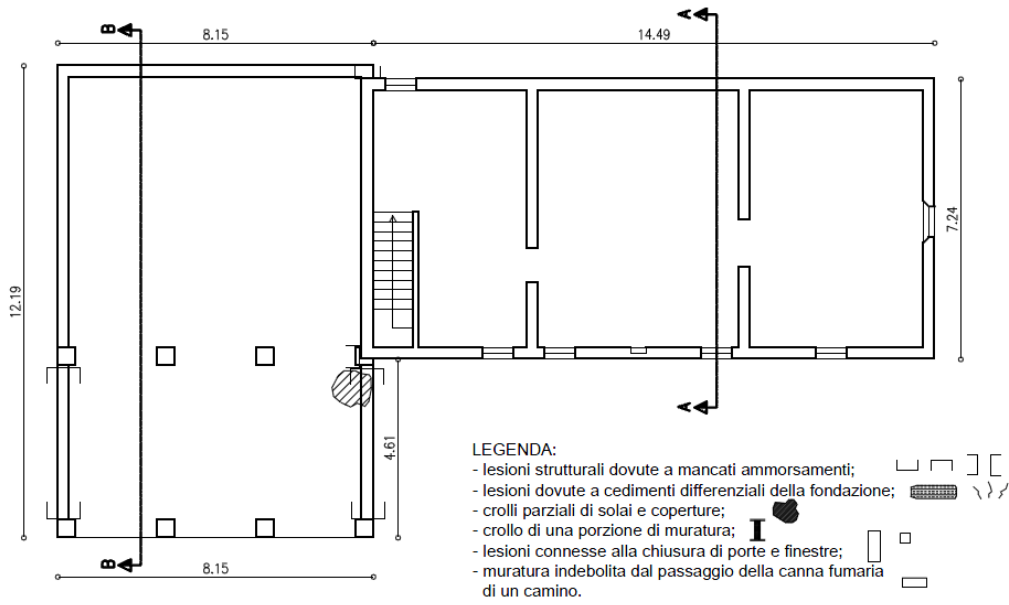
riguarda una porzione di muro interamente costruito in terra cruda. Individuare con certezza la causa di tale crollo è un compito arduo, tuttavia si può ipotizzare che l'origine di tale problematica possa essere ricondotta alla scarsa resistenza del materiale. E' chiaro però che tale materiale, utilizzato in più parti della struttura, non sia l'unica causa del crollo.

Infine occorre tenere presente dell'indebolimento locale del muro posto a sud a causa del passaggio della canna fumaria del camino. Per 40cm di larghezza e per tutta l'altezza dell'edificio lo spessore resistente del muro è ridotto a 15cm. Durante la riqualificazione dell'edificio tale mancanza andrà colmata.

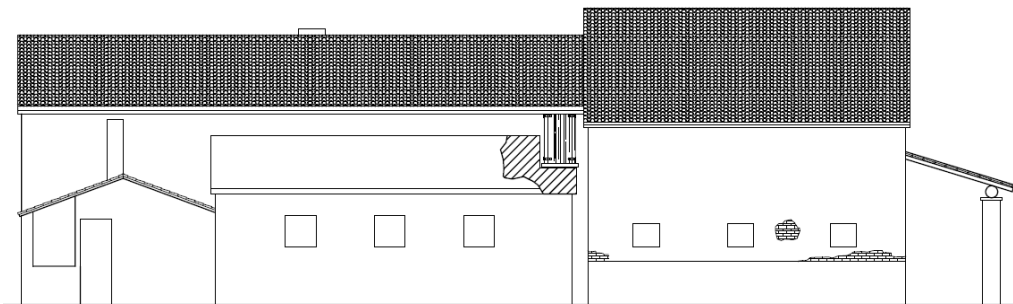
Si riportano le piante, i prospetti e le sezioni del fabbricato che evidenziano le lesioni strutturali accertate mediante il rilievo del quadro fessurativo svolto sul posto.



PIANO PRIMO

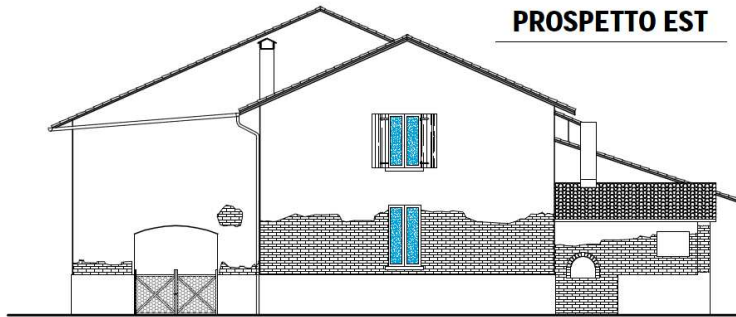


PROSPETTO SUD

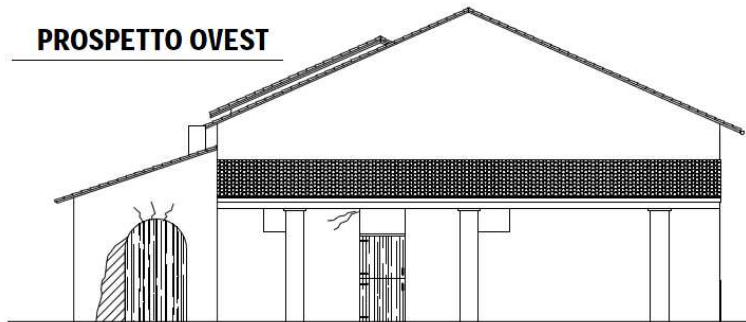


PROSPETTO NORD

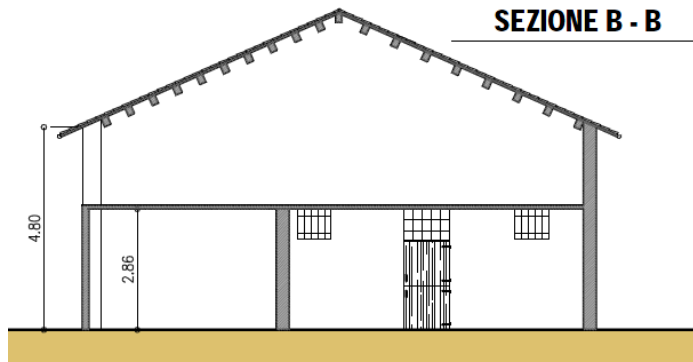
PROSPETTO EST



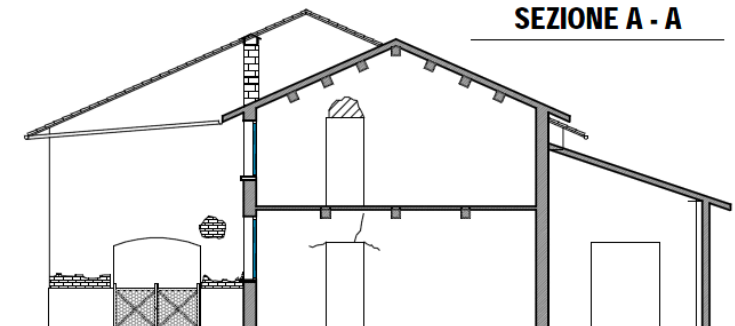
PROSPETTO OVEST



SEZIONE B - B



SEZIONE A - A



3.4 - MATERIALI E TECNICHE COSTRUTTIVE UTILIZZATE

L'edificio oggetto di studio è costruito interamente in muratura.

Fino a 120cm di altezza, quindi fondazioni comprese, i mattoni utilizzati sono tutti cotti, poi prevale l'uso di terra cruda (Figura 19). Questo materiale, in molti paesi rivalutato per la costruzione di edifici bioecologici, in Italia viene ancora trascurato a causa delle caratteristiche meccaniche inferiori al mattone cotto.



Figura 19 - I muri dell'edificio sono in terra cruda da una quota di 120cm dal piano di calpestio.

Tra i maggiori vantaggi del terreno crudo abbiamo la regolazione dell'umidità dell'aria. La conseguenza principale è che l'intonaco che poggia sui mattoni crudi è praticamente illeso, mentre quello che ricopre i mattoni cotti è in genere caduto al suolo.

Nell'immobile è ben visibile come il costruttore abbia avuto un occhio di riguardo per le zone maggiormente sollecitate, come alcuni muri esterni. Infatti, in tali porzioni è visibile l'alternanza tra filari di

mattoni cotti e crudi (Figura 20). Tale accorgimento fa sì che la resistenza locale del muro sia notevolmente accresciuta.

In tale ottica si spiega anche la presenza di soli mattoni cotti negli spigoli tra murature ortogonali e in prossimità delle aperture più ampie, con l'obiettivo di conferire maggiore resistenza ai punti nevralgici della struttura.



Figura 20 - Alternanza di filari in mattoni cotti e crudi.

I mattoni usati nella costruzione dell'edificio vennero probabilmente prodotti e cotti sul posto. Le dimensioni che li caratterizzano derivano quindi dalle scelte effettuate dai costruttori locali. Tutti i mattoni, sia cotti sia crudi, hanno dimensioni in cm pari a 30x15x5.

L'edificio originario presenta murature a due teste ovunque, di spessore pari a 30cm. Solo per alcune pareti dei servizi postumi, come cantina e loggia, è stata modificata la messa in opera, dando luogo a

murature di spessore inferiore che solo talvolta hanno funzioni portanti.

La disposizione dei mattoni nelle murature a due teste è del tipo a blocco, caratterizzata da elementi aventi giacitura in spessore e disposti, a corsi alterni, di fascia e di punta. Due filari consecutivi presentano quindi giunti di malta perpendicolari tra loro e sempre sfalsati verticalmente.

L'altro materiale ampiamente presente nella costruzione è il legno, utilizzato per gli orizzontamenti.

Nella maggior parte delle stanze i solai sono a doppia orditura: le travi principali sono in castagno o abete e hanno sezioni quadrate, rettangolari e semi-circolari. I travetti secondari, invece, hanno sezione molto più ridotta e regolare per consentire un corretto appoggio delle piastrelle sovrastanti.

3.5 – CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. Tali operazioni sono funzione degli obiettivi preposti e vanno ad interessare l'intera costruzione, così come l'intervento previsto.

Sulla base di quanto esposto nei paragrafi precedenti, sono state effettuate verifiche in situ limitate, ovvero basate principalmente su rilievi di tipo visivo.

Per la valutazione della qualità muraria si è osservato il rispetto o meno della "regola dell'arte". Al riguardo ci si è basati su indagini in situ limitate, impostate solo su esami visivi della superficie muraria.

L'esame della qualità muraria e la definizione delle proprie caratteristiche meccaniche ha come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto.

In virtù del livello di conoscenza acquisito, è possibile definire i valori caratteristici dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza da utilizzare nella determinazione dei valori di progetto.

Dato che sono stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali si intende raggiunto il livello di conoscenza LC1, cui corrisponde un fattore di confidenza pari a $FC=1.35$.

Riporto i valori caratteristici e di progetto relativi alle principali proprietà meccaniche della muratura di mattoni cotti e della muratura di mattoni crudi. Poiché l'edificio presenta numerose porzioni caratterizzate dall'alternanza di questi due materiali, definisco anche le proprietà meccaniche della "muratura mista" come media delle proprietà del materiale cotto e crudo.

3.5.1 – MURATURA COTTA (MATTONE COTTO)

Moduli di elasticità, peso proprio e valori caratteristici:

- Modulo di elasticità lineare $E = 3300 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 1100 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.5$
- Densità di massa $w = 1800 \text{ Kg}/\text{m}^3$
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura
 $f_{mk} = 3 \text{ MPa}$
- Resistenza a taglio in assenza di carichi normali
 $f_{vk0} = 0.07 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione (pari ad 1/10 di f_{mk}) $f_{mt} = 0.3 \text{ MPa}$
- Coefficienti di sicurezza: $FC = 1.35$; $\gamma_M = 2$

Valori di progetto:

- Resistenza a compressione verticale

$$f_{md} = \frac{f_{mk}}{\gamma_M * FC} = \frac{3 \text{ MPa}}{2 * 1.35} = 1.1 \text{ MPa}$$

- Resistenza a compressione orizzontale

$$f_{md}^h = \frac{1}{2} f_{md} = 0.55 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in presenza di carichi normali

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M * FC} = \frac{f_{vk0} + 0.4 * \sigma_n}{\gamma_M * FC} = \frac{0.07 \text{ MPa} + 0.4 * \sigma_n}{2 * 1.35} =$$

$$= 0.026 + 0.148 \sigma_n \text{ [MPa]}$$

- Resistenza a trazione

$$f_{mtd} = \frac{f_{mt}}{\gamma_M * FC} = \frac{0.3 \text{ MPa}}{2 * 1.35} = 0.11 \text{ MPa}$$

3.5.2 – MURATURA CRUDA (MATTONE CRUDO)

Moduli di elasticità, peso proprio e valori caratteristici:

- Modulo di elasticità lineare $E = 1000 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 350 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu \cong 0.5$
- Densità di massa $w = 1200 \text{ Kg}/\text{m}^3$
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura

$$f_{mk} = 1 \text{ MPa}$$
- Resistenza a taglio in assenza di carichi normali

$$f_{vk0} = 0.03 \text{ MPa}$$
- Resistenza a trazione (pari ad 1/10 di f_{mk}) $f_{mt} = 0.1 \text{ MPa}$
- Coefficienti di sicurezza: $FC = 1.35 ; \gamma_M = 2$

Valori di progetto:

- Resistenza a compressione verticale

$$f_{md} = \frac{f_{mk}}{\gamma_M * FC} = \frac{1 \text{ MPa}}{2 * 1.35} = 0.37 \text{ MPa}$$

- Resistenza a compressione orizzontale

$$f_{md}^h = \frac{1}{2} f_{md} = 0.19 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in presenza di carichi normali

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M * FC} = \frac{f_{vk0} + 0.4 * \sigma_n}{\gamma_M * FC} = \frac{0.03 \text{ MPa} + 0.4 * \sigma_n}{2 * 1.35} = 0.011 + 0.148\sigma_n \text{ [MPa]}$$

- Resistenza a trazione

$$f_{mtd} = \frac{f_{mt}}{\gamma_M * FC} = \frac{0.1 \text{ MPa}}{2 * 1.35} = 0.037 \text{ MPa}$$

3.5.3 – MURATURA “MISTA”

Moduli di elasticità, peso proprio e valori caratteristici:

- Modulo di elasticità lineare $E = 2200 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale $G = 750 \text{ MPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu \cong 0.5$
- Densità di massa $w = 1500 \text{ Kg}/\text{m}^3$
- Resistenza caratteristica a compressione della muratura

$$f_{mk} = 2 \text{ MPa}$$
- Resistenza a taglio in assenza di carichi normali

$$f_{vk0} = 0.05 \text{ MPa}$$
- Resistenza a trazione (pari ad 1/10 di f_{mk}) $f_{mt} = 0.2 \text{ MPa}$
- Coefficienti di sicurezza: $FC = 1.35$; $\gamma_M = 2$

Valori di progetto:

- Resistenza a compressione verticale

$$f_{md} = \frac{f_{mk}}{\gamma_M * FC} = \frac{2 \text{ MPa}}{2 * 1.35} = 0.74 \text{ MPa}$$

- Resistenza a compressione orizzontale

$$f_{md}^h = \frac{1}{2} f_{md} = 0.37 \text{ MPa}$$

- Resistenza a taglio in presenza di carichi normali

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M * FC} = \frac{f_{vk0} + 0.4 * \sigma_n}{\gamma_M * FC} = \frac{0.05 \text{ MPa} + 0.4 * \sigma_n}{2 * 1.35} = 0.0185 + 0.148\sigma_n \text{ [MPa]}$$

– Resistenza a trazione

$$f_{mtd} = \frac{f_{mt}}{\gamma_M * FC} = \frac{0.2 \text{ MPa}}{2 * 1.35} = 0.074 \text{ MPa}$$

Quest'ultimo valore di resistenza a trazione di progetto (0.074 MPa) ricorrerà spesso in seguito dato che è il parametro scelto come massima tensione assorbibile dai paramenti murari nei plot delle tensioni positive dei capitoli 4 e 6.

4 – ANALISI DELLO STATO DI FATTO

Come anticipato in precedenza, la campagna fotografica svolta per attestare il livello di danno delle varie parti di struttura è solo il primo passo per valutare le carenze strutturali che caratterizzano l'edificio in esame. A livello di ingegneria strutturale è fondamentale affiancare alla documentazione fotografica un modello agli elementi finiti della struttura, per affrontare al meglio un progetto di miglioramento.

4.1 – MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il modello strutturale viene realizzato mediante il software Straus7, un programma di calcolo agli elementi finiti.

Il metodo degli elementi finiti (FEM) è una tecnica numerica atta a cercare soluzioni approssimate di problemi descritti da equazioni differenziali alle derivate parziali, riducendo queste ultime ad un sistema di equazioni algebriche.

In pratica, tutti gli elementi, strutturali e non, che fanno parte dell'edificio da modellare, vengono discretizzati in porzioni il più possibile ridotte e regolari al fine di affrontare il calcolo delle equazioni del problema riferendosi ai nodi che limitano tali porzioni. Si procede ad un'analisi matriciale della struttura che ha come incognite i vari gradi di libertà che caratterizzano i nodi. Tutti i risultati, siano essi di natura tensionale o cinematica, vengono poi ricavati a partire dai risultati nodali ottenuti in precedenza.

La discretizzazione delle pareti murarie è stata effettuata sulla base di una griglia (mesh) di dimensioni medie pari a circa 30x30cmq. Gli elementi finiti utilizzati per descrivere il comportamento della parete sono elementi piani, dotati di rigidità membranale e flessionale (plate/shell).

Prevalentemente sono stati impiegati elementi finiti rettangolari a quattro nodi (quad4). Si è fatto uso di elementi triangolari a tre nodi (tri3) solo nelle zone di transizione tra pareti contigue, solai, aperture e altre situazioni di irregolarità (Figure 21 e 22).

Le proprietà meccaniche (moduli di elasticità, densità di massa) e geometriche (spessore), descritte nel capitolo precedente, sono state

attribuite agli elementi in base alla loro reale disposizione nell'edificio. Pertanto la distribuzione dei vari elementi rispetta il più fedelmente possibile l'eterogeneità delle caratteristiche della struttura.

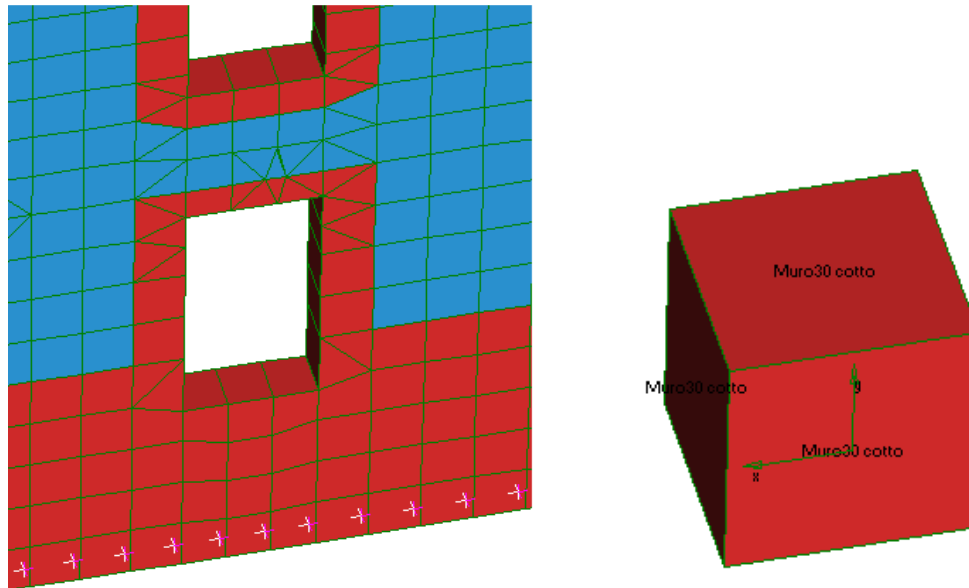


Figure 21 e 22 - Esempio di discretizzazione di un setto murario e singolo elemento finito piano.

I pilastri in muratura sono stati modellati mediante l'utilizzo di elementi trave (beam), dotati di 6gdl per ogni nodo. L'effettiva altezza delle pilastrate è stata appositamente suddivisa al fine di utilizzare elementi finiti di lunghezza di circa 30cm. Anche per i pilastri le caratteristiche meccaniche e geometriche riproducono in modo attendibile la realtà.

I solai di copertura, così come quelli di piano, vengono rappresentati attraverso le sole travi principali (elementi beam) che si innestano nelle pareti. Nei campi di solaio, individuati dalle travi stesse, vengono inseriti elementi truss, ovvero bielle disposte ad X che, mediante le dimensioni della sezione, quantificano la limitata rigidità nel piano del solaio esistente (Figura 23).

Anche le capriate che sostengono il tetto della cascina sono state modellate con elementi beam. In particolare alle catene e alle saette è stato assegnato un comportamento a bielle (truss), mentre i puntoni soggetti a flessione lavorano come vere e proprie travi (Figura 24).

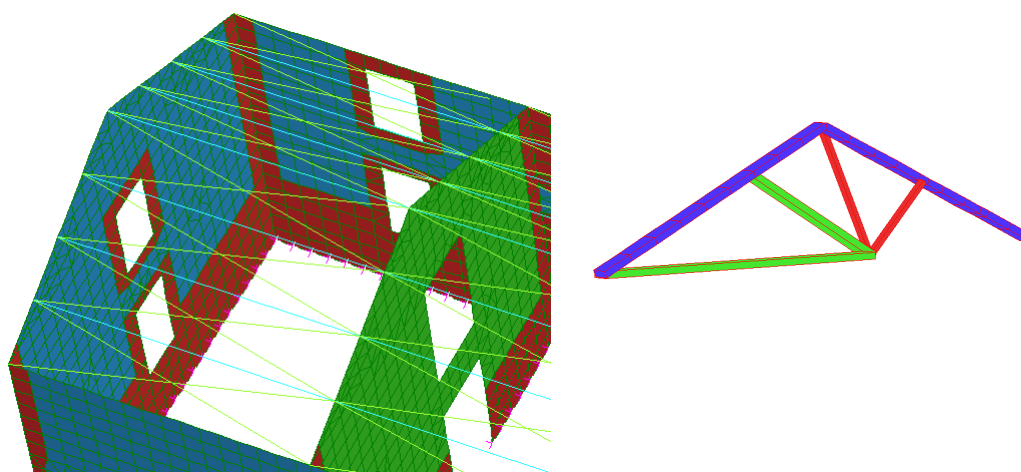


Figure 23 e 24 - Particolare di modellazione del solaio di copertura e di una capriata

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni sul modello, l'intero edificio viene considerato incastrato alla base. Questa scelta deriva dal fatto che tutti gli interventi riguardanti la struttura in elevazione presuppongono l'assenza di cedimenti (in particolar modo differenziali) a livello delle fondazioni.

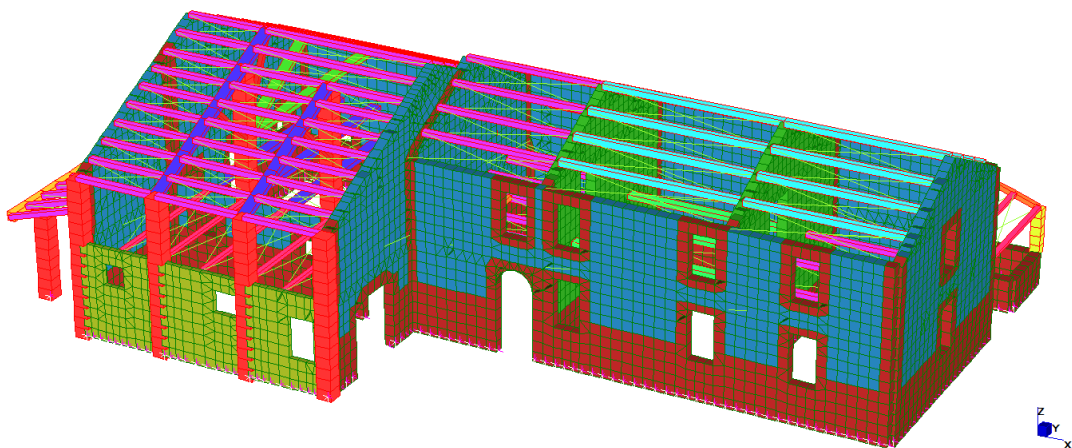
Una significativa digressione deve essere effettuata in merito agli spigoli non ammortati tra due murature ortogonali. Come già anticipato, l'edificio attuale è frutto di una serie di ampliamenti effettuati in epoche differenti. Ogniqualvolta il complesso veniva ampliato, il nuovo locale "sfruttava" il muro di confine già presente come parete, senza che questa venisse resa solidale mediante opportuni interventi di cucitura ai paramenti murari nuovi. Questa pratica, comune in passato, fa sì che tra le porzioni murarie realizzate in periodi differenti vi sia una discontinuità totale. La struttura risulta così meno efficiente; inoltre diventano possibili fenomeni di distacco e martellamento in occasione di azioni orizzontali come quelle sismiche.

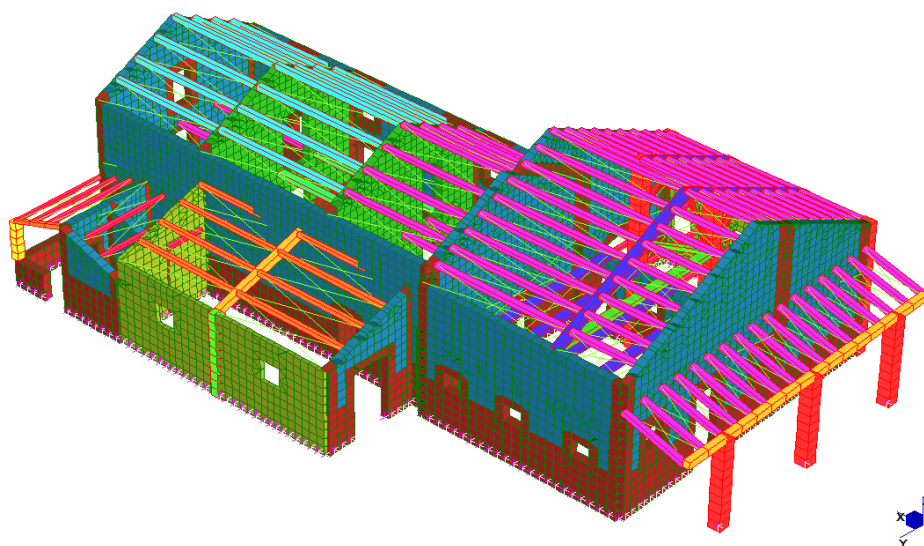
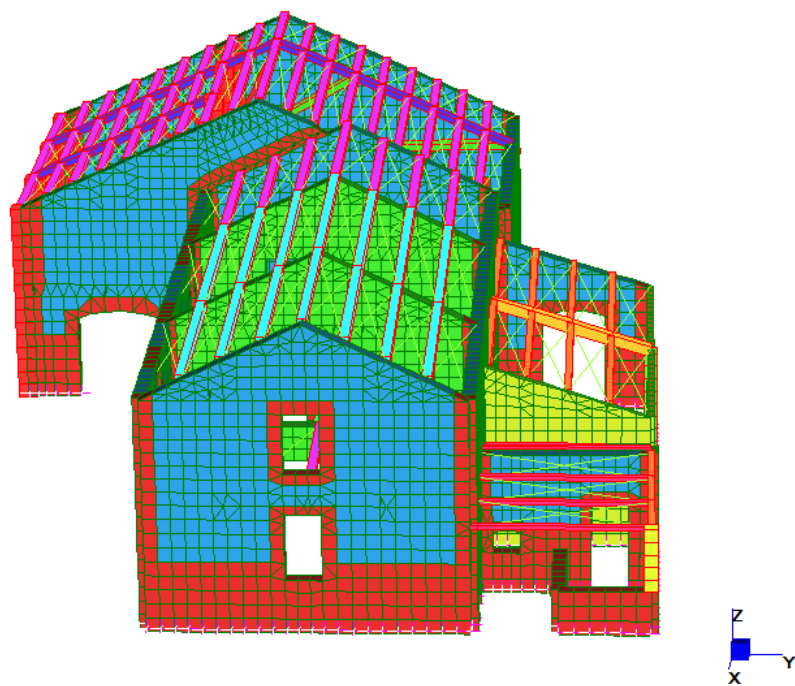
E' impensabile affrontare un intervento migliorativo su una struttura in muratura senza prima presupporre la creazione di un legame continuo lungo l'altezza delle pareti distaccate. Ecco perché i risultati e tutto ciò che concerne lo stato di fatto si riferisce ad un modello dove c'è perfetta continuità tra tutte le pareti.

In realtà sono state svolte analisi statiche e dinamiche anche su di un modello che ricreava le reali disconnessioni presenti nell'edificio. Le

zone di mancato ammorsamento erano rappresentate da particolari elementi beam con caratteristiche elastiche e dissipatrici (elementi spring-damper). I risultati, in termini di tensioni di trazione sui paramenti murari, risultavano molto più sfavorevoli di quelli presentati al capitolo 4.5, e relativi al modello ammorsato. Per non appesantire troppo la relazione si è deciso di non riportare i risultati ottenuti col modello non ammorsato e di sottolineare solo che la creazione della continuità presso gli spigoli è il primo intervento da prevedere in ottica di miglioramento.

Si riportano alcune viste tridimensionali del modello stato di fatto completo, realizzato col software FEM Straus7.





4.2 – AZIONI AGENTI SULLA COSTRUZIONE

I carichi agenti sull'edificio in questione vengono riportati anche nel programma di calcolo affinché le sollecitazioni e le deformazioni che si ricavano dall'analisi siano conformi alla realtà.

Oltre ai pesi propri della struttura, facilmente deducibili dal rilievo dell'esistente e dalla scelta dei nuovi materiali, occorre mettere in conto anche tutti quei carichi e quelle azioni che la normativa vigente impone per le nuove costruzioni. Si tratta quindi di conteggiare il

carico di esercizio per ambienti ad uso residenziale, il carico neve e l'azione sismica per il sito di riferimento.

4.2.1 – PESI PROPRI

In merito ai pesi propri strutturali, il programma di calcolo li conteggia automaticamente dalla densità di massa assegnata ai vari elementi, in fase di definizione delle caratteristiche meccaniche degli stessi. Il calcolo automatico dei pesi strutturali è stato sfruttato per le pareti e per i pilastri in muratura, mentre il peso proprio delle travi è stato conteggiato a parte, e poi assegnato come carico distribuito di solaio.

L'assegnazione del carico per unità di area degli orizzontamenti avviene previa definizione del percorso dei carichi (Figura 25). In pratica viene imposto al programma il percorso che il carico del solaio deve compiere per giungere alle pareti perimetrali (tramite l'utilizzo di elementi piani, detti load patch). Questi elementi, privi di ogni caratteristica meccanica, suggeriscono solo in che modo il solaio deve scaricare i pesi sulla struttura sottostante; ad essi vengono assegnati i carichi che caratterizzano il solaio.

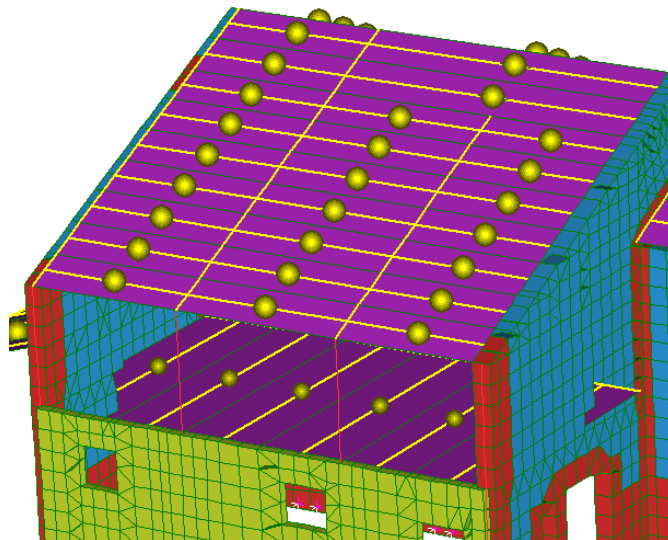


Figura 25 - Elementi di solaio load patch (in viola) che suggeriscono il percorso dei carichi. Le sfere gialle indicano il carico distribuito assegnato.

Calcolo del peso proprio di solaio di piano (a titolo di esempio prendo un solaio qualsiasi di 35 mq, il risultato in termini di carico per unità di area è uguale per tutti):

– Pannelle in laterizio $1.6 \text{ t/m}^3 \cdot 35\text{m}^2 \cdot 0.04\text{m} = 2.24\text{t}$

– Travi (n°3 15x30) $3 \cdot 0.15\text{m} \cdot 0.3\text{m} \cdot 5.2\text{m} \cdot 0.5 \text{ t/m}^3 = 0.35\text{t}$

– Travicelli (n°17 8x8) $17 \cdot 0.08\text{m} \cdot 0.08\text{m} \cdot 6.7\text{m} \cdot 0.5 \text{ t/m}^3 =$

$$= 0.36\text{t}$$

Totale $2.24 + 0.35 + 0.36 \cong 3000\text{Kg}$

$$\Rightarrow q = \frac{3000\text{Kg}}{35\text{m}^2} = 85 \text{ Kg/m}^2 = 0.85 \text{ KN/m}^2$$

Calcolo del peso proprio di solaio di copertura:

– Pannelle in laterizio + travi + travicelli $q = 85 \text{ Kg/m}^2$

– Coppi in cotto $q = 60 \text{ Kg/m}^2$

$$\Rightarrow q_{tot} = 85 + 60 = 145 \text{ Kg/m}^2 = 1.45 \text{ KN/m}^2$$

4.2.2 – CARICO D’ESERCIZIO E CARICO NEVE

Tutto l’edificio in esame viene predisposto ad uso residenziale; pertanto il carico di esercizio da prevedere sul solaio di piano è

$$q_k = 2 \text{ KN/m}^2$$

(tabella 3.1.II DM 14/1/2008 – categoria ambiente A).

A livello della copertura occorre invece considerare l’azione della neve, valutata mediante la seguente espressione (cap. 3.4 DM 14/1/2008):

$$q_n = \mu_i q_{nk} C_E C_t$$

dove

q_n è il carico neve sulla copertura

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

q_{nk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [KN/m²]

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

- Valore caratteristico del carico neve al suolo (cap. 3.4.2 DM 14/1/2008)

L'edificio si trova in provincia di Ravenna: Zona I – Mediterranea.

Altitudine di riferimento $a_s = 5\text{m} < 200\text{m} \rightarrow q_{nk} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

- Coefficiente di esposizione (cap. 3.4.3 DM 14/1/2008)

L'edificio si trova in una situazione topografica normale, ovvero in un'area in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione ad opera di vento, altre costruzioni o alberi. Pertanto si assume un coefficiente di esposizione $C_E = 1$.

- Coefficiente termico (cap. 3.4.4 DM 14/1/2008)

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

- Coefficiente di forma (cap. 3.4.5.1 DM 14/1/2008)

Il valore del coefficiente di forma dipende dall'inclinazione delle falde del tetto. Poiché l'inclinazione della copertura in esame risulta di $\alpha = 24^\circ$, la normativa suggerisce di utilizzare $\mu = 0.8$.

Stabiliti tutti i coefficienti, il carico neve sulla copertura risulta:

$$q_n = \mu_i q_{nk} C_E C_t = 0.8 \cdot 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \cdot 1 \cdot 1 = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

L'intera copertura non è praticabile quindi non occorre conteggiare alcun carico di esercizio a parte quello di ispezione, pari a $50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$. La

normativa non ammette ispezione contemporanea alla presenza di neve, pertanto il carico di ispezione risulta ininfluenza.

4.2.3 – AZIONE SISMICA

Le analisi dinamiche svolte col software agli elementi finiti utilizzano l'azione sismica sotto forma di spettro di risposta in accelerazione.

Per definire correttamente lo spettro occorre specificare numerose caratteristiche relative alla costruzione in esame, al terreno sottostante, nonché al sito ove la struttura si trova.

Tali specifiche vengono qui riportate:

Costruzione Ordinaria → Vita Nominale $V_N = 50 \text{ anni}$;

Classe d'Uso II → Coefficiente d'Uso $C_u = 1$;

➤ Periodo di Riferimento per l'Azione Sismica:

$$V_R = V_N * C_u = 50 \text{ anni}$$

SLV ($P_{VR} = 10\%$): Tempo di Ritorno $T_R = -\frac{V_R}{\ln 1 - P_{VR}} = 475 \text{ anni}$

Luogo di costruzione: Fusignano (RA) → Longitudine 11.9581
Latitudine 44.466

Categoria di Sottosuolo: D

Categoria Topografica: T_1

Per agevolare il calcolo dell'azione sismica sotto forma di spettro di risposta verrà utilizzato il programma Excel fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Tale software ripercorre fedelmente tutto il procedimento di calcolo dello spettro specificato nella Normativa italiana (cap. 3.2.3.2.1 DM 14/1/2008).

Riporto l'interfaccia del programma, con i dati immessi per ottenere lo spettro relativo al sito di riferimento e alle caratteristiche dell'edificio oggetto di studio.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 11,9581

LATITUDINE: 44,466

Ricerca per comune

REGIONE: Emilia-Romagna

PROVINCIA: Ravenna

COMUNE: Fusignano

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

media ponderata



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

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 50 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
		SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	{	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
		SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

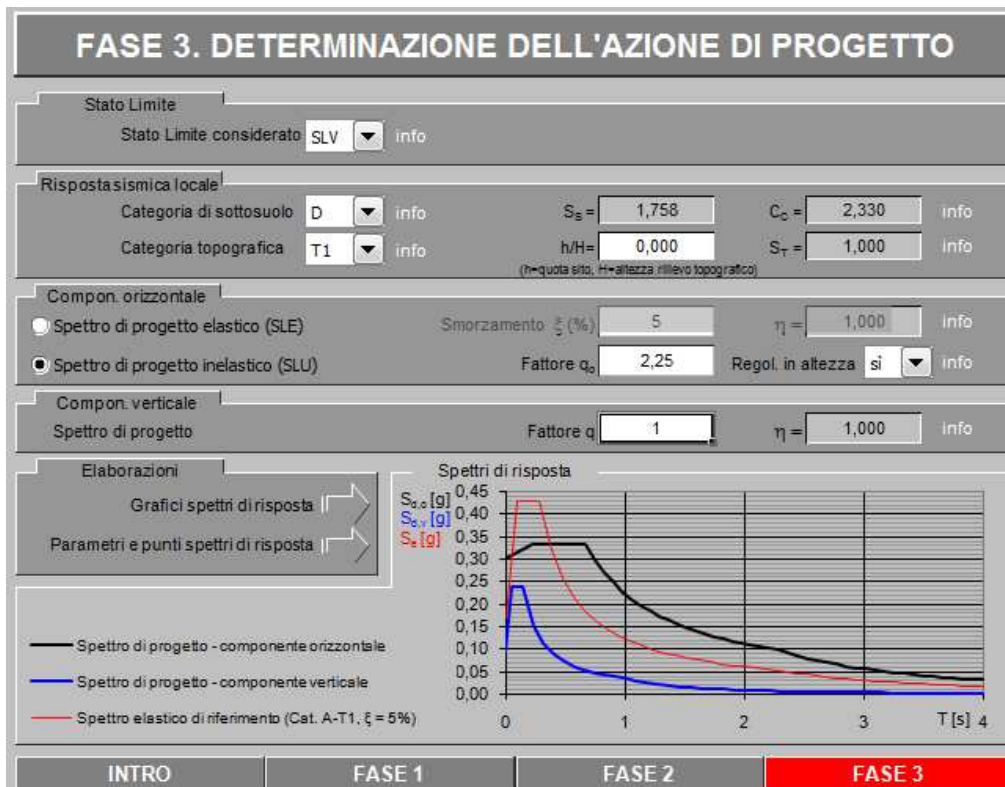


LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



In alternativa potevo ricavare dalle tabelle della normativa (allegato B DM 14/1/2008) i tre parametri dai quali posso definire tutto lo spettro ovvero:

- $a_g [\frac{g}{10}]$, accelerazione orizzontale massima al suolo;
- F_0 , fattore di amplificazione;
- $T_C^* [sec]$, periodo di inizio del tratto a velocità costante.

I valori di questi parametri, riferiti ad un sito di coordinate pressoché identiche a quelle che individuano Fusignano (non è perciò necessario interpolare linearmente i valori che la norma mette a disposizione per i siti adiacenti), sono riportati in tabella:

T_R [anni]	475 (SLV)
a_g [g]	0.172
F_0	2.48
T_C^* [sec]	0.29

Grazie al software Excel questi parametri vengono direttamente trovati in funzione del sito di costruzione.

Lo spettro plastico ricavato ha ordinate ridotte rispetto a quello elastico in quanto la struttura utilizza le sue risorse plastiche per contrastare il sisma sotto forma di dissipazione energetica. L'entità delle riduzioni è individuata dal fattore di struttura q , così definito per edifici esistenti, irregolari in altezza e trattati con analisi lineare (cap. C8.7.1.2 Circolare 2/2/2009 n°617):

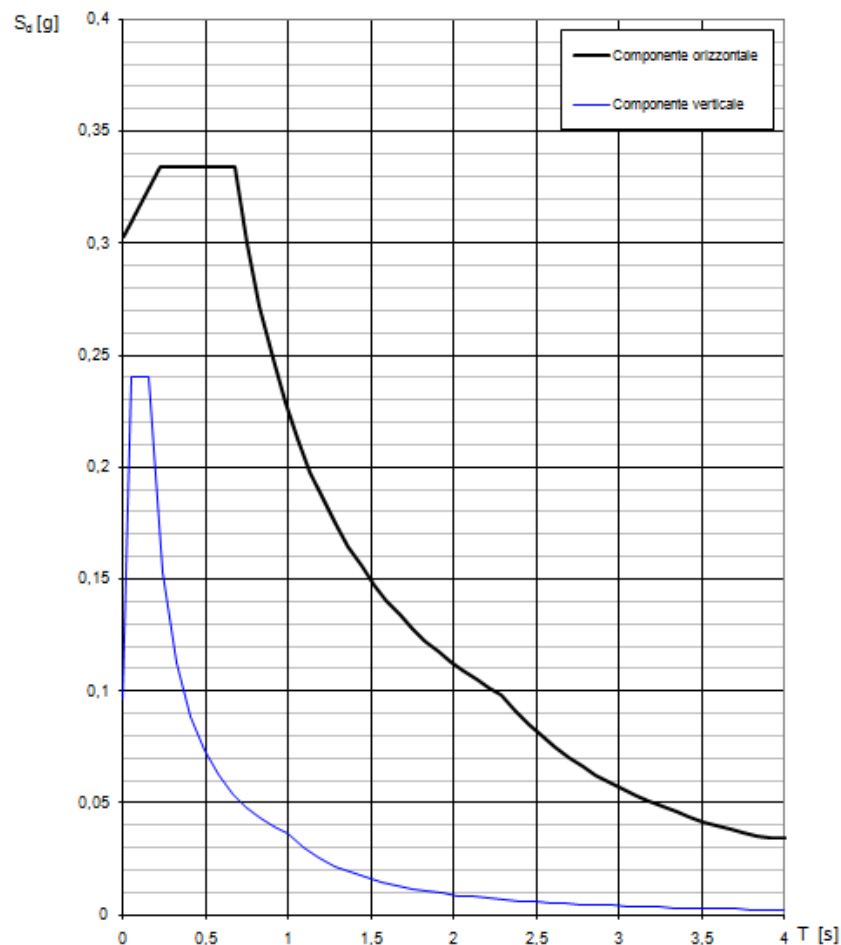
$$q = 1.5 * \alpha_u / \alpha_1$$

In assenza di precise valutazioni, il rapporto α_u / α_1 può essere assunto pari ad 1.5; pertanto il fattore di struttura q utilizzato in questo caso risulta:

$$q = 1.5 * 1.5 = 2.25$$

Riporto lo spettro di progetto per lo SLV con la tabella dei parametri significativi:

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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,172 g
F_o	2,483
T_c	0,288 s
S_s	1,758
C_c	2,330
S_T	1,000
q	2,250

Parametri dipendenti

S	1,758
η	0,444
T_B	0,224 s
T_C	0,671 s
T_D	2,290 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_o(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
		0,303
T_B	0,224	0,334
T_C	0,671	0,334
	0,748	0,300
	0,825	0,272
	0,902	0,249
	0,979	0,229
	1,056	0,212
	1,133	0,198
	1,210	0,185
	1,287	0,174
	1,364	0,164
	1,442	0,156
	1,519	0,148
	1,596	0,141
	1,673	0,134
	1,750	0,128
	1,827	0,123
	1,904	0,118
	1,981	0,113
	2,058	0,109
	2,135	0,105
	2,213	0,101
T_D	2,290	0,098
	2,371	0,091
	2,453	0,085
	2,534	0,080
	2,615	0,075
	2,697	0,071
	2,778	0,067
	2,860	0,063
	2,941	0,059
	3,023	0,056
	3,104	0,053
	3,186	0,051
	3,267	0,048
	3,348	0,046
	3,430	0,044
	3,511	0,042
	3,593	0,040
	3,674	0,038
	3,756	0,036
	3,837	0,035
	3,919	0,034
	4,000	0,034

Si noti che la struttura presenta una piccola porzione di copertura spingente (sul retro) che richiederebbe di considerare anche il sisma verticale durante l'analisi sismica. Tale componente viene per semplicità tralasciata perché in fase di progetto si prevedono interventi atti a eliminare la spinta di tali coperture, rendendo così la struttura

interamente non spingente. In tal caso, infatti, la normativa permette di trascurare la componente verticale dell'azione sismica (cap. 7.2.1 DM 14/1/2008).

4.3 – COMBINAZIONE DELLE AZIONI

(cap. 2.5.3 DM 14/1/2008)

Ai fini delle verifiche degli stati limite di interesse (SLU – Stato Limite Ultimo e SLV – Stato Limite di salvaguardia della Vita) si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli SLU:

$$F_d = \gamma_{g1}G_1 + \gamma_{g2}G_2 + \gamma_p P + \gamma_{q1}Q_{k1} + \sum_{i=2}^N \gamma_{qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

dove:

- F_d è l'azione di calcolo, la forza di progetto;
- G_1 sono i carichi permanenti strutturali;
- G_2 sono i carichi permanenti portati;
- P è il valore caratteristico della forza di precompressione;
- Q_{k1} è il valore caratteristico dell'azione variabile principale di ogni combinazione di carichi;
- Q_{ki} sono i valori caratteristici delle azioni variabili secondarie, tra loro indipendenti;
- $\gamma_{g1} = 1.3$;
- $\gamma_{g2} = 1.5$;
- $\gamma_p = 0.9$ (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);
- $\gamma_{qi} = 1.5$;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione allo stato limite ultimo che tengono conto della probabilità di non contemporaneità dei carichi accidentali e quindi sono coefficienti di deamplificazione (<1); vengono chiamati anche coefficienti di contemporaneità. Per il carico di esercizio di civile abitazione $\psi = 0.7$; per la neve $\psi = 0.5$.

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi al sisma:

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^N \psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

- F_d è l'azione di calcolo, la forza di progetto;
- E è l'azione sismica;
- G_1 sono i carichi permanenti strutturali;
- G_2 sono i carichi permanenti portati;
- P è il valore caratteristico della forza di precompressione;
- Q_{ki} sono i valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti;
- ψ_{2i} sono i coefficienti di combinazione per le analisi sismiche. Per il carico di esercizio di civile abitazione $\psi = 0.3$; per la neve $\psi = 0$.

Non vengono menzionate combinazioni relative agli Stati Limite di Esercizio in quanto la valutazione della sicurezza e la progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguiti con riferimento ai soli SLU (*cap. 8.3 DM 14/1/2008*).

Nel software si creano 2 combinazioni SLU (assumendo prima il carico di esercizio, poi la neve, come carico principale) e 8 combinazioni SLV.

Il sisma infatti viene applicato lungo le direzioni principali X e Y del sistema di riferimento globale assunto, in modo scomposto. Poi gli effetti sono combinati variando il verso e l'entità dei due sismi ortogonali (uguali tra loro in quanto rappresentati dal medesimo spettro). Ne risultano le seguenti 8 combinazioni:

N° combinazione SLV	Sisma X	Sisma Y
1	1	0.3
2	-1	0.3
3	1	-0.3

4	-1	-0.3
5	0.3	1
6	0.3	-1
7	-0.3	1
8	-0.3	-1

4.4 – ANALISI SVOLTE

Il modello descritto e caricato, come specificato nei paragrafi precedenti, viene sottoposto ad una serie di analisi numeriche per ottenere dei risultati tensionali relativi ai vari elementi finiti. Si effettuano analisi statica, analisi modale e analisi in risposta spettrale.

4.4.1 – ANALISI STATICA LINEARE (LINEAR STATIC)

L'analisi statica viene effettuata per valutare gli effetti delle singole azioni statiche e delle combinazioni SLU dove esse compaiono senza sisma. Essendo l'analisi più veloce dal punto di vista computazionale, è anche utilizzata per verificare la correttezza del modello in fase di costruzione dello stesso.

4.4.2 – ANALISI MODALE (NATURAL FREQUENCY)

Mediante l'analisi modale vengono calcolati i vari modi di vibrare che caratterizzano la struttura. E' la prima fase dell'analisi lineare dinamica prevista dalla norma (cap. 7.3.3.1 DM 14/1/2008).

Si tratta di scomporre il comportamento dinamico dell'edificio in più modi indipendenti tra loro; il reale movimento della struttura risulterà una composizione di questi. A seconda della percentuale di massa eccitata dal singolo modo, questo sarà più o meno importante nel movimento complessivo della struttura.

La normativa impone di considerare tutti i modi che interessano almeno il 5% della massa totale e in numero sufficiente da conteggiare almeno l'85% della massa complessiva (in entrambe le direzioni X e Y). In realtà per costruzioni esistenti molto irregolari, come quella oggetto di studio, è ammissibile anche interessare una percentuale di massa leggermente inferiore all'85%. Questo limite verrà superato nello stato di progetto.

Nell'analisi si utilizzano matrici delle masse e dei carichi concentrate ai nodi per tutti i tipi di elementi (beam/plate mass lumped e beam/plate loads lumped). Per eccitare una percentuale di massa accettabile è necessario considerare 130 modi. Affinché tutti questi convergano le iterazioni svolte superano le 70, per cui il limite di iterazioni viene portato a 100.

Riporto l'elenco dei modi calcolati: per ciascuno di essi si hanno frequenza, periodo e percentuale di massa eccitata lungo le direzioni X, Y e Z dello spazio.

MODE PARTICIPATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	4.206E+00	3.759E+04	28.670	0.077	0.000
2	5.322E+00	6.433E+03	0.051	7.411	0.256
3	5.967E+00	4.651E+03	0.004	6.696	0.444
4	6.246E+00	2.100E+04	0.873	0.824	0.005
5	7.713E+00	7.195E+01	0.004	0.002	0.122
6	8.484E+00	6.274E+03	0.084	6.660	0.362
7	8.877E+00	7.118E+03	0.384	0.037	0.000
8	9.170E+00	2.277E+04	9.791	0.044	0.018
9	9.473E+00	4.995E+03	0.001	6.938	0.363
10	9.592E+00	1.803E+04	2.005	0.073	0.144
11	9.671E+00	5.068E+03	0.003	2.490	0.242
12	9.831E+00	1.744E+04	2.083	0.049	0.004
13	1.020E+01	6.138E+03	0.033	1.913	0.000
14	1.027E+01	3.674E+03	0.036	0.594	0.695
15	1.067E+01	2.064E+03	0.077	1.261	0.084
16	1.168E+01	2.847E+03	0.026	0.061	0.000
17	1.168E+01	6.427E+02	0.005	0.035	0.001
18	1.206E+01	8.905E+03	0.019	2.468	0.022
19	1.255E+01	1.976E+04	0.000	0.038	0.071
20	1.267E+01	4.115E+03	0.004	0.255	0.377
21	1.273E+01	1.578E+03	0.064	5.711	0.067
22	1.324E+01	5.346E+03	0.016	0.001	0.616
23	1.336E+01	1.219E+03	0.031	3.483	0.128
24	1.386E+01	3.357E+02	0.030	0.091	0.012
25	1.422E+01	1.086E+04	0.002	0.119	0.009
26	1.450E+01	3.959E+03	0.050	0.055	0.006

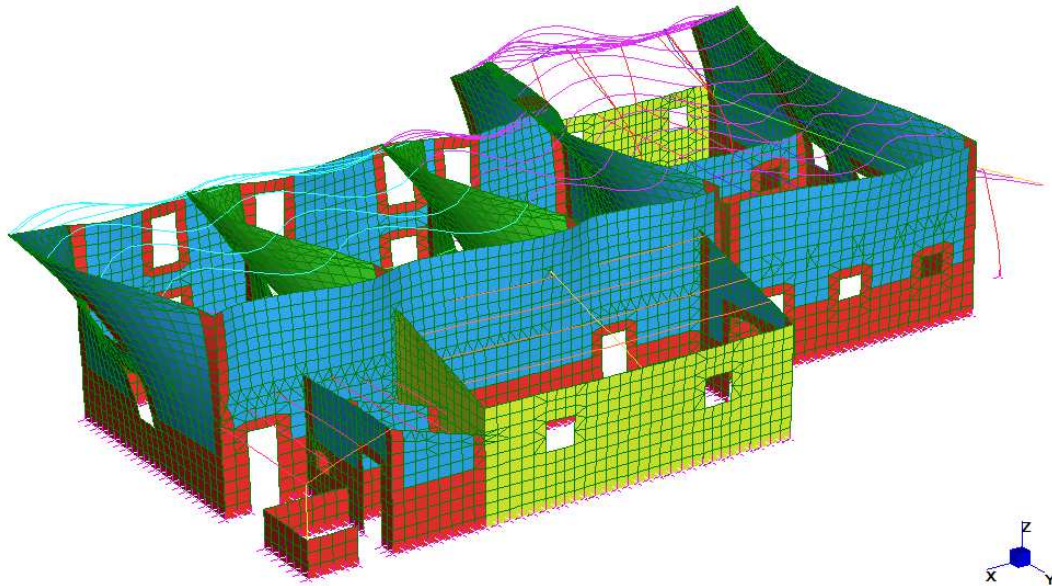
27	1.481E+01	3.787E+03	2.290	0.015	0.004
28	1.488E+01	1.051E+03	0.000	0.000	0.200
29	1.491E+01	1.031E+04	0.178	0.002	0.006
30	1.531E+01	5.707E+02	0.013	0.039	0.000
31	1.536E+01	3.626E+03	0.077	0.001	0.011
32	1.589E+01	2.679E+04	0.900	0.113	0.000
33	1.654E+01	5.128E+03	0.505	0.192	0.097
34	1.680E+01	1.167E+04	0.552	2.531	0.049
35	1.710E+01	7.446E+03	0.000	4.186	0.008
36	1.736E+01	4.021E+03	0.012	1.022	0.054
37	1.744E+01	6.950E+03	0.189	0.834	0.008
38	1.755E+01	1.253E+03	0.002	0.370	0.095
39	1.770E+01	6.319E+03	0.024	4.954	0.005
40	1.849E+01	3.478E+03	0.108	3.086	0.024
41	1.871E+01	3.685E+03	0.769	0.334	0.004
42	1.905E+01	3.096E+03	0.005	1.008	0.012
43	1.923E+01	2.923E+03	0.008	0.599	0.007
44	1.931E+01	9.996E+02	0.153	0.327	0.928
45	1.955E+01	5.441E+03	0.712	0.003	0.046
46	1.980E+01	9.387E+03	0.116	0.061	0.011
47	2.054E+01	3.092E+03	0.791	0.156	0.193
48	2.062E+01	3.456E+03	0.817	0.162	0.000
49	2.081E+01	2.473E+03	0.285	0.039	0.022
50	2.154E+01	8.012E+03	0.655	0.627	0.052
51	2.160E+01	5.436E+03	0.024	2.923	0.351
52	2.226E+01	1.519E+04	2.553	0.546	0.001
53	2.251E+01	9.328E+03	2.143	0.064	0.015
54	2.265E+01	8.939E+03	0.151	1.087	0.258
55	2.281E+01	2.137E+03	0.126	0.206	2.208
56	2.325E+01	4.932E+03	0.049	0.942	0.141
57	2.329E+01	6.478E+03	0.021	0.003	0.214
58	2.355E+01	7.634E+03	0.014	0.177	2.799
59	2.363E+01	1.480E+03	0.001	0.000	0.029
60	2.400E+01	5.548E+03	0.000	0.160	0.045
61	2.443E+01	2.414E+04	0.011	0.049	0.626
62	2.465E+01	3.485E+03	0.014	0.263	1.476
63	2.481E+01	5.943E+03	0.133	0.002	0.002
64	2.493E+01	7.481E+03	0.318	0.002	0.185
65	2.531E+01	8.468E+03	0.008	0.208	0.143
66	2.567E+01	9.569E+03	1.240	0.036	0.167
67	2.596E+01	9.769E+03	0.239	0.012	0.934
68	2.600E+01	5.564E+03	0.609	0.000	0.032
69	2.623E+01	6.093E+03	0.434	0.379	0.548
70	2.651E+01	5.954E+03	0.002	0.154	0.656
71	2.655E+01	2.600E+03	0.012	0.164	0.014
72	2.667E+01	1.502E+03	0.036	1.657	0.036
73	2.705E+01	1.689E+03	2.177	0.129	0.006
74	2.740E+01	1.643E+03	0.386	0.001	0.060
75	2.744E+01	4.571E+03	0.087	0.046	0.000
76	2.758E+01	1.369E+04	0.613	0.016	0.015
77	2.772E+01	7.167E+03	0.018	0.023	0.061
78	2.792E+01	5.385E+03	0.659	1.311	0.002

79	2.796E+01	2.268E+03	0.002	0.653	0.227
80	2.814E+01	2.119E+03	0.004	0.246	0.001
81	2.841E+01	4.916E+03	0.084	0.054	0.043
82	2.862E+01	1.337E+04	0.002	0.026	0.000
83	2.904E+01	4.805E+03	0.013	0.033	0.004
84	2.918E+01	6.083E+03	0.587	0.262	0.009
85	2.932E+01	7.415E+02	1.103	0.006	0.004
86	2.945E+01	1.722E+03	1.401	0.000	0.100
87	2.975E+01	2.749E+03	2.219	0.001	0.010
88	3.003E+01	1.980E+03	1.277	0.291	0.262
89	3.027E+01	4.459E+03	0.002	0.000	0.067
90	3.043E+01	4.307E+03	0.218	0.010	0.019
91	3.070E+01	1.225E+04	0.075	0.016	0.623
92	3.102E+01	4.533E+02	0.016	0.262	0.000
93	3.120E+01	1.899E+04	2.487	0.002	0.205
94	3.149E+01	1.217E+04	0.023	0.001	0.012
95	3.178E+01	2.297E+03	0.009	0.702	0.124
96	3.206E+01	2.590E+03	0.099	0.058	0.081
97	3.223E+01	3.543E+03	0.171	0.005	0.157
98	3.260E+01	1.464E+04	0.000	0.000	0.470
99	3.281E+01	2.266E+03	0.009	0.000	0.700
100	3.309E+01	1.762E+04	0.146	0.031	0.541
101	3.344E+01	1.698E+03	0.576	0.000	0.065
102	3.378E+01	1.584E+04	0.000	0.026	0.188
103	3.393E+01	7.206E+03	0.029	0.000	0.013
104	3.414E+01	9.363E+03	0.032	0.049	0.019
105	3.468E+01	8.144E+03	2.554	0.001	0.043
106	3.474E+01	2.141E+03	0.112	0.002	0.876
107	3.482E+01	8.574E+03	0.706	0.005	2.533
108	3.500E+01	2.691E+03	0.005	0.023	0.540
109	3.519E+01	3.899E+03	0.084	0.004	0.448
110	3.538E+01	1.116E+03	0.019	0.043	0.023
111	3.578E+01	4.460E+03	0.266	0.055	0.082
112	3.601E+01	1.063E+04	0.060	0.008	0.006
113	3.633E+01	2.009E+03	0.074	0.007	0.545
114	3.656E+01	7.905E+03	0.067	0.003	0.483
115	3.681E+01	2.769E+03	0.011	0.106	0.118
116	3.692E+01	1.999E+03	0.058	0.019	0.003
117	3.727E+01	2.279E+03	0.131	0.002	0.253
118	3.735E+01	6.786E+03	0.026	0.002	1.161
119	3.746E+01	1.099E+03	0.481	0.002	0.000
120	3.764E+01	7.899E+03	0.022	0.001	0.006
121	3.777E+01	5.012E+03	0.008	0.013	0.445
122	3.794E+01	5.993E+03	0.002	0.029	0.066
123	3.798E+01	5.826E+03	0.106	0.003	0.180
124	3.816E+01	2.642E+03	0.083	0.001	0.016
125	3.833E+01	3.773E+03	0.063	0.000	0.117
126	3.843E+01	5.418E+03	0.019	0.050	0.045
127	3.882E+01	5.806E+02	0.000	0.002	0.540
128	3.892E+01	1.689E+03	0.051	0.105	0.952
129	3.907E+01	5.718E+03	0.036	0.011	0.042
130	3.927E+01	4.676E+03	0.290	0.003	0.134

TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS	81.501	81.845	30.515		

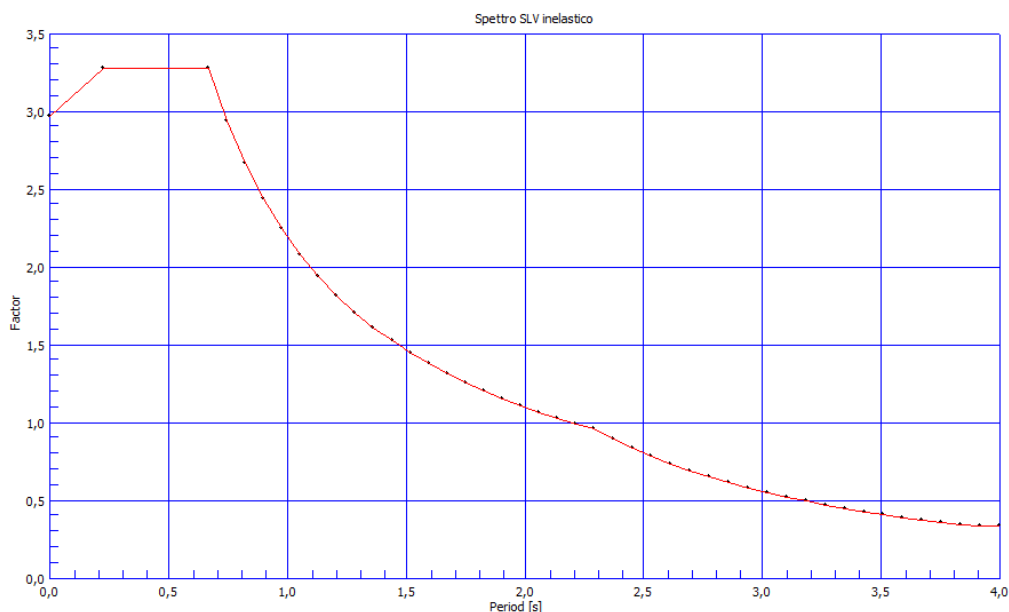
I modi più significativi (con percentuale di massa coinvolta maggiore del 4%) sono 1 e 8 (per la direzione X) e 2, 3, 6, 9, 21, 35, 39 (per la direzione Y).

L'immagine seguente si riferisce alla prima deformata modale, che sollecita una percentuale di massa in direzione X pari al 28.67%.



4.4.3 – ANALISI IN RISPOSTA SPETTRALE (SPECTRAL RESPONSE)

Questa analisi consiste nel sollecitare i modi ricavati in precedenza con lo spettro ottenuto al paragrafo 4.2.3, qui di seguito riportato nella forma richiesta dal programma di calcolo (ovvero adimensionale):



In pratica, per ogni modo considerato (tutti i 130 dell'analisi modale), si prende il valore dell'azione sismica corrispondente al periodo. Ciascun modo è caratterizzato da frequenza e periodo diversi, quindi l'ordinata dello spettro da assegnare varia a seconda del modo in esame.

Valutare gli effetti dell'azione sismica sui singoli modi e combinarli è la seconda parte dell'analisi lineare dinamica prevista dal DM 14/1/2008.

Per la combinazione degli effetti relativi ai vari modi dovrebbe essere utilizzata una combinazione quadratica completa (CQC). Al fine di semplificare la procedura di analisi si opta per combinare i singoli effetti mediante la combinazione SRSS.

I risultati dell'analisi spettrale sono relativi alla sola struttura soggetta ad azione sismica, senza considerare i carichi statici agenti. Per ottenere i risultati comprensivi di tutti i carichi, e quindi relativi alle combinazioni SLV precedentemente definite, vengono combinati tra loro i risultati della Spectral Response Analysis e della Linear Static Analysis con l'utilizzo degli opportuni coefficienti moltiplicativi previsti dalle combinazioni stesse.

4.5 – RISULTATI

Le analisi statiche e dinamiche forniscono i risultati relativi alle numerose combinazioni SLU e SLV definite. Per poter cogliere, su ogni singolo elemento, la situazione più gravosa tra quelle fornite dalle varie combinazioni, si effettuano involuppi dei risultati.

Si generano involuppi relativi alle tensioni minime (per valutare eventuali problemi di eccessiva compressione sugli elementi) e involuppi sulle tensioni massime (che evidenziano dove le trazioni risultano troppo gravose per la muratura).

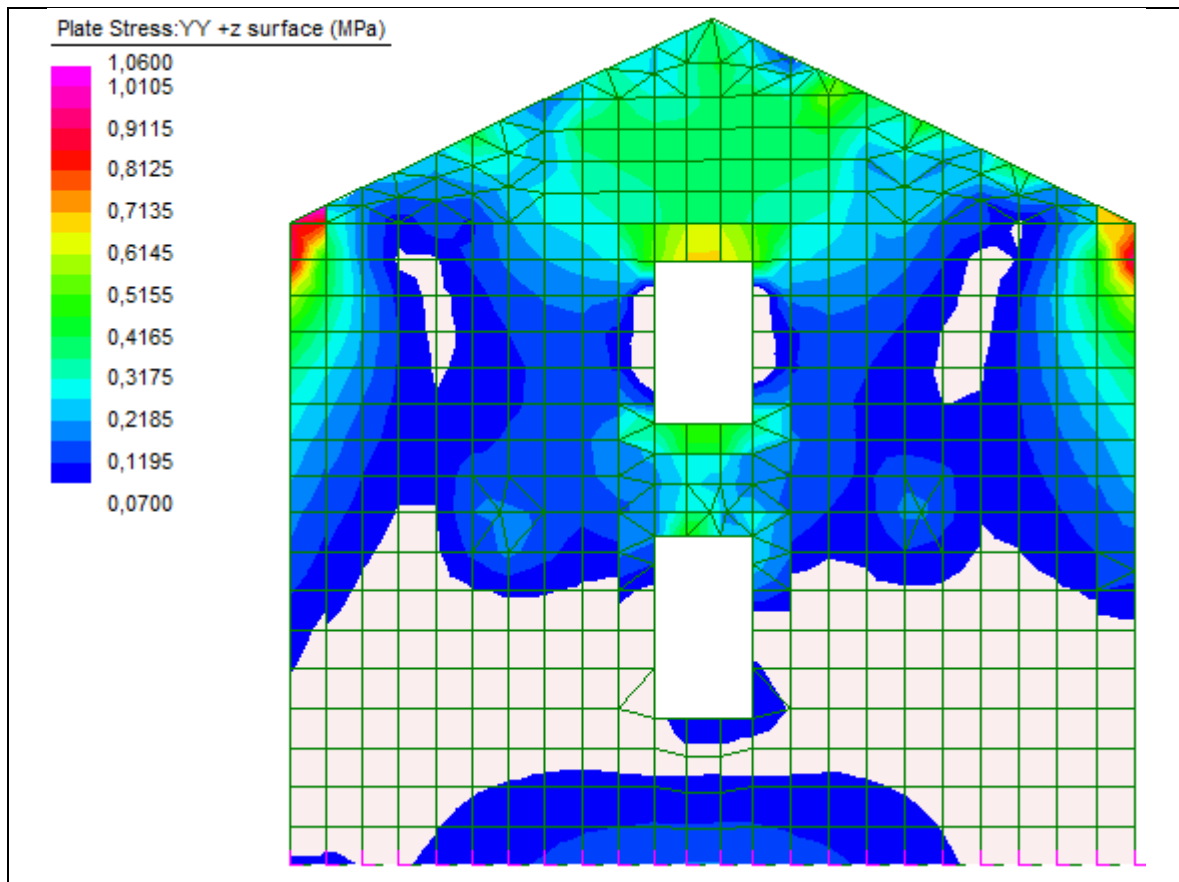
In merito alle compressioni non esistono situazioni problematiche dato che in nessun elemento finito si raggiungono valori di tensioni negative tali da poter sviluppare crisi della muratura per schiacciamento. I valori di progetto sulla tensione massima di compressione, valutati nel precedente capitolo, non vengono nemmeno lontanamente raggiunti.

I problemi si incontrano, invece, analizzando gli stati tensionali di trazione. In tutte le pareti vi sono porzioni, anche piuttosto ampie, soggette a trazioni eccessive per la muratura esistente. Ricordiamo che si è scelto di assumere come limite massimo di tensione positiva sulla muratura 1/10 della massima compressione ammissibile. Tale limite risulta in realtà in favore di sicurezza in quanto in genere una muratura può fornire resistenza a trazione anche superiore. Tuttavia, il basso livello di conoscenza dei materiali non permette di far ampio affidamento su valori maggiori, anche perché la resistenza a trazione è una caratteristica molto dispersa a livello probabilistico.

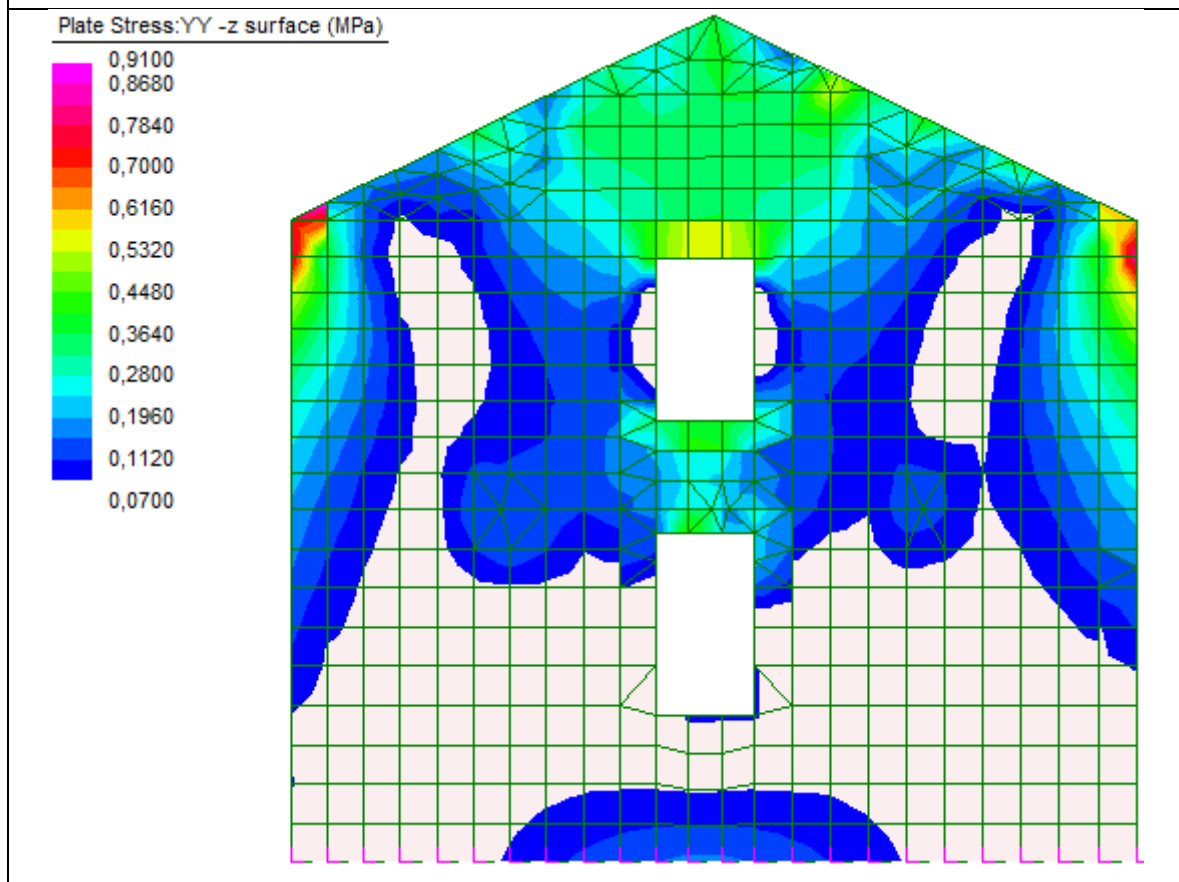
Si riportano le stampe, relative alle singole pareti, delle tensioni di trazione eccedenti il limite di 0.07 MPa , cioè 1/10 della resistenza a compressione della muratura mista.

Per ogni parete si hanno quattro immagini: due relative alle tensioni verticali e due relative alle tensioni orizzontali. Per ciascuna direzione si hanno due stampe in quanto metto in evidenza i valori tensionali che si hanno sulle facce opposte della parete.

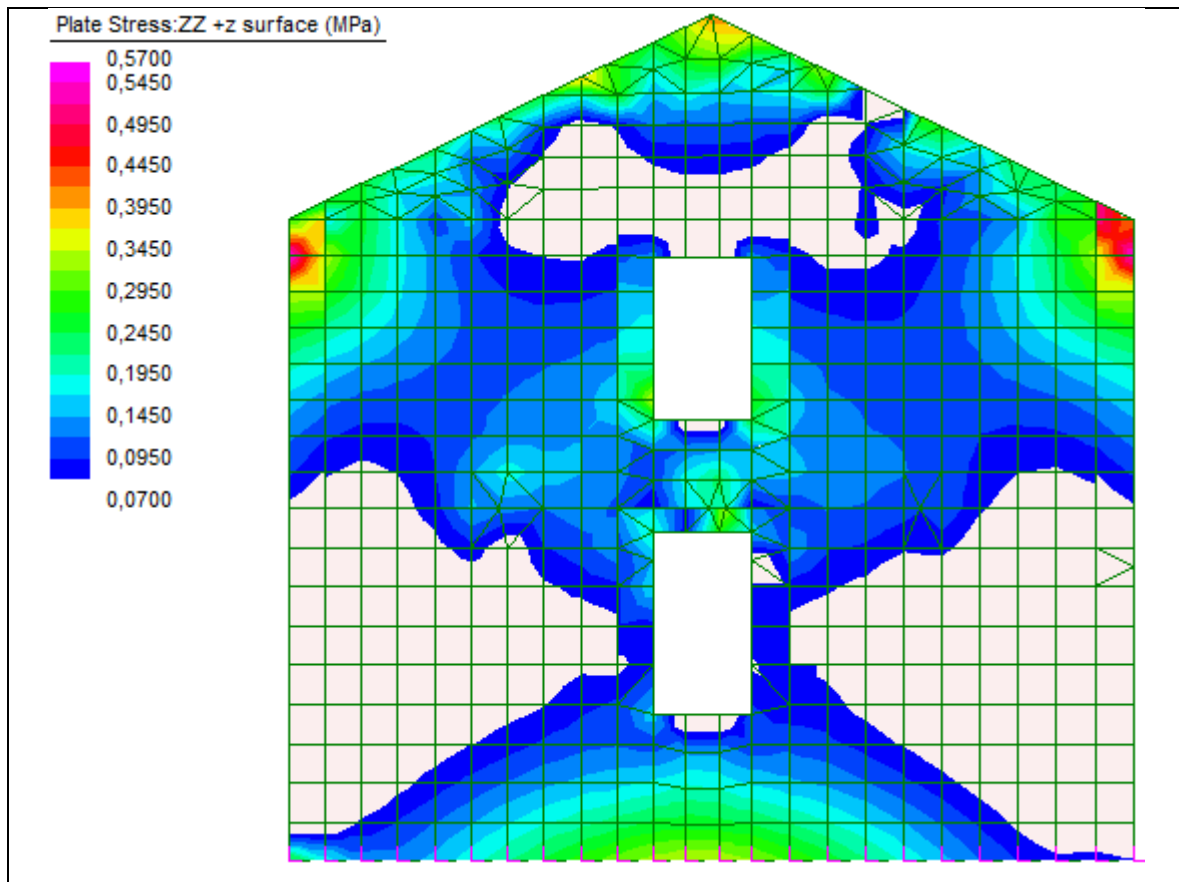
Si ricordi che quest'ultime sono contrassegnate da una lettera o da un numero, secondo lo schema presentato al termine del paragrafo 3.1.



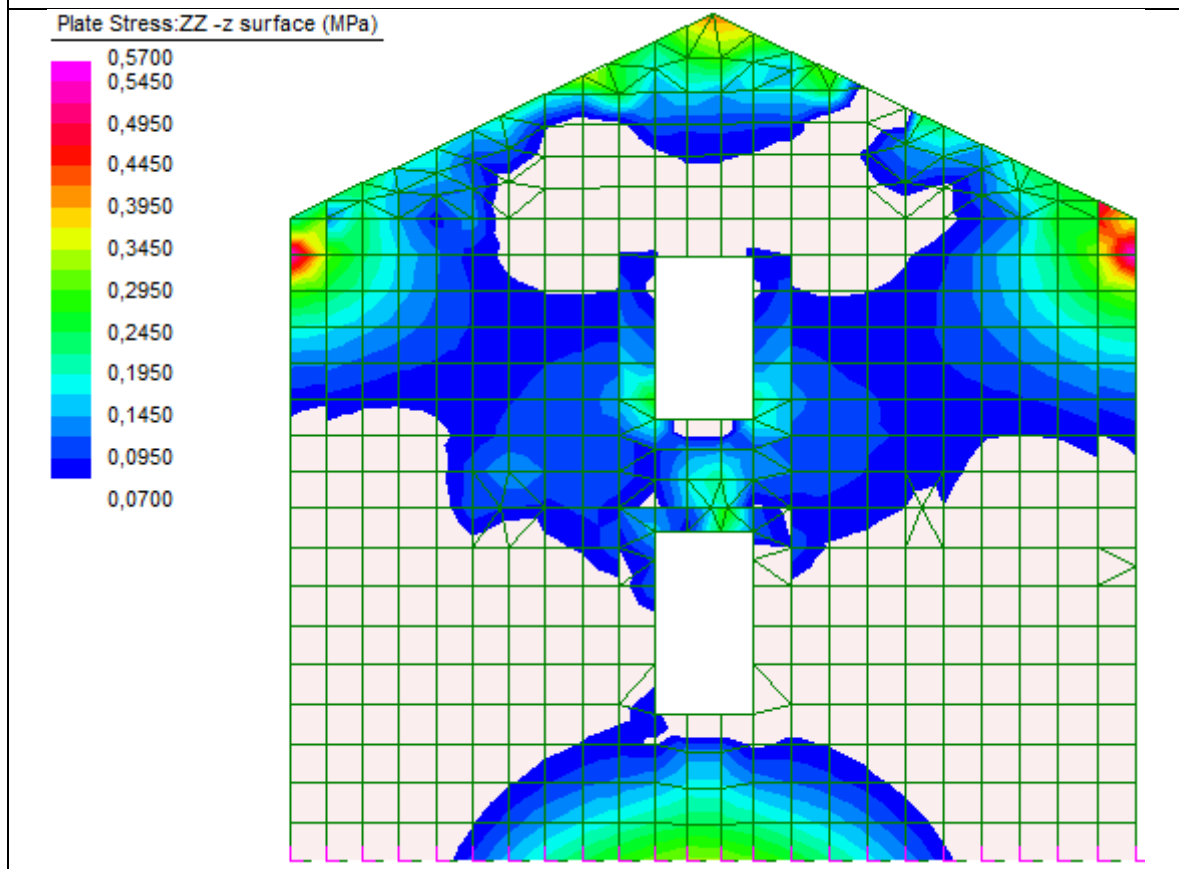
Parete 1: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



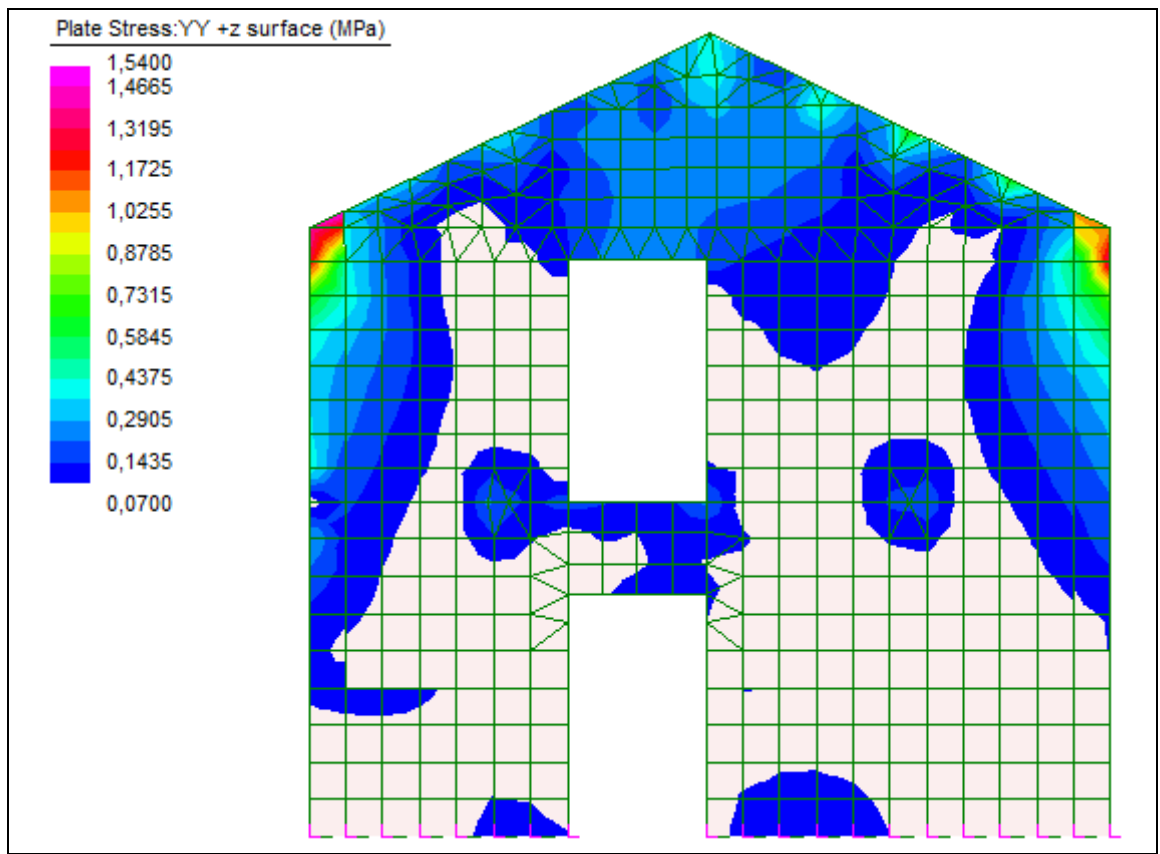
Parete 1: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X



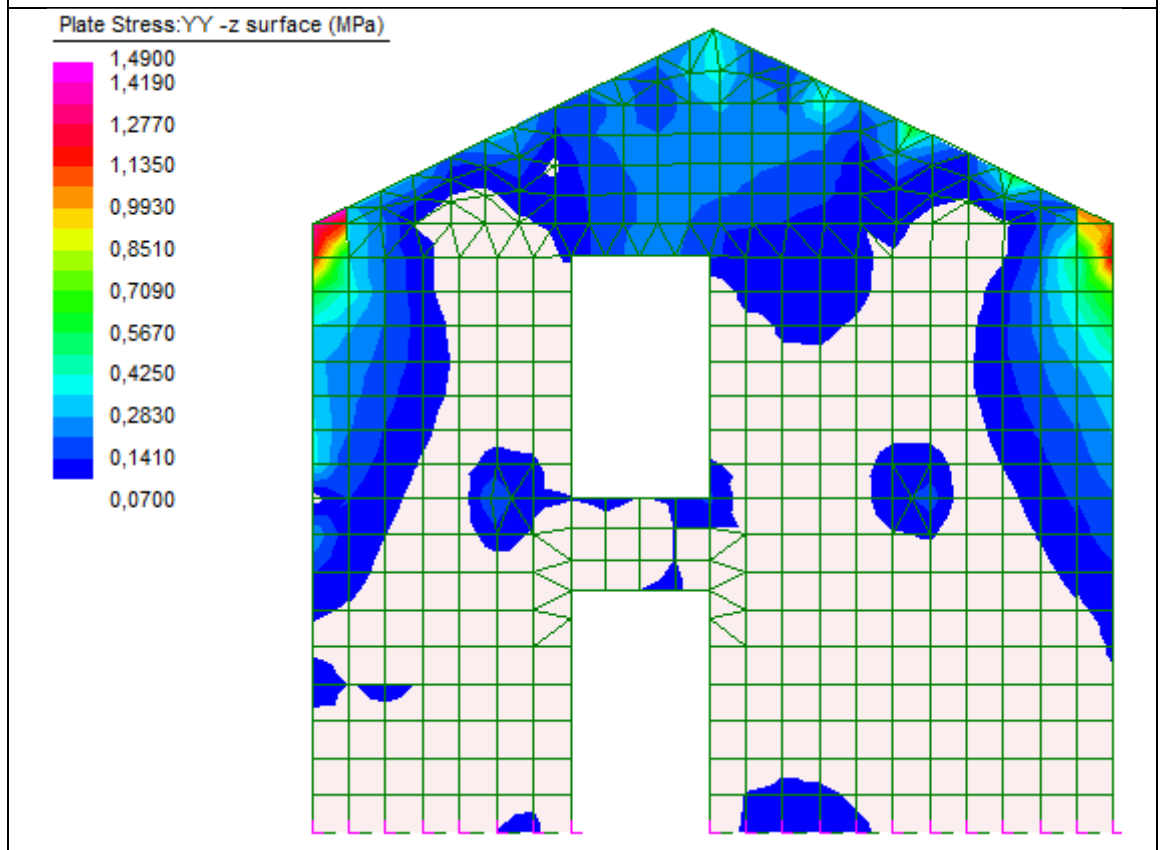
Parete 1: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



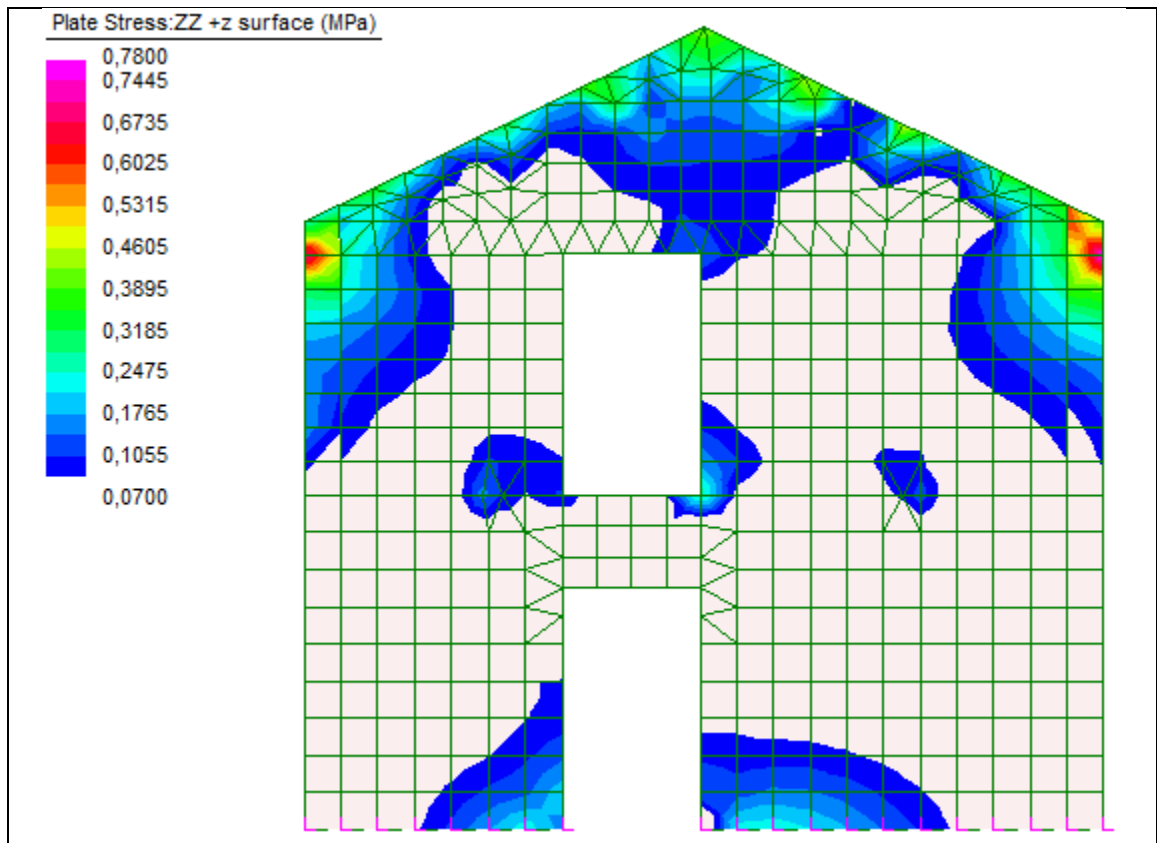
Parete 1: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



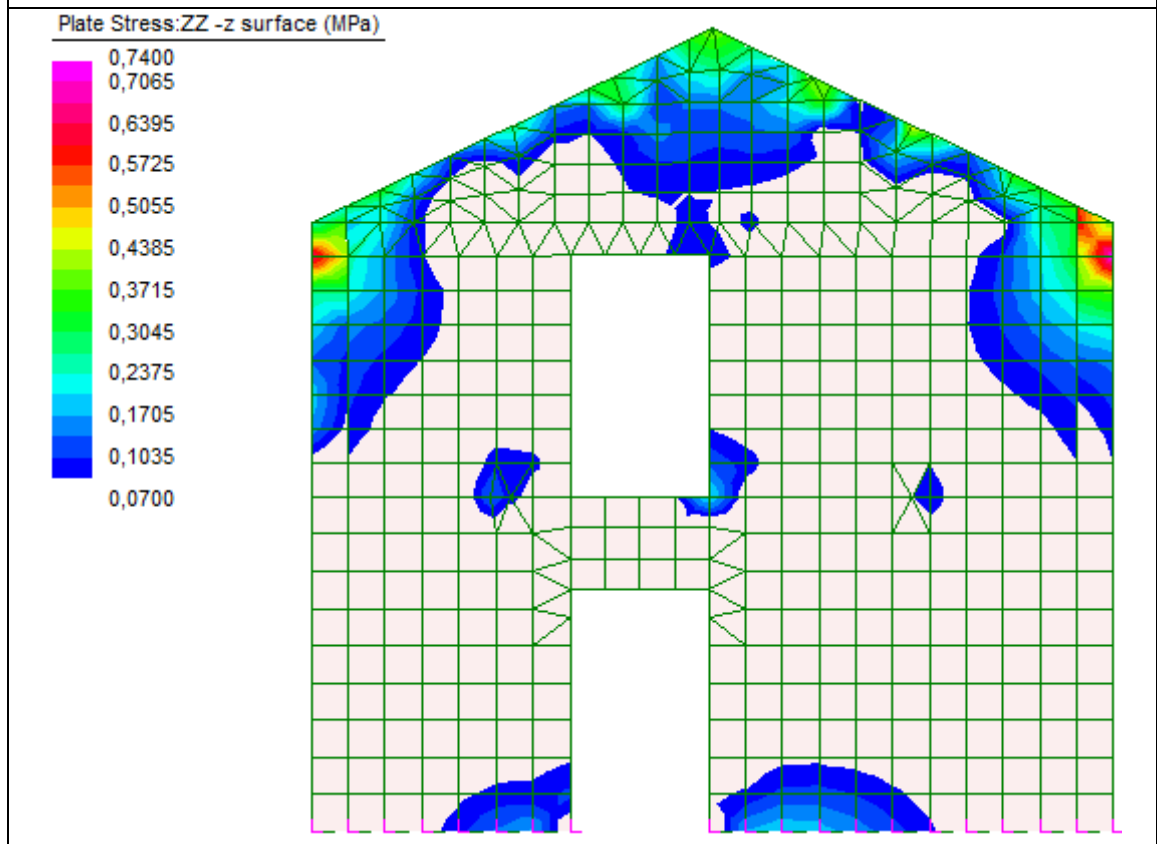
Parete 2: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



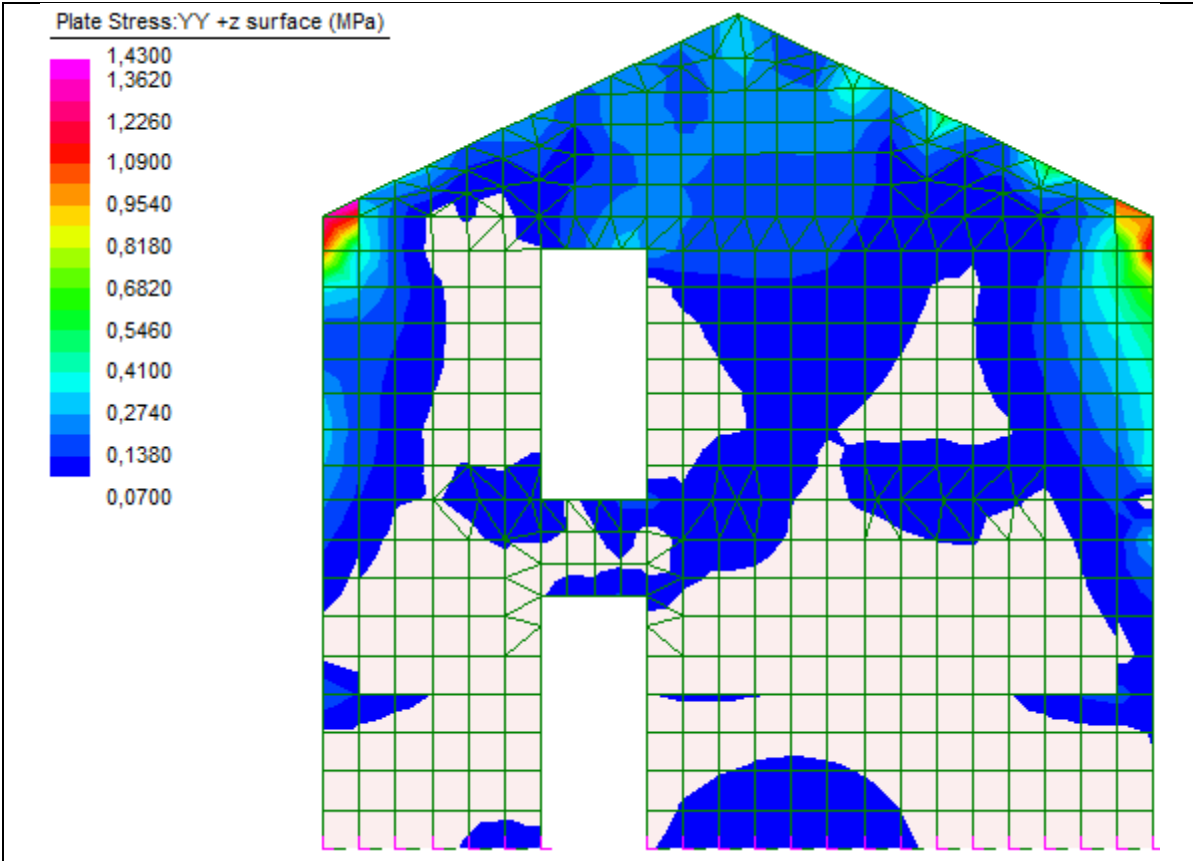
Parete 2: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X



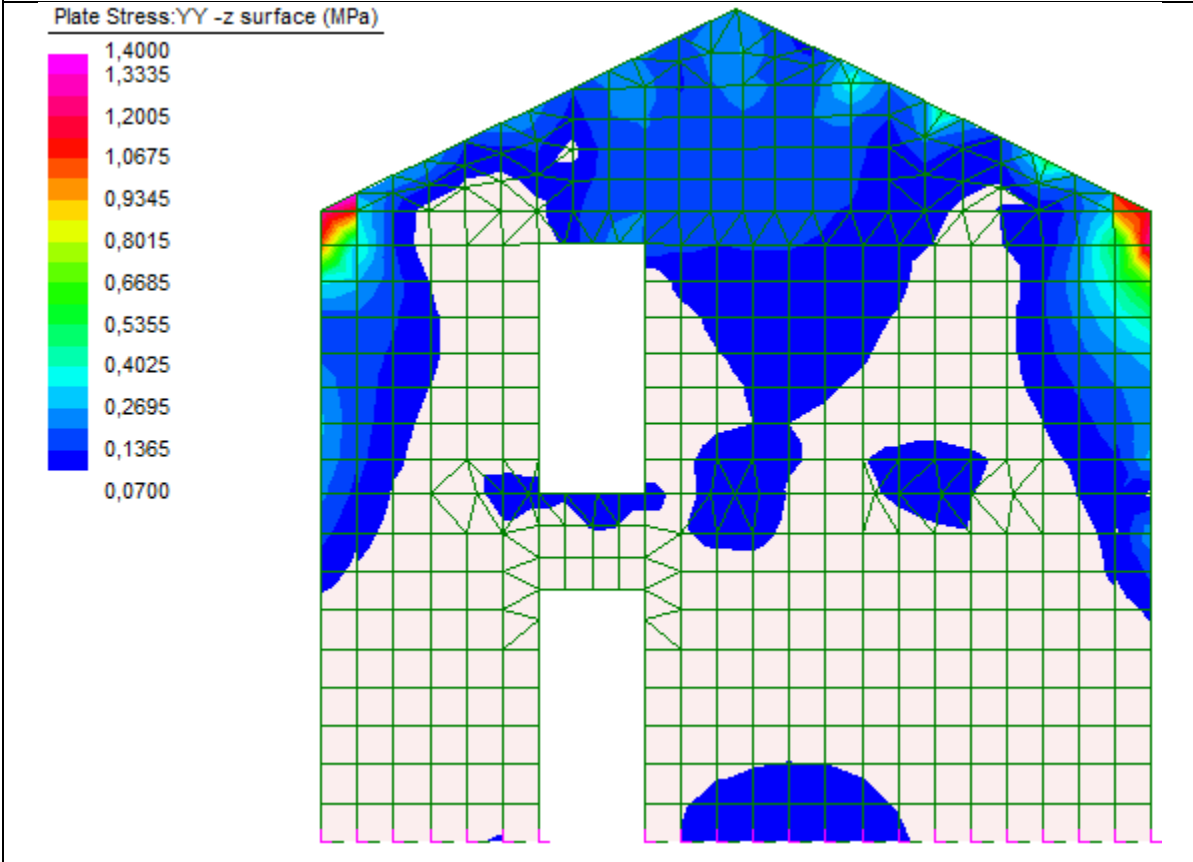
Parete 2: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



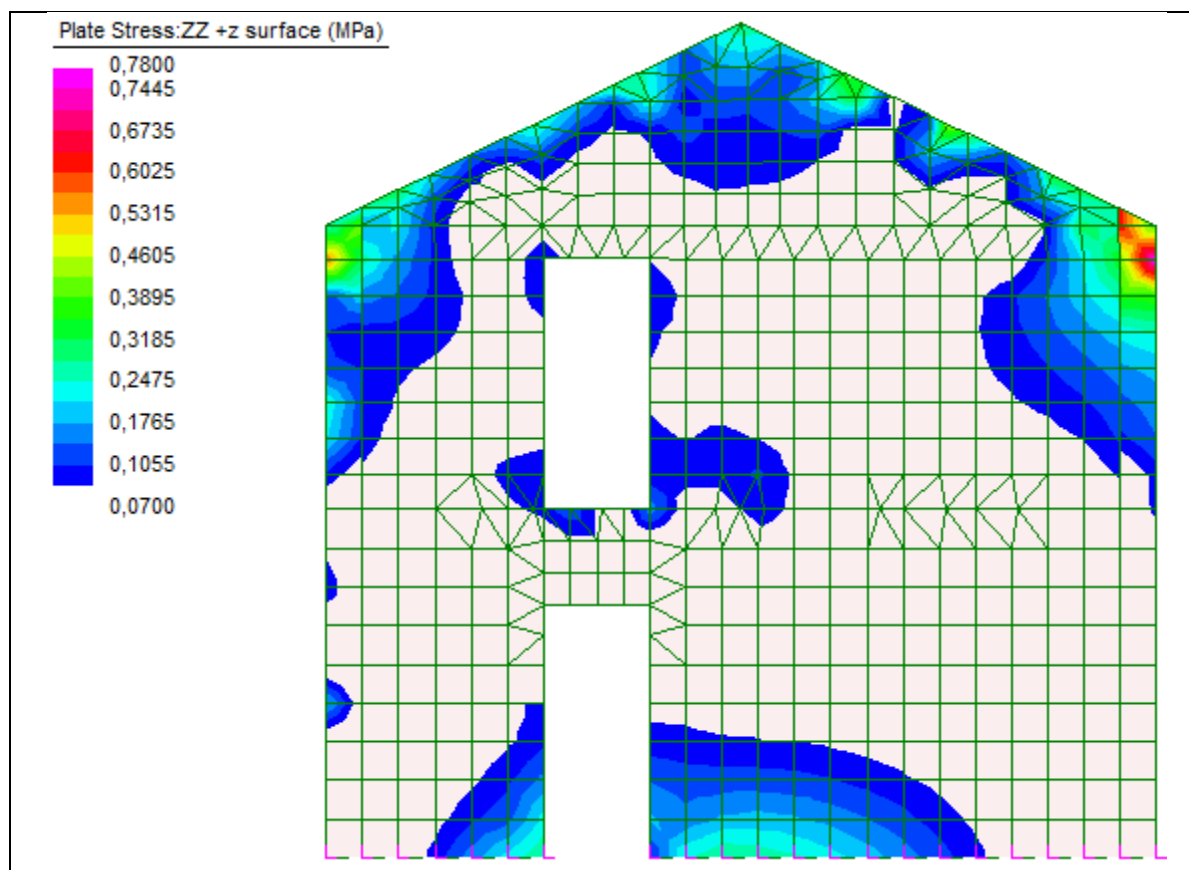
Parete 2: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



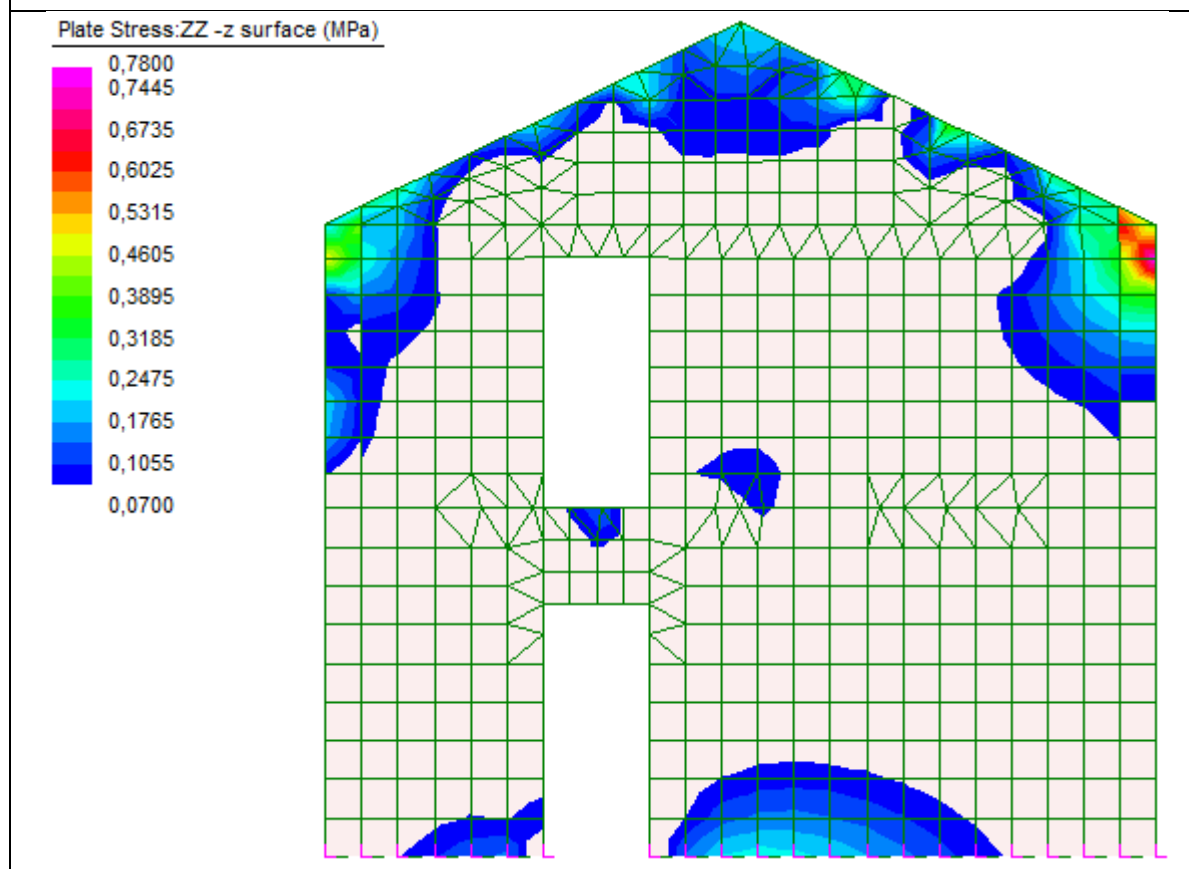
Parete 3: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



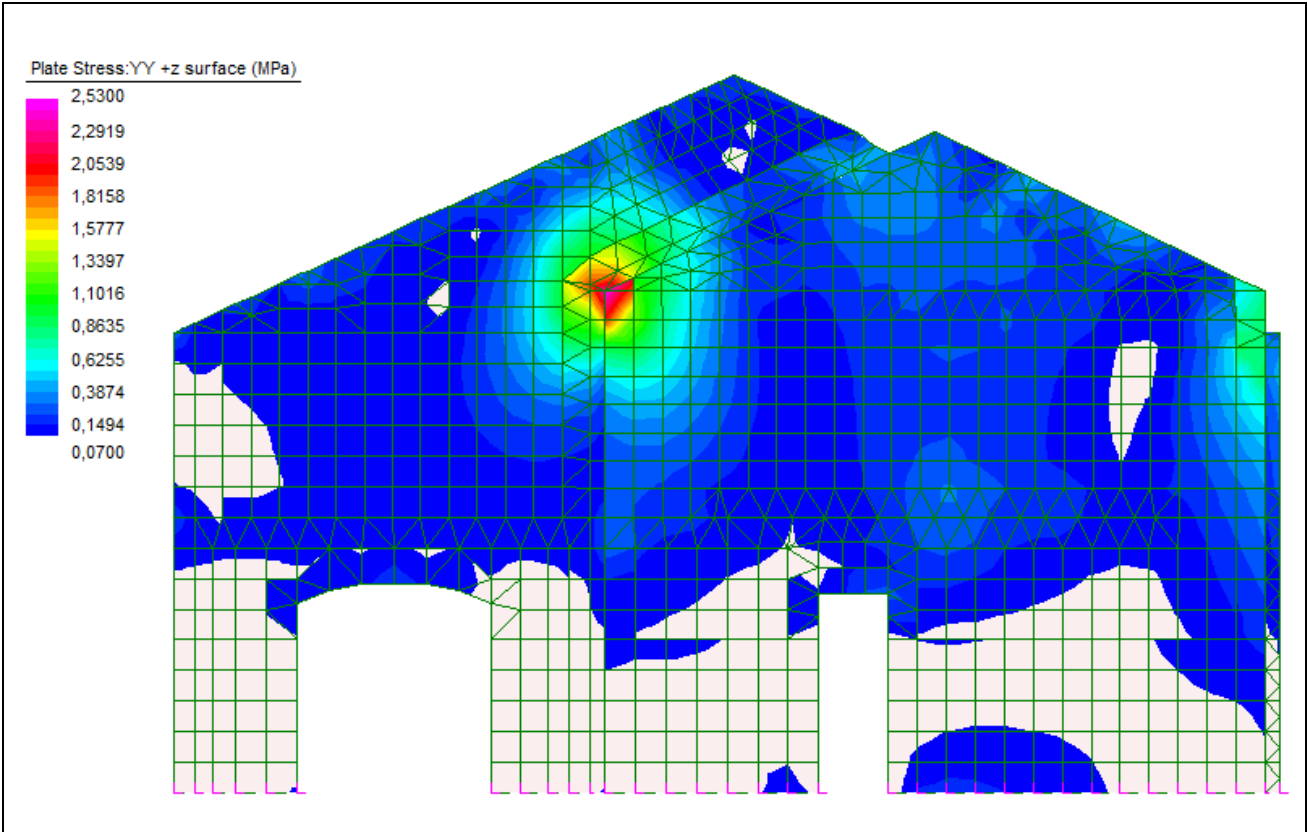
Parete 3: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X



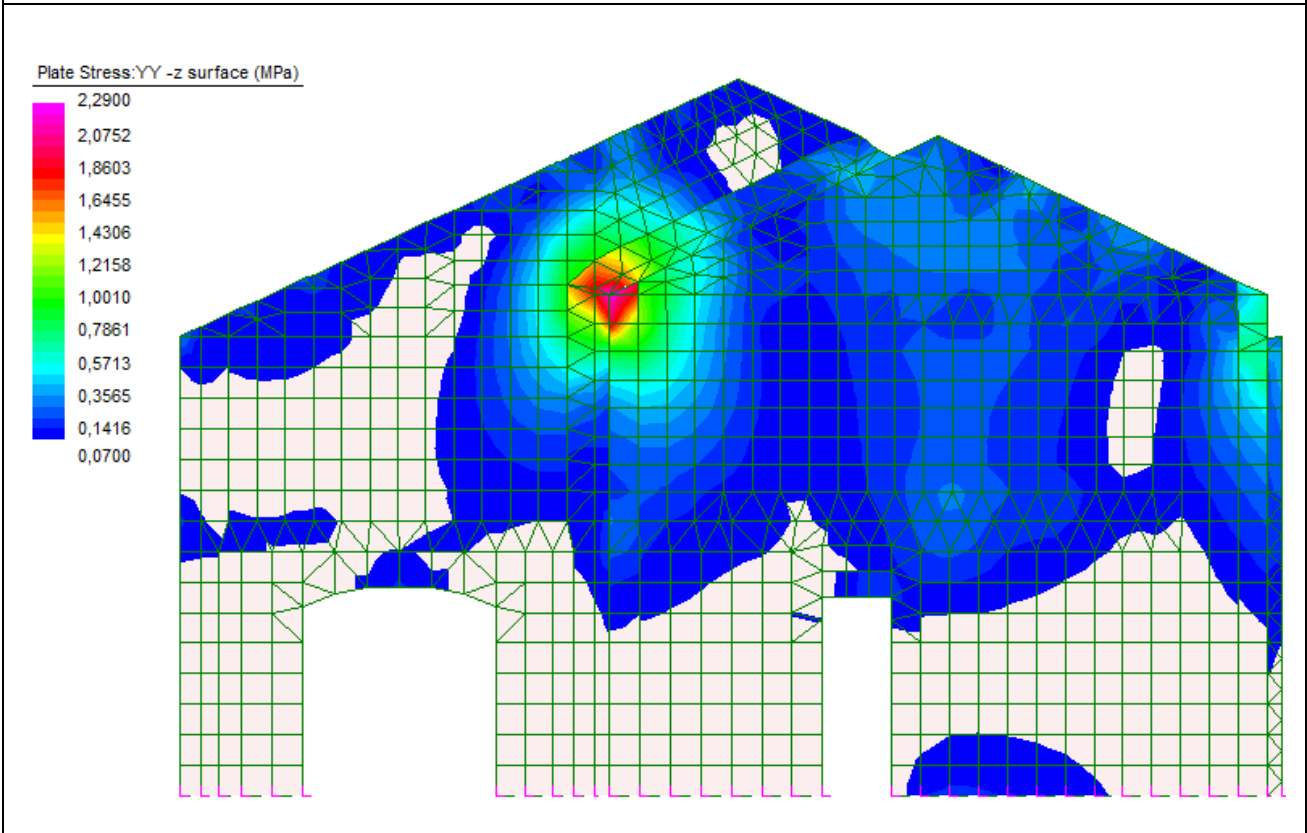
Parete 3: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



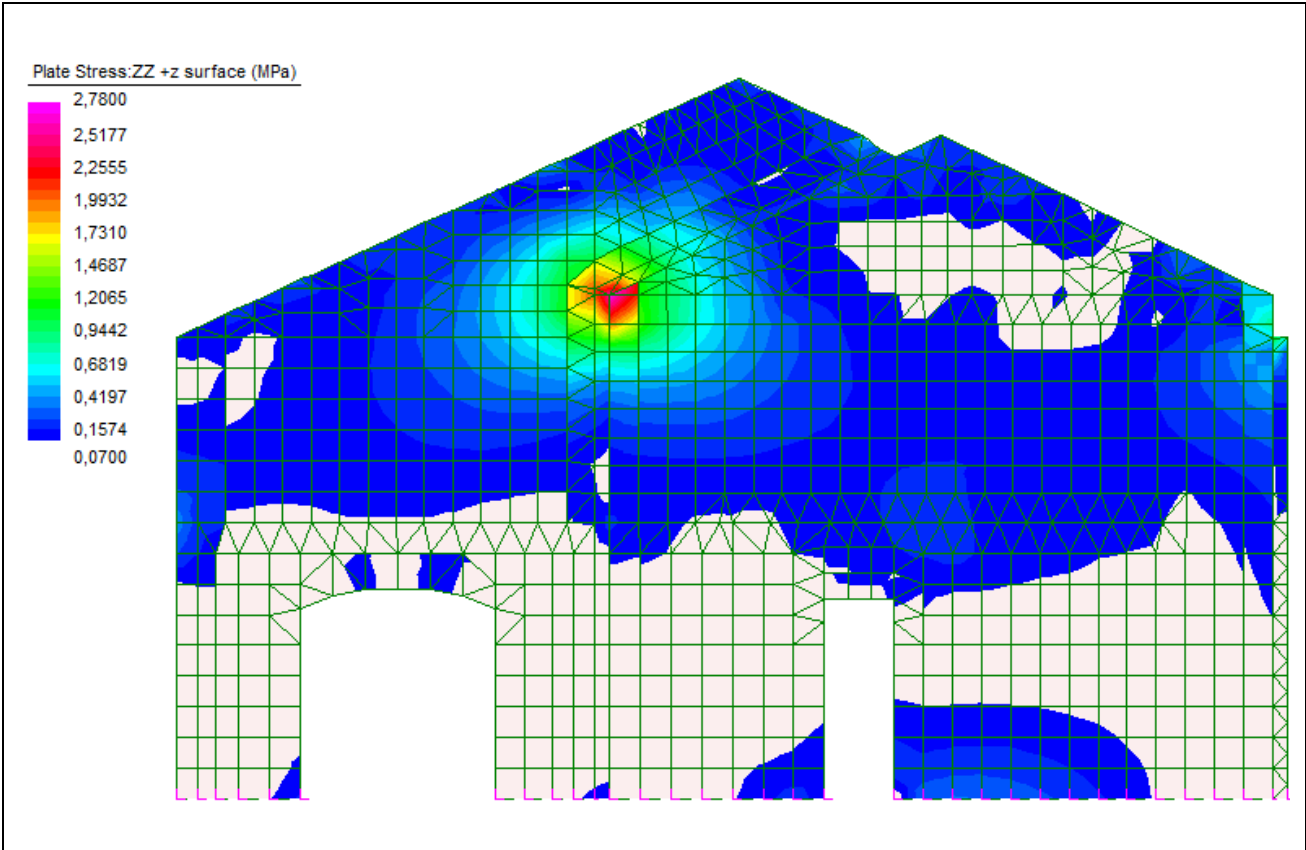
Parete 3: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



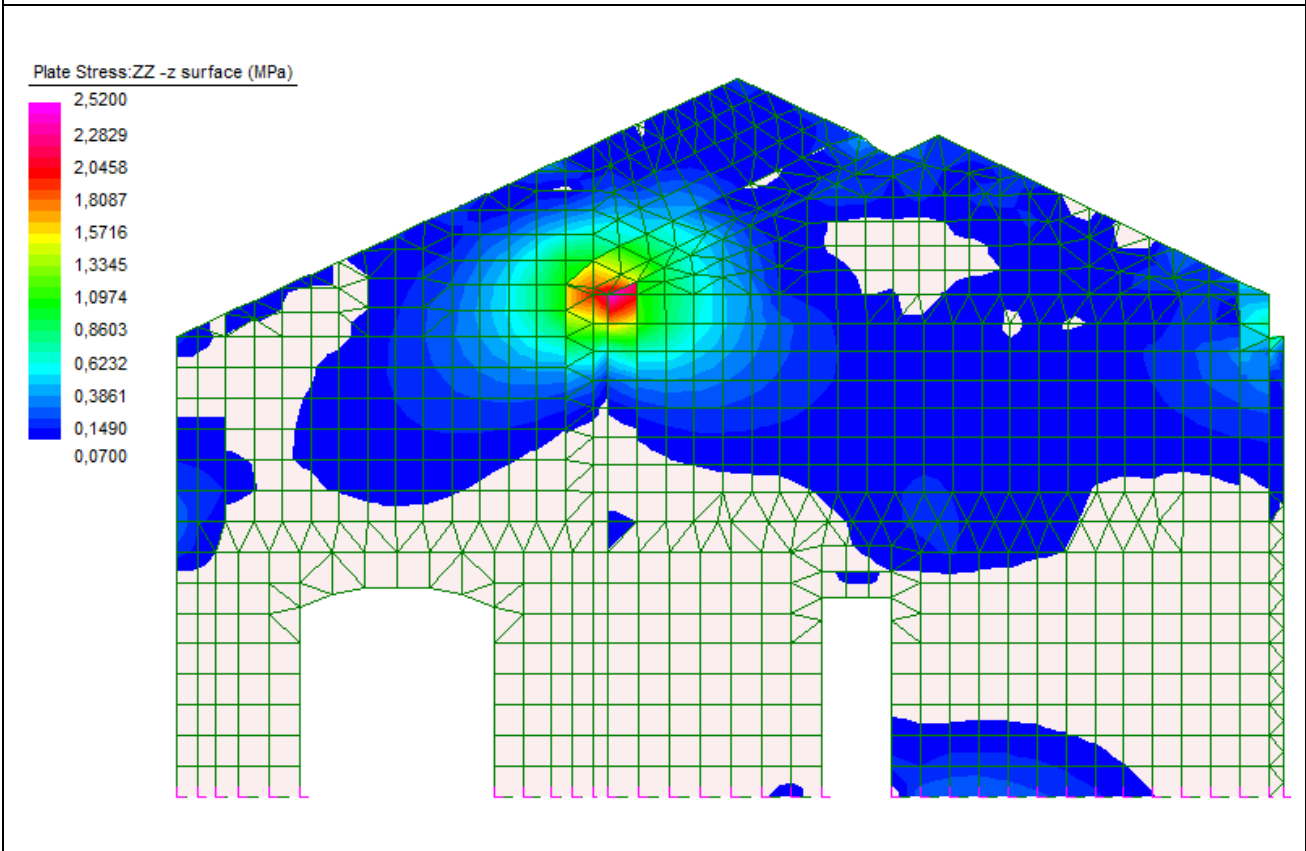
Parete 4: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



Parete 4: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X

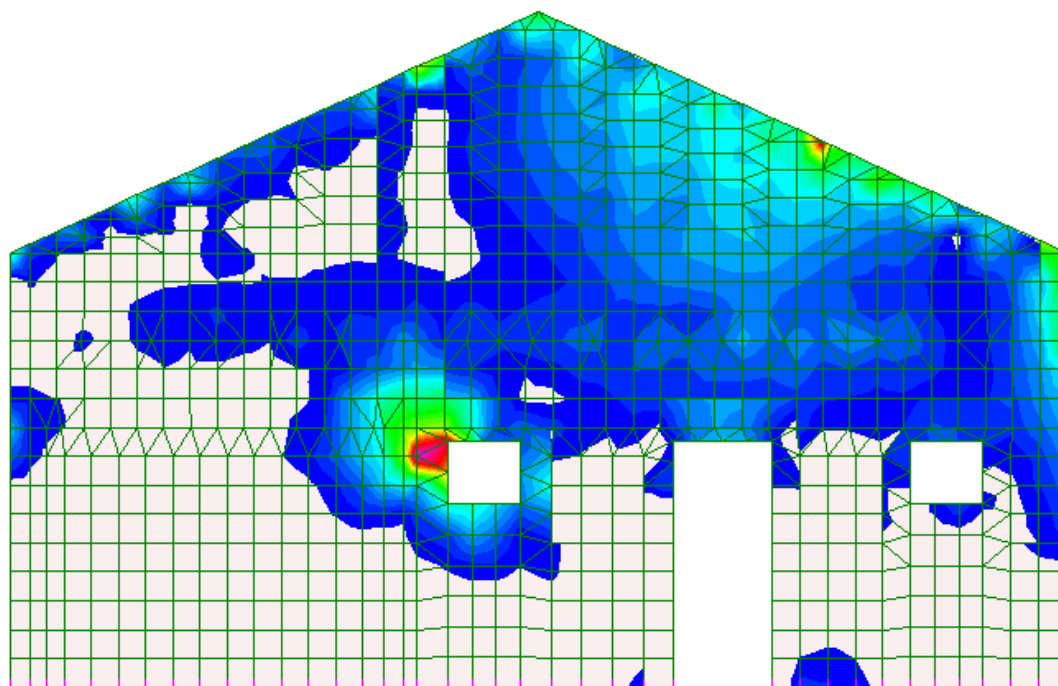
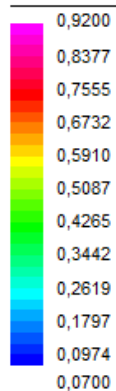


Parete 4: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



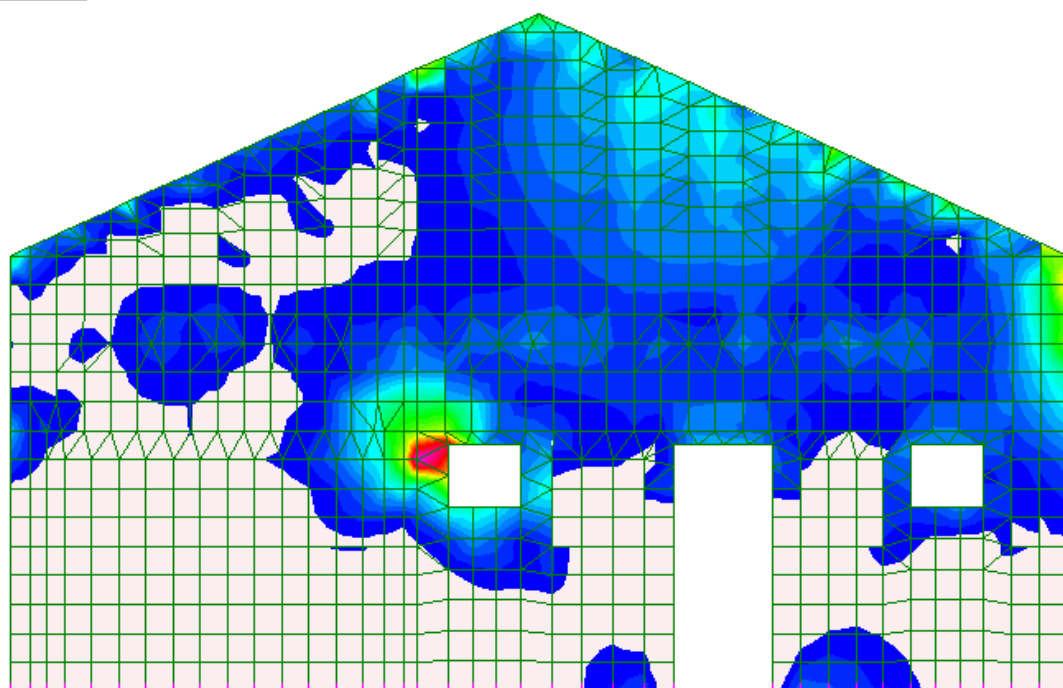
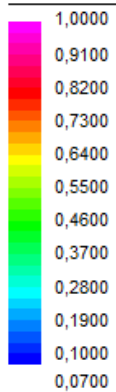
Parete 4: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X

Plate Stress:YY -z surface (MPa)

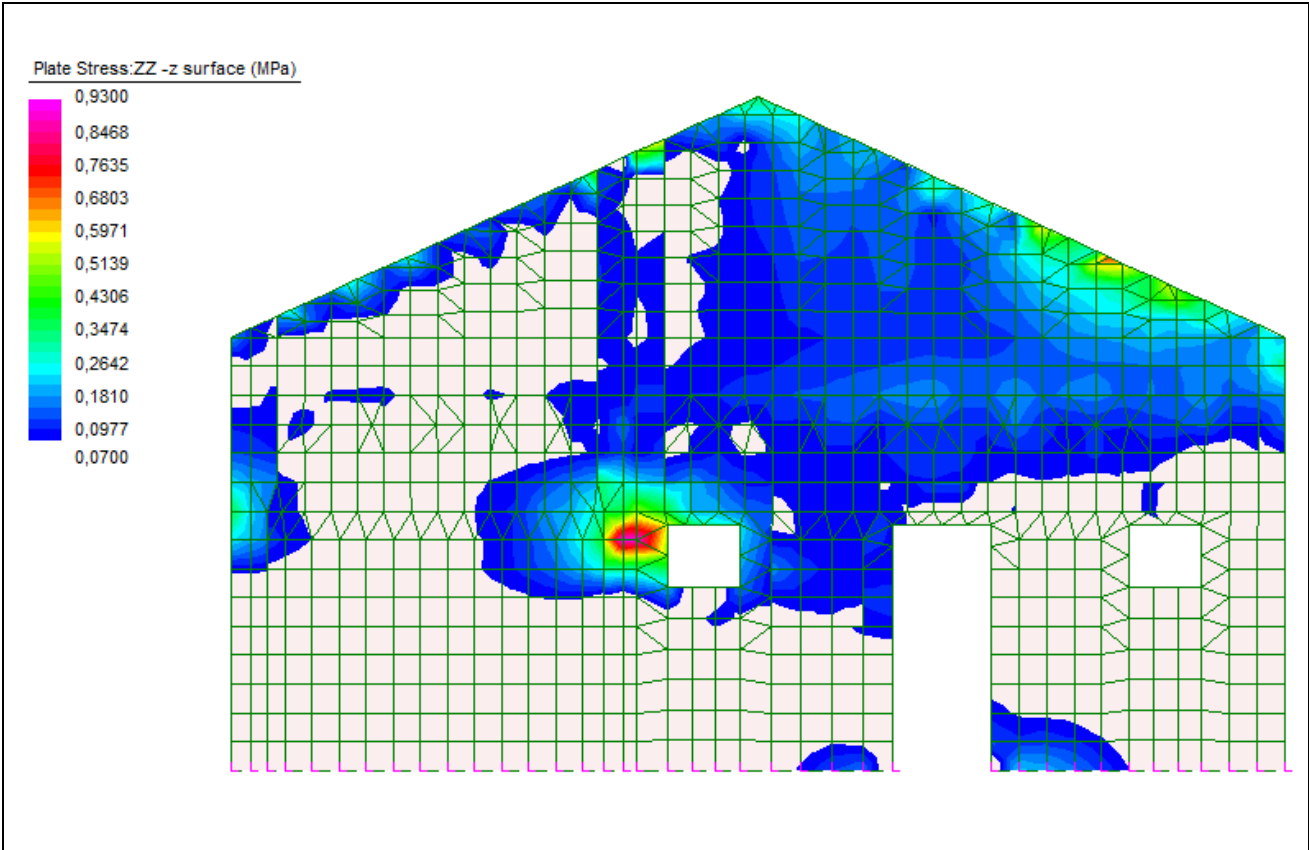


Parete 5: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X

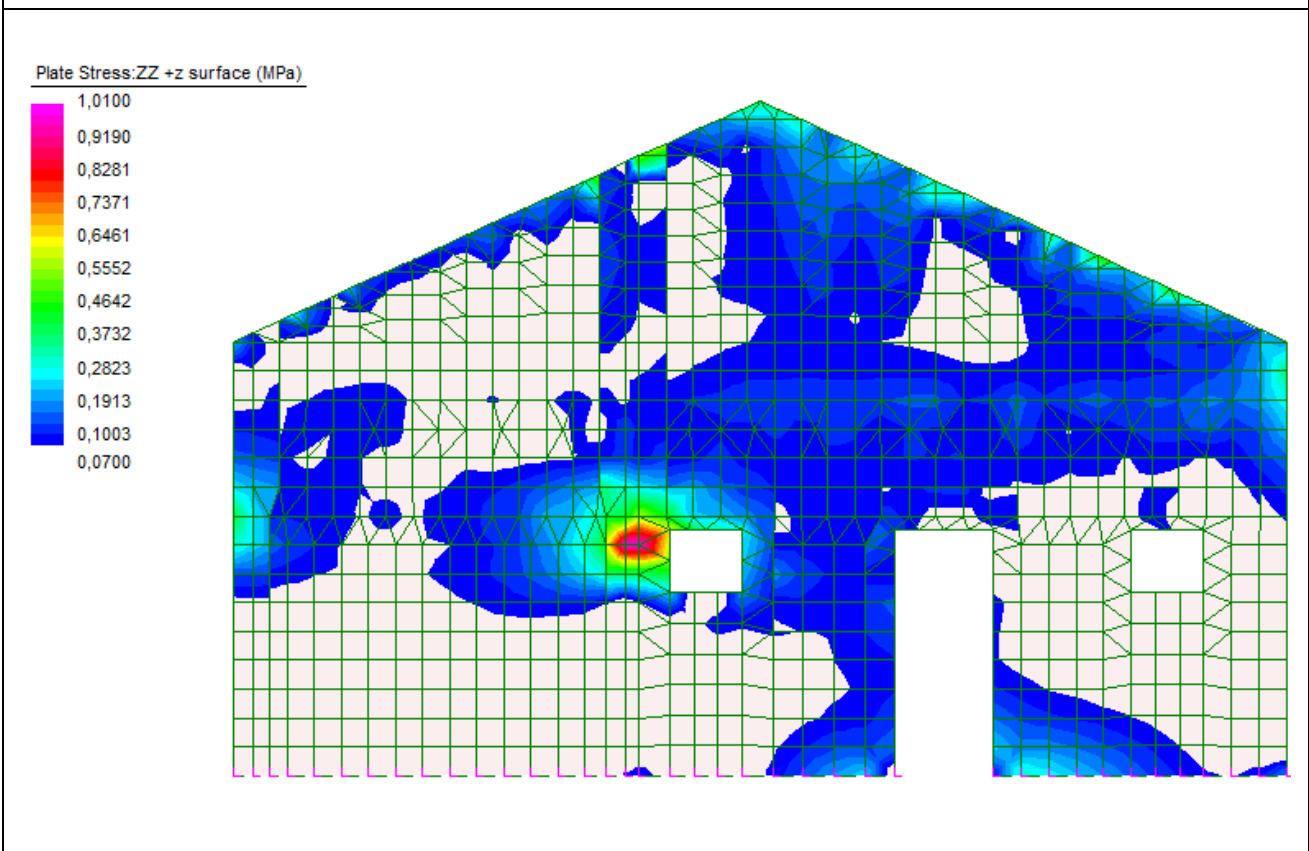
Plate Stress:YY +z surface (MPa)



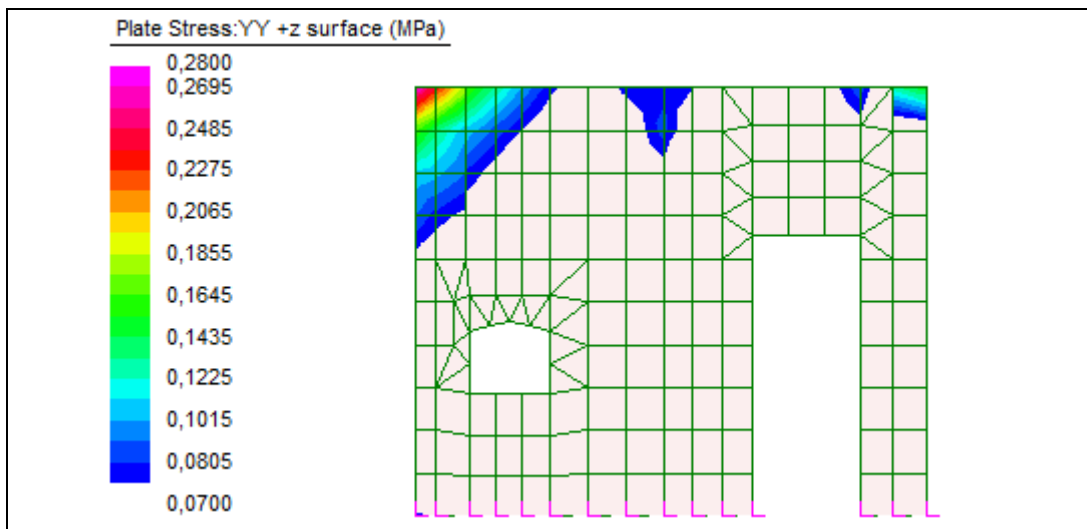
Parete 5: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X



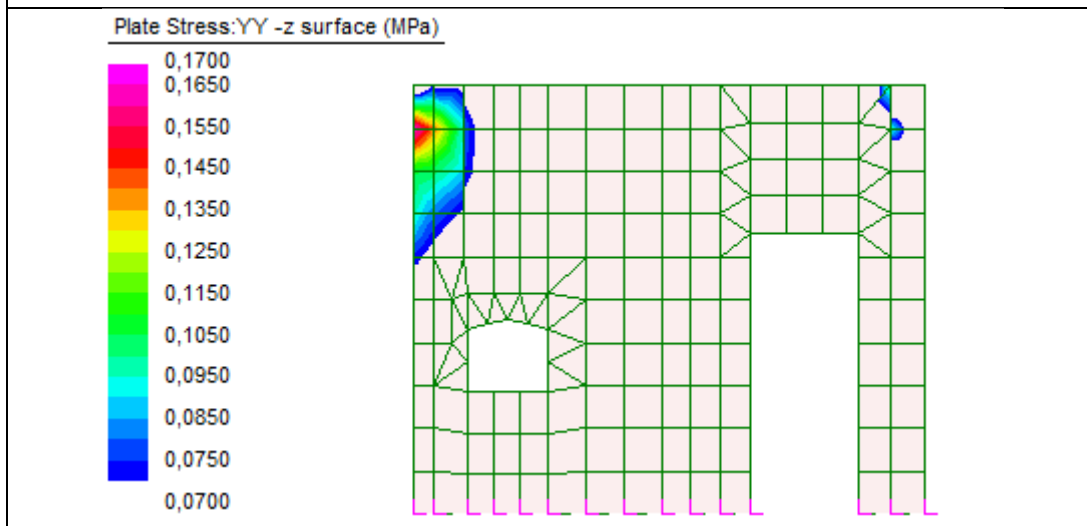
Parete 5: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



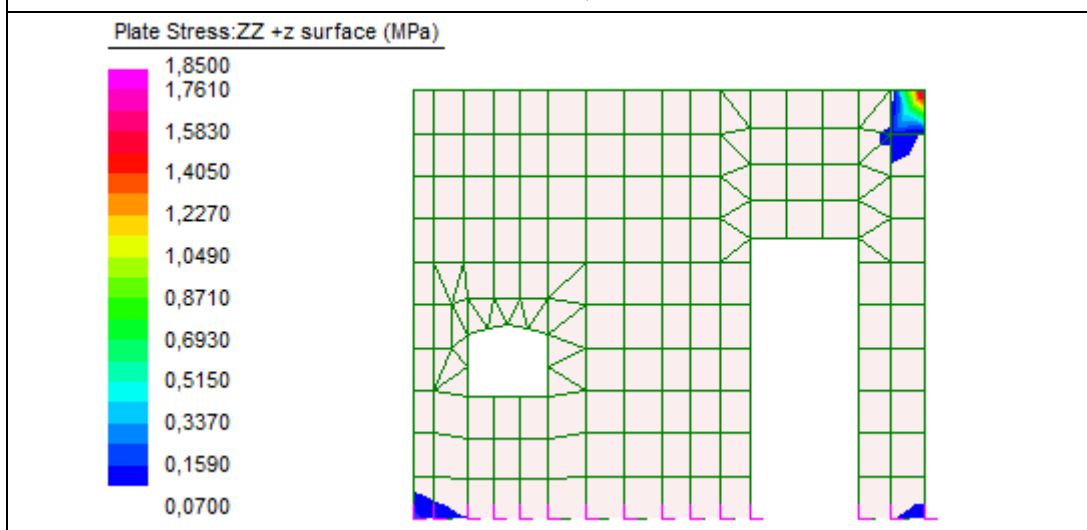
Parete 5: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



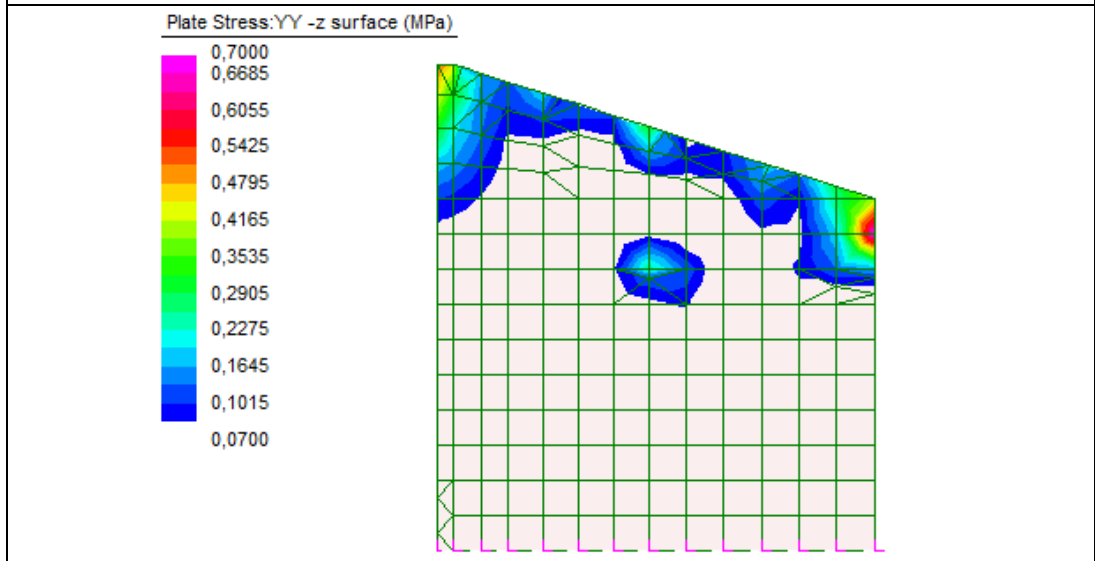
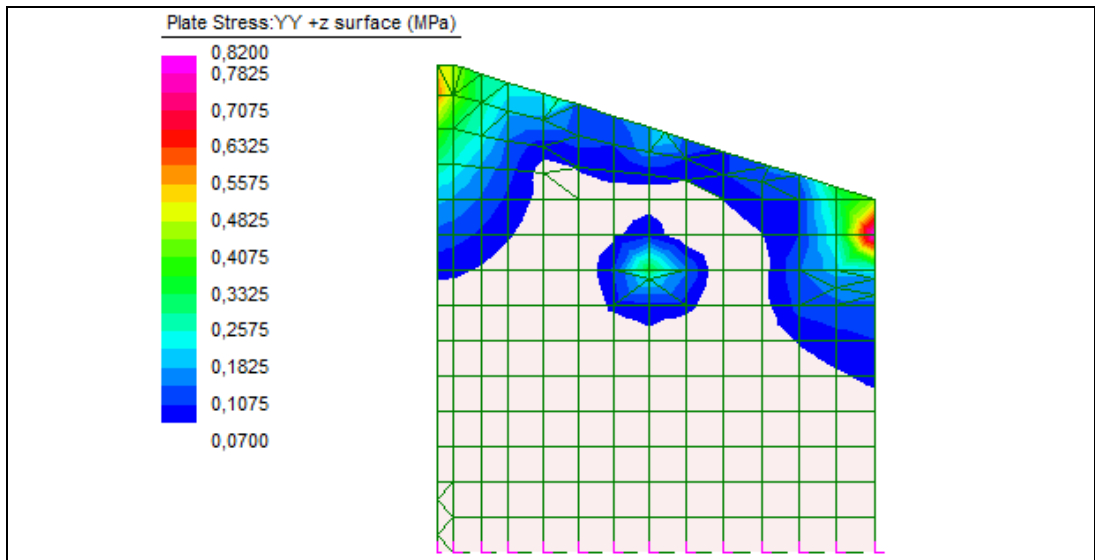
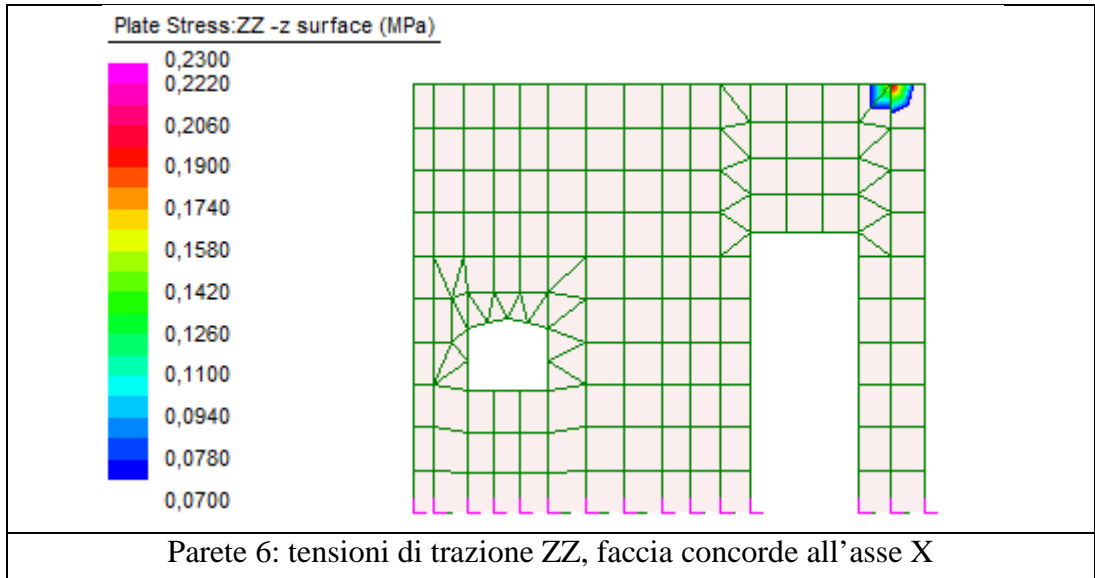
Parete 6: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X

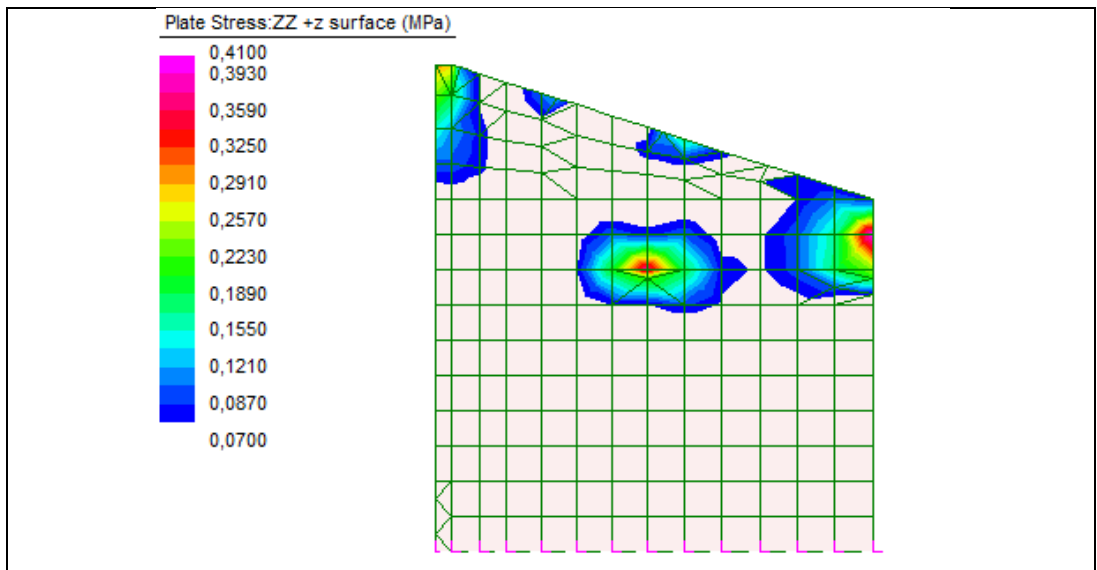


Parete 6: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X

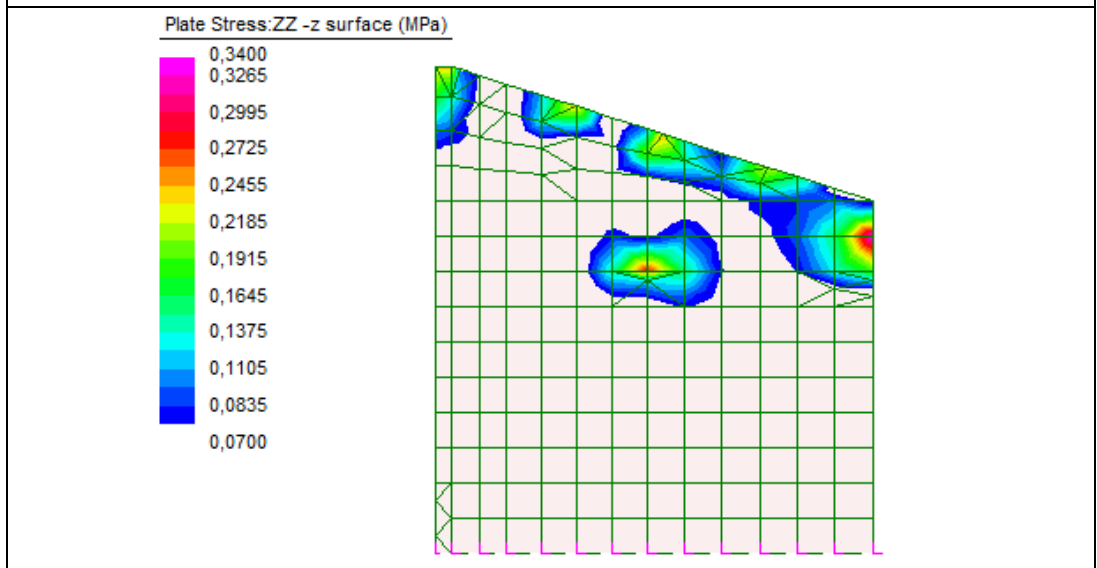


Parete 6: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X

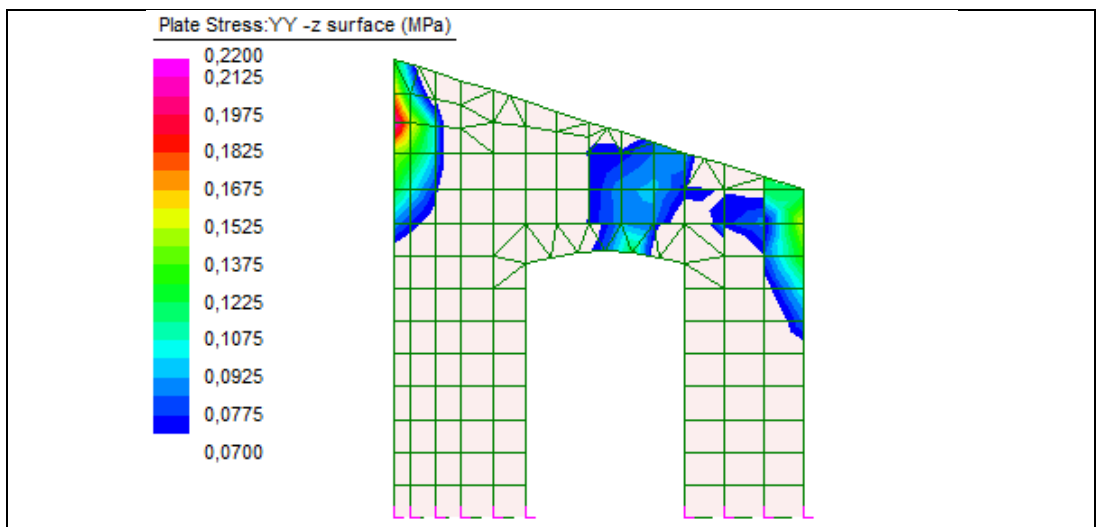




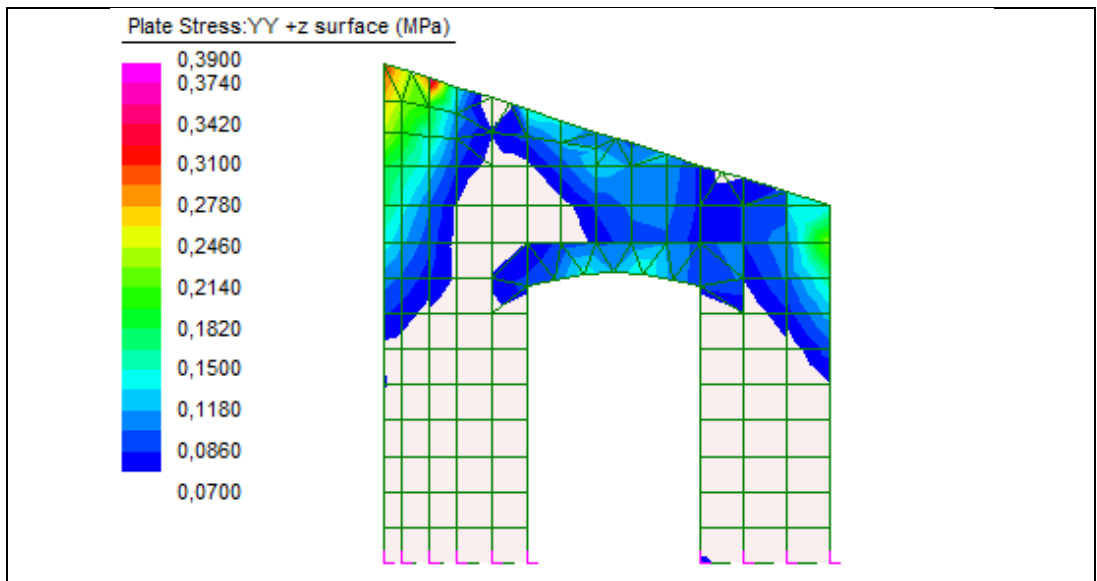
Parete 7: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



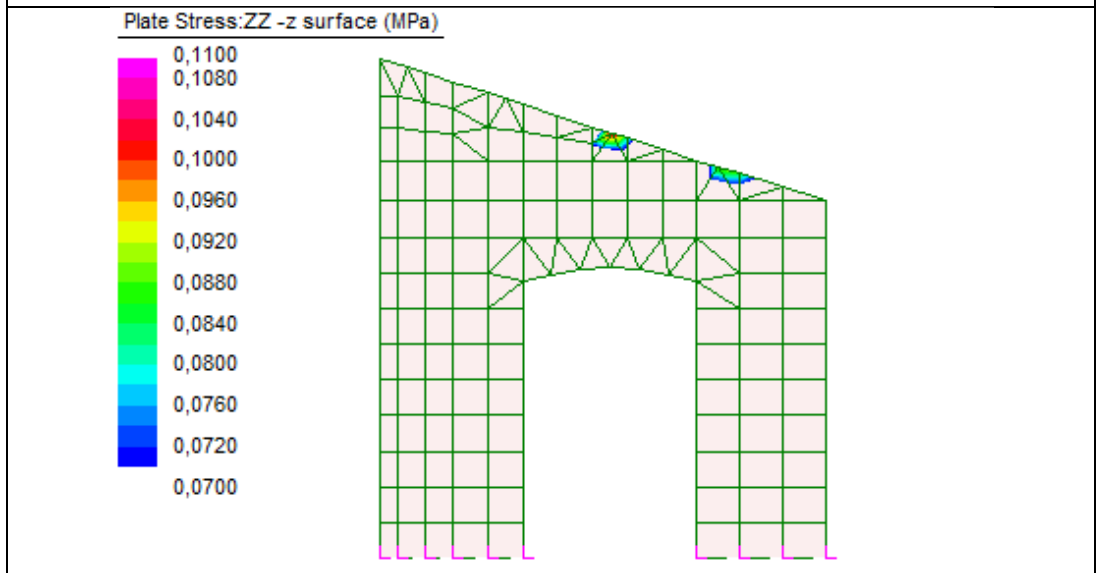
Parete 7: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



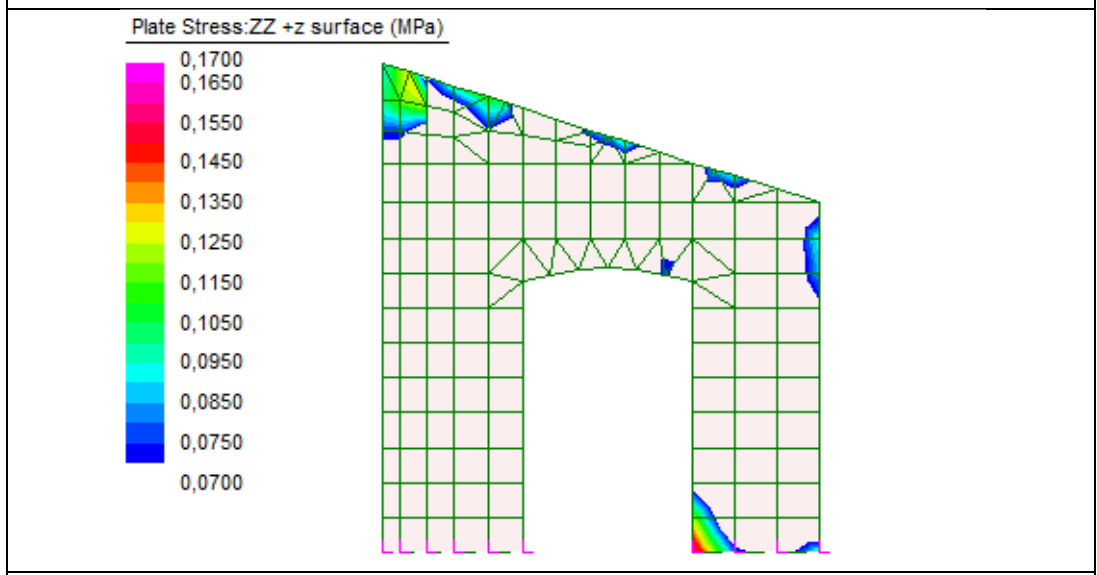
Parete 8: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



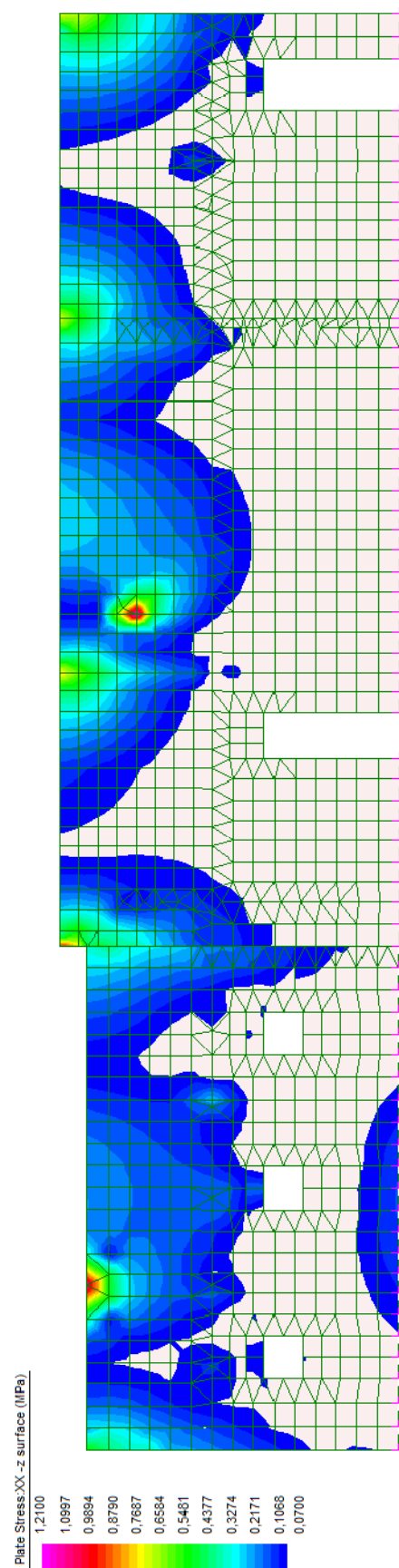
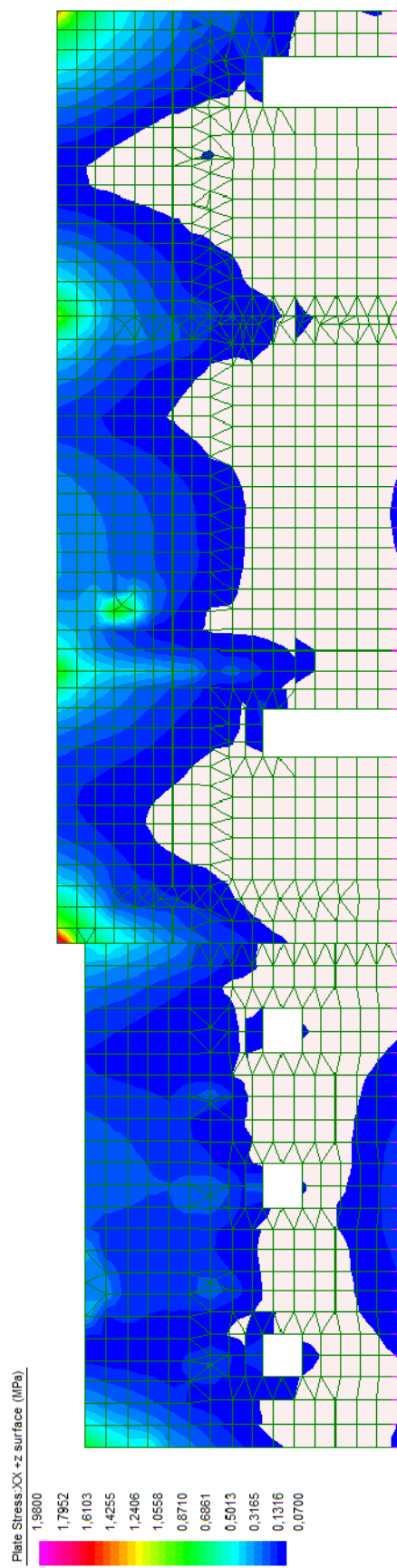
Parete 8: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X



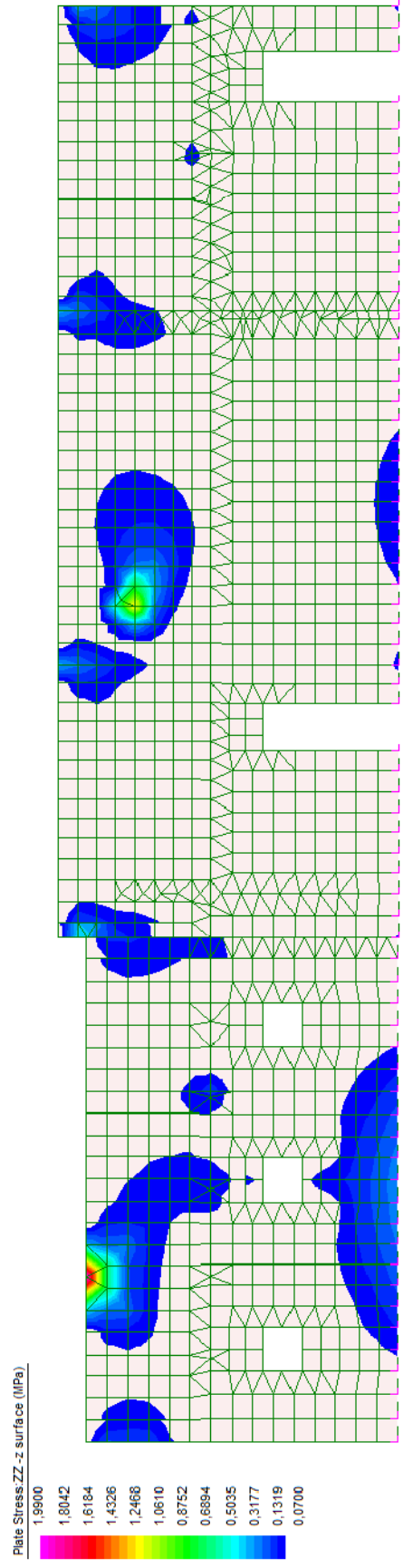
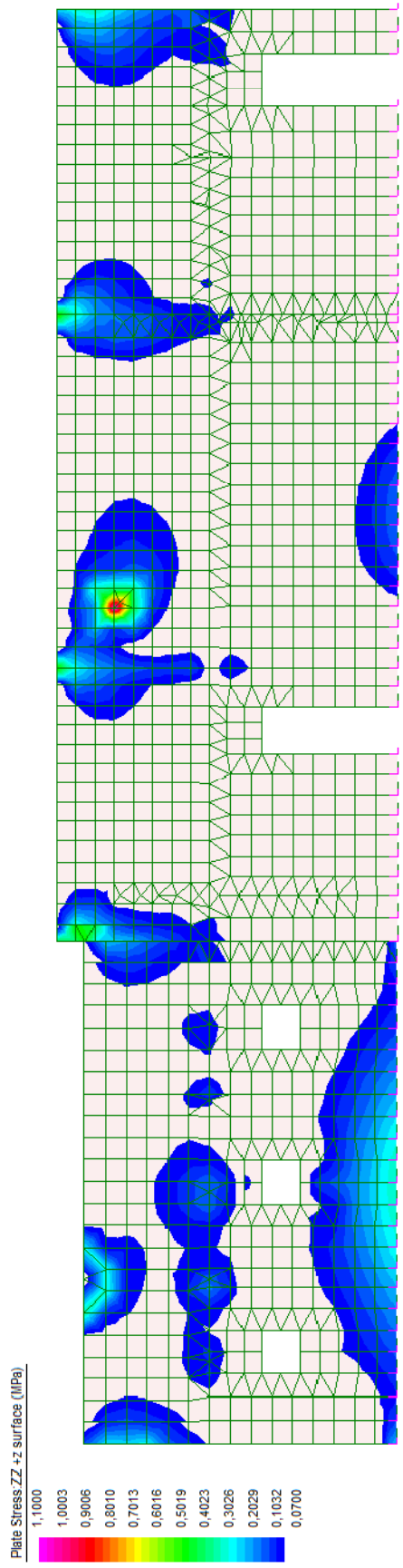
Parete 8: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



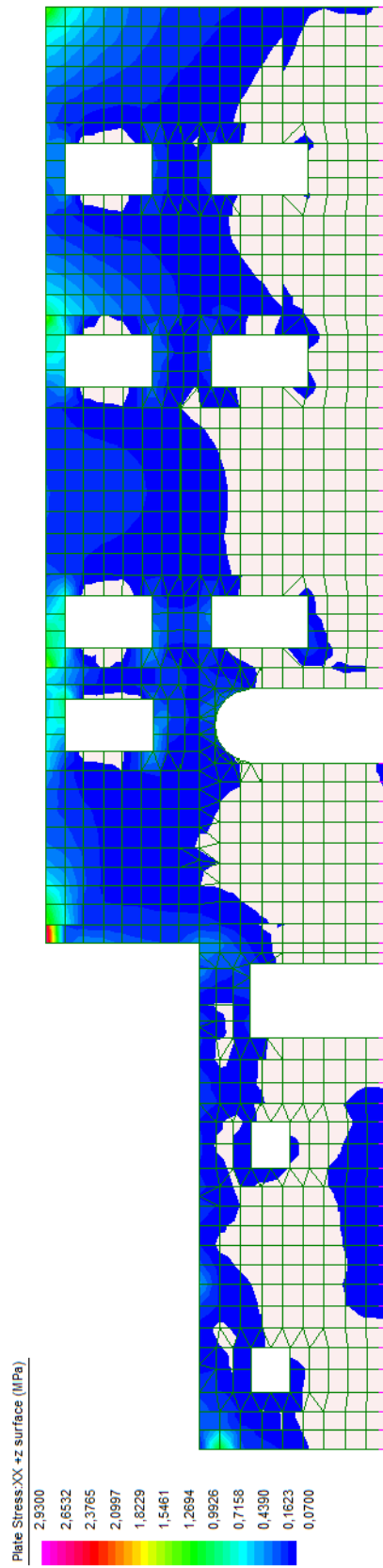
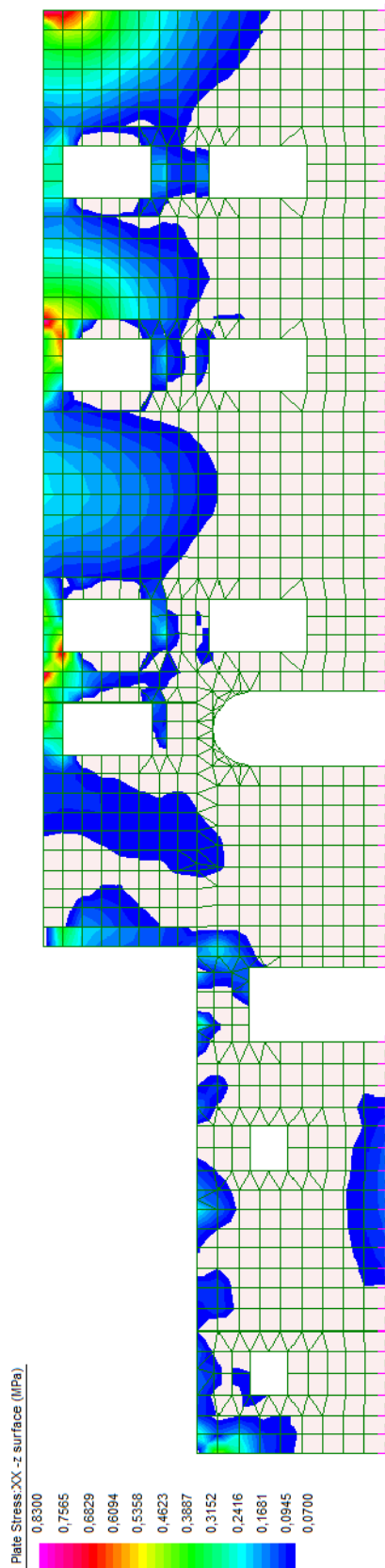
Parete 8: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



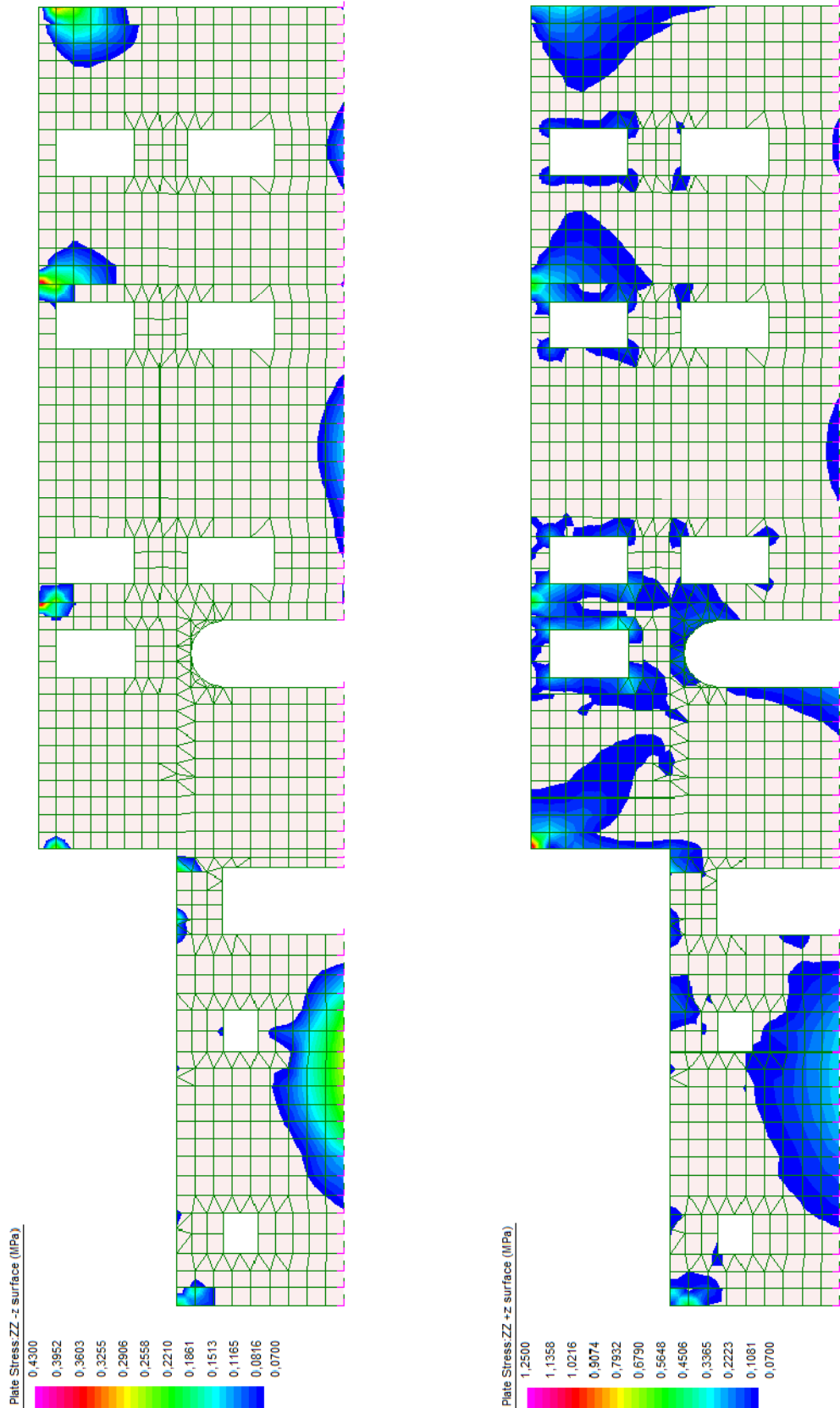
Parete A: tensioni di trazione XX; faccia concorde all'asse Y (sinistra) e discorde all'asse Y(destra)



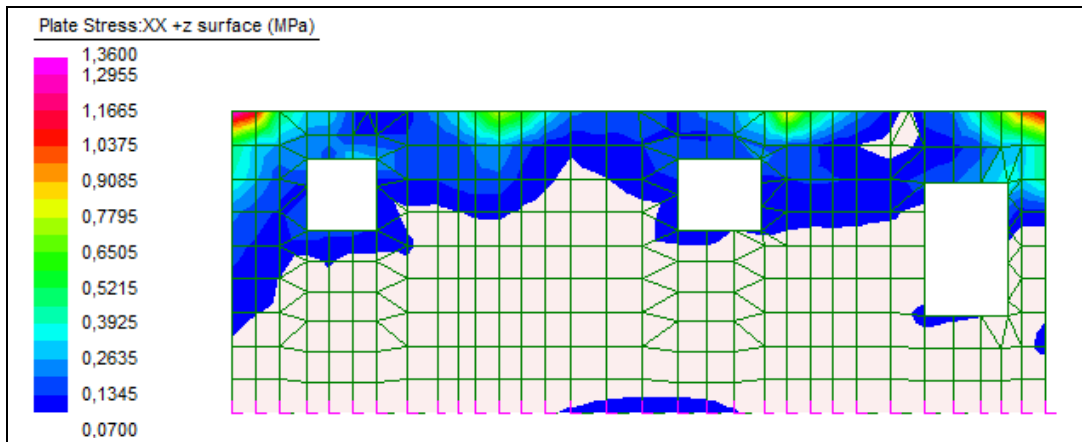
Parete A: tensioni di trazione ZZ; faccia concorde all'asse Y (sinistra) e discorde all'asse Y(destra)



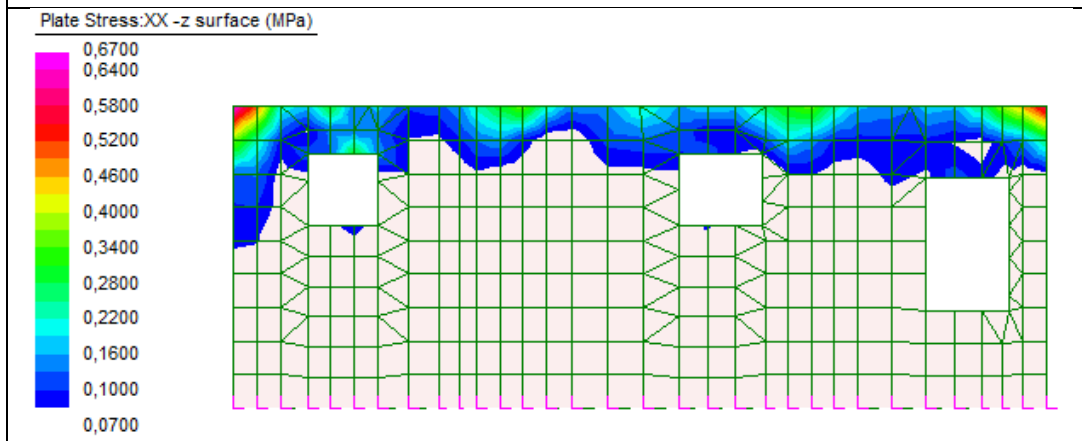
Parete B: tensioni di trazione XX; faccia concorde all'asse Y (sinistra) e discorde all'asse Y(destra)



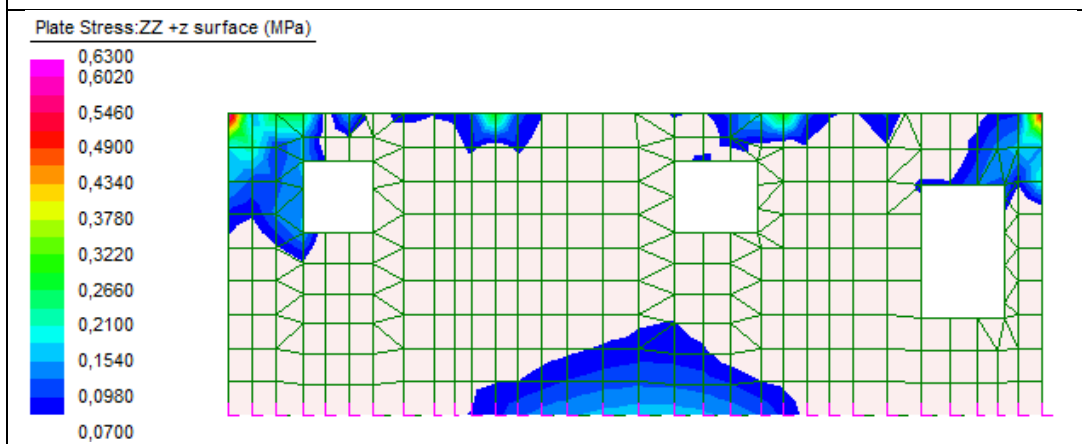
Parete B: tensioni di trazione ZZ; faccia concorde all'asse Y (sinistra) e discorde all'asse Y(destra)



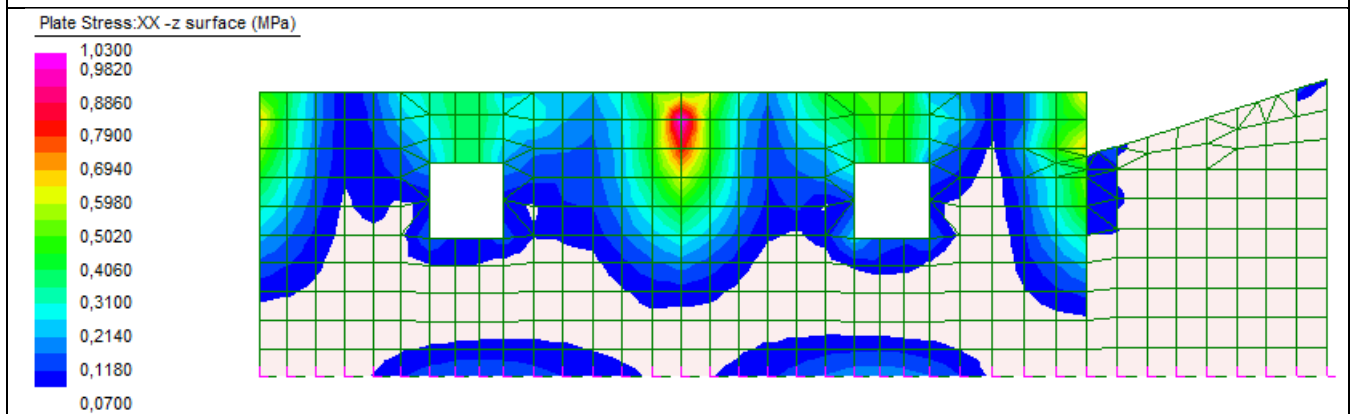
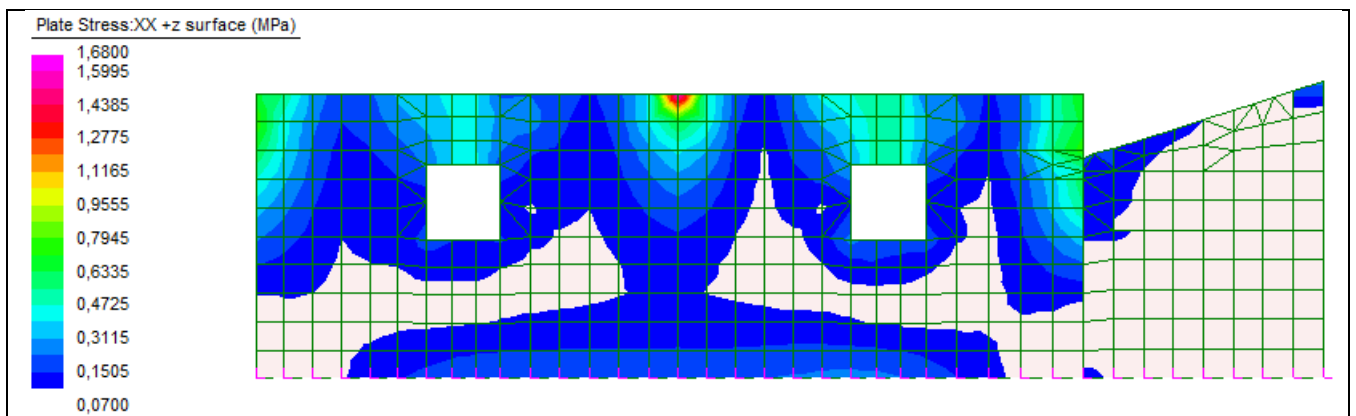
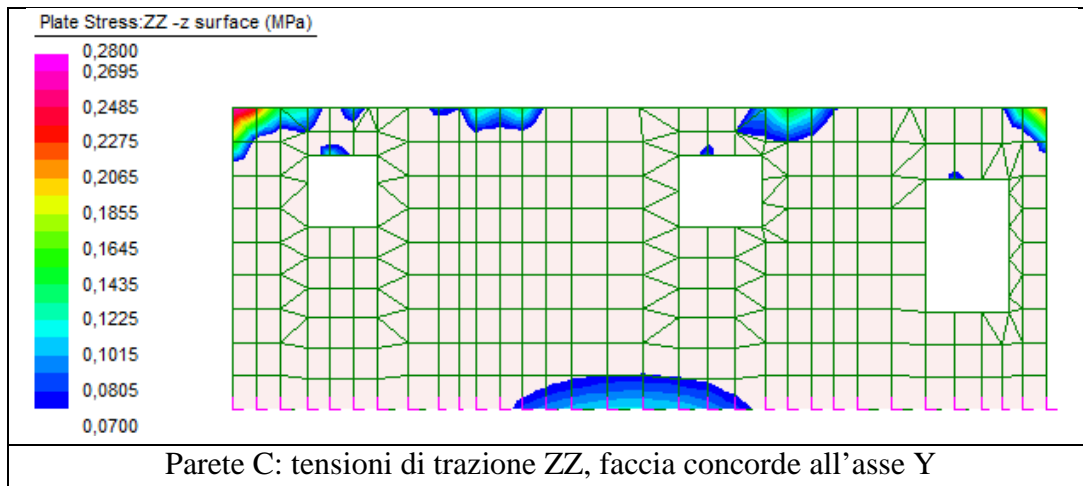
Parete C: tensioni di trazione XX, faccia discorde all'asse Y

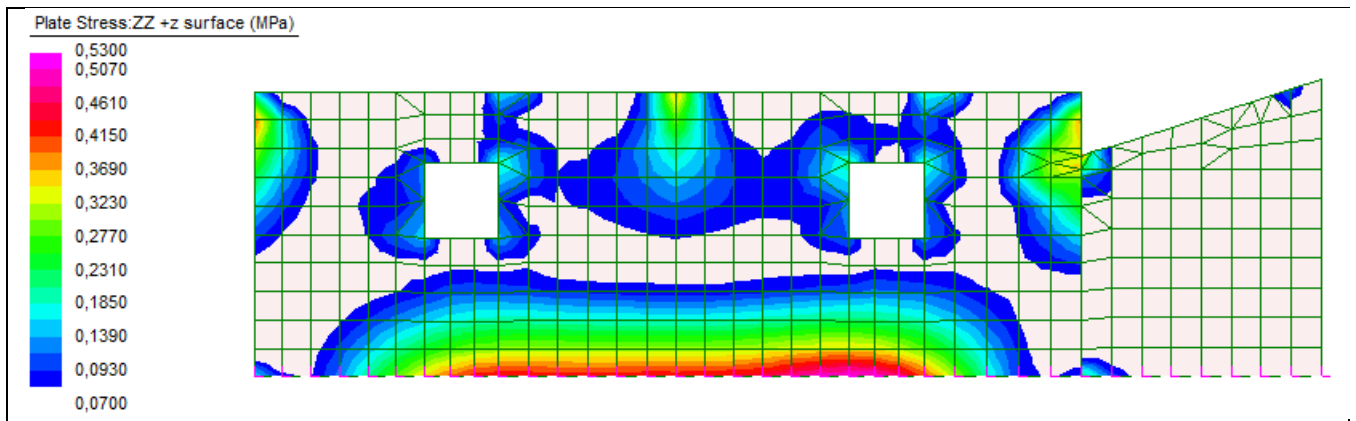


Parete C: tensioni di trazione XX, faccia concorde all'asse Y

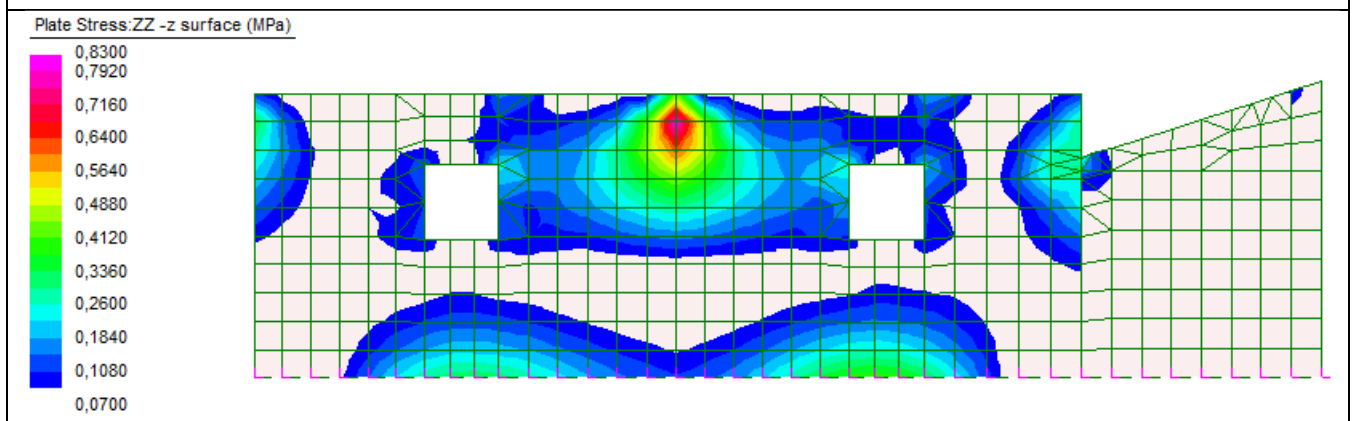


Parete C: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse Y

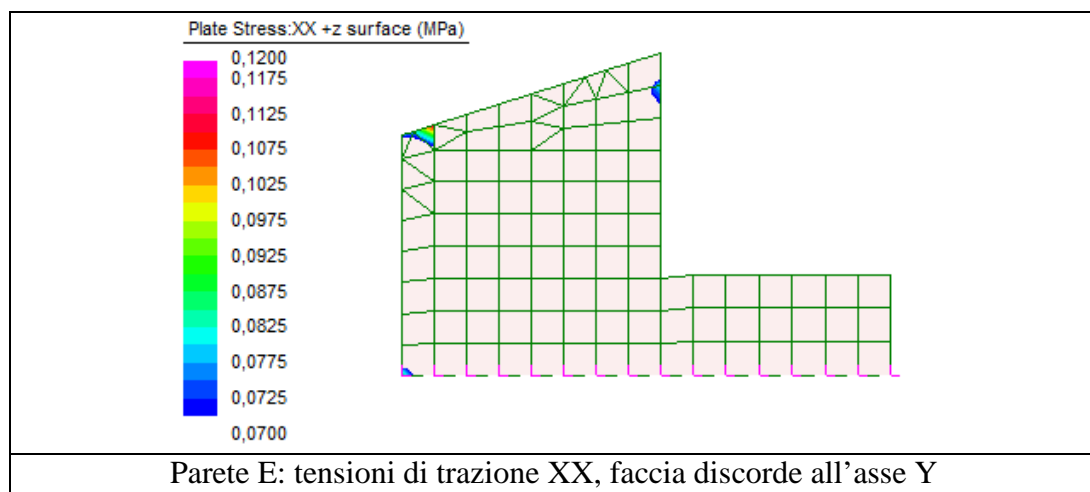




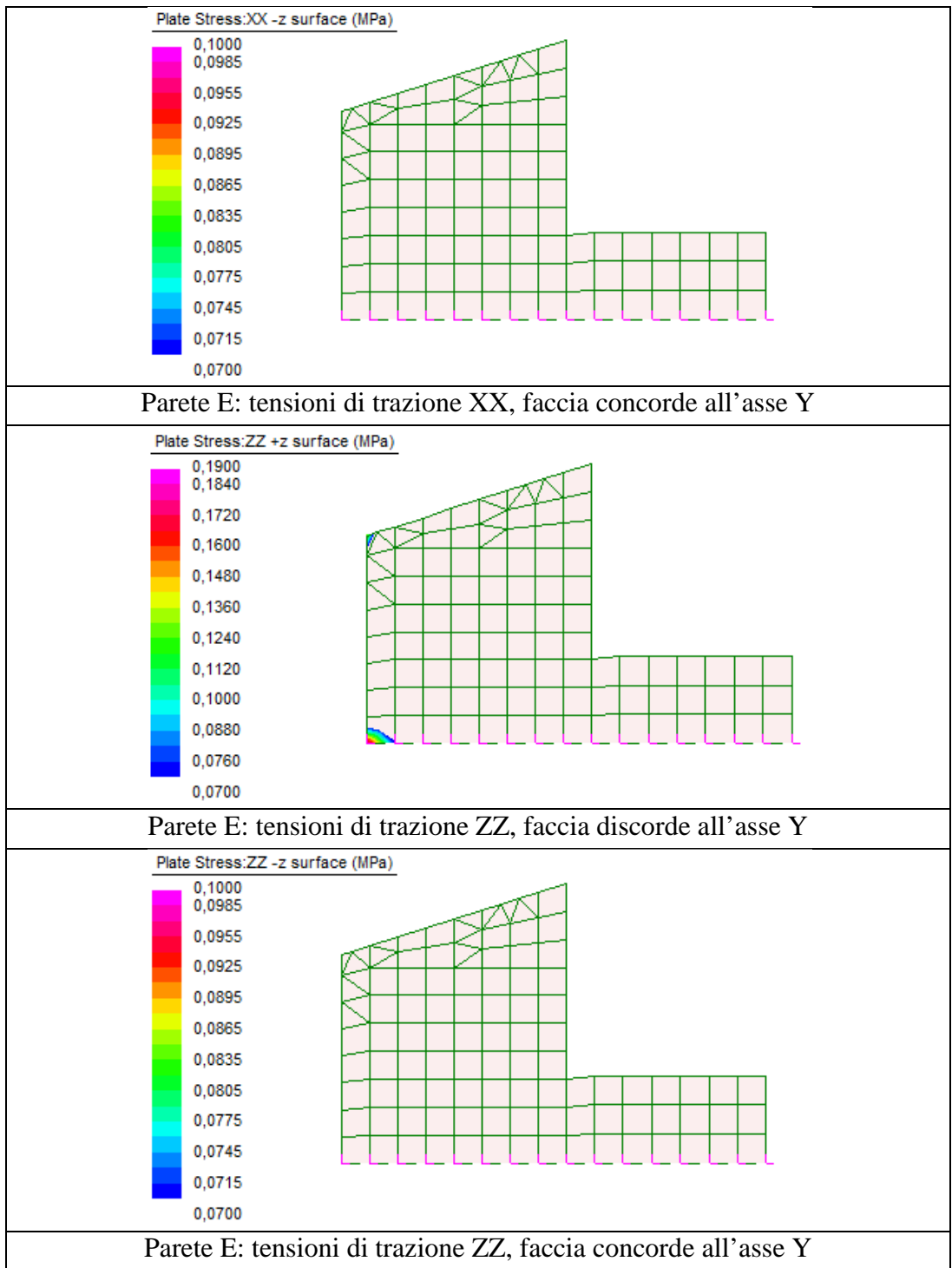
Parete D: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse Y



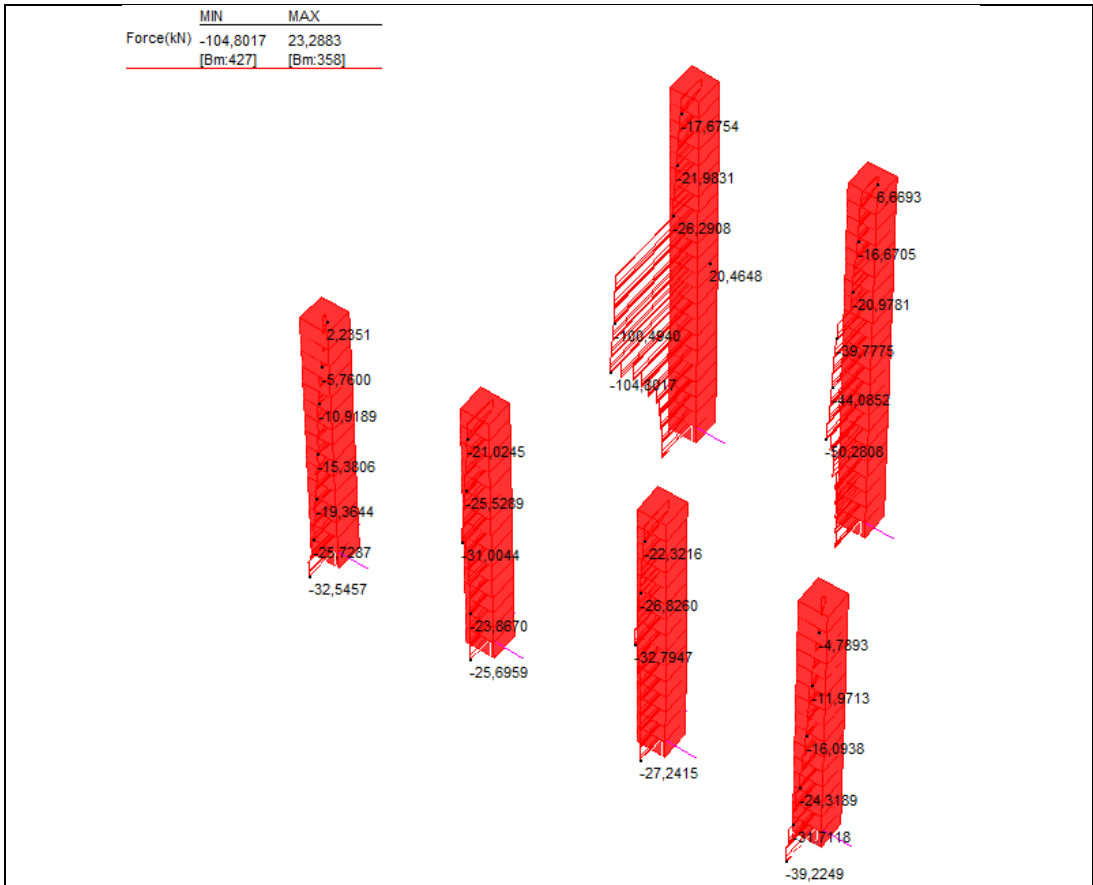
Parete D: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse Y



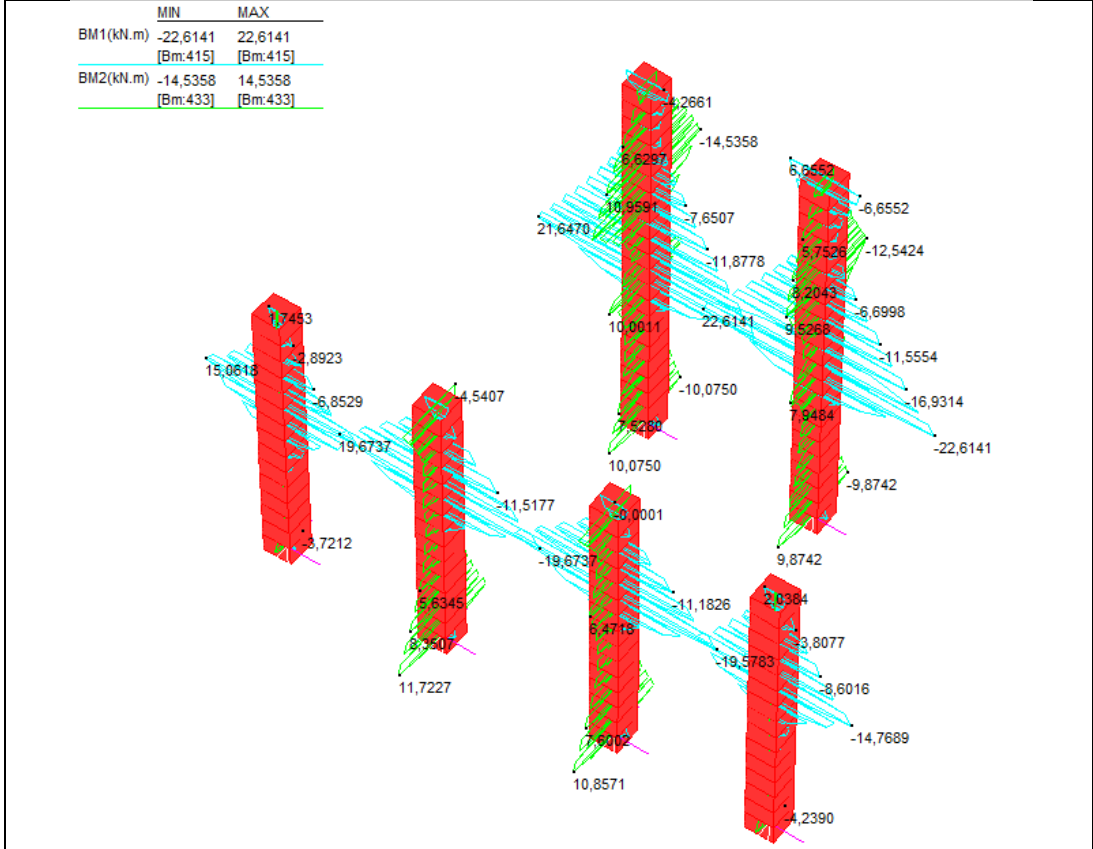
Parete E: tensioni di trazione XX, faccia discorde all'asse Y



Riporto le caratteristiche di sollecitazione assiale, flessionale e tagliante, nonché le tensioni sulla sezione, dei pilastri in muratura.

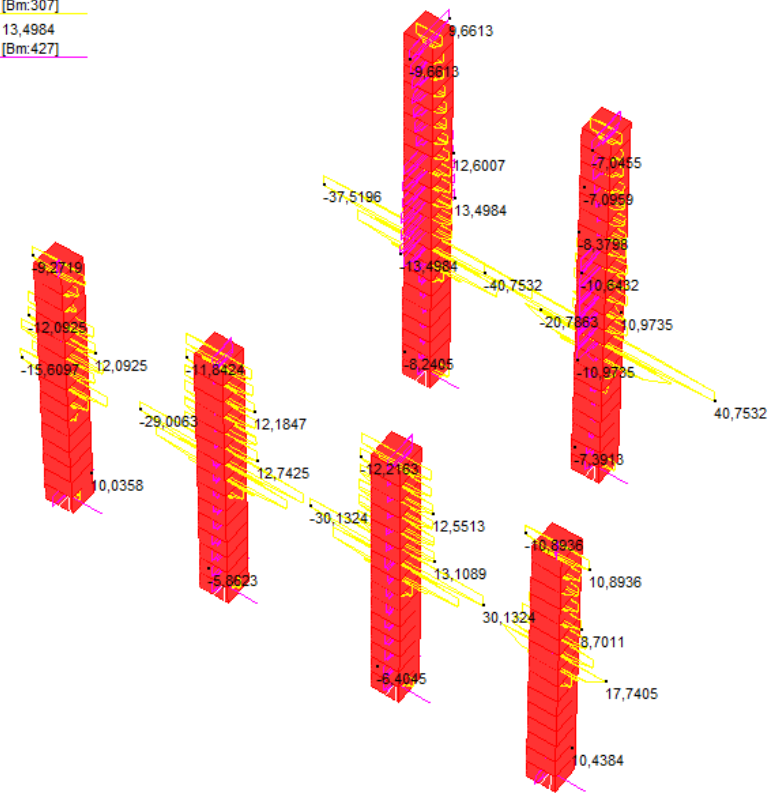


Pilastri zona stalla: sforzo assiale N

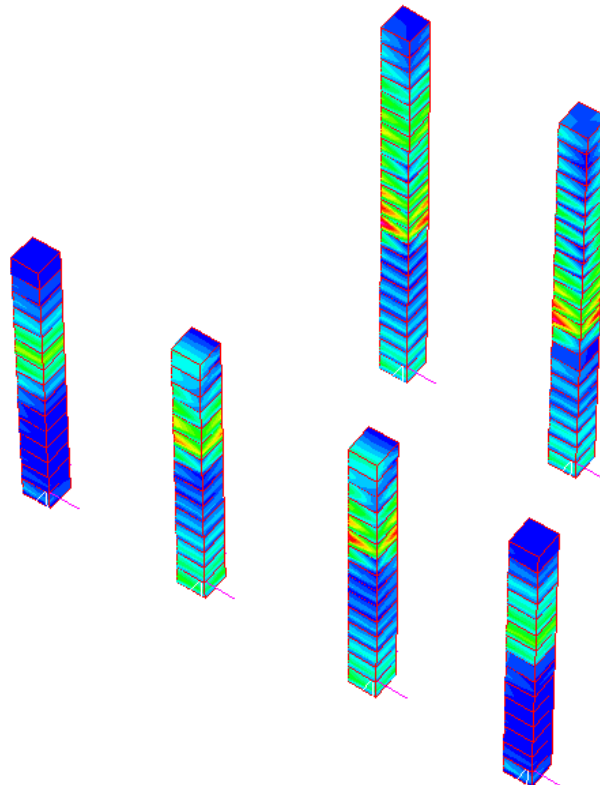
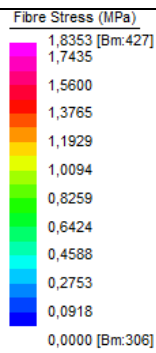


Pilastri zona stalla: momenti flettenti Mx e My

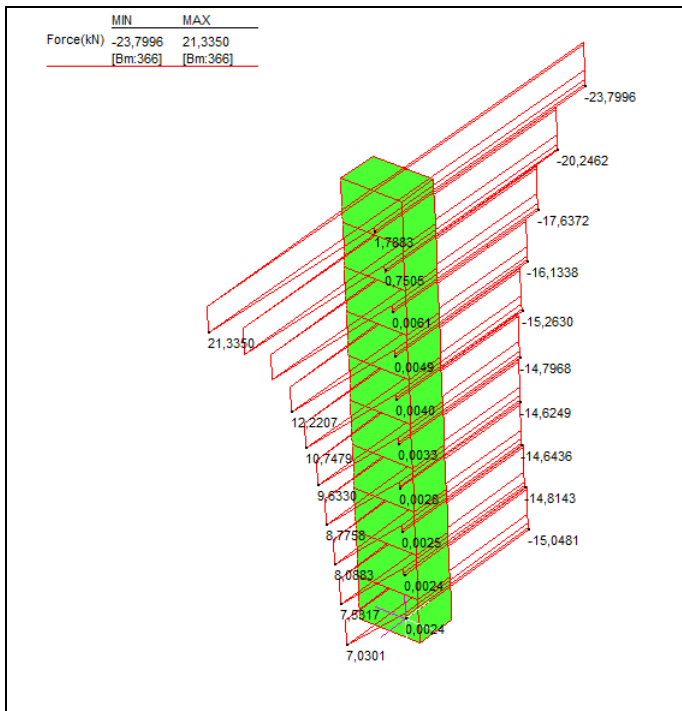
	MIN	MAX
SF1(kN)	-40,7532	40,7532
	[Bm:307]	[Bm:307]
SF2(kN)	-13,4984	13,4984
	[Bm:427]	[Bm:427]



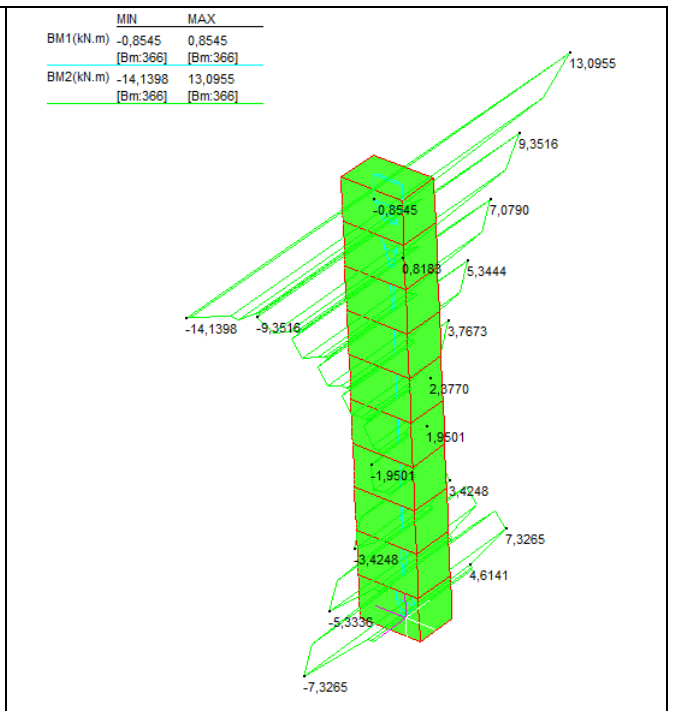
Pilastri zona stalla: taglio V



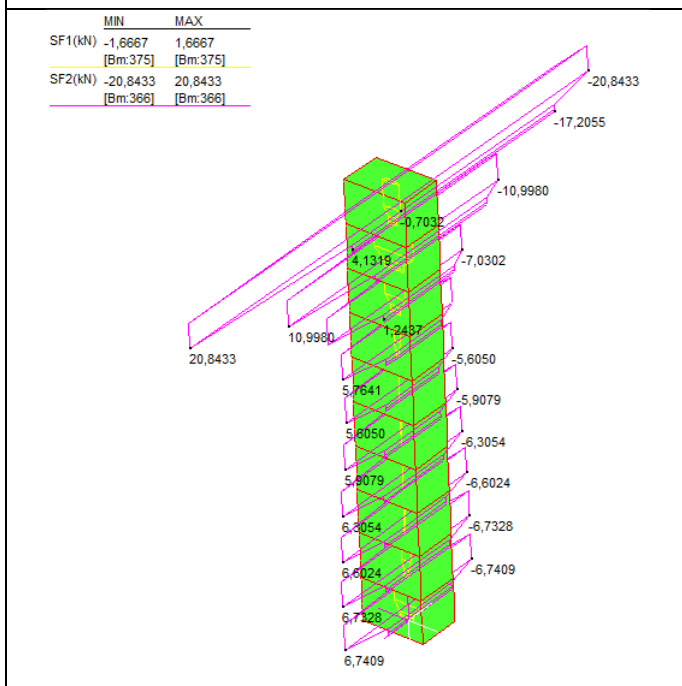
Pilastri zona stalla: tensioni lungo le fibre



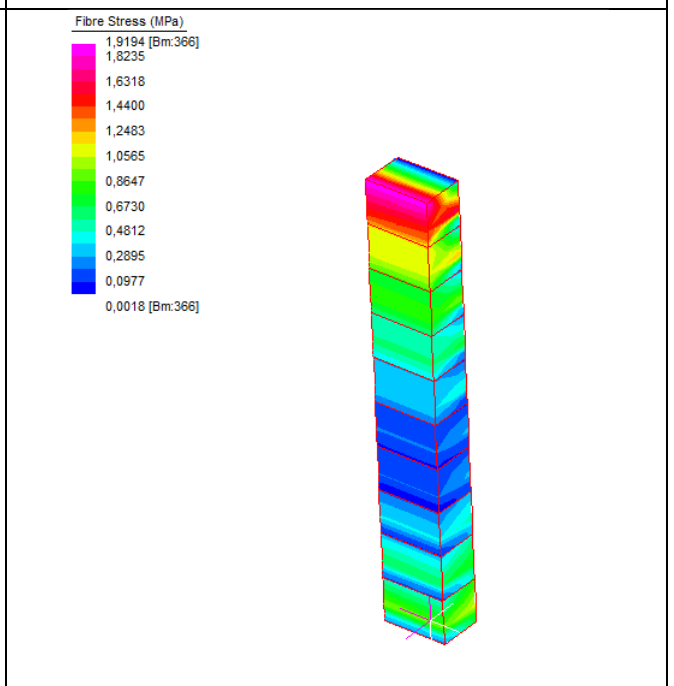
Pilastro sul retro: sforzo assiale N



Pilastro sul retro: momenti flettenti Mx e My

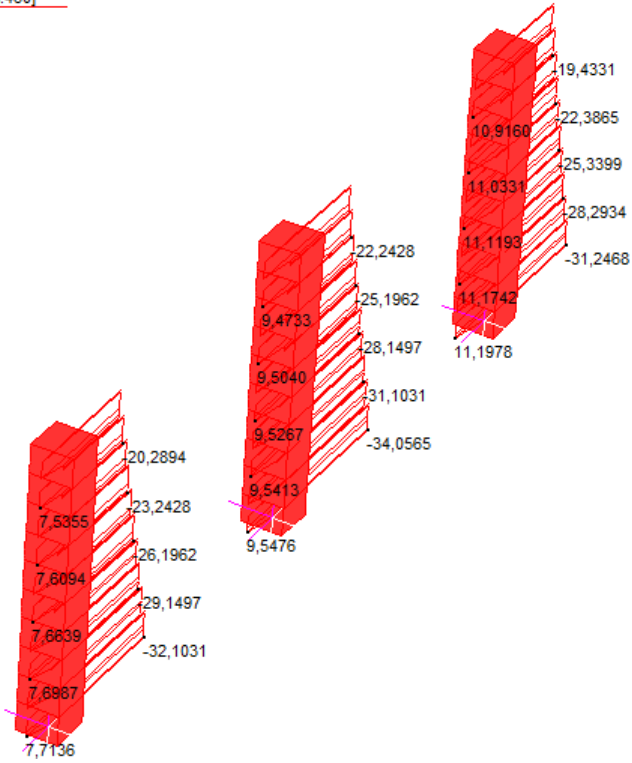


Pilastro sul retro: taglio V



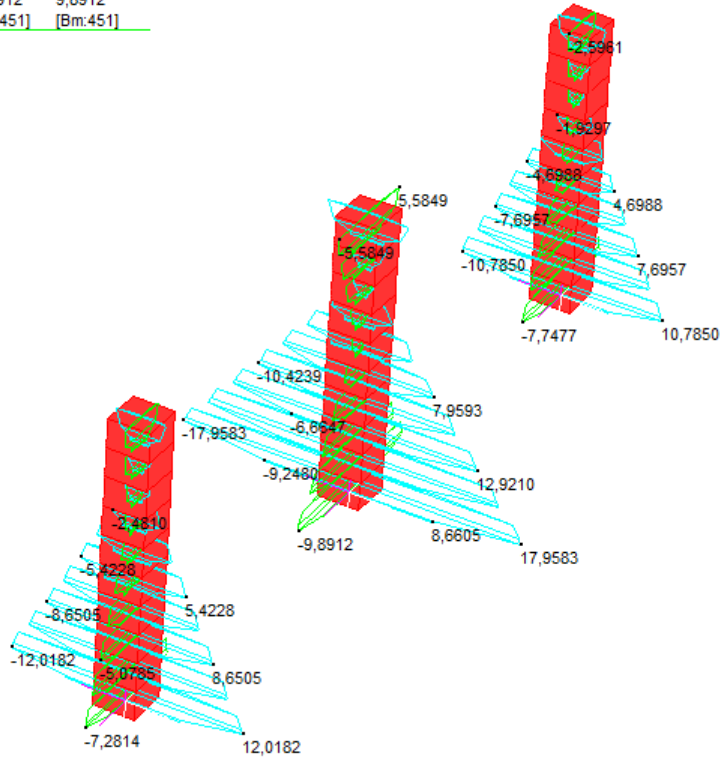
Pilastro sul retro: tensioni lungo le fibre

	MIN	MAX
Force(kN)	-34,0565	11,1978
	[Bm:451]	[Bm:460]



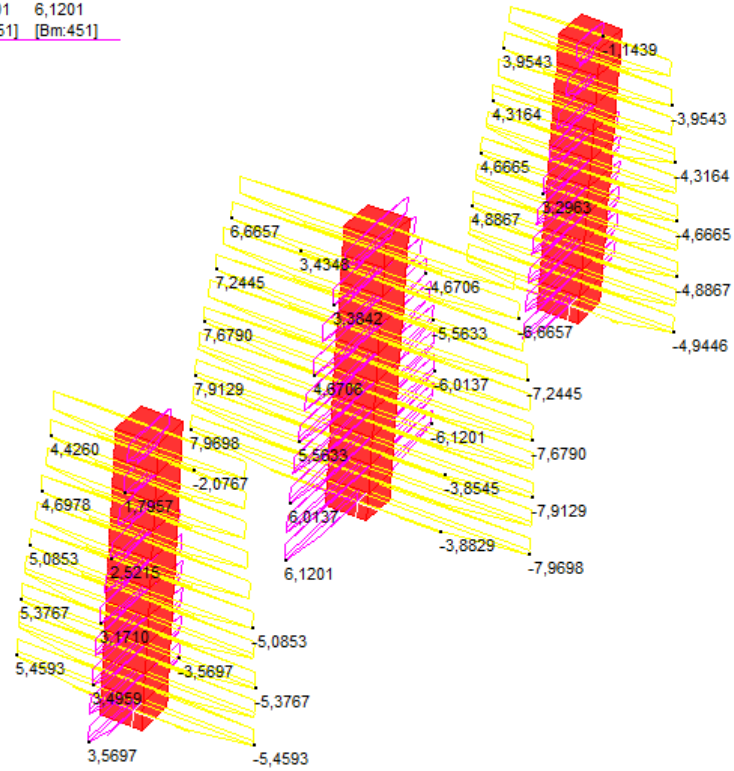
Pilastri del portico: sforzo assiale N

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-17,9583	17,9583
	[Bm:451]	[Bm:451]
BM2(kN.m)	-9,8912	9,8912
	[Bm:451]	[Bm:451]

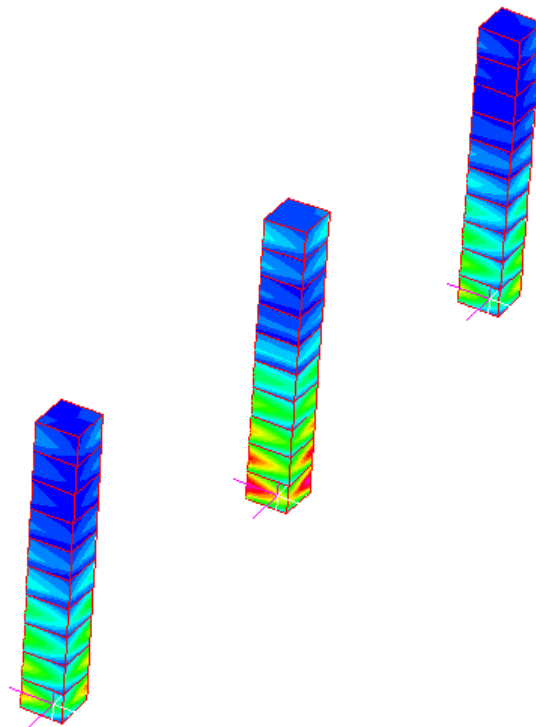
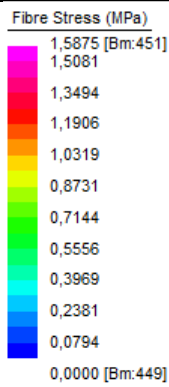


Pilastri del portico: momenti flettenti Mx e My

	MIN	MAX
SF1(kN)	-7,9698	7,9698
	[Bm:451]	[Bm:451]
SF2(kN)	-6,1201	6,1201
	[Bm:451]	[Bm:451]



Pilastri del portico: taglio V



Pilastri del portico: tensioni lungo le fibre

4.6 – INDIVIDUAZIONE CARENZE DELLO STATO ATTUALE

I risultati evidenziano come l'attuale struttura risulti inefficace a sostenere sollecitazioni sismiche come quelle di progetto. L'entità delle trazioni, e soprattutto l'estensione delle zone tese, evidenzia come in caso di evento sismico importante alcune pareti rischino di generare cinematismi che possono provocare ribaltamenti locali.

I problemi maggiori si hanno nelle pareti di grandi dimensioni dove l'elevata altezza dei pannelli murari, assieme alla eccessiva distanza tra le pareti ortogonali che fungono da controvento, permettono significative flessioni. In molte pareti dell'edificio centrale e della stalla, le intere facciate sopra il solaio di piano risultano tese.

L'edificio in esame, molto irregolare sia in altezza sia in pianta, presenta problemi fin dall'analisi modale, in quanto sono pochi i modi che eccitano percentuali di massa elevate. Questa particolarità suggerisce un comportamento dinamico scorretto, in quanto i movimenti delle varie porzioni sono slegati tra loro. Fermo restando che i risultati sono già migliorati prevedendo l'ammorsamento e la continuità di tutti i setti tra loro ortogonali, le caratteristiche dinamiche dell'edificio potrebbero ulteriormente migliorare rendendo maggiormente solidali le varie pareti tra loro.

Ciò è possibile irrigidendo nel piano gli orizzontamenti per garantire il medesimo spostamento orizzontale a tutti i paramenti murari collegati al piano rigido. La realizzazione di un solaio rigido nel piano scongiurerebbe anche possibili distaccamenti delle travature dalle loro sedi murarie. Infatti l'irrigidimento prevede la connessione ai muri perimetrali del solaio per garantire il giusto comportamento d'insieme. Si sottolinea come intervenire sul comportamento globale della struttura non risolva ogni tipo di problematica. Agli interventi globali fin qui ipotizzati, che mirano a ridurre gli stati di trazione presenti migliorando il comportamento d'insieme, dovranno essere accostati interventi locali, necessari per far fronte alle trazioni residue.

Tutti i provvedimenti proposti per la messa in sicurezza dell'edificio verranno presentati nel capitolo seguente.

5 – PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO

L'obiettivo del presente capitolo è descrivere il progetto di miglioramento sismico proposto per l'edificio in esame. Verranno dapprima chiarite le possibili modalità di intervento sulle costruzioni esistenti mediante numerosi riferimenti alle normative vigenti, quali il Decreto Ministeriale 14/1/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) e la successiva Circolare del 2009, contenente le istruzioni per l'applicazione delle NTC.

In seguito si elencano e descrivono singolarmente gli interventi globali e locali che interessano la struttura e garantiscono un aumento del grado di sicurezza in caso di sisma. La spiegazione degli interventi, che nei seguenti paragrafi potrebbe risultare sommaria, verrà completata e perfezionata da elaborati grafici esecutivi (vedi Appendici A e B) che cercheranno di chiarire eventuali incertezze e descrivere meglio le modalità di esecuzione dell'intervento.

5.1 – RIFERIMENTI NORMATIVI

Il DM 14/1/2008 stabilisce, per le costruzioni esistenti (*cap. 8.4*), diverse categorie di intervento in base all'obiettivo strutturale da perseguire.

Gli interventi di adeguamento mirano a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalla norma stessa. Si richiede un intervento di adeguamento strutturale in caso di sopraelevazione e/o ampliamento della costruzione, variazioni di destinazione d'uso che comportano un incremento significativo dei carichi agenti e per tutti gli interventi che modificano l'organismo esistente rispetto all'originale. Il progetto deve essere riferito obbligatoriamente all'intera struttura e la valutazione della sicurezza deve stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse.

Diversamente, l'intervento di miglioramento ha come obiettivo l'aumento della sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza imposti dalle NTC. Rientrano negli interventi di miglioramento tutti i provvedimenti che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate, e in generale tutto ciò che non rientra nella categoria dell'adeguamento. Il progetto deve essere esteso a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme. La valutazione della sicurezza, obbligatoria, è finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Nel caso di intervento di miglioramento sismico, la valutazione della sicurezza riguarderà, necessariamente, la struttura nel suo insieme, oltre che i possibili meccanismi locali.

Infine le riparazioni (o interventi locali) riguardano elementi isolati o porzioni limitate della costruzione e comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e dovranno documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre porzioni e della struttura nel suo insieme. Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidità o di peso. Può rientrare in questa categoria anche la sostituzione di coperture e solai, solo a condizione che ciò non comporti una variazione significativa di rigidità nel proprio piano, importante ai fini della redistribuzione di forze orizzontali, né un aumento dei carichi verticali statici. Interventi di ripristino o rinforzo delle connessioni tra elementi strutturali diversi

(ad esempio tra pareti murarie, tra pareti e travi o solai, anche attraverso l'introduzione di catene/tiranti) ricadono in questa categoria, in quanto comunque migliorano anche il comportamento globale della struttura, particolarmente rispetto alle azioni sismiche.

L'NTC illustra anche i meccanismi di danno che generalmente si riscontrano negli edifici in muratura (cap. 8.7.1), e indica quali aspetti salienti occorre valutare e curare in caso di intervento (cap. 8.7.4).

Si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme: i primi interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari; gli altri sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo.

L'esecuzione di interventi su porzioni limitate dell'edificio va opportunamente valutata e giustificata, considerando la variazione nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze e la conseguente eventuale interazione con le parti restanti della struttura. Particolare attenzione deve essere posta alla fase esecutiva degli interventi, in quanto una cattiva esecuzione può peggiorare il comportamento globale delle costruzioni. La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione (vedi capitoli 3.3 – 4.5 – 4.6), dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

5.2 – DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento previsto per l'edificio in muratura oggetto di studio si può classificare all'interno della categoria del miglioramento sismico. Infatti l'analisi delle problematiche e la soluzione delle stesse riguarda l'intera porzione in elevazione, ma trascura totalmente le fondazioni; non trattando la struttura nel suo insieme l'intervento non può definirsi di adeguamento. Inoltre non tutte le soluzioni previste portano ai

livelli di sicurezza richiesti dalle norme vigenti ma mirano solo ad un miglioramento della situazione preesistente.

Il miglioramento prevede sia interventi a livello globale, che perfezionano le modalità di risposta strutturale alle azioni esterne, sia interventi locali aventi l'obiettivo di rinforzare i singoli paramenti murari.

Le analisi dinamiche svolte sul modello relativo allo stato attuale hanno evidenziato come le varie parti della struttura non collaborino correttamente nel contrastare le azioni orizzontali di origine sismica. Questo è dovuto principalmente al fatto che i solai esistenti, costituiti da travi in legno e pianelle in laterizio, possiedono un'esigua rigidità nel piano e non trasferiscono in modo idoneo le sollecitazioni alle pareti sottostanti. Una risposta dinamica più corretta si ottiene irrigidendo gli orizzontamenti esistenti mediante l'introduzione di solette e/o cordoli in cemento armato.

In particolare il solaio di piano viene irrigidito da una soletta di c.a. alleggerito di spessore 4cm, resa solidale al solaio esistente mediante connettori a taglio che la collegano alle travi principali. A sua volta il solaio irrigidito si ancora ai muri perimetrali in modo discontinuo, mediante delle connessioni a coda di rondine che si innestano nella muratura in delle "tasche" appositamente create attraverso una demolizione locale. Il nuovo solaio, realizzato per tutto l'edificio, si può considerare infinitamente rigido nel piano e quindi diviene un ottimo ripartitore delle azioni orizzontali ai muri sottostanti. Inoltre la connessione meccanica alle pareti scongiura definitivamente la possibilità che una trave si sfilì dalla sede di appoggio e il verificarsi di meccanismi locali di ribaltamento delle pareti verso l'esterno nonché crolli di solai. L'incremento di peso proprio del solaio è un beneficio per una struttura in muratura dato che la spinta orizzontale genera così eccentricità minori e quindi tendono a ridursi gli stati tensionali di trazione sulle pareti. Nelle situazioni in cui le travi in legno esistenti si rivelano insufficienti a sostenere i nuovi carichi si provvederà alla loro sostituzione con elementi di sezioni maggiori.

In copertura l'intervento di irrigidimento nel piano è affidato ad un cordolo perimetrale in cemento armato, gettato in opera in sommità alle pareti esistenti e a queste ancorato mediante perni in acciaio ogni

80cm. Il cordolo non permette di considerare infinitamente rigida la copertura, tuttavia questo intervento conferisce una maggiore rigidità e regolarità delle deformazioni all'edificio. In presenza di azioni orizzontali esso funge alternativamente da tirante e puntone, assorbe le trazioni più significative in sommità e rende solidali le pareti connesse. Le travi della copertura vengono ancorate al cordolo evitando, anche in questo caso, pericolose perdite d'appoggio delle stesse.

Un altro intervento, indispensabile al miglioramento del comportamento globale della struttura, è già stato anticipato al capitolo 4.1. Si tratta di ricreare localmente la continuità tra muri ortogonali, ovvero di creare il giusto ammorsamento tra le pareti affinché possano aiutarsi tra loro in presenza di azioni orizzontali. La connessione avviene attraverso l'uso congiunto della tecnica dello scuci e cuci e l'utilizzo di barre in carbonio ad aderenza migliorata inserite in prossimità degli spigoli slegati.

L'ultimo provvedimento previsto con finalità globali è l'eliminazione dell'irregolarità di quote presente tra la copertura dell'abitazione e quella della cascina. Dai prospetti della costruzione, così come da alcune viste del modello, appare chiaro come le due coperture risultino sfalsate in altezza di circa 35cm. Tale scelta costruttiva, adottata all'epoca presumibilmente per ridurre l'entità delle lavorazioni, ha conseguenze strutturali molto negative dato che in tali zone si hanno concentrazioni di tensione molto elevate. Si provvederà quindi ad innalzare le pareti murarie della cascina (A zona stalla, B zona stalla, C) fino alla quota comune alla copertura limitrofa, mantenendo comunque la linea di colmo nella posizione attuale. Tale soluzione permette di ancorare tutte le travi della cascina al cordolo perimetrale.

Nell'unico tratto di parete 4 ove la realizzazione del cordolo in sommità non è possibile, si prevede l'ancoraggio delle travi alla parete stessa, mediante dei capochiavi passanti.

Una volta previsti tutti gli interventi globali e accertata la loro efficacia (vedi capitolo successivo) si provvede al rinforzo locale degli elementi resistenti in muratura.

Abbiamo già definito le caratteristiche meccaniche della muratura presente nell'edificio e sottolineato che gli stati tensionali di trazione sono quelli che mandano in crisi questo tipo di materiale. L'entità e l'estensione delle porzioni murarie tese si è ridotta grazie agli interventi globali previsti, ma le zone di trazione residue devono essere rinforzate localmente. Applicando il concetto che caratterizza la muratura armata si pensa si fortificare la singola parete attraverso l'utilizzo di materiali compositi strutturali a base di fibra di carbonio. In pratica le trazioni vengono scomposte lungo due direzioni ortogonali (quella orizzontale e verticale) e affidate a elementi resistenti a trazione.

In direzione orizzontale vengono disposte delle barre poltruse in fibra di carbonio, annegate nei letti di malta e ricoperte ricreando il giunto preesistente mediante malte anti-ritiro. Per la direzione verticale si fa uso di tessuti uni assiali e di lamine flessibili in fibra di carbonio che vengono incollate al paramento murario.

Questi elementi resistenti si ancorano attraverso fenomeni di attrito (barre), grazie alle proprietà dei collanti (tessuti) oppure mediante dispositivi meccanici adeguatamente progettati a questo scopo (lamine).

La parete "armata" che si ottiene è in grado di far fronte agli stati tensionali di trazione che si generano a causa delle azioni orizzontali e assume un idoneo comportamento per le sollecitazioni fuori dal piano.

5.3 – INTERVENTI GLOBALI

5.3.1 – IRRIGIDIMENTO DEL SOLAIO DI PIANO

I solai lignei esistenti esigono interventi di rinforzo ed irrigidimento in quanto realizzati per sopportare carichi modesti; inoltre presentano deformabilità eccessiva rispetto alle attuali esigenze. Si opta per sovrapporre alla struttura esistente una sottile soletta di calcestruzzo, adeguatamente armata e connessa, ottenendo un cospicuo aumento di resistenza e di rigidezza (Figura 26).

La soletta di calcestruzzo rappresenta un ottimo accorgimento tecnico negli edifici di muratura in zona sismica, in quanto consente di collegare fra di loro i muri portanti realizzando un piano rigido in grado di meglio ripartire le azioni sismiche orizzontali. L'interposizione dei connettori a piolo e ramponi tra le travi di legno e la soletta di calcestruzzo è necessaria per consentire ai due materiali di collaborare tra loro; il risultato sarà una struttura solidale dove, per effetto dei carichi verticali, il calcestruzzo risulterà prevalentemente compresso ed il legno prevalentemente teso. La struttura mista legno-calcestruzzo risulterà migliore rispetto alla struttura di solo legno in quanto più rigida e resistente. Ne risulterà migliorato anche il comportamento dinamico (vibrazioni) e l'isolamento acustico.

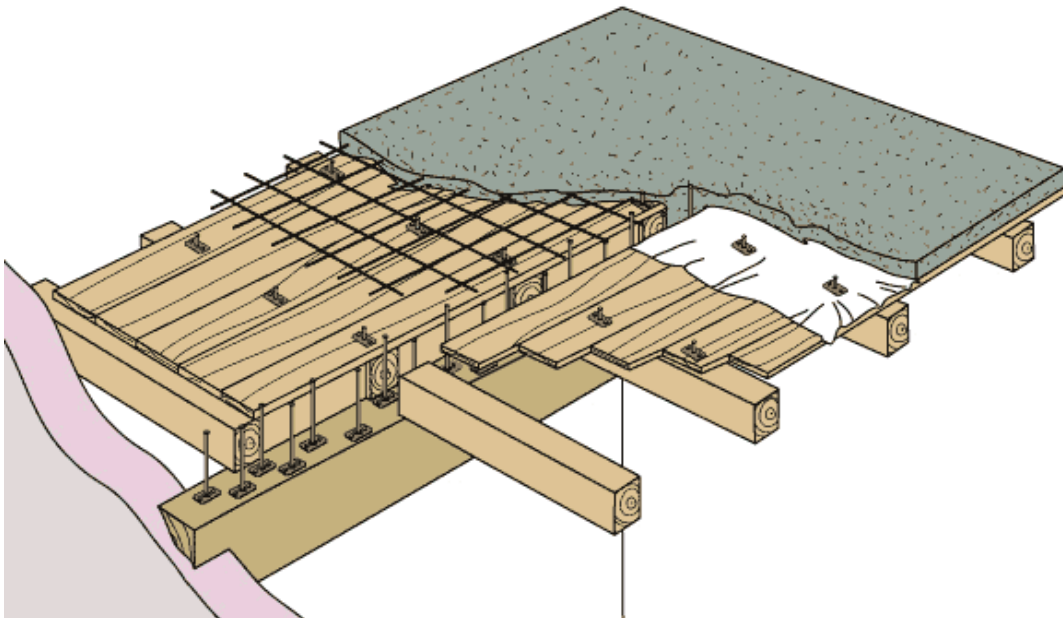


Figura 26 - Schema qualitativo di un solaio misto legno-calcestruzzo.

Il solaio esistente non subirà alcun tipo di modifiche per non cambiare l'aspetto estetico del soffitto. E' prevista solo la sostituzione di eventuali travi ammalorate con travi aventi medesime caratteristiche. E' necessario creare un corridoio continuo sopra la trave spostando o tagliando parte delle tavelle presenti in modo da consentire la posa dei connettori. Sopra alle tavelle viene sovrapposto un telo traspirante impermeabile che previene la percolazione di boiaccia, l'assorbimento d'acqua del getto da parte del legno sottostante e la fastidiosa formazione di polvere al piano terra nel lungo periodo.

Il connettore viene fissato alla trave principale mediante due viti tirafondi in acciaio $\phi 8$. La piastra di base, modellata a ramponi per migliorare l'aderenza al legno, presenta un gambo in acciaio zincato $\phi 12$, alto 150mm per consentire la giusta connessione alla soletta (Figura 27)

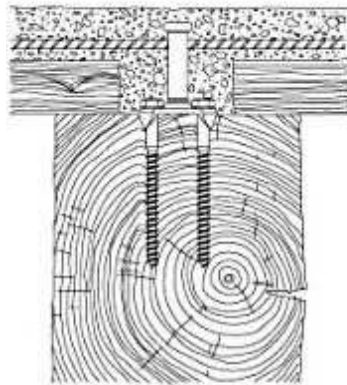


Figura 27 - Particolare del connettore a piolo e ramponi.

La soletta, in cemento armato alleggerito, viene armata con una rete elettrosaldata $\phi 6/20\text{cm}$. Al contorno inserisco una barra ad aderenza migliorata $\phi 16$ alla quale verranno ancorate le connessioni ai muri perimetrali.

Sulla trave posso decidere di affidare gli scorrimenti solo ai connettori oppure aiutare questi mediante una staffatura. Mediante un software dimensiono la connessione con entrambe le soluzioni: se si utilizzano solo i connettori questi dovranno avere un passo di 10cm nei quarti estremi della trave e di 20cm nella metà centrale; se associo una staffatura $\phi 6$, 2br/400mm i passi dei connettori possono raddoppiare.

In prossimità della trave occorre inserire un'armatura inferiore pari a $2\phi 12$ se non ho staffe, e di $2\phi 16$ in presenza di esse.

La connessione del solaio misto legno-calcestruzzo ai muri perimetrali è affidata a delle molle di trattenimento in acciaio a coda di rondine inserite nella muratura previa realizzazione di appositi vani, poi occlusi dal getto stesso.

5.3.2 – CORDOLO IN CEMENTO ARMATO

L'intervento di irrigidimento della copertura viene effettuato mediante la realizzazione di un cordolo in cemento armato gettato in opera in

sommità alle pareti. Il cordolo non garantisce un'infinita rigidità nel piano ma permette comunque un miglior comportamento scatolare all'insieme.

Le dimensioni del cordolo dipendono dallo spessore del muro sottostante: in ogni caso la base si estende per tutto il muro. L'altezza dello stesso è invece comune a tutte le pareti e pari a 25cm.

Il cordolo viene realizzato su tutta la copertura dell'abitazione, del locale cantina sul retro e del fienile ad eccezione di un tratto della parete 4, ove il confluire di due coperture a quote diverse non ne permette l'esecuzione. Il lato est del fienile presenta già un cordolo costituito da tre travi in legno 15x20 che legano tra loro la sommità dei pilastri. Queste non verranno rimosse, ma collegate al nuovo cordolo laterale in c.a. completando la cerchiatura del solaio di copertura.

Il cordolo realizzato è soggetto prevalentemente a trazione e compressione, mentre le sollecitazioni flessionali risultano ridotte. L'utilizzo dell'armatura minima normativa nei cordoli (cap. 7.8.5.1 DM 14/1/2008), ovvero 4 ϕ 16 con staffatura ϕ 6, 2br/20cm, garantisce un momento resistente di circa 30KNm, ampiamente superiore alle sollecitazioni flessionali di progetto. Anche in caso di trazione pura non esiste alcun problema dato che i 4 ϕ 16 garantiscono un tiro massimo di oltre 300KN, molto maggiore dell'effettiva trazione presente.

L'armatura longitudinale del cordolo deve essere opportunamente risvoltata presso gli spigoli al fine di evitare il generarsi di pericolose spinte a vuoto che porterebbero all'espulsione del copriferro.

Poiché la norma (cap. 7.2.1 DM 14/1/2008) impone di evitare la trasmissione per solo attrito di forze orizzontali tra elementi resistenti occorre ancorare il cordolo alla muratura sottostante mediante delle barre in acciaio ad aderenza migliorata. La connessione viene realizzata ogni 80cm mediante un ϕ 16 piegato ad L all'interno del cordolo. La lunghezza di questi elementi non deve essere sempre la medesima; è opportuno infatti che la trasmissione degli sforzi al muro sia sempre sfalsata per evitare la formazione di eventuali superfici di scorrimento.

5.3.3 – CUCITURA PARETI NON AMMORSATE

La creazione della continuità tra pareti ortogonali di epoche differenti è in assoluto il primo intervento da realizzare.

L'ammorsamento si può creare fisicamente attraverso la tecnica “scuci e cuci”. Essa consiste in una demolizione locale delle parti murarie con tessitura scorretta e nella successiva ricostruzione secondo la regola d'arte (Figura 28). L'operazione, molto delicata, richiede la massima cautela in fase di demolizione avendo cura di evitare colpi e vibrazioni e provvedendo alle eventuali opere di presidio.



Figura 28 - Risultato della tecnica “scuci e cuci” utilizzata presso uno spigolo.

Prima di tutto occorre operare la rimozione (scucitura) della parte di muratura da sostituire, malta di allettamento originaria compresa, utilizzando esclusivamente mezzi manuali. Si procede al lavaggio del paramento murario con acqua spruzzata a bassa pressione e infine si ricostruiscono (cucitura) i conci murari precedentemente rimossi utilizzando mattoni pieni allettati con malta di caratteristiche fisico-meccaniche simili alla preesistente. I mattoni pieni saranno ammorsati, da entrambi i lati, alla vecchia muratura, avendo cura di lasciare tra la muratura nuova e vecchia lo spazio per l'inserimento forzato di appositi cunei. Questi servono per mettere in forza

progressivamente le parti ricostruite di muro in modo da contenere il più possibile le deformazioni di riassetto.

L'intervento di cucitura risulta molto invasivo e di difficile realizzazione presso gli spigoli murari. E' fattibile solo in casi particolari, come la presenza di aperture molto vicine alla discontinuità che facilitano l'inizio della demolizione.

In alternativa si provvede alla connessione delle pareti ortogonali attraverso l'inserimento di barre in carbonio in appositi fori passanti la discontinuità (Figura 29). I fori vengono riempiti di resine epossidiche ad alta resistenza garantendo l'aderenza delle barre al muro e quindi la mutua connessione dei muri interessati. In pratica il movimento reciproco delle pareti è ostacolato dall'azione a taglio dei perni inseriti.



Figura 29 - Inserimento di una barra in fibra di carbonio all'interno di un foro.

5.4 – INTERVENTI LOCALI

5.4.1 – CONNESSIONE DELLE TRAVI IN LEGNO AL MURO

Nello stato attuale le travi sono alloggiare nel muro senza alcun tipo di connessione meccanica. Non è stata effettuata alcuna indagine sull'entità dell'appoggio, ma è ragionevole pensare che la trave si

trovi inserita nel muro per almeno una decina di centimetri. Tuttavia grazie agli interventi sui solai (vedi capitoli 5.3.1 e 5.3.2) il problema viene risolto in tutti quei casi dove la connessione viene ricreata presso il cordolo o realizzata mediante la soletta.

Nei pochi casi (parte della copertura dell'abitazione che arriva presso la parete 4 e copertura spingente della cantina posta sul retro) in cui le travi devono ancorarsi al muro senza cordoli o solette è necessario prevedere un meccanismo di connessione che scongiuri la perdita di appoggio dell'elemento. Tale unione meccanica diviene fondamentale per la copertura spingente della cantina proprio per eliminare tale spinta.

Le travi si ancorano alla parete muraria mediante dei capichiave. In testa alla trave viene inserito, in un foro precostituito, un perno di acciaio filettato che verrà connesso dalla parte opposta del muro alla piastra di diffusione delle tensioni, di forma circolare (Figura 30). In tal modo è scongiurato qualsiasi tipo di movimento reciproco tra copertura e muro di appoggio.

In prossimità dei capichiave la parete risulta soggetta a sollecitazioni elevate in caso di sisma. Per tale motivo è opportuno rinforzare localmente la parete realizzando una sorta di muratura armata con funzione di cordolo. Per delucidazioni su tale tecnica si rimanda al paragrafo successivo.

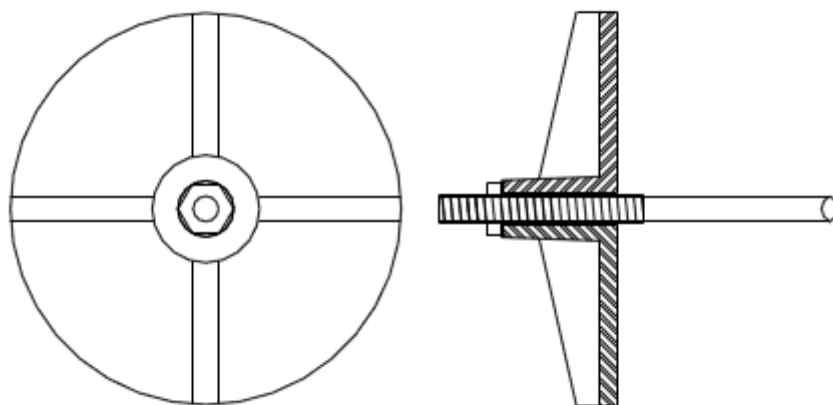


Figura 30 - Esempio di capochiave circolare in ghisa.

5.4.2 – RINFORZO DELLE PARETI MURARIE

Come già accennato in precedenza, il problema della pareti in muratura è quello di far fronte alle sollecitazioni flessionali fuori dal proprio piano. In caso di corretto funzionamento scatolare dell'edificio, le trazioni sui setti, generate dal suddetto comportamento flessionale, risultano piuttosto localizzate e ridotte; tuttavia anche dopo l'introduzione nel modello degli interventi globali l'entità delle trazioni risulta significativa.

Diviene quindi necessario affidare le trazioni presenti a materiali che, diversamente dalla muratura, hanno ottimo comportamento a trazione.

5.4.2.1 – I MATERIALI FRP

Il termine FRP è l'acronimo di Fiber Reinforced Polymer, ossia di "materiale polimerico fibrorinforzato". Gli FRP appartengono alla vasta famiglia dei compositi strutturali, ovvero di quei materiali che sono costituiti da due fasi: il rinforzo, presente in forma discontinua e caratterizzato da elevate prestazioni meccaniche, e la matrice, identificabile come un elemento continuo e, di solito, meccanicamente più debole.

La caratteristica peculiare dei compositi strutturali è quella di fornire prestazioni meccaniche migliori, o perlomeno più complete, di quelle che sarebbero fornite dalle singole fasi componenti. Nei compositi a matrice polimerica (gli FRP per l'appunto) la matrice è generalmente costituita da una resina epossidica mentre i rinforzi sono costituiti da fibre di carbonio.

Gli FRP sono materiali utilizzati già da parecchi anni in settori come quello navale, aeronautico, astronautico e militare dove vengono sfruttati per la loro ineguagliabile resistenza specifica, intesa come resistenza meccanica a trazione per unità di peso. La notevole riduzione dei costi, in particolare delle fibre di carbonio, dovuta alla loro maggiore diffusione e ad un'ottimizzazione dei processi produttivi, ha consentito recentemente l'introduzione degli FRP anche nel settore delle costruzioni.

L'utilizzo in tale ambito riguarda essenzialmente il settore del restauro statico delle strutture degradate o danneggiate e quello

dell'adeguamento statico, in particolare in campo antisismico. In questo settore le tecniche di intervento basate sull'utilizzo dei materiali tradizionali presentano non poche difficoltà operative. In quest'ottica, un intervento di ripristino basato sull'utilizzo di compositi ad alte prestazioni, risulta più economico di quelli tradizionali se si estende la valutazione economica relativa ai tempi e alle attrezzature necessarie per l'intervento, ai costi derivanti da eventuali interruzione dell'esercizio della struttura e alla stima della vita utile della struttura stessa a seguito dell'intervento.

I materiali FRP, infatti, grazie all'estrema leggerezza, vengono messi in opera senza l'ausilio di particolari attrezzature e macchinari, da un numero limitato di operatori e in tempi estremamente brevi.

Meccanicamente parlando questi materiali presentano un comportamento elastico lineare fino a rottura, enormi resistenze a trazione ed elevata rigidità. Le fibre resistenti utilizzate come rinforzo sono attualmente quelle di carbonio (le più rigide), quelle di vetro, aramidiche e di basalto.

I compositi strutturali vengono utilizzati nel restauro delle costruzioni sotto forma di tessuti unidirezionali, biassiali o quadriassiali ed elementi rigidi ottenuti per mezzo di un processo industriale di estrusione sotto trazione che prende il nome di poltrusione.

5.4.2.2 – RINFORZO ORIZZONTALE MEDIANTE BARRE

Le trazioni presenti sulle facce delle pareti, ricavate dal modello dello stato di progetto, vengono scomposte lungo due direzioni ortogonali, quella verticale e quella orizzontale, e trattate separatamente.

Per assorbire le sollecitazioni di trazione orizzontali utilizzo delle sottilissime barre poltruse in fibre di carbonio, preimpregnate con resina epossidica (Figura 31). Queste vengono inserite nei letti di malta al fine di creare localmente porzioni di muratura armata.

La parte più esterna dei giunti di malta esistenti (che è anche la più degradata) viene rimossa per creare un vano utile all'inserimento delle barre ad aderenza migliorata. I diametri utilizzati in questo intervento di recupero variano dal $\phi 3$ al $\phi 4.5$, con interassi variabili secondo

necessità. Le barre vanno posizionate il più esternamente possibile, ovvero in prossimità delle trazioni più elevate: si può dire che in genere verranno poste a circa 3cm dal filo esterno. Al termine della posa viene ricreato il giunto fedele all'originale con una malta antiritiro ad alta resistenza.

In merito all'ancoraggio delle barre si può affermare che il prolungamento delle stesse fino al filo esterno dei muri ortogonali oppure l'annegamento all'interno del getto in cemento armato del cordolo sono sistemi di ancoraggio più che soddisfacenti. Al riguardo si ricordi che le barre in questione non sono lisce, ma massimizzano l'aderenza al supporto grazie ad una sabbiatura della superficie.



Figura 31 - Barre poltruse in carbonio ad aderenza migliorata.

5.4.2.3 – RINFORZO VERTICALE MEDIANTE TESSUTI

La componente verticale di trazione presente sulle pareti viene affidata a tessuti unidirezionali in fibra di carbonio oppure a lamine poltruse in fibra di carbonio. La prima soluzione viene adottata prevalentemente in zone limitate, come possono essere gli spigoli di una parete, ed è caratterizzata da una capacità resistente inferiore all'uso di lamine. Ciò deriva esclusivamente dal fatto che il tessuto si ancora al substrato mediante delle matrici organiche di tipo epossidico, mentre le lamine (vedi paragrafo successivo) prevedono una connessione meccanica.

La posa in opera del tessuto in fibra di carbonio ad alta resistenza prevede numerose fasi: prima di tutto occorre preparare adeguatamente il sottofondo. Per la muratura il supporto deve risultare

coeso e consistente, preparato asportando polvere, efflorescenze saline, parti inconsistenti, materiale organico e muffe, ed eventualmente trattato con opportuno sistema di protezione dalla formazione di sali idrosolubili.

In seguito si esegue la rasatura della superficie mediante malta, per eliminare le asperità e garantire una superficie di posa piana, senza concavità. A questo punto, ottenuto un supporto adeguato, si procede alla stesura alternata di resina epossidica adesivo-impregnante e di tessuto avendo cura di inglobare interamente quest'ultimo nella matrice. Si conclude poi con uno spolvero di sabbia al quarzo di opportuna granulometria che garantisce l'aggrappo del successivo intonaco e fornisce l'adeguata protezione al rinforzo.

Il tessuto secco (Figura 32) viene fornito in rotoli di varie larghezze: come sarà ben visibile nei prospetti contenenti gli interventi di rinforzo sulle pareti, in questo progetto è previsto l'uso di strisce di tessuto larghe 10 o 15cm.



Figura 32 - Tessuto unidirezionale in fibra di carbonio e resina epossidica.

L'adesione del tessuto al substrato dipende sia dalla qualità dell'applicazione e della resina adesiva, sia dalla qualità della muratura sottostante. Più il substrato è di buone caratteristiche più il tessuto lavora a tensioni elevate e con ancoraggi ridotti. Nel prossimo capitolo si confronteranno le problematiche di delaminazione per la muratura cotta e cruda e sarà possibile capire come, a livello di

dimensionamento del tessuto di rinforzo, verrà utilizzata una tensione massima ammissibile relativa alla muratura cruda.

Va sottolineato il fatto che molto spesso, per motivi esecutivi e facilitare l'ancoraggio dei tessuti, questi vengono risvoltati sopra al cordolo di sommità e resi continui per entrambe le facciate di una stessa parete. Per evitare il tranciamento del tessuto gli spigoli vivi del cordolo vanno arrotondati con un raggio di curvatura non minore di 20mm.

5.4.2.4 – RINFORZO VERTICALE MEDIANTE LAMINE

Le lamine poltruse in carbonio (Figura 33) vengono connesse al substrato, sia mediante resine epossidiche ad alto potere adesivo, sia con un sistema di ancoraggio meccanico che scongiura qualsiasi problematica di distacco di estremità. A differenza dei tessuti, si utilizzano esclusivamente estese per tutta la dimensione verticale della parete e conferiscono una maggiore rigidità e resistenza a flessione all'intero setto.

Le tecniche di preparazione del substrato sono le stesse che caratterizzano l'applicazione dei tessuti: l'obiettivo comune è garantire un piano di posa regolare. Le lamine sono incollate mediante resine epossidiche adesive lungo tutto il loro sviluppo e ancorate meccanicamente alle estremità.



Figura 33 - Lamine poltruse in fibra di carbonio.

La connessione al cordolo è garantita da un sistema di piastra e contropiastra che blocca al suo interno la lamina. La piastra di base va annegata al cordolo in fase di getto oppure inghisata allo stesso successivamente.

Alla base del muro la lamina viene trattenuta da un angolare in acciaio che presenta su un lato il sistema a doppia piastra già descritto e sull'altro la connessione alla fondazione esistente in muratura.

E' importante che la lamina sia sempre disposta in modo rettilineo affinché non venga messo in crisi l'incollaggio in fase di flessione.

5.4.3 – RINFORZO DEI PILASTRI IN MURATURA

Nell'edificio sono presenti numerosi pilastri in muratura. Ad ovest si trova un porticato, sorretto da tre pilastri a sezione quadrata di lato 45cm; la parete D è caratterizzata dalla presenza di un singolo pilastro rettangolare 30x45cmq; infine sono 6 i pilastri 45x45cmq che sorreggono parte della copertura del fienile.

Tutti i pilastri menzionati sono caratterizzati dalla problematica di pressoflessione, indotta dai pesi permanenti e dall'azione sismica.

Si tratta di rinforzare questi elementi mediante l'utilizzo di tessuti unidirezionali in fibra di carbonio, introdotti al paragrafo 5.4.2.3. Questi rinforzi verticali vengono incollati con resine epossidiche e ancorati meccanicamente alle estremità, in quanto è necessario che si rendano efficaci sin dagli estremi del pilastro.

I sistemi di ancoraggio meccanico previsti e suggeriti dalla norma (cap. 5.3.5 CNR-DT 200-RI-2012) sono numerosi e permettono di far lavorare i tessuti a tensioni superiori a quelle di laminazione. Se per la connessione delle lamine ci si è affidati all'uso di piastre metalliche ancorate con tirafondi, l'ancoraggio dei tessuti alle estremità dei pilastri viene effettuato tramite l'inserimento di perni in fibra, detti connettori o sfocchi (Figura 34), oppure mediante l'applicazione di strisce di fasciatura ortogonali. Queste ultime, disposte orizzontalmente, hanno anche la funzione di confinare il pilastro accrescendo così la resistenza a compressione della muratura f_{md} .

In pratica, al pilastro viene incollato verticalmente il tessuto; poi, quando possibile e necessario, si procede alla fasciatura dell'elemento,

utile anche per la connessione all'estremità; infine si effettua l'inghisaggio dei connettori agli estremi del pilastro e questi vengono sfioccati sui tessuti già posati per garantirne il giusto fissaggio (Figura 35).



Figure 34 e 35 - Connettore CFRP e applicazione come ancoraggio di estremità.

Come vedremo nel prossimo capitolo, solo i pilastri del fienile necessitano di confinamento, quindi solo in quel caso si utilizzerà per l'ancoraggio il sistema congiunto sfiocco-fasciatura ortogonale, in tutti gli altri casi si farà uso solo del connettore FRP.

E' ovvio che per fasciare un pilastro questi deve risultare libero su tutti i suoi lati, ovvero non ci devono essere pareti accostate che impediscono di fasciarlo completamente. Di fondamentale importanza l'accorgimento di smussare gli spigoli dei pilastri dove il tessuto viene

risvoltato per evitarne il tranciamento. La normativa suggerisce di utilizzare un raggio minimo di arrotondamento pari a 20mm.

Il confinamento previsto non è continuo su tutto lo sviluppo del pilastro in quanto tale soluzione comporterebbe problematiche di traspirabilità.

6 – ANALISI DELLO STATO DI PROGETTO

In questo capitolo si introducono nel modello agli elementi finiti gli interventi globali specificati nel capitolo 5, e si analizzano le migliorie che questi comportano sullo stato di trazione delle pareti. Col nuovo stato tensionale si procede al dimensionamento di tutti i rinforzi, specificando le caratteristiche tecniche dei materiali scelti per il consolidamento.

6.1 – AGGIORNAMENTO DEL MODELLO

Il modello descritto al paragrafo 4.1 viene aggiornato mediante l’inserimento del solaio rigido di interpiano e del cordolo di sommità. L’altro intervento globale, ovvero la creazione di continuità strutturale tra le pareti ortogonali inizialmente sconnesse, era già stato previsto nel modello dello stato attuale.

La realizzazione del solaio misto legno-calcestruzzo, che fornisce un’infinita rigidità al piano, viene rappresentata nel software mediante dei link rigidi disposti alla quota del solaio stesso (Figura 36). Per ogni stanza, si connettono tutte le pareti perimetrali ad un punto qualsiasi interno al campo di solaio realizzando così una ragnatela di link indeformabili, link rigidi per l’appunto. In questo modo, il piano rigido modellatosi non potrà subire alcun tipo di deformazione nel piano, riproducendo fedelmente il comportamento della soletta di calcestruzzo.

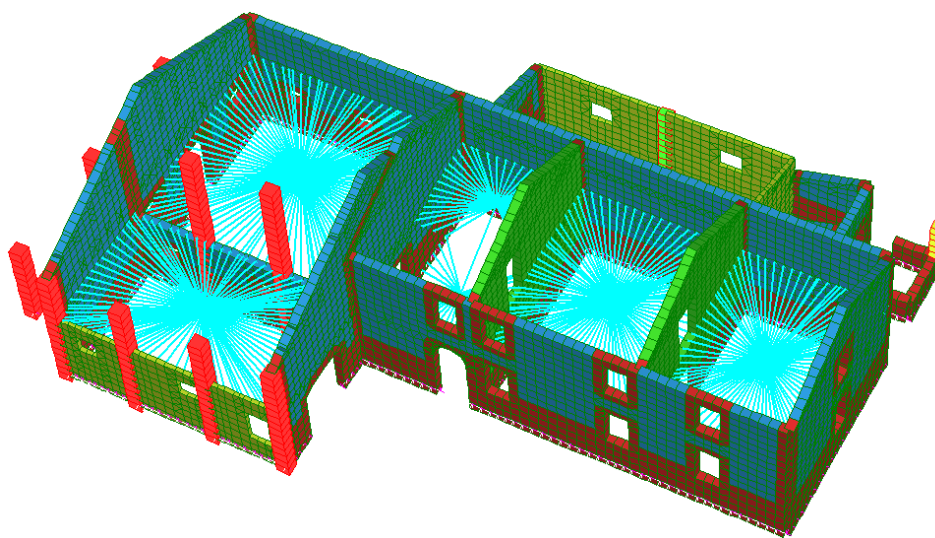


Figura 36 - Vista dall'alto del modello che evidenzia i link rigidi di solaio

Il cordolo di cemento armato viene rappresentato semplicemente tramite degli elementi beam (travi) connessi alla muratura sottostante nodo per nodo (Figura 37). Le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi sono quelle reali del cordolo previsto, in modo da riprodurre il reale effetto irrigidente alla copertura.

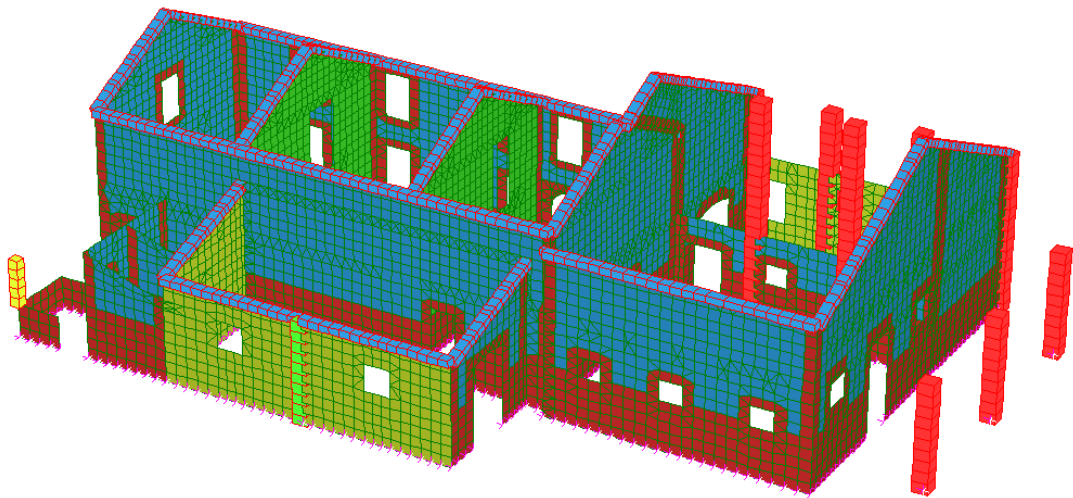


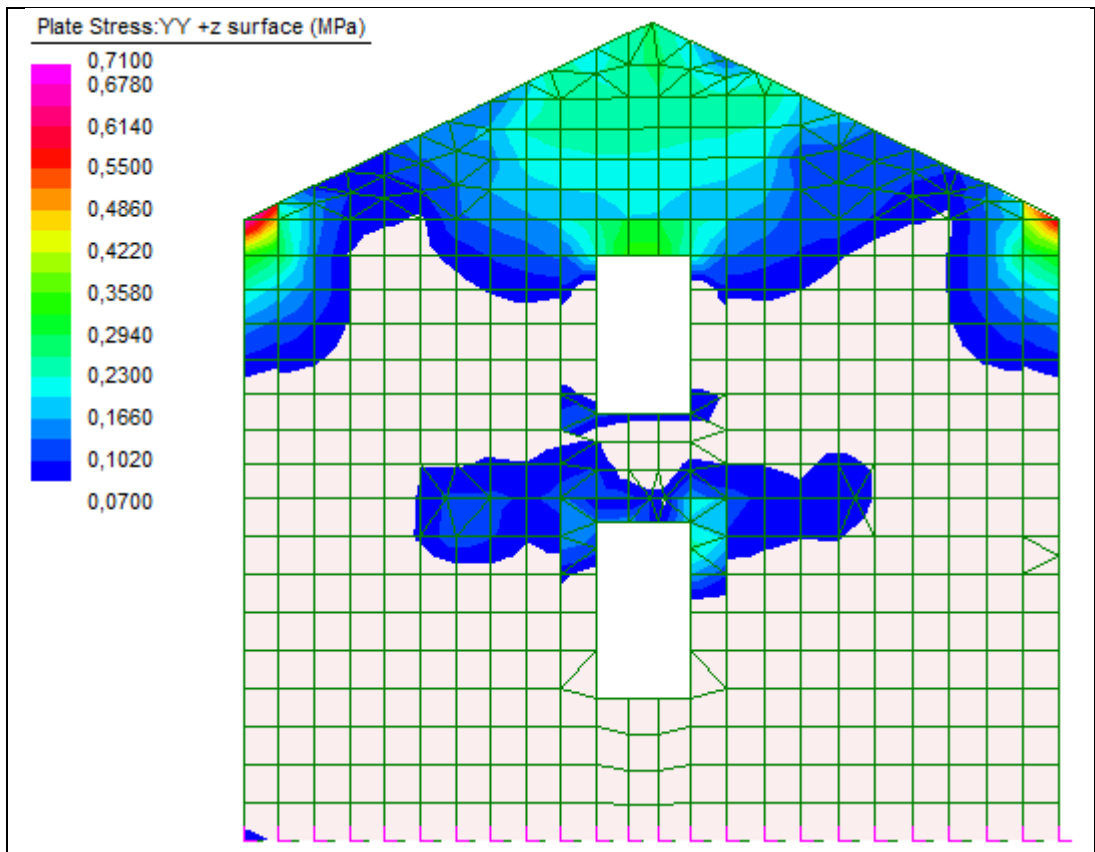
Figura 37 - Rappresentazione nel modello del cordolo di sommità in cemento armato

Ovviamente vengono anche aggiornati i carichi e le azioni cui l'edificio è sottoposto. Si incrementa il carico per unità di superficie del solaio di piano, si conteggia il peso proprio del cordolo e di conseguenza si adeguano anche le azioni sismiche, proporzionali alla massa in gioco.

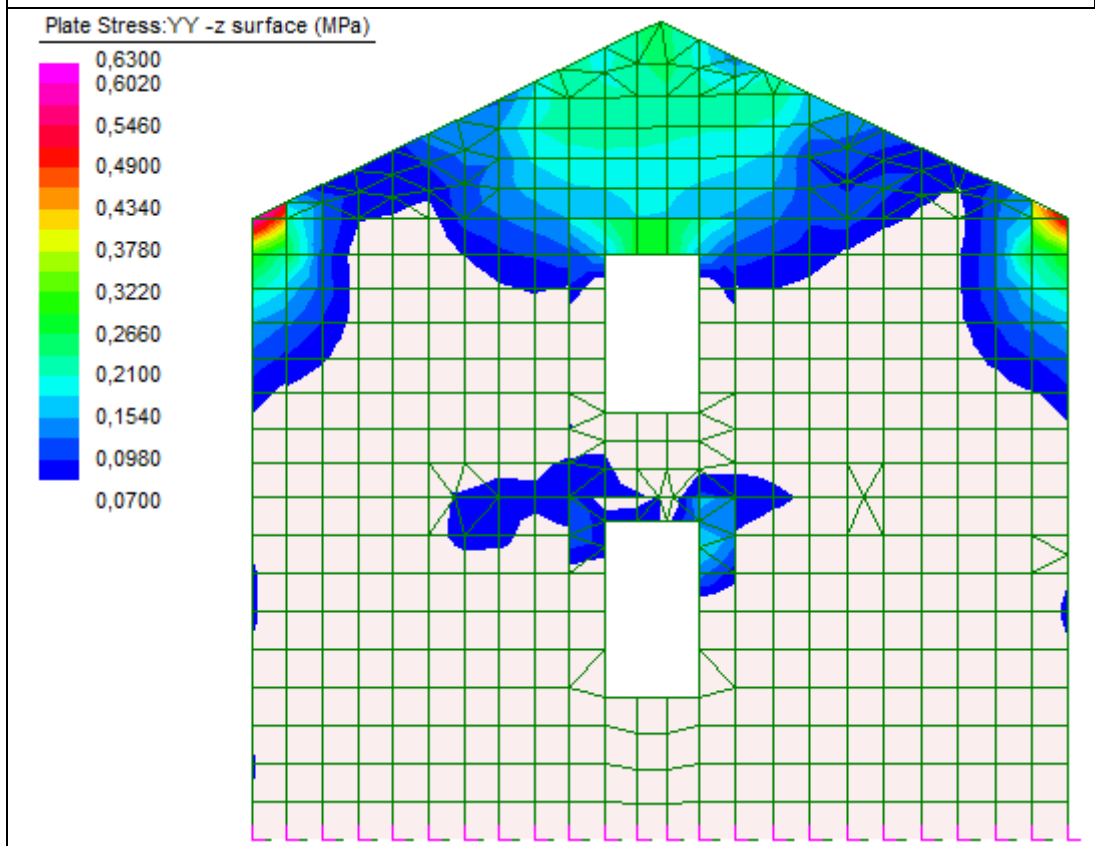
6.2 – NUOVO STATO TENSIONALE

Gli inviluppi sui risultati ottenuti dalle analisi statiche e dinamiche cui viene sottoposto il modello dello stato di progetto evidenziano ancora problematiche di trazione. Malgrado le tensioni positive si siano ridotte, sia come entità sia come estensione, rispetto ai risultati del paragrafo 4.5, permangono situazioni nelle quali è necessario intervenire. Le immagini seguenti mettono in risalto le trazioni che eccedono il limite di 0.07 MPa (ovvero $1/10$ della resistenza a trazione della muratura mista), per ciascun elemento resistente in muratura.

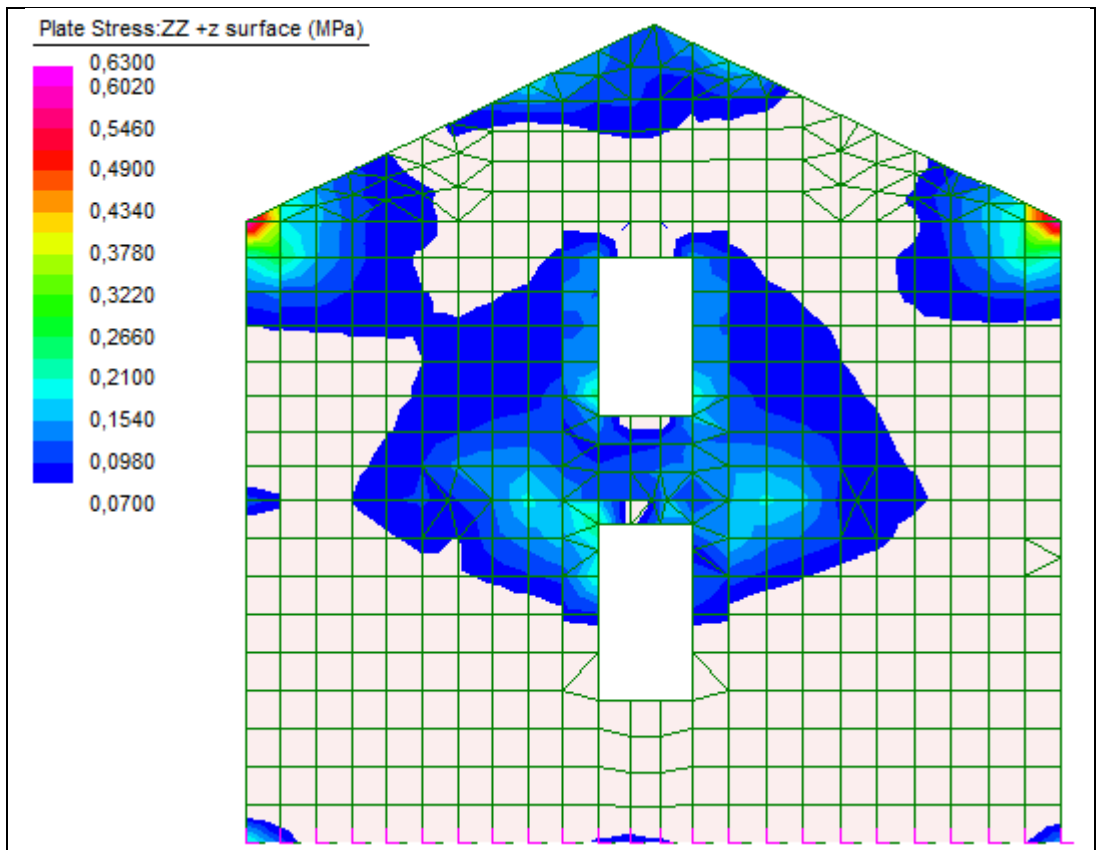
In merito alle tensioni di compressione non esistono situazioni tali da provocare crisi per schiacciamento nella muratura. E' vero che in alcuni punti vi sono picchi di tensione che superano il limite ammissibile del materiale, ma è altrettanto vero che queste porzioni sono talmente ridotte da poter essere associate a imperfezioni del modello e della soluzione numerica. Si è deciso di trascurare queste aree e di non intervenire in alcun modo per aiutare la muratura a compressione.



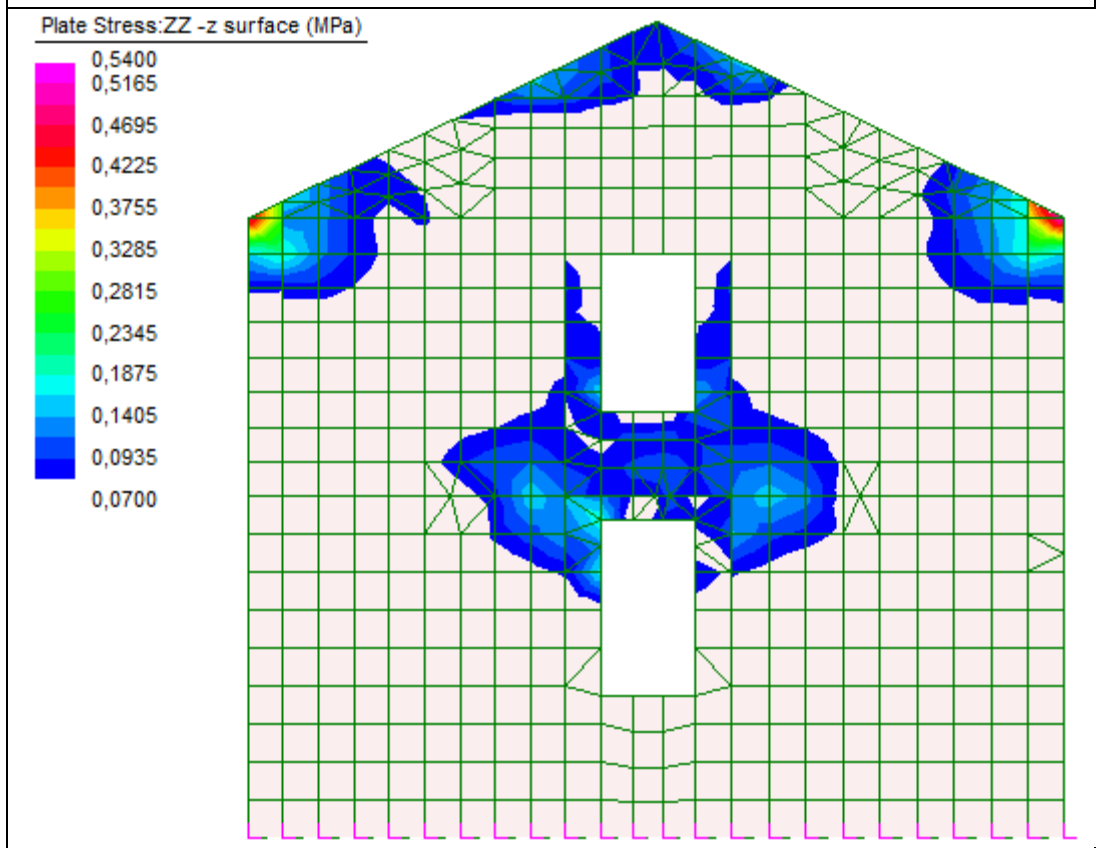
Parete 1: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



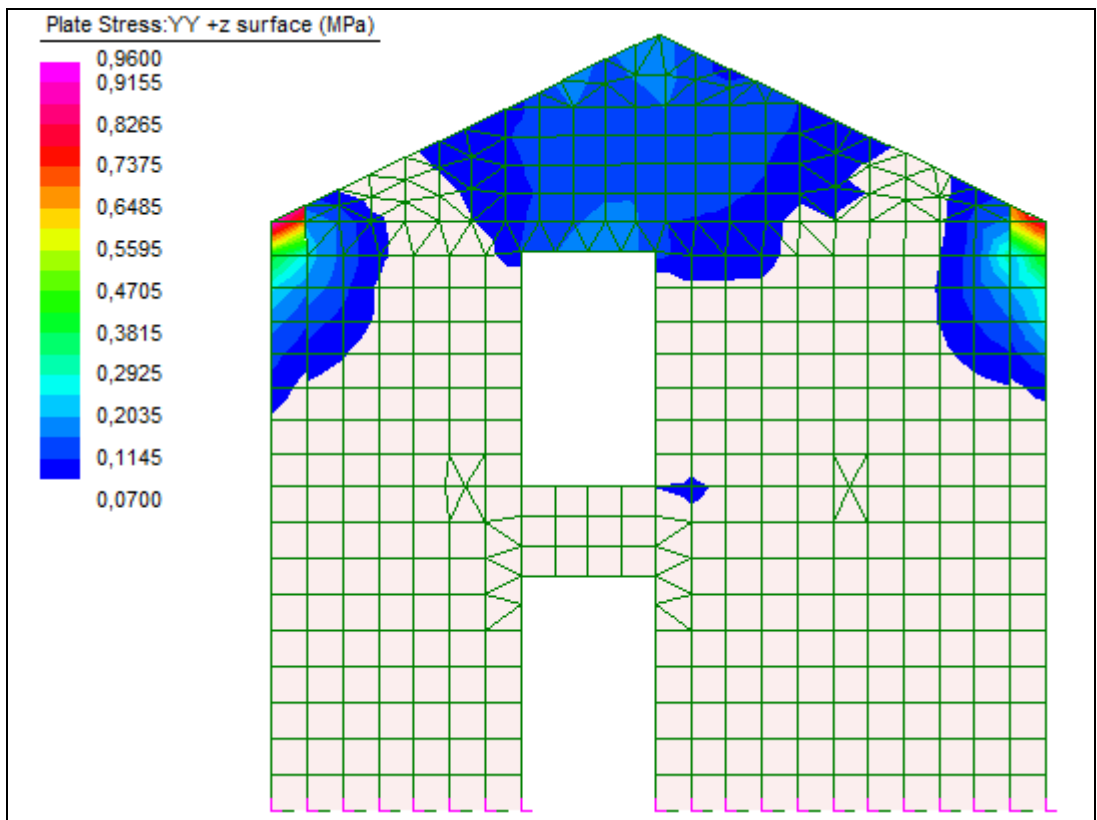
Parete 1: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X



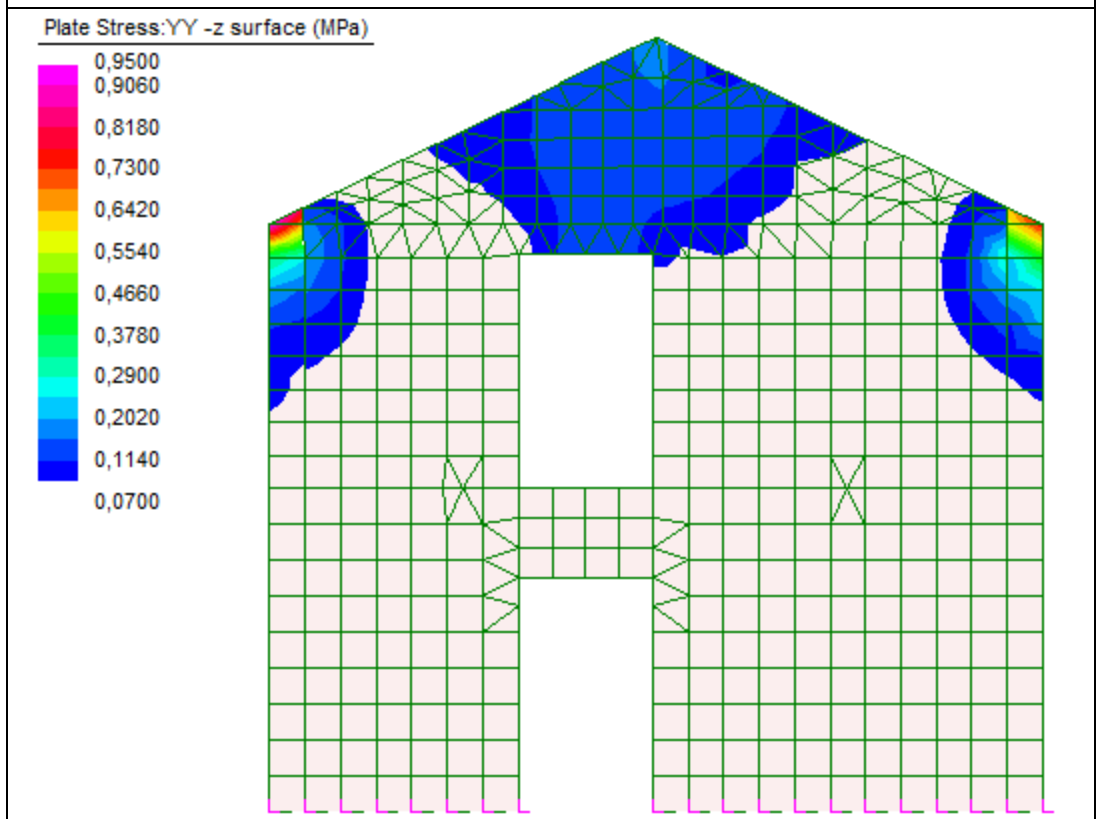
Parete 1: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



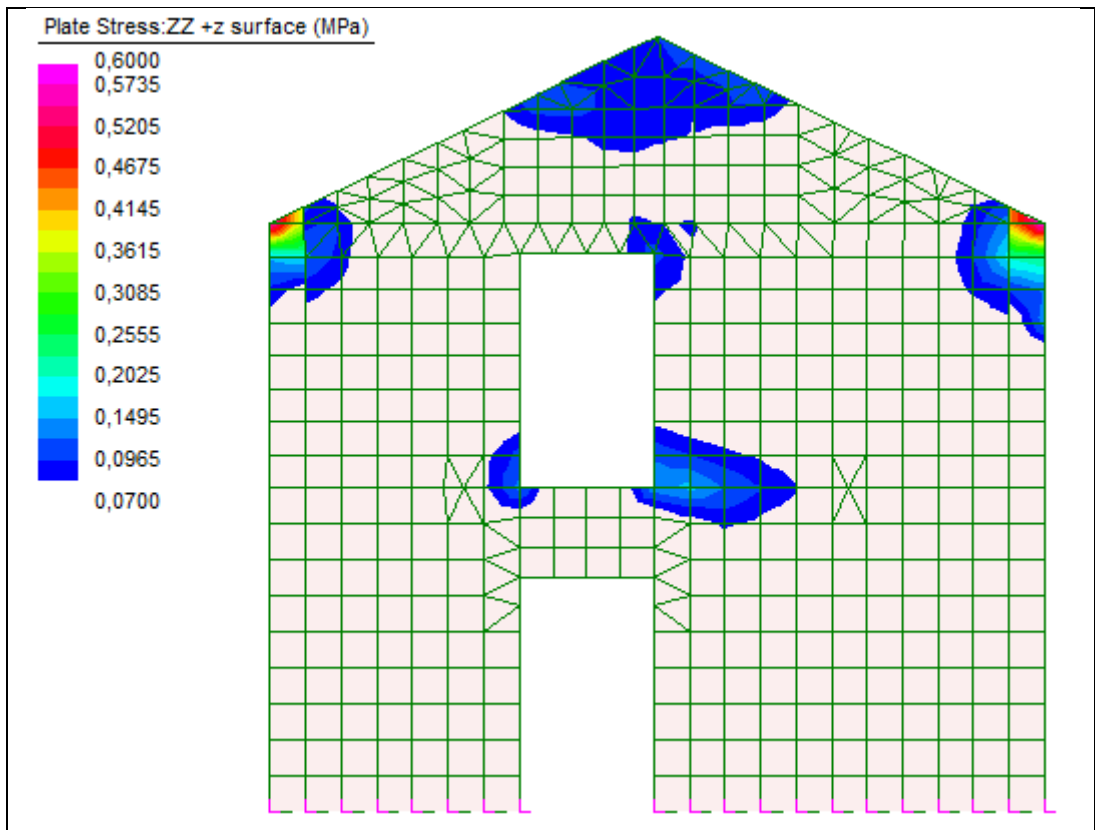
Parete 1: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



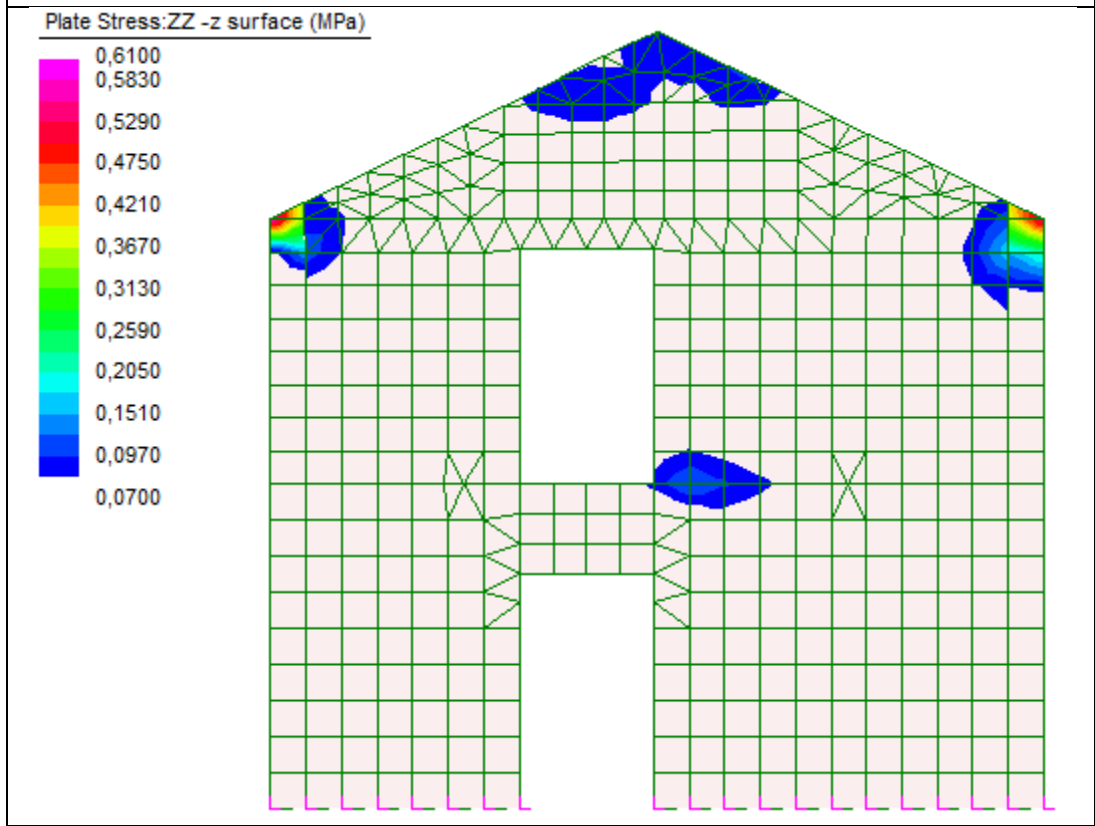
Parete 2: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



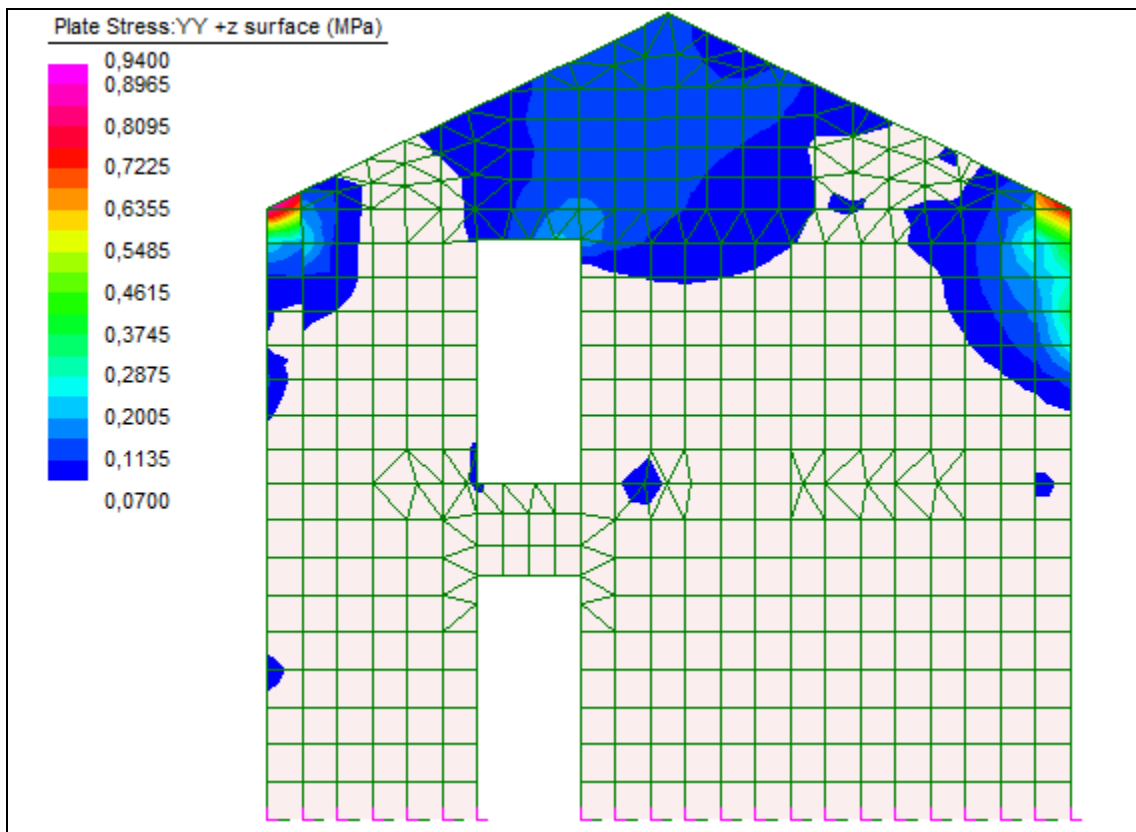
Parete 2: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X



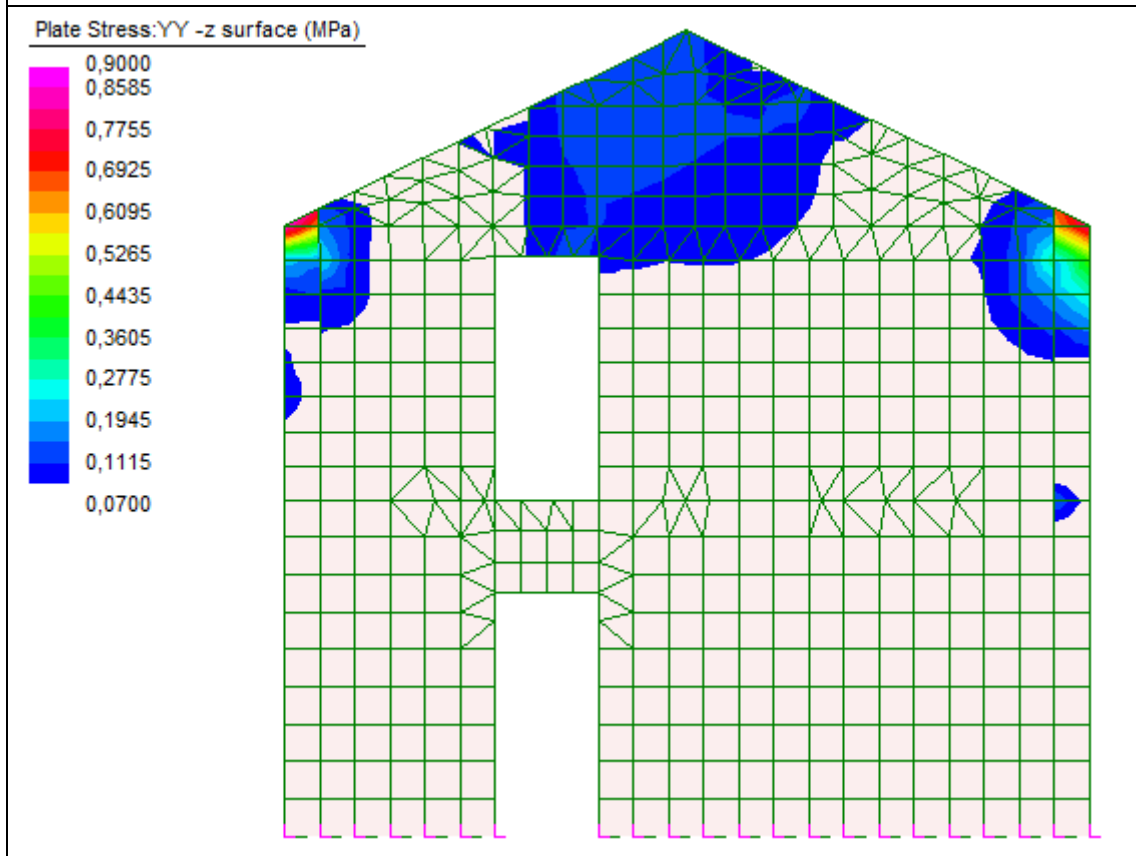
Parete 2: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



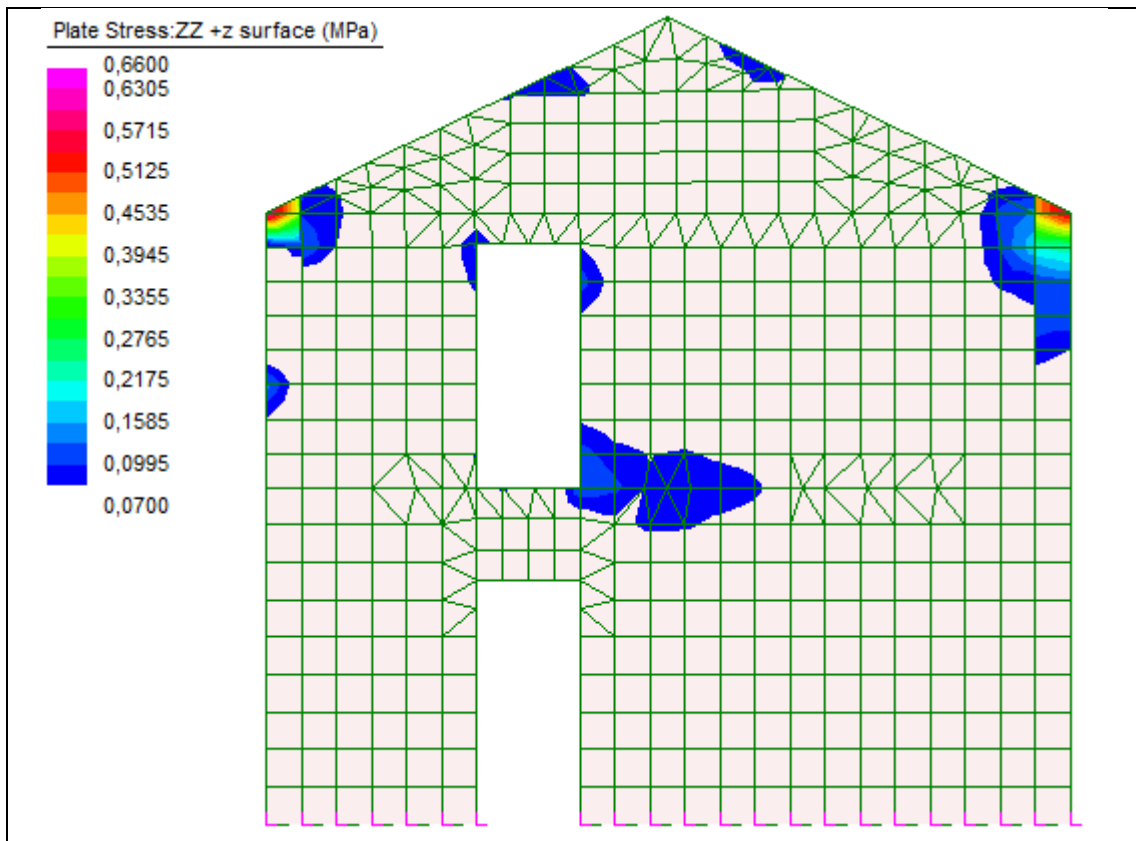
Parete 2: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



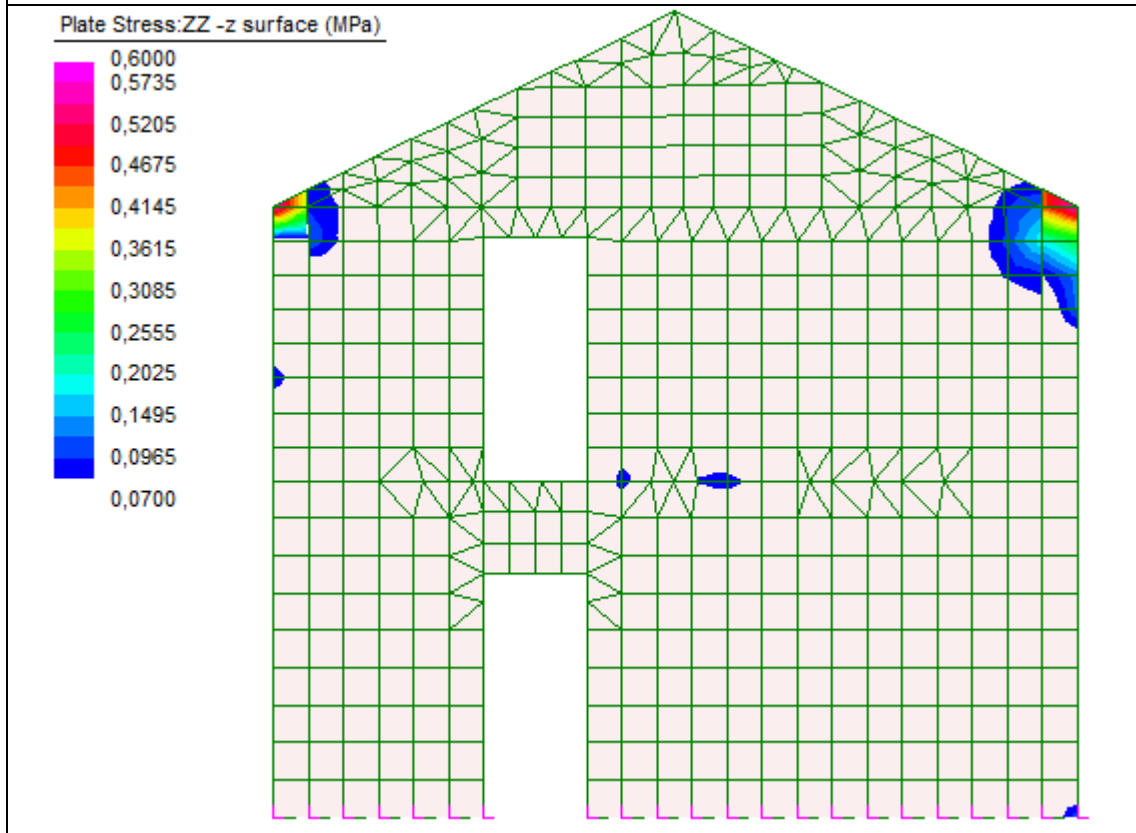
Parete 3: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



Parete 3: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X

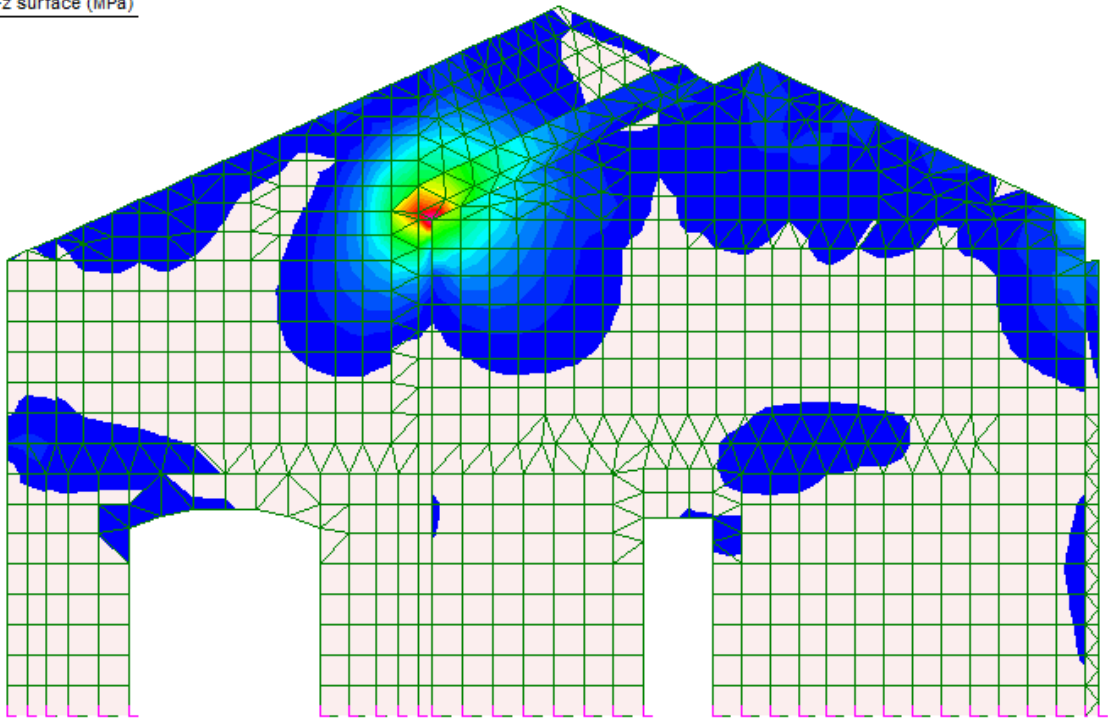
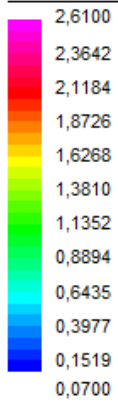


Parete 3: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



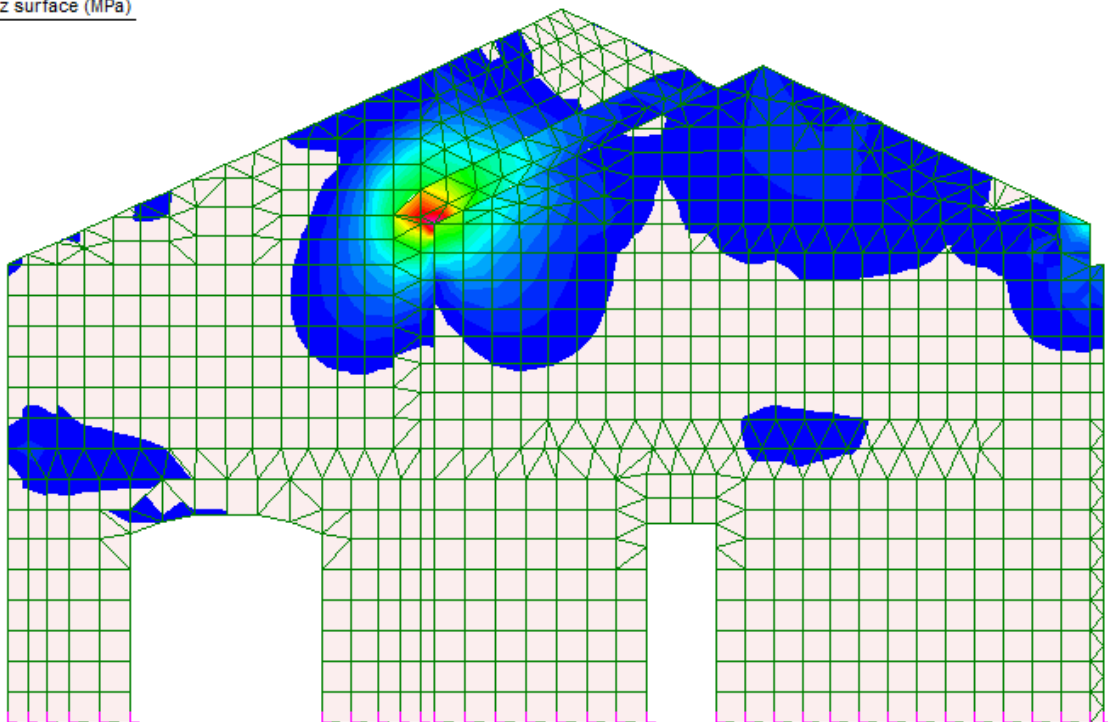
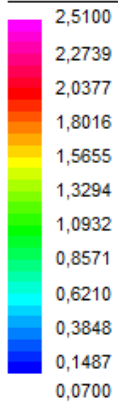
Parete 3: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X

Plate Stress:YY +z surface (MPa)



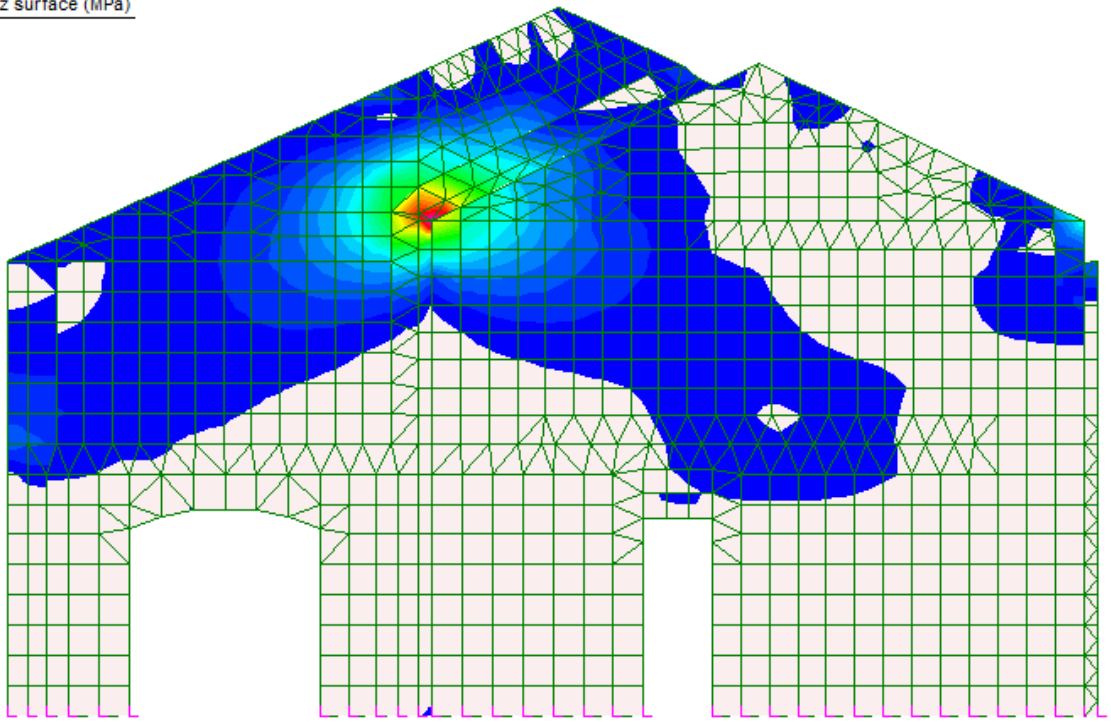
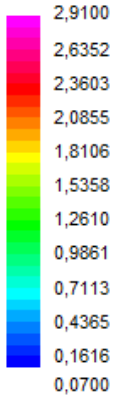
Parete 4: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X

Plate Stress:YY -z surface (MPa)



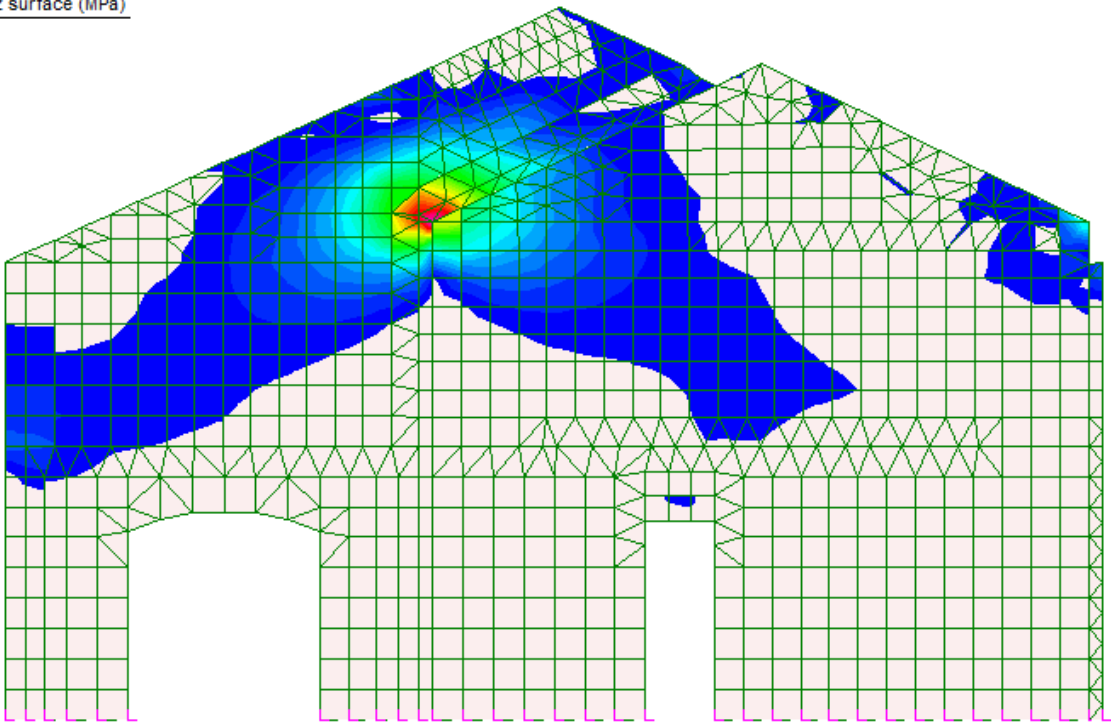
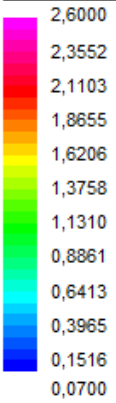
Parete 4: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X

Plate Stress:ZZ +z surface (MPa)

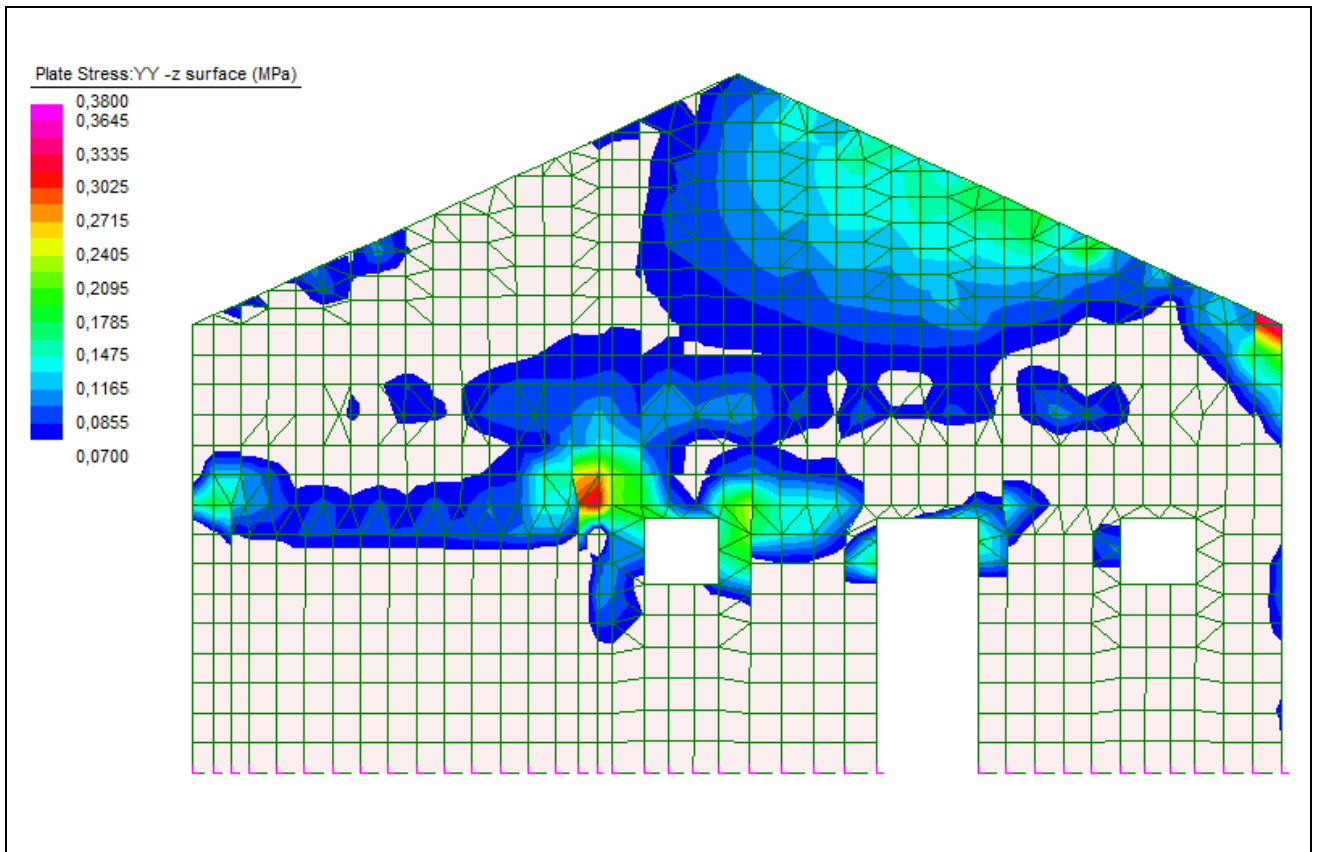


Parete 4: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X

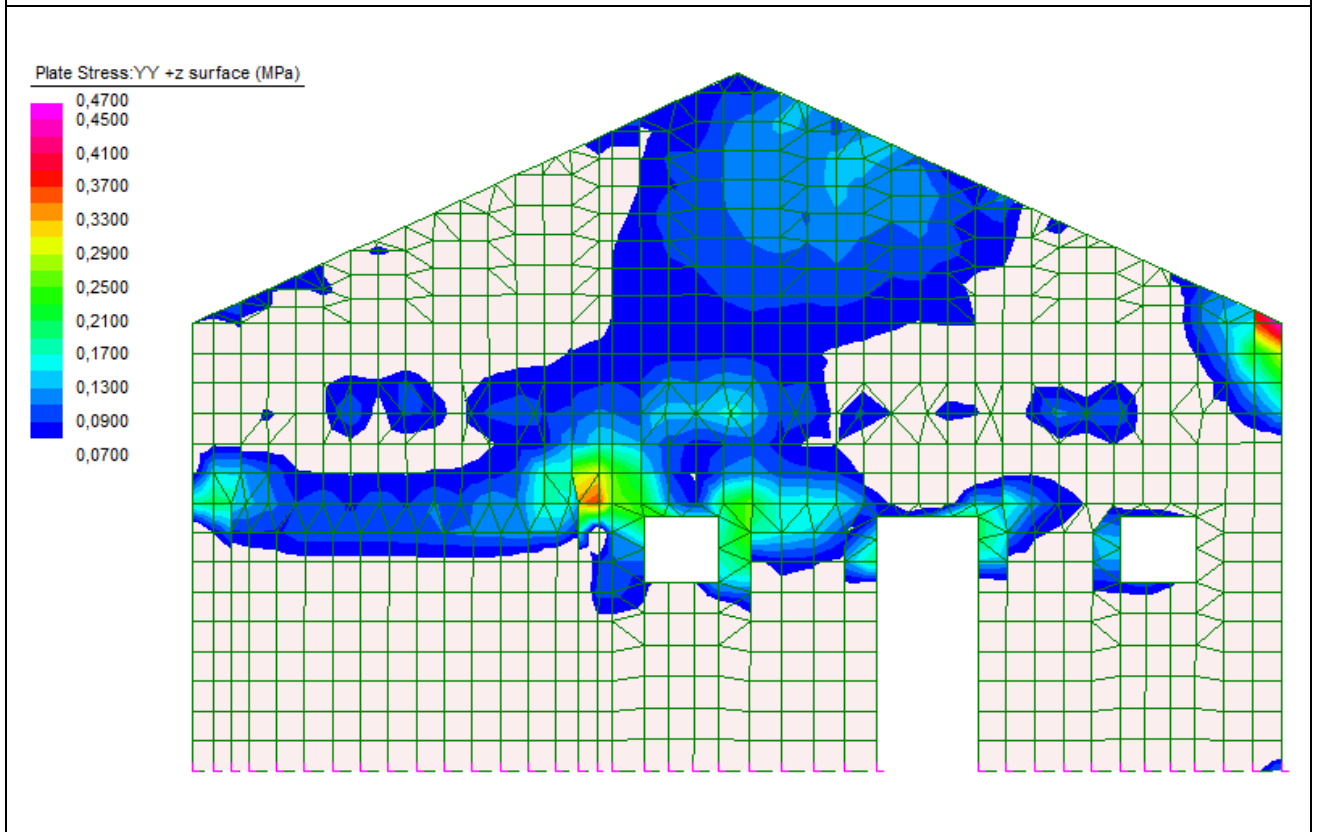
Plate Stress:ZZ -z surface (MPa)



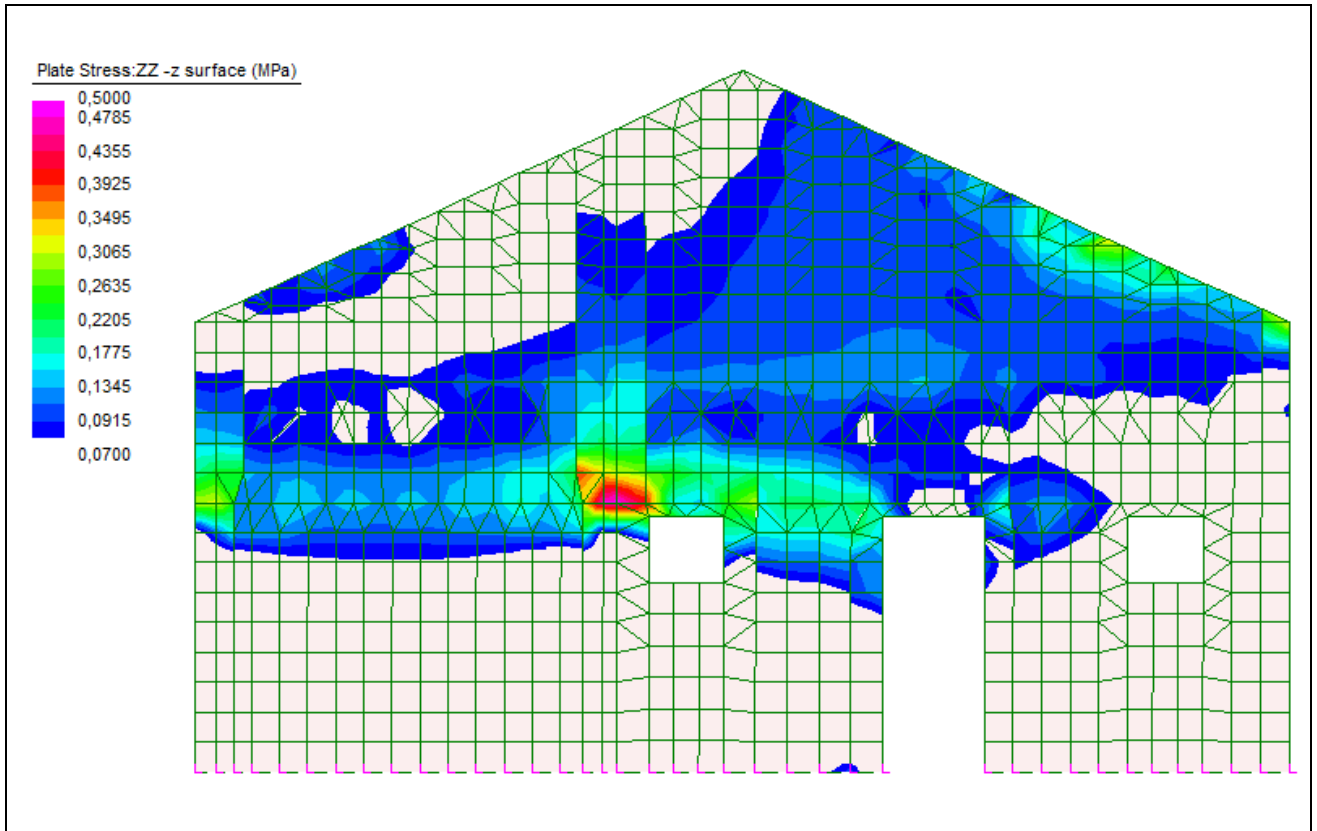
Parete 4: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



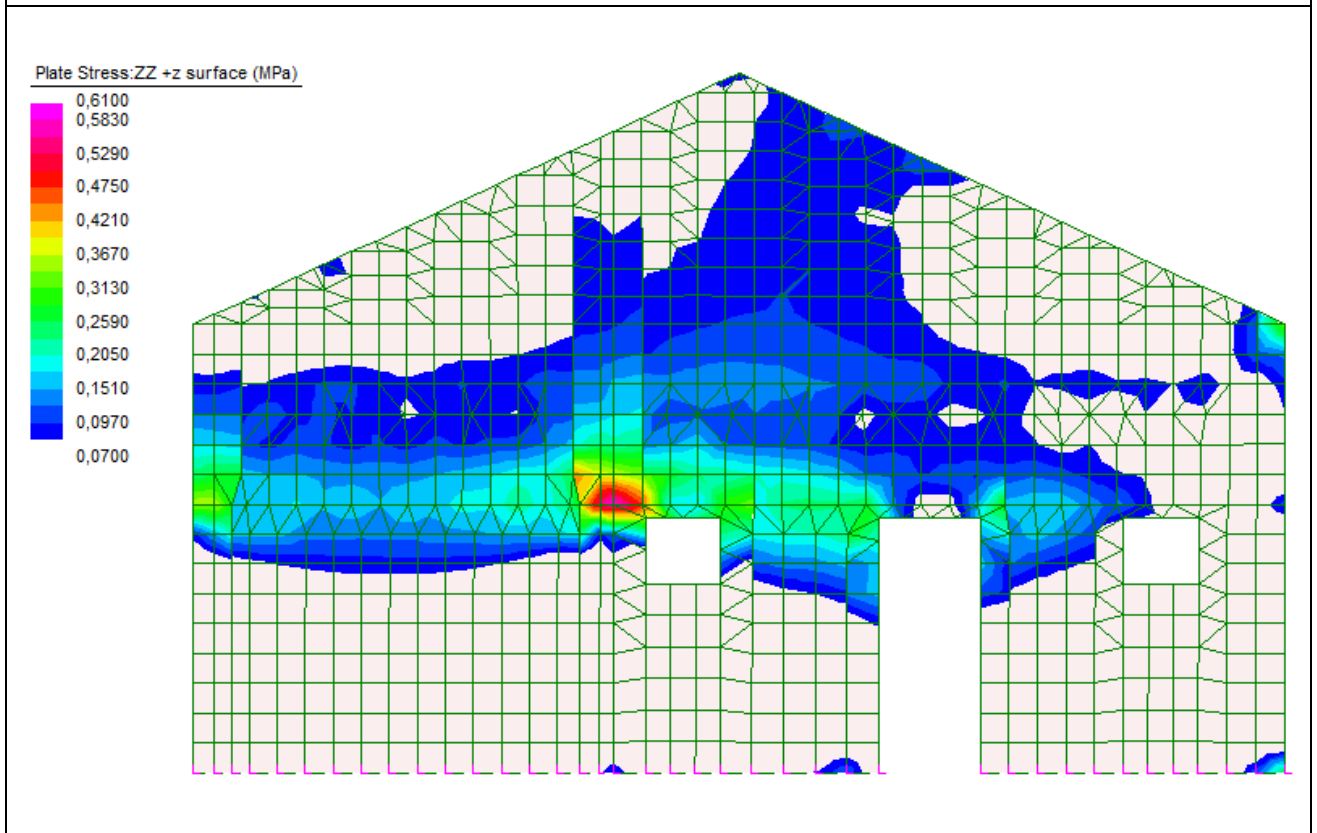
Parete 5: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



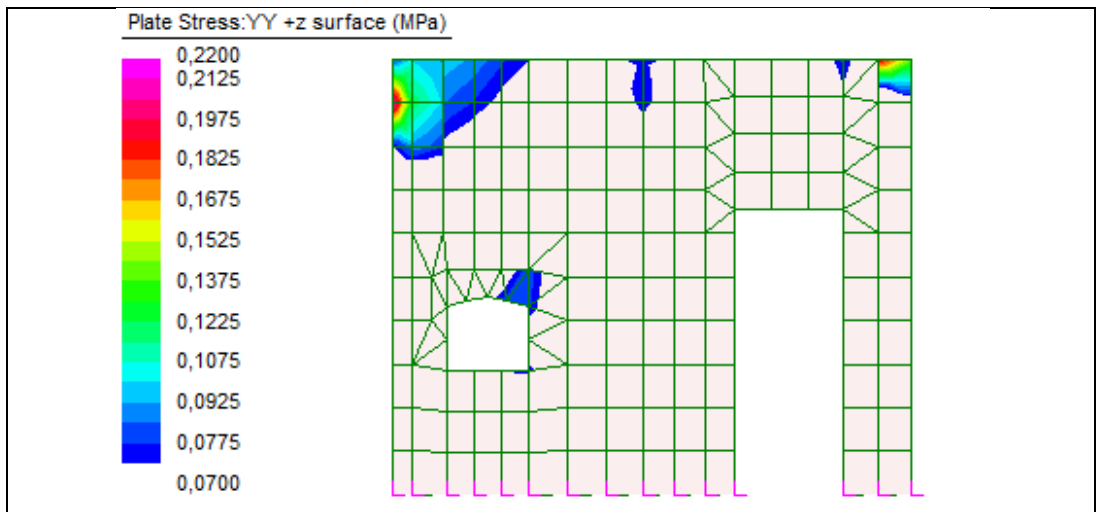
Parete 5: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X



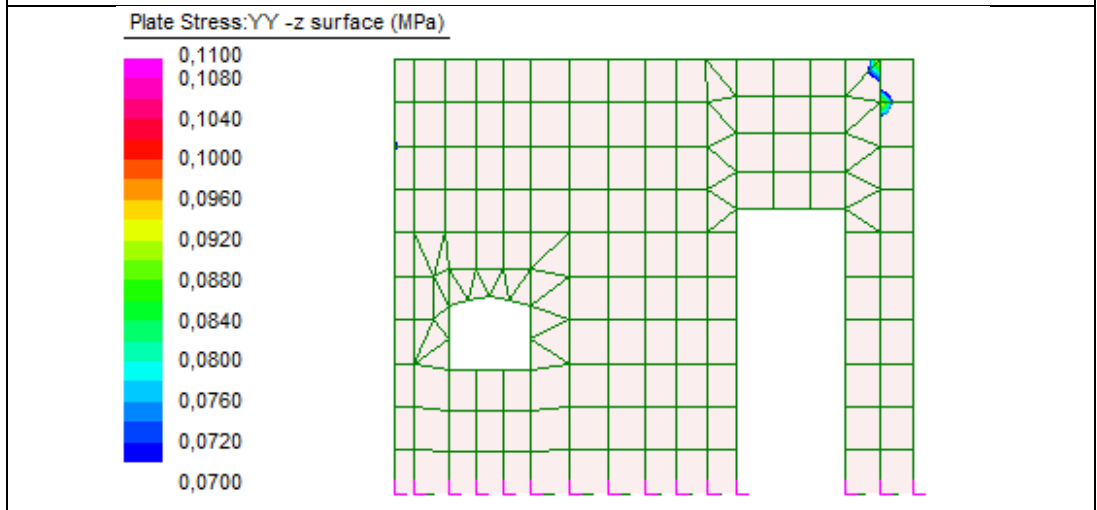
Parete 5: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



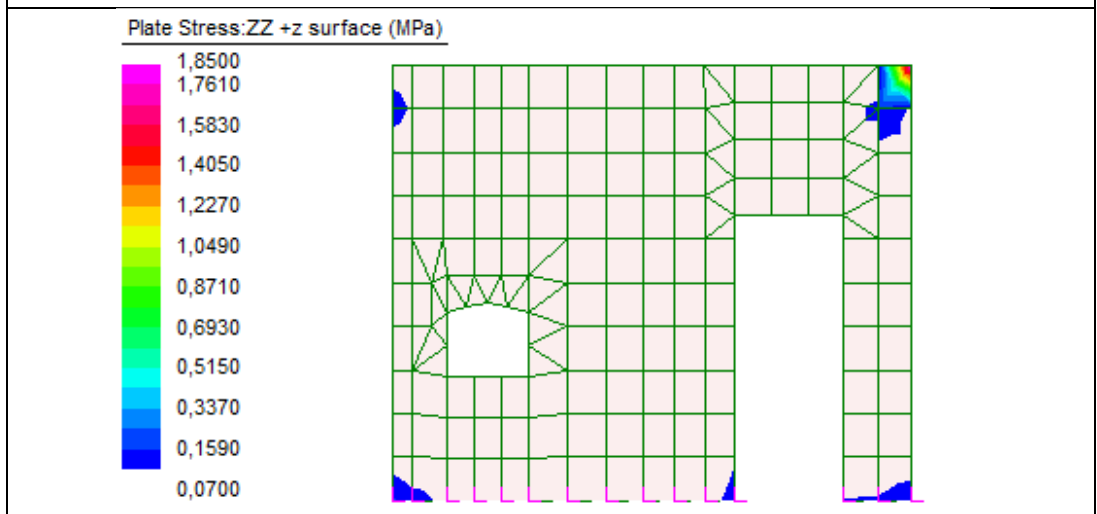
Parete 5: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



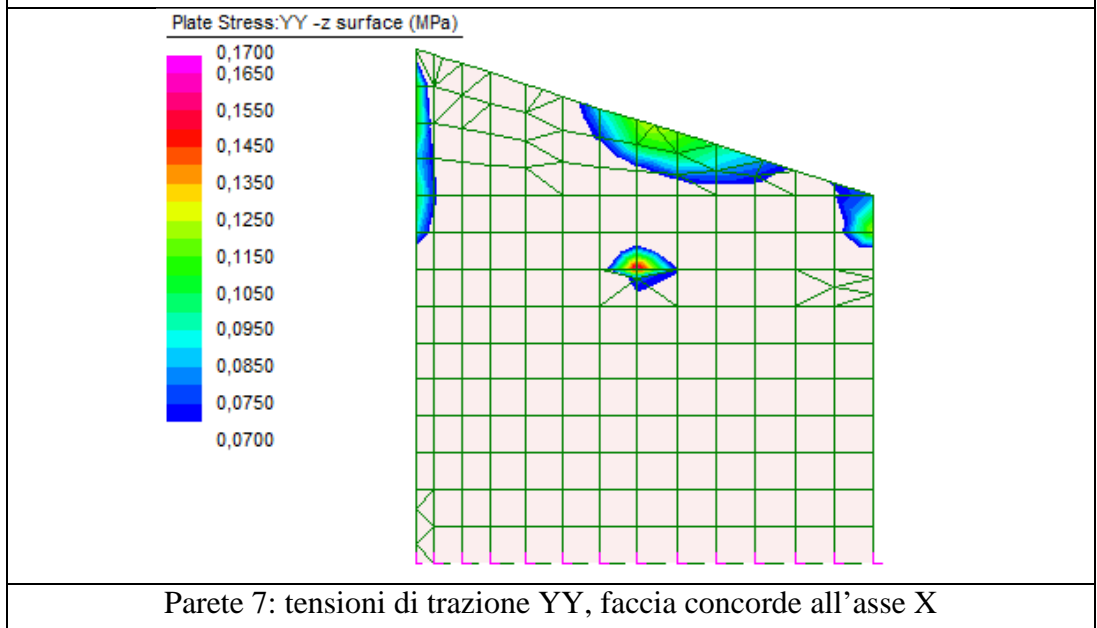
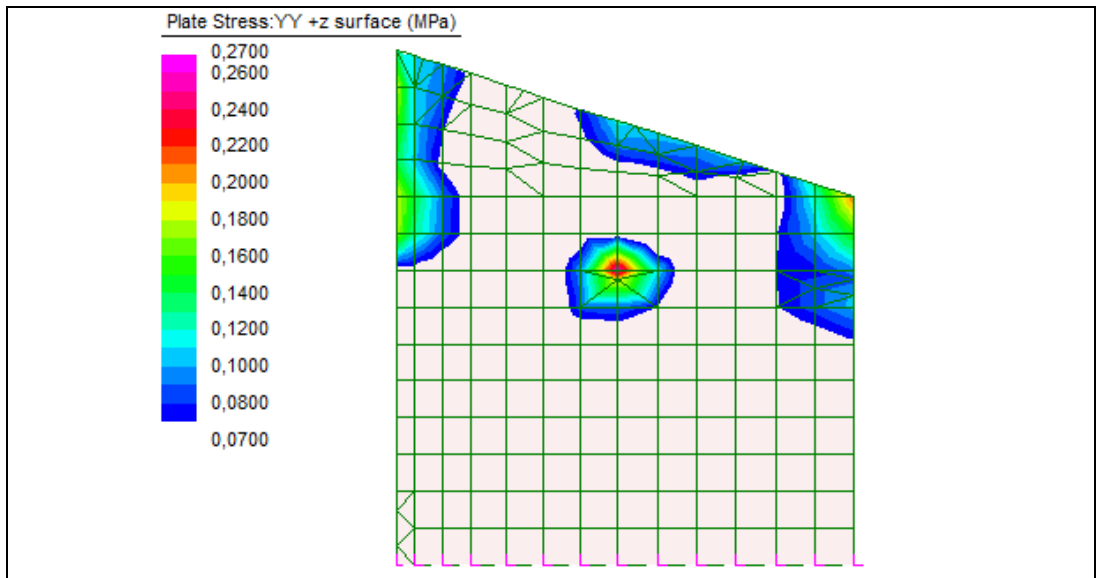
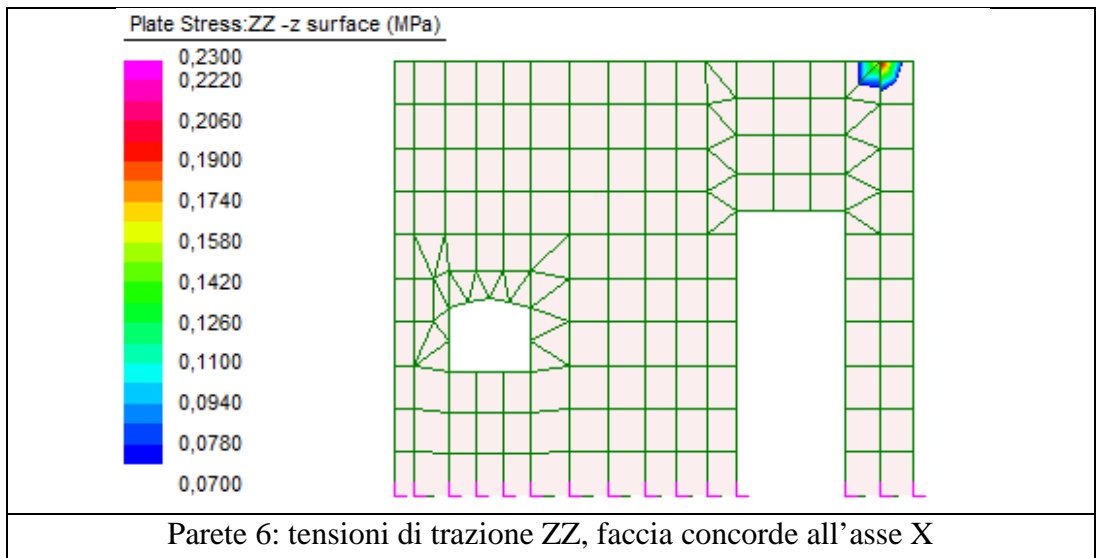
Parete 6: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X

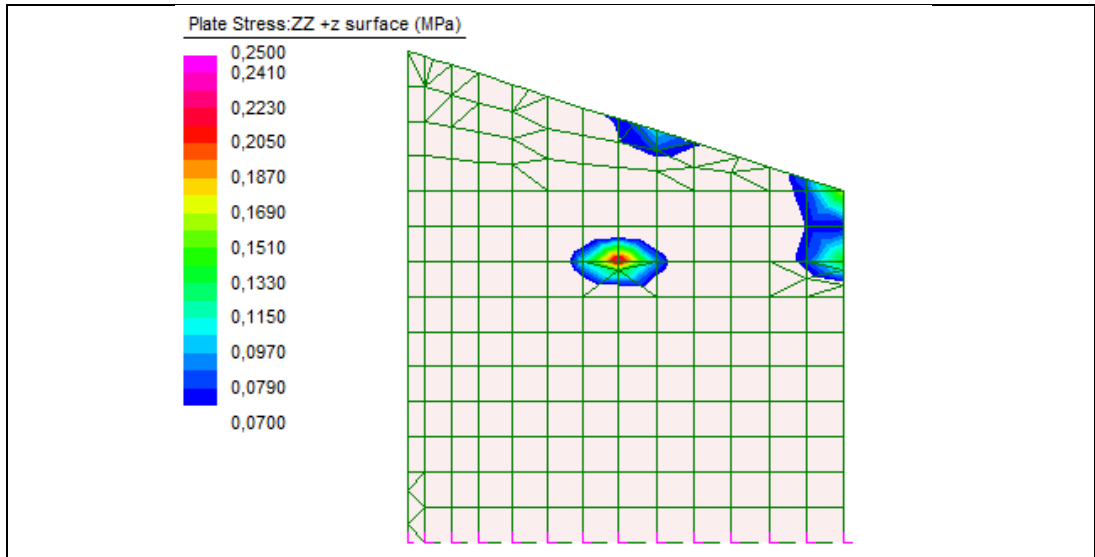


Parete 6: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X

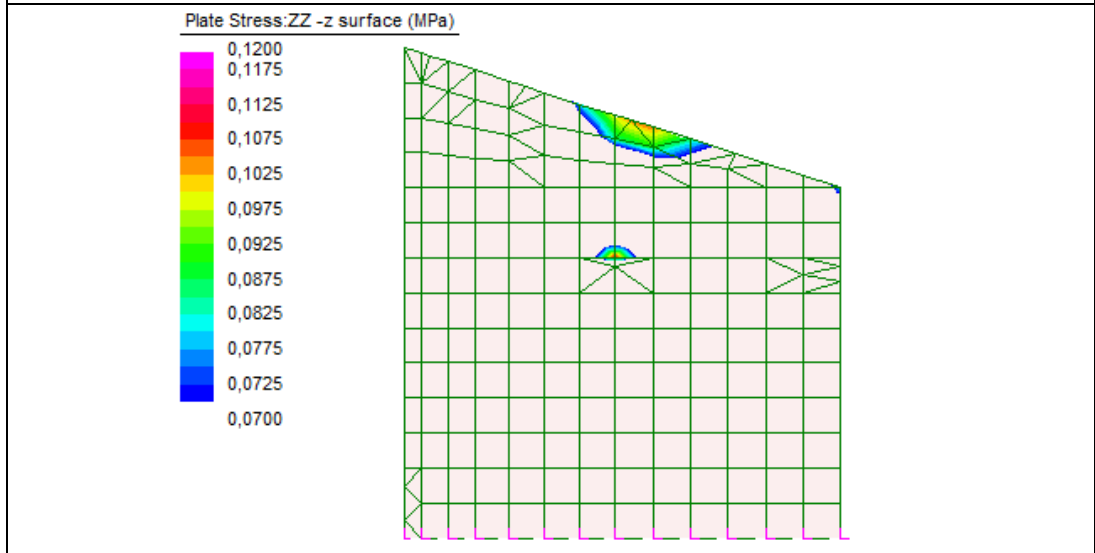


Parete 6: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X

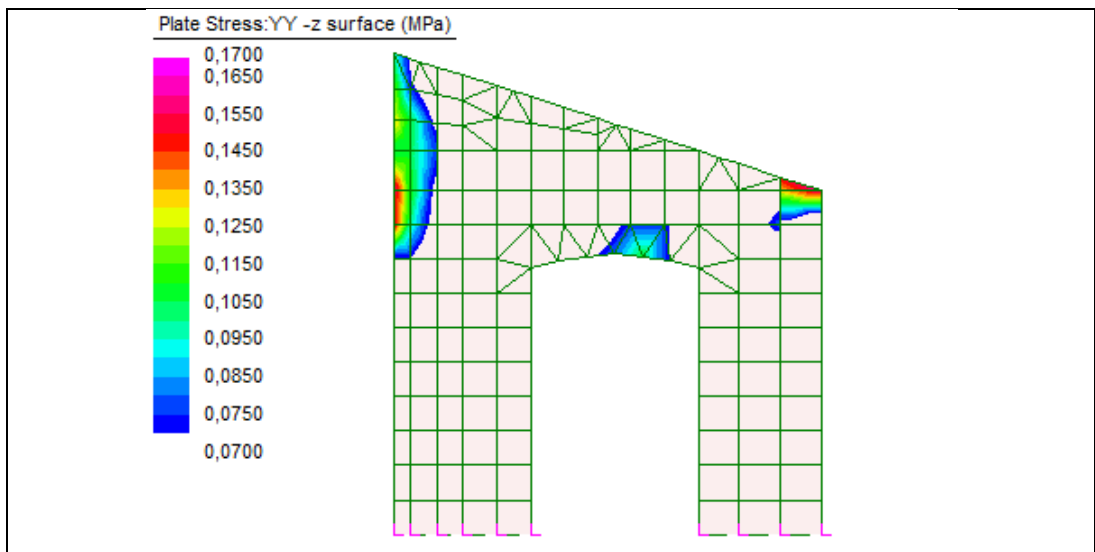




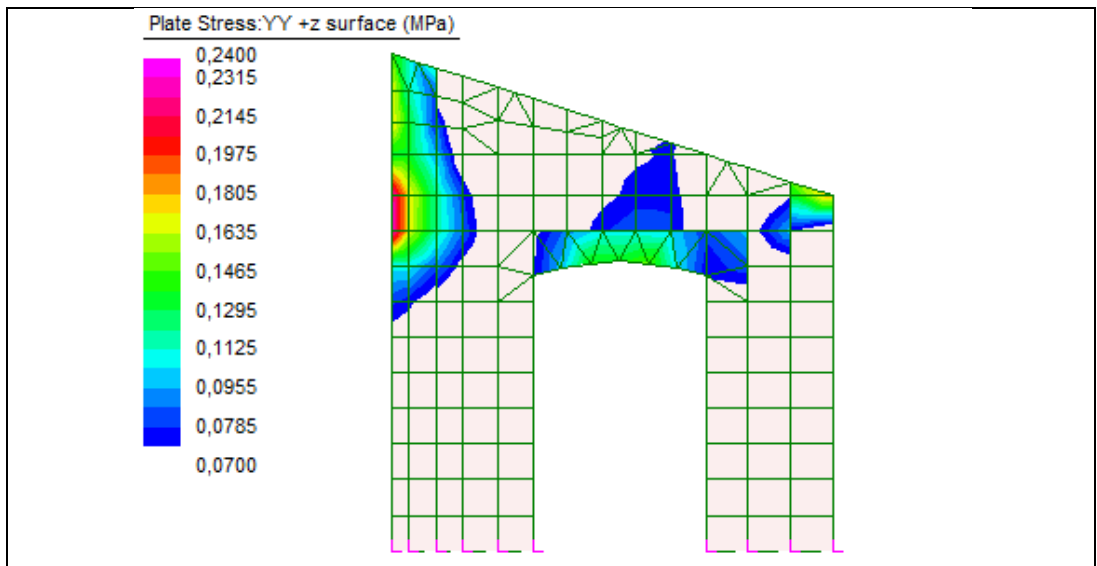
Parete 7: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



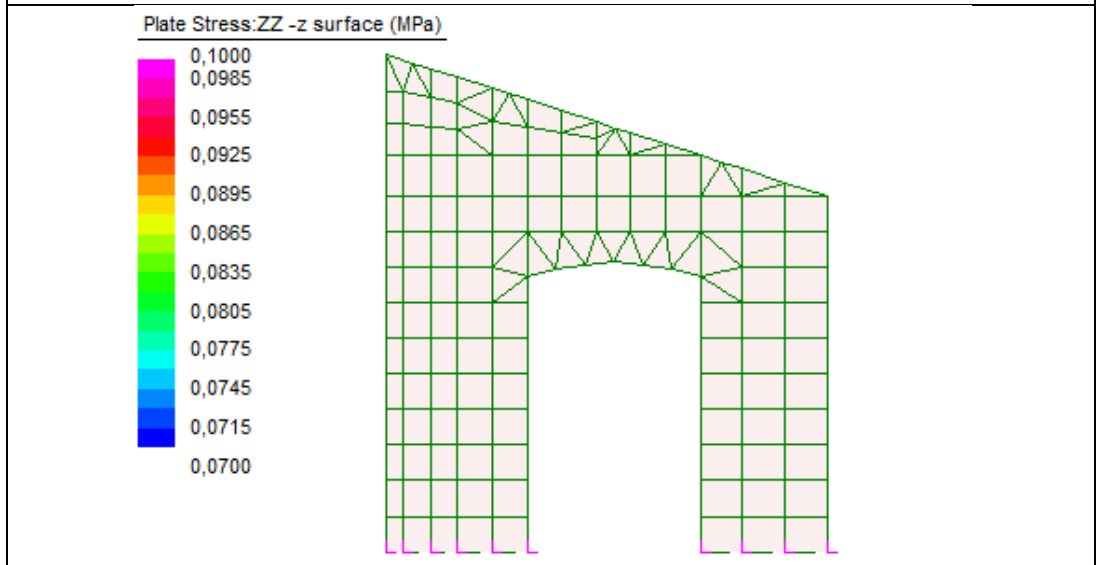
Parete 7: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



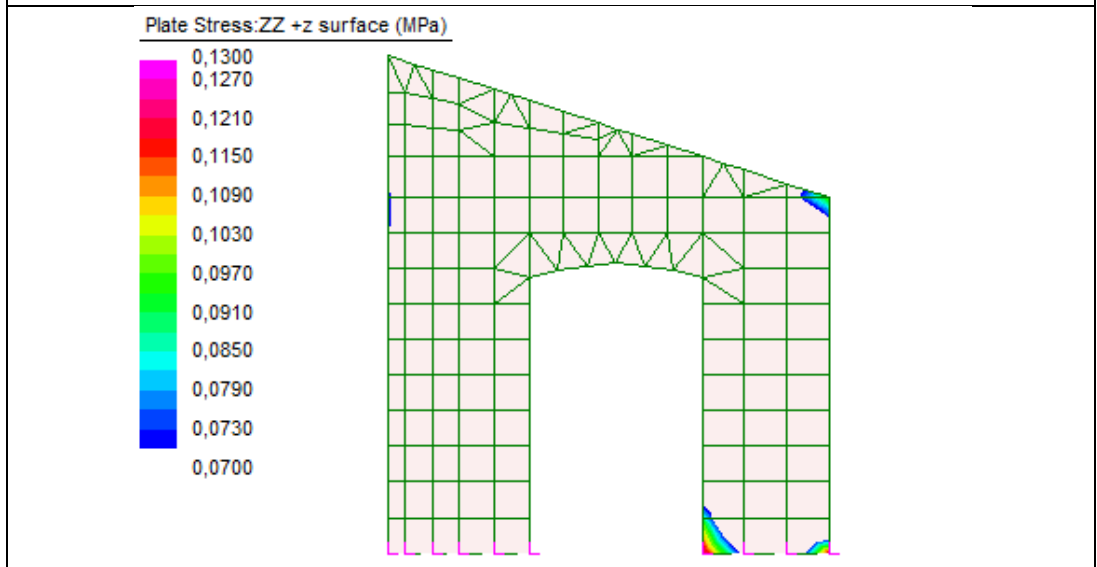
Parete 8: tensioni di trazione YY, faccia discorde all'asse X



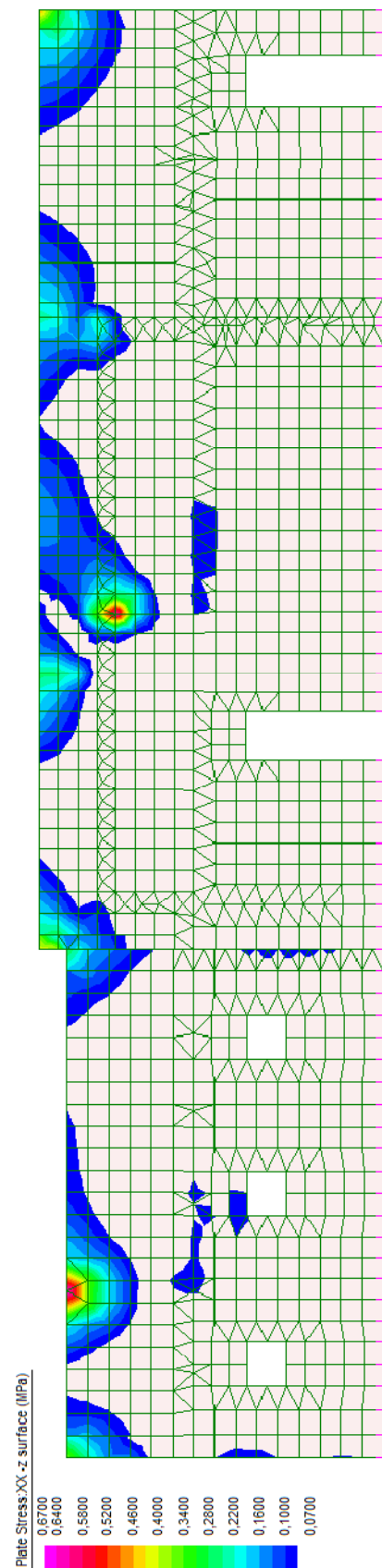
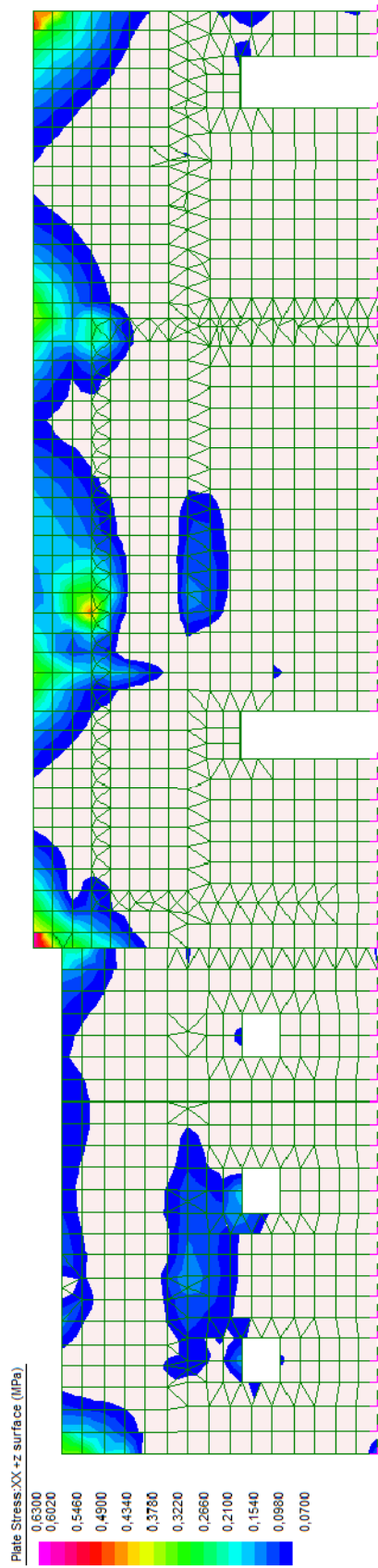
Parete 8: tensioni di trazione YY, faccia concorde all'asse X



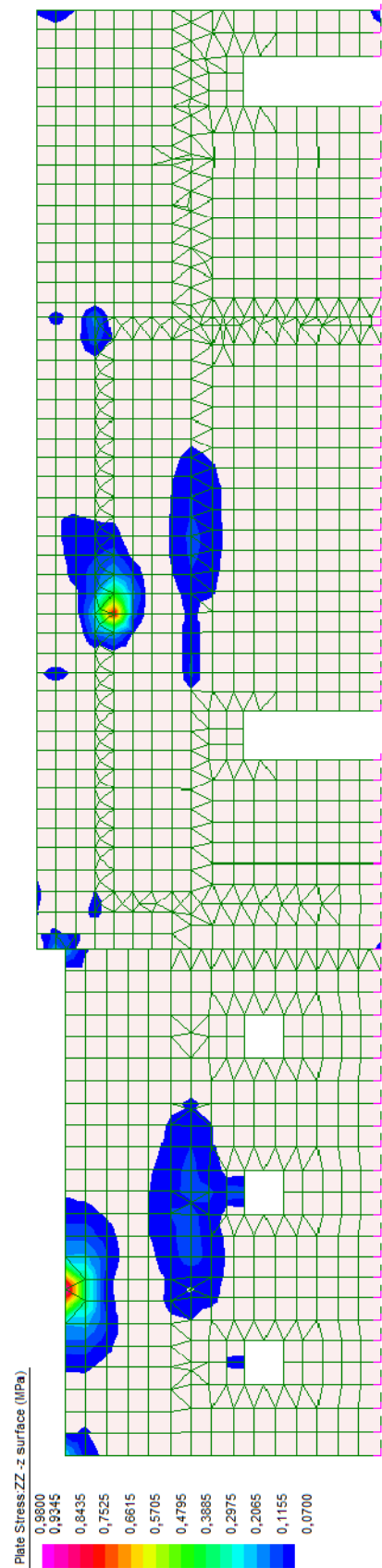
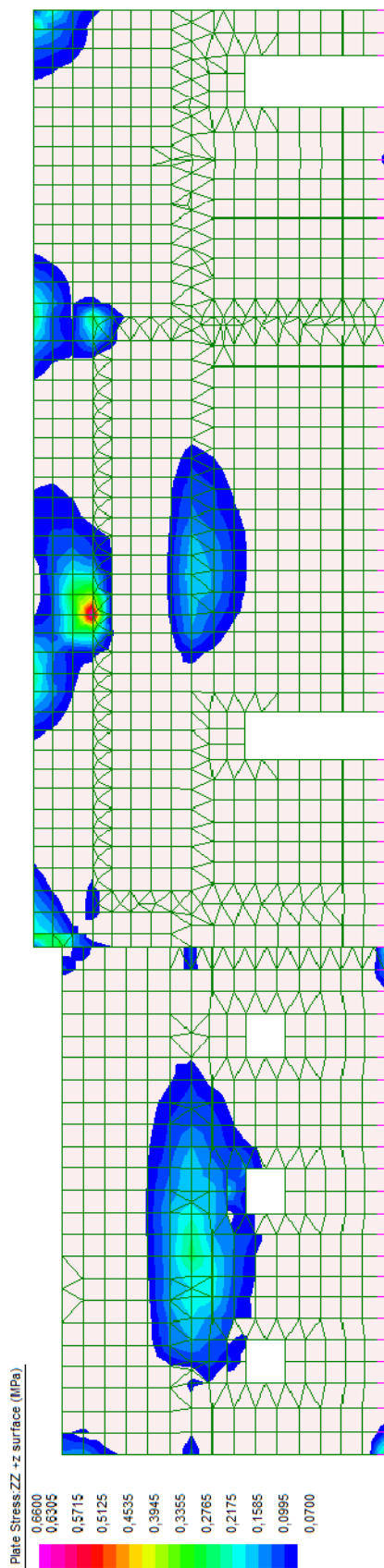
Parete 8: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse X



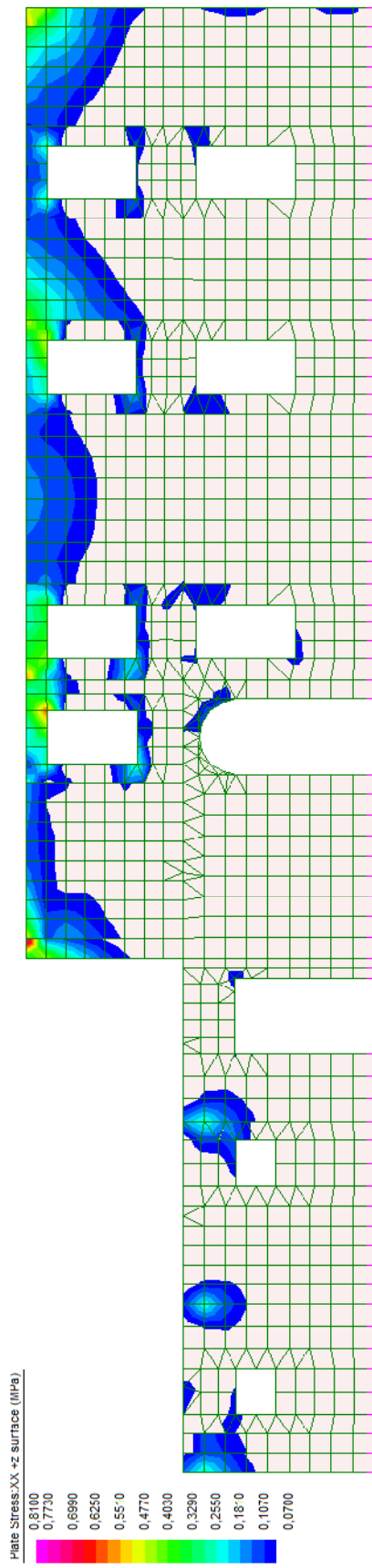
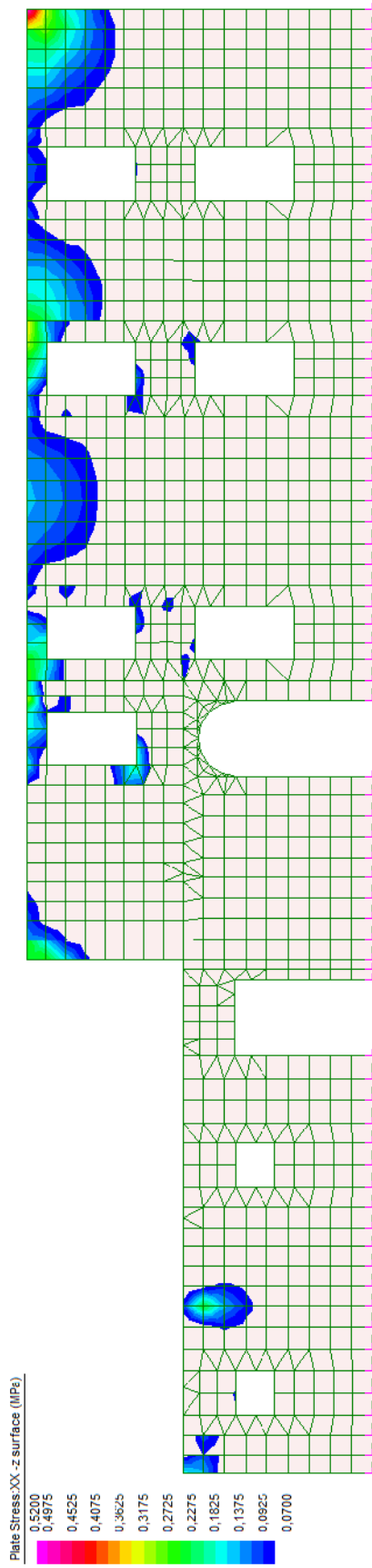
Parete 8: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse X



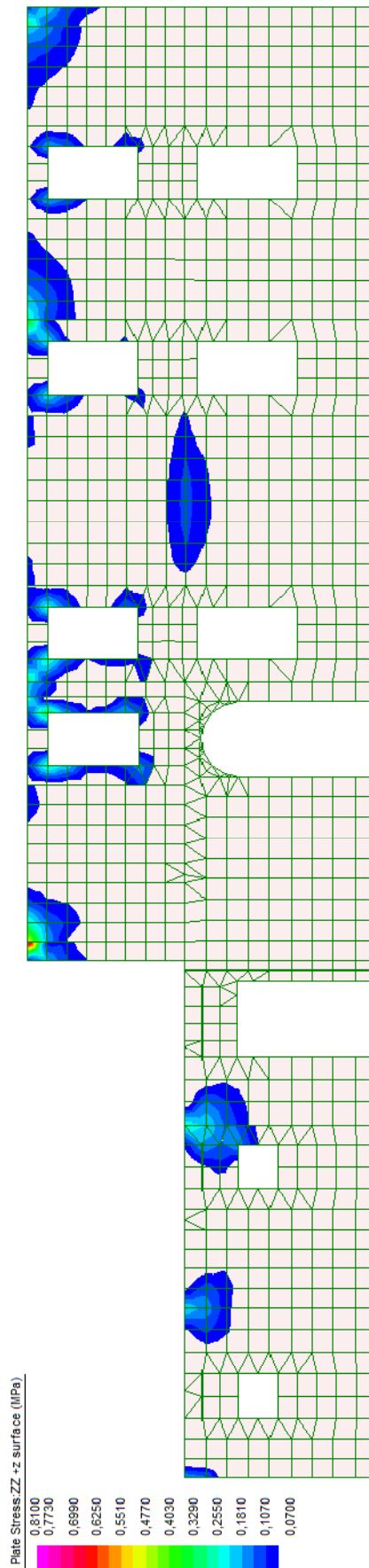
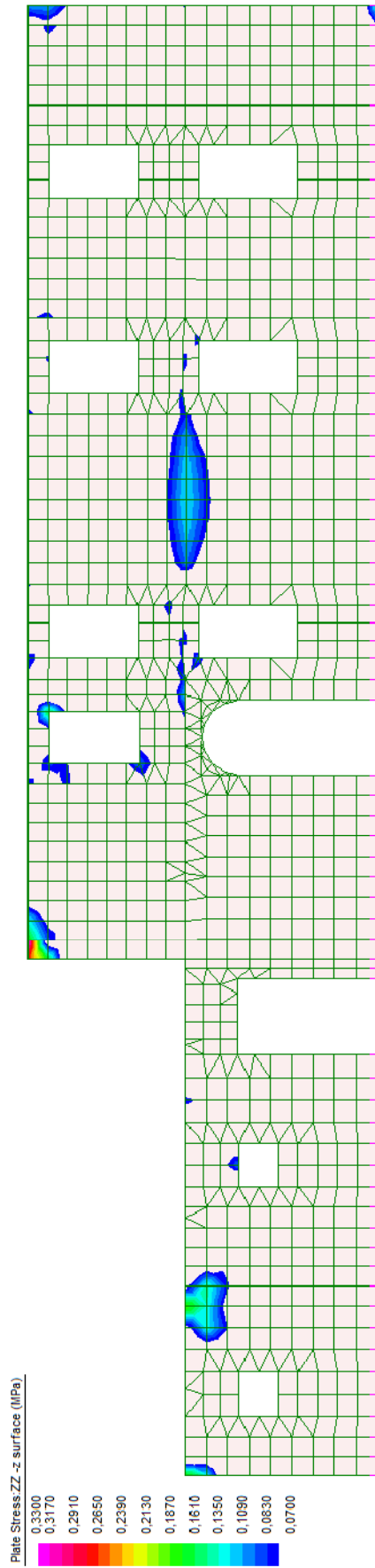
Parete A: tensioni di trazione XX; faccia concorde all'asse Y (sinistra) e discorde all'asse Y (destra)



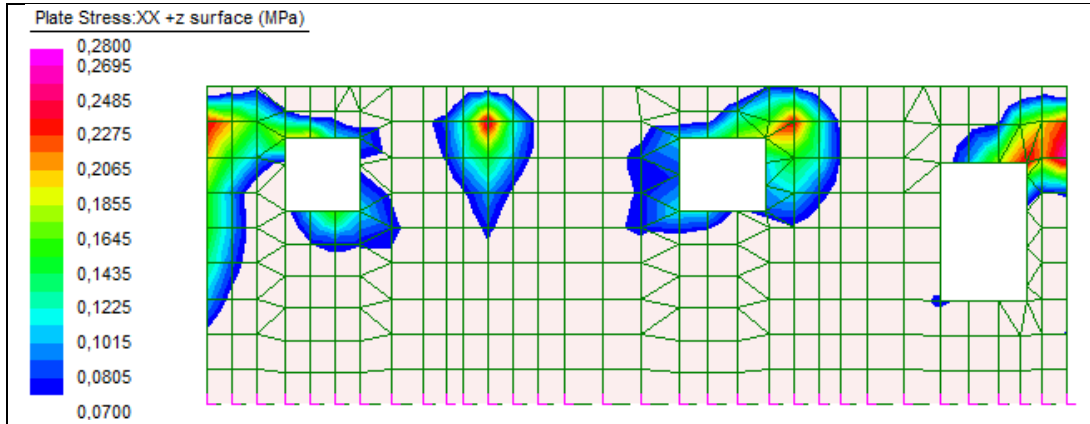
Parete A: tensioni di trazione ZZ; faccia concorde all'asse Y (sinistra) e discorde all'asse Y (destra)



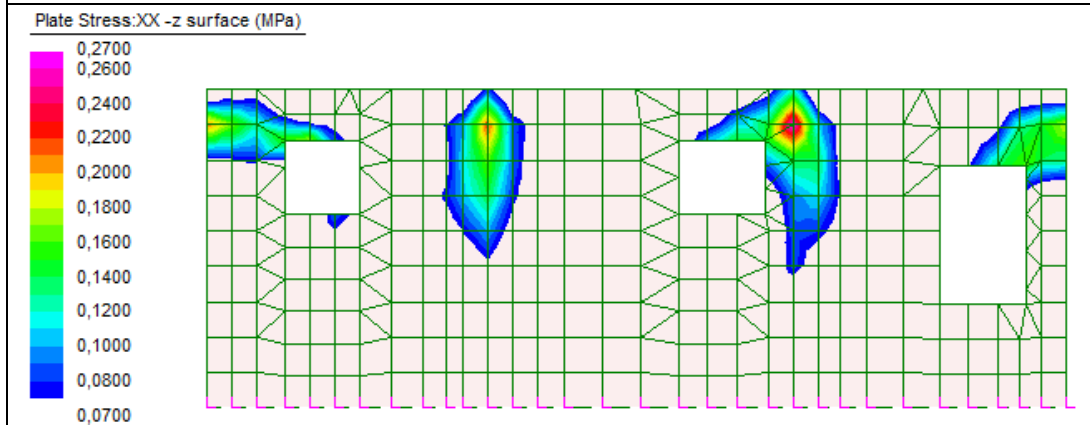
Parete B: tensioni di trazione XX; faccia concorde all'asse Y (sinistra) e discorde all'asse Y(destra)



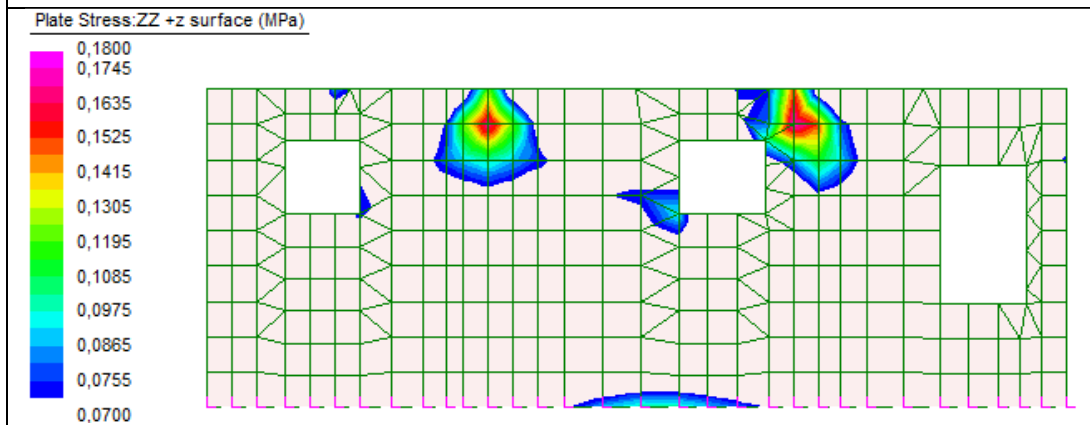
Parete B: tensioni di trazione ZZ; faccia concorde all'asse Y (sinistra) e discorde all'asse Y(destra)



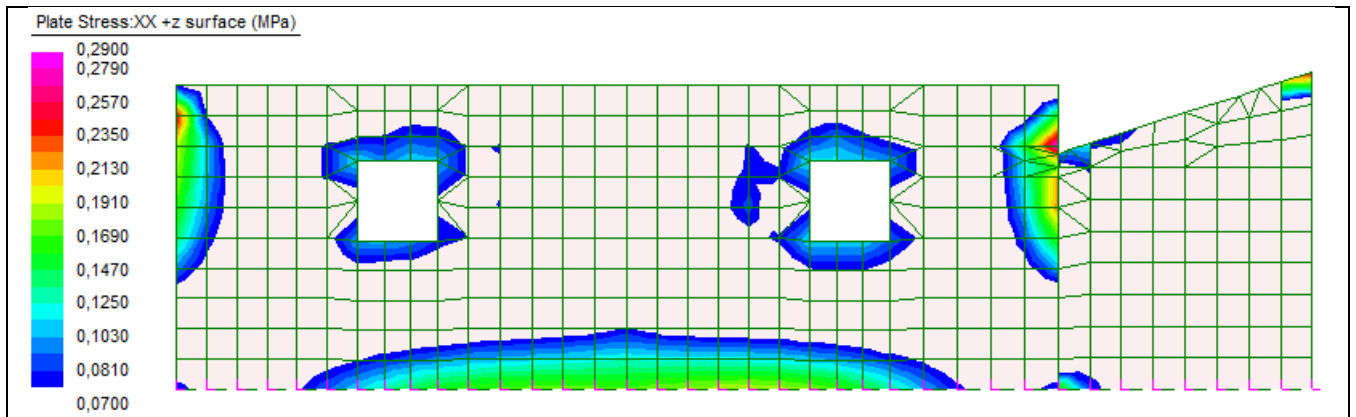
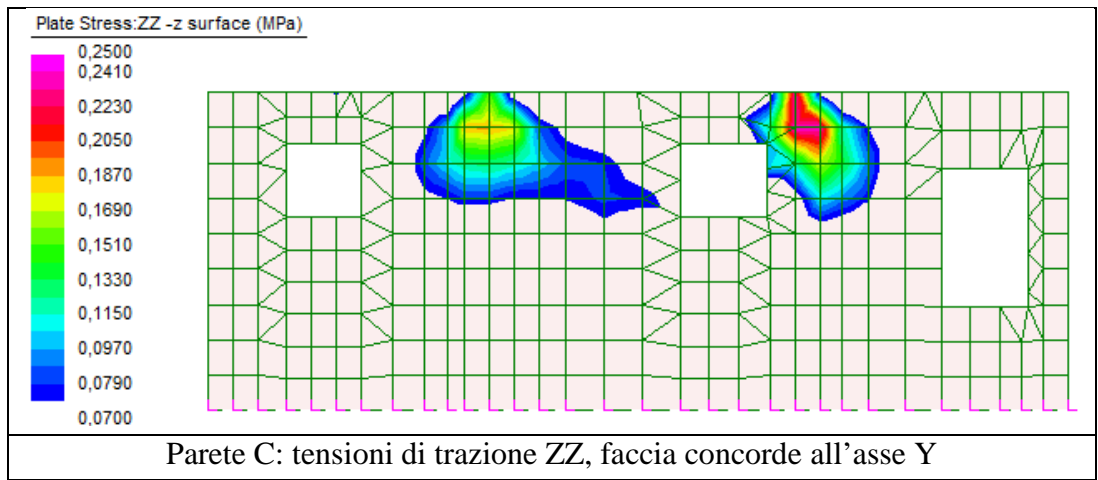
Parete C: tensioni di trazione XX, faccia discorde all'asse Y



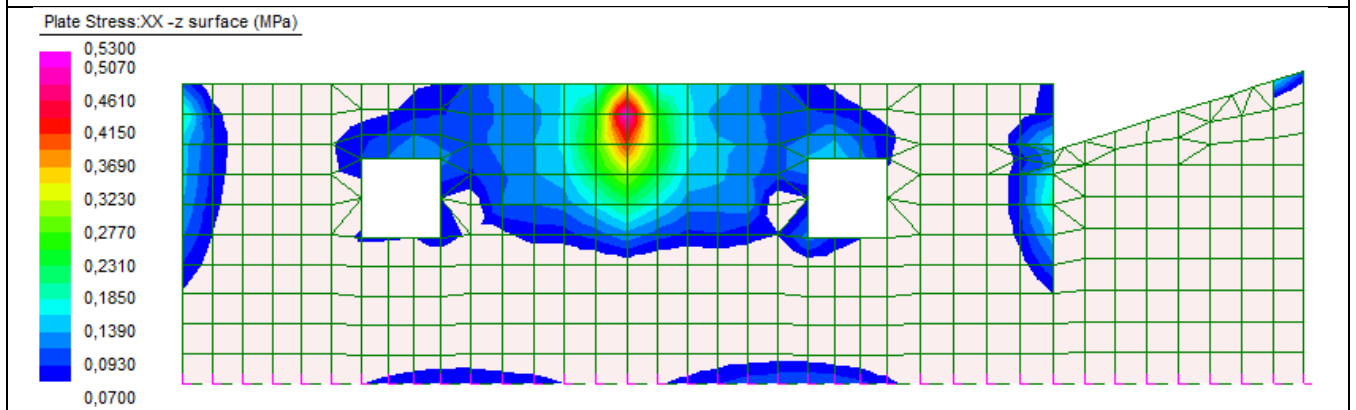
Parete C: tensioni di trazione XX, faccia concorde all'asse Y



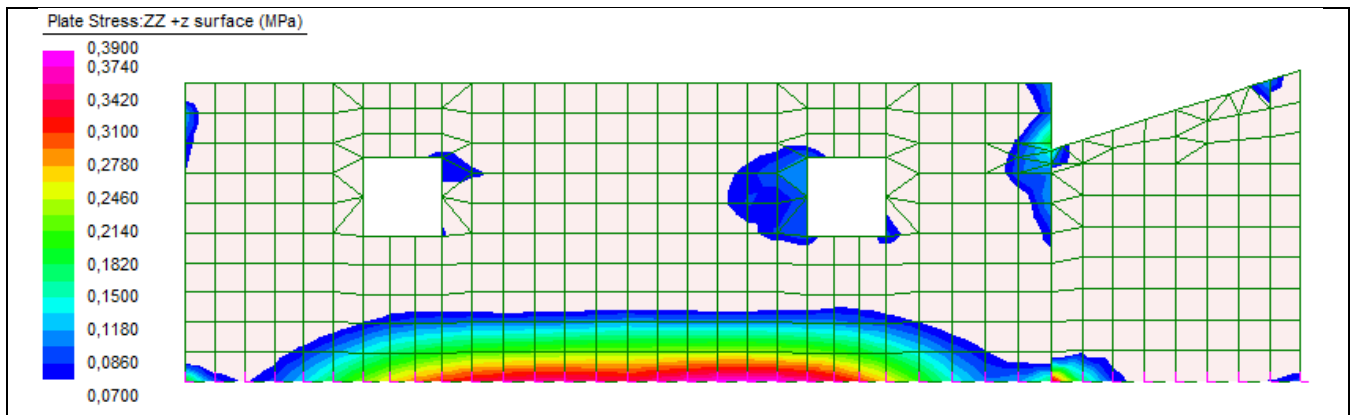
Parete C: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse Y



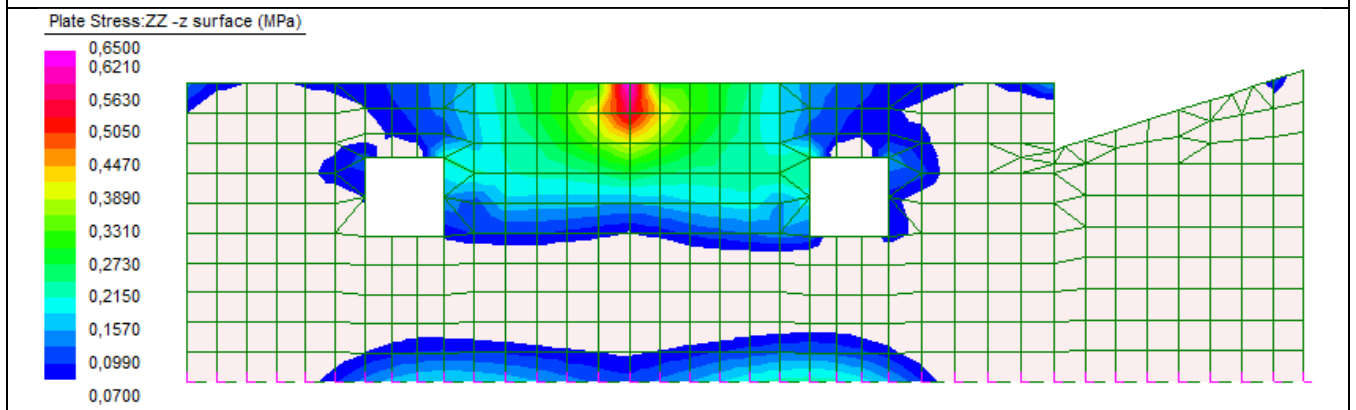
Parete D: tensioni di trazione XX, faccia discorde all'asse Y



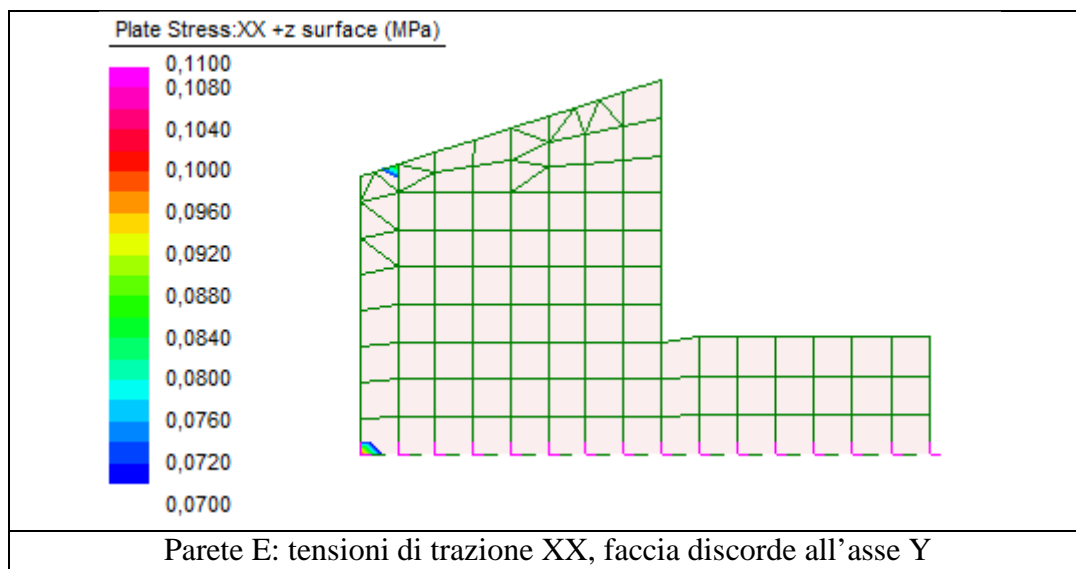
Parete D: tensioni di trazione XX, faccia concorde all'asse Y



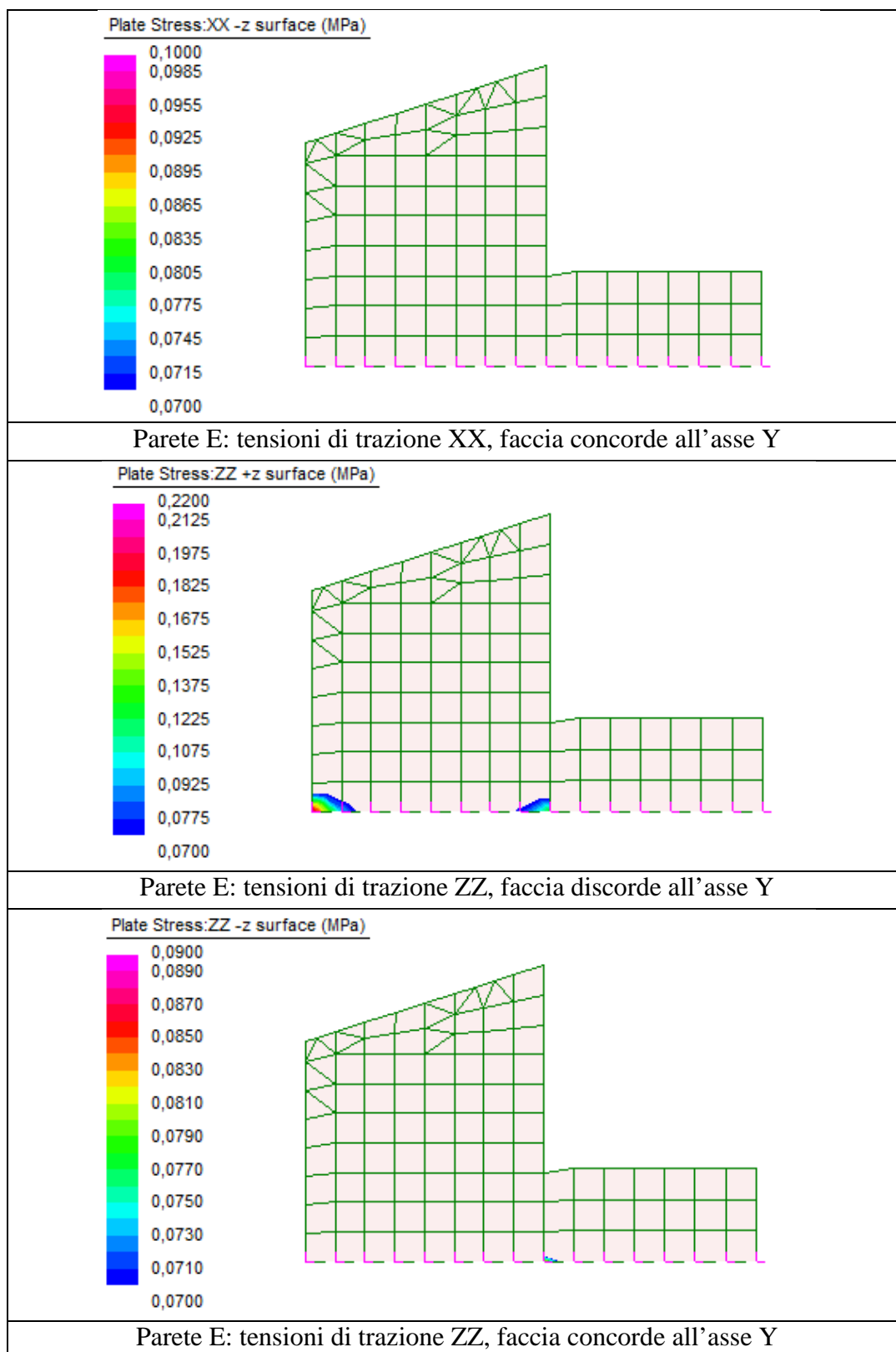
Parete D: tensioni di trazione ZZ, faccia discorde all'asse Y



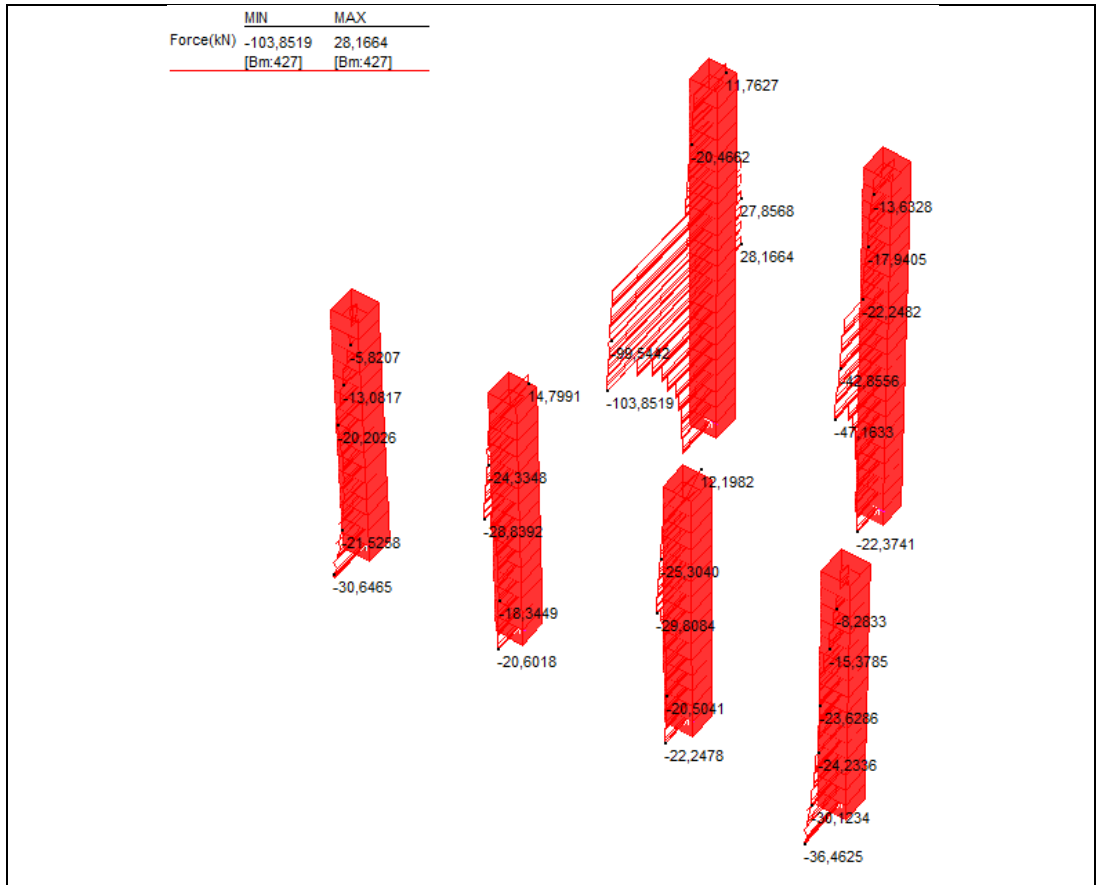
Parete D: tensioni di trazione ZZ, faccia concorde all'asse Y



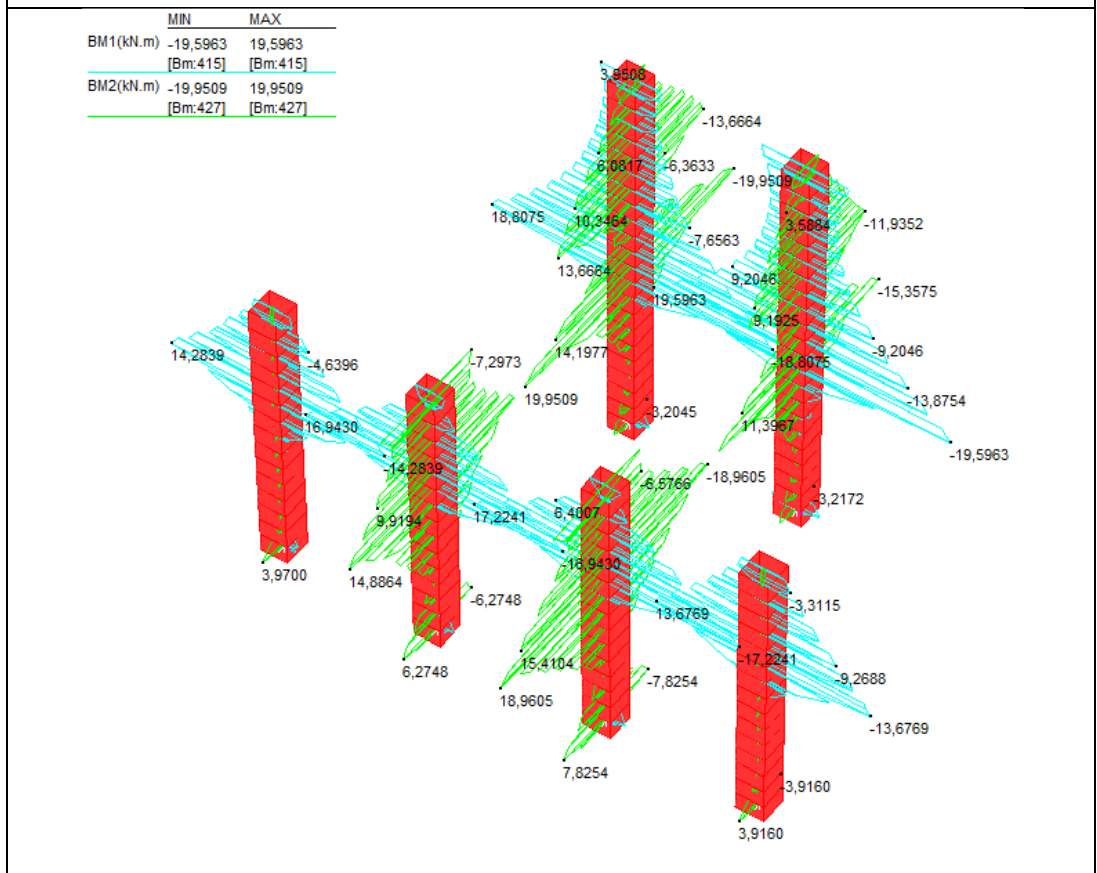
Parete E: tensioni di trazione XX, faccia discorde all'asse Y



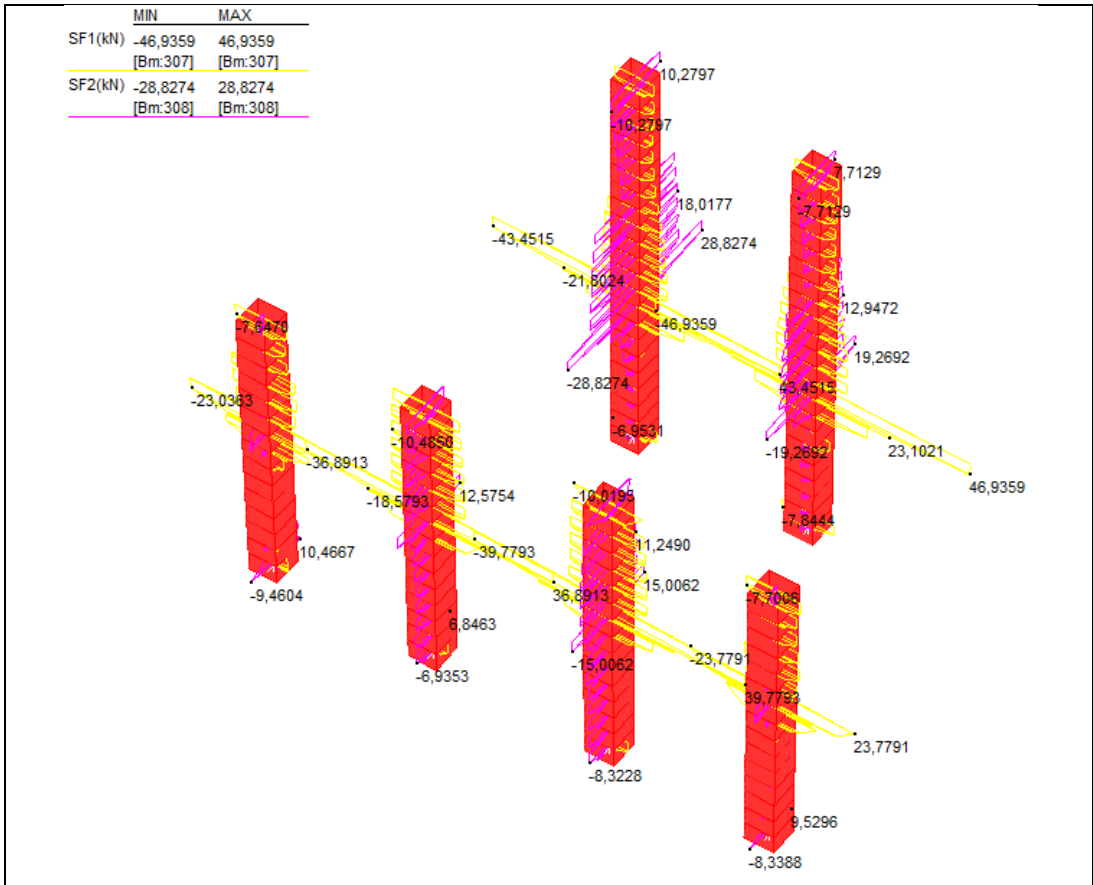
Riporto le nuove caratteristiche di sollecitazione assiale, flessionale e tagliante, nonché le tensioni sulla sezione, dei pilastri in muratura.



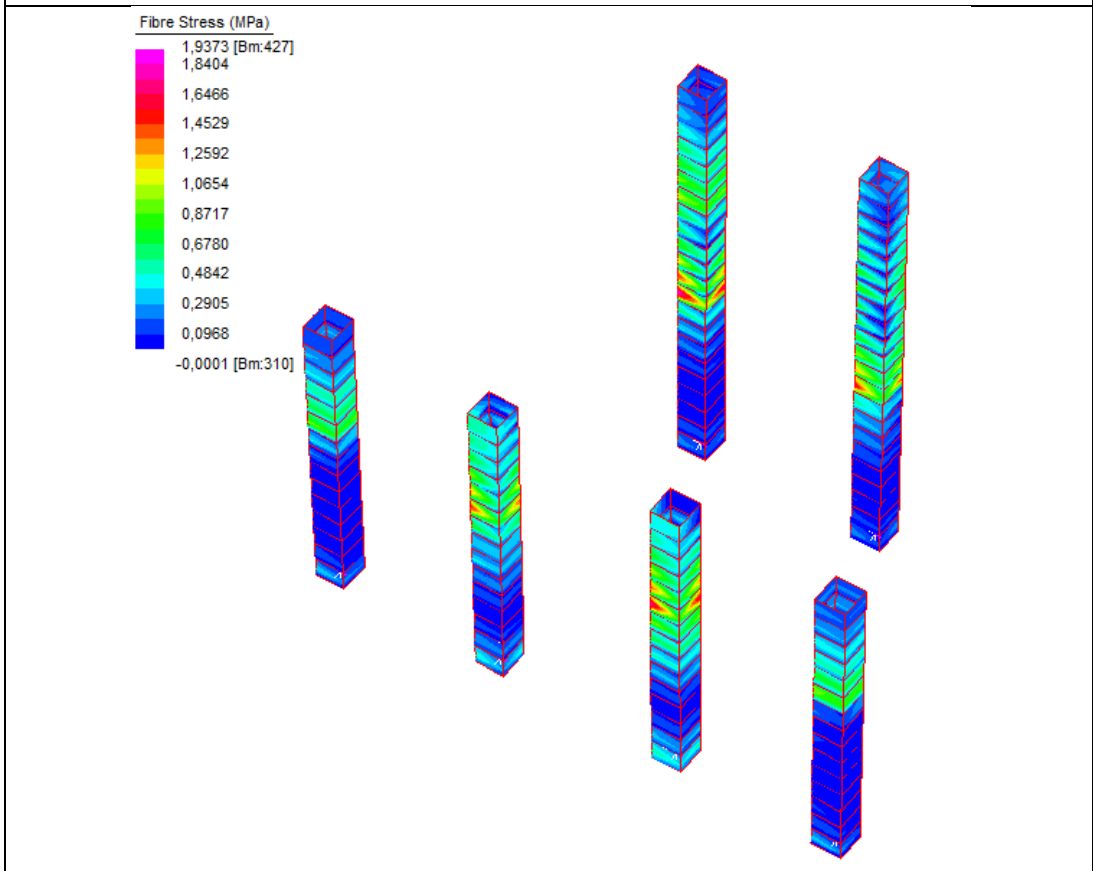
Pilastri zona stalla: sforzo assiale N



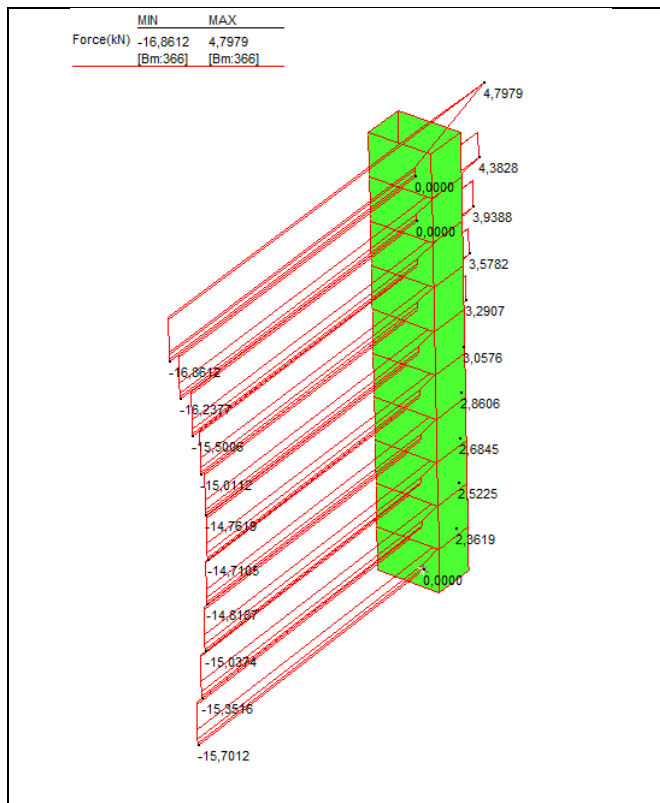
Pilastri zona stalla: momenti flettenti Mx e My



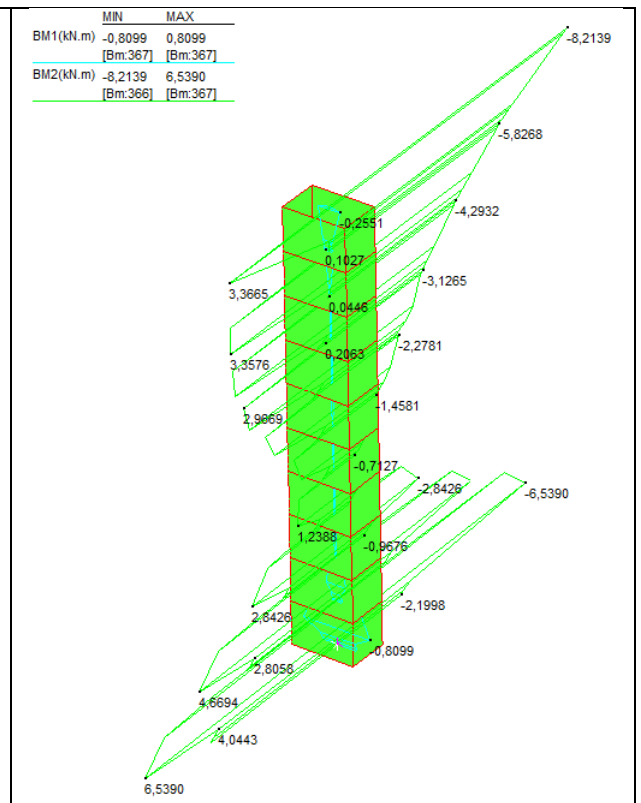
Pilastri zona stalla: taglio V



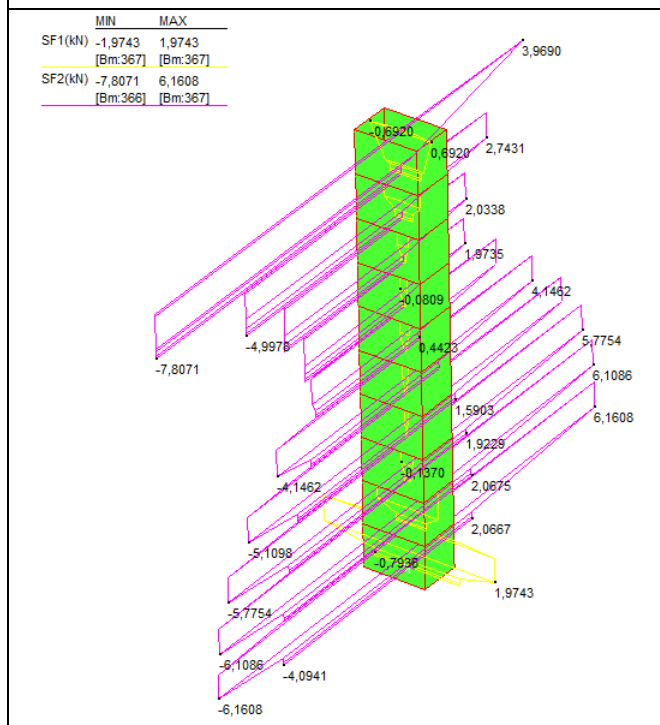
Pilastri zona stalla: tensioni lungo le fibre



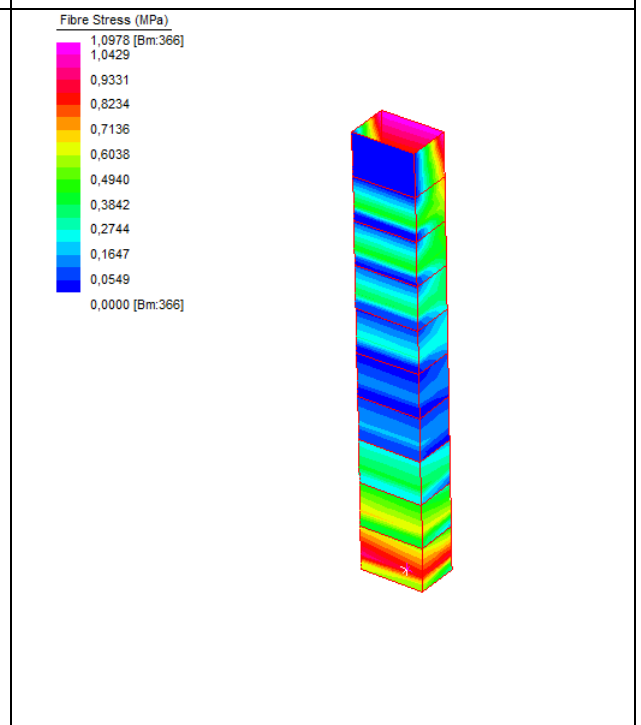
Pilastro sul retro: sforzo assiale N



Pilastro sul retro: momenti flettenti Mx e My

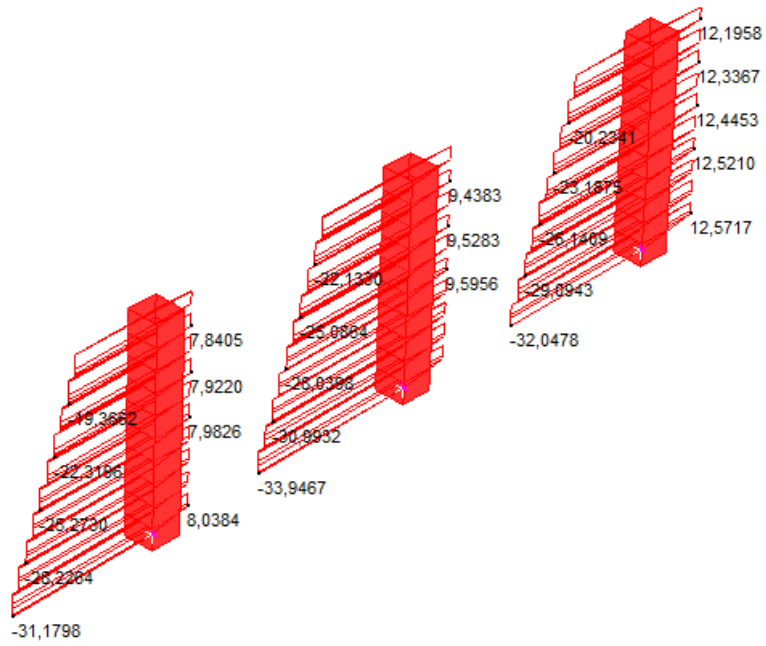


Pilastro sul retro: taglio V



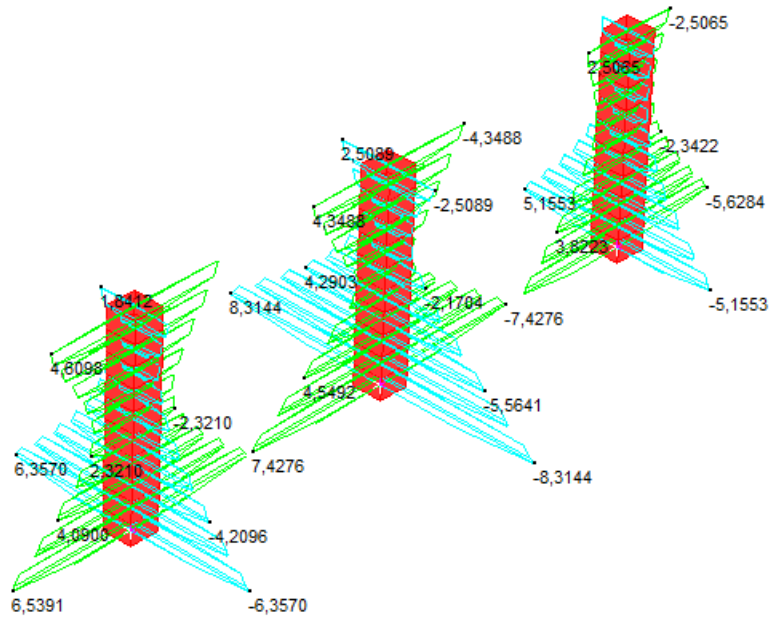
Pilastro sul retro: tensioni lungo le fibre

	MIN	MAX
Force(kN)	-33,9467	12,5717
	[Bm:451]	[Bm:442]

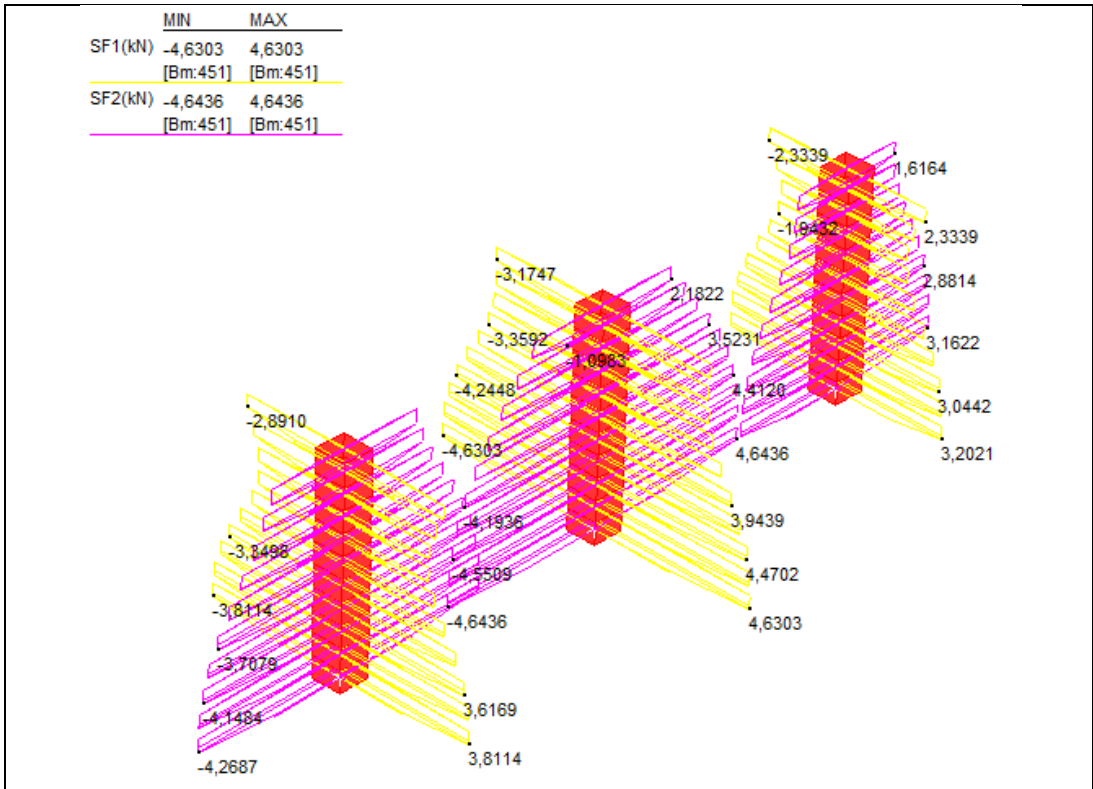


Pilastri del portico: sforzo assiale N

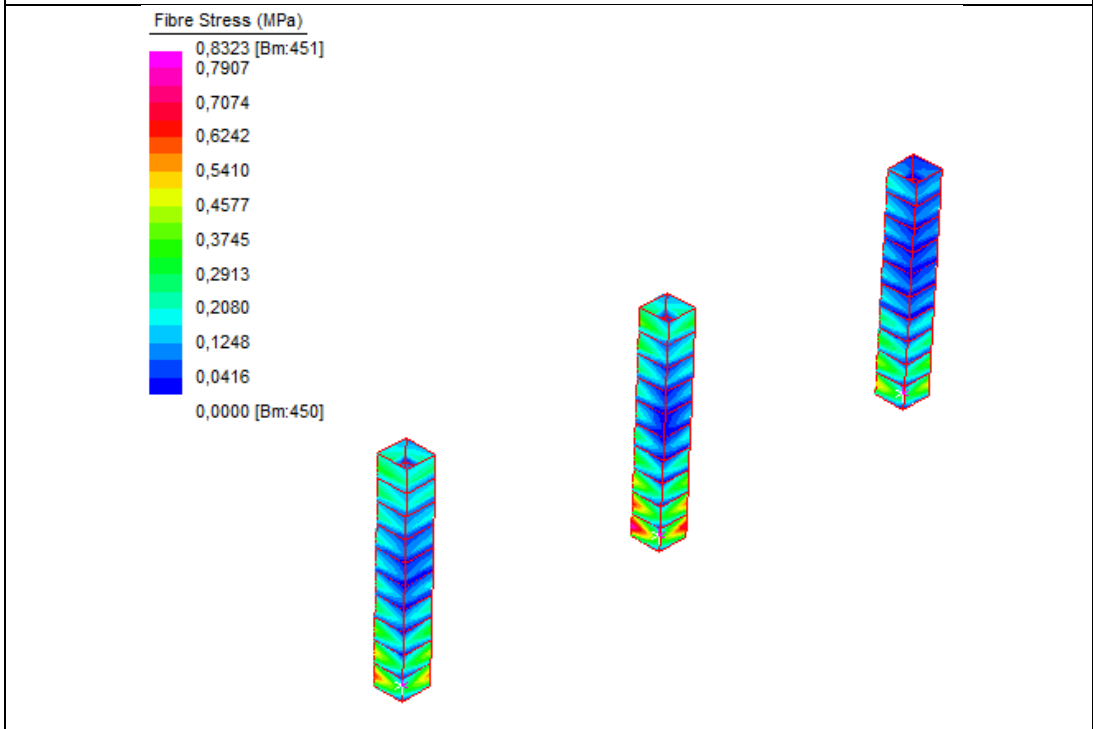
	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-8,3144	8,3144
	[Bm:451]	[Bm:451]
BM2(kN.m)	-7,4276	7,4276
	[Bm:451]	[Bm:451]



Pilastri del portico: momenti flettenti Mx e My



Pilastri del portico: taglio V



Pilastri del portico: tensioni lungo le fibre

6.3 – MIGLIORAMENTI OTTENUTI

Il modello aggiornato con gli interventi globali sui solai si comporta molto meglio, in caso di sollecitazione sismica, rispetto al modello rappresentativo lo stato attuale.

Più che commentare i risultati a livello tensionale, è opportuno focalizzare l'attenzione sul comportamento dinamico della struttura, espresso attraverso i risultati dell'analisi modale.

Irrigidire gli orizzontamenti comporta la crescita delle percentuali di massa eccitate dai 130 modi considerati nell'analisi modale. Se il modello stato di fatto eccitava circa l'81% della massa totale, il modello stato di progetto arriva a stimolare percentuali maggiori o uguali all'85%, limite minimo imposto dalla norma per considerare valida un'analisi lineare dinamica (*cap. 7.3.3.1 DM 14/1/2008*).

Non verrà riportato l'elenco di tutti i modi propri di vibrare con le relative frequenze e i relativi coefficienti di partecipazione, ma ci si limita a far notare come il numero di modi che eccita percentuali di massa elevate è notevolmente cresciuto. Ad esempio il modo più significativo in direzione Y ora stimola ben il 28.66% di massa totale, contro il 6.93% del modello precedente.

In definitiva, lungo le tre direzioni principali la percentuale di massa totale eccitata risulta: 85.017% in direzione X, 86.56% in direzione Y e 49.436% in direzione Z (che nel nostro caso viene comunque trascurata).

Questi dati suggeriscono inequivocabilmente che gli interventi proposti migliorano la risposta dinamica del sistema, rendendola più regolare ed efficiente. Ne consegue che l'edificio tende a subire deformazioni e stati di sollecitazione ridotti rispetto a prima perché gli elementi resistenti verticali, quali pareti e pilastri, collaborano meglio nel contrastare il sisma.

La riduzione delle trazioni presenti sulle pareti e sui pilastri, visibile attraverso le immagini proposte ai paragrafi 4.5 e 6.2, è la prova tangibile delle migliorie ottenute.

6.4 – DIMENSIONAMENTO DEI RINFORZI

Il dimensionamento dei rinforzi in materiale polimerico fibrorinforzato (FRP) viene effettuato mediante un foglio Excel, appositamente creato per tale scopo. Prima di descrivere il semplice funzionamento del programma realizzato si elencano le caratteristiche meccaniche dei rinforzi utilizzati.

6.4.1 – BARRE POLTRUSE IN FIBRA DI CARBONIO

Nell'intervento di miglioramento oggetto di studio sono state utilizzate barre poltruse ad aderenza migliorata di diametro $\phi 3$, $\phi 4$, $\phi 4.5$ e $\phi 6$. Le caratteristiche geometriche del filato e relative al poltruso variano col diametro della barra, ma la resistenza caratteristica a trazione e il modulo elastico non dipendono dalla sezione.

Resistenza caratteristica a trazione: $f_{yk} = 1800 \text{ MPa}$

Modulo elastico: $E = 210 \text{ GPa}$

Deformazione a rottura: $\varepsilon_f = 1.50\%$

Per il calcolo della resistenza di progetto a trazione ci si avvale dell'espressione generale (cap. 3.3.1 CNR-DT 200/2004) del tipo:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}$$

ove X_d è il valore di calcolo; η è un fattore di conversione ambientale che tiene conto, in maniera moltiplicativa, di problemi speciali di progetto; X_k è il valore caratteristico della proprietà in questione; γ_m è il coefficiente parziale del prodotto che tiene conto del tipo di applicazione.

Nel nostro caso si ipotizza un'applicazione di tipo A (cap. 2.5.1 CNR-DT 200/2004), ovvero trattiamo sistemi di rinforzo di cui sono certificati sia i materiali sia il sistema completo applicato ad un substrato definito. Tale assunzione ci permette di definire il valore di $\gamma_m = \gamma_f = 1.25$ (tabella 3.2 CNR-DT 200-R1-2012), relativo alla modalità di collasso per rottura.

Analizzando gli aspetti che possono influenzare la durabilità ed il comportamento degli FRP sottoposti a particolari condizioni si ricava il valore di η . In particolare, l'utilizzo di fibre di carbonio e resine epossidiche in un ambiente esterno comporta l'utilizzo di $\eta = 0.85$ (*tabella 3.4 CNR-DT 200/2004*).

Ricavo quindi la resistenza a trazione di progetto:

$$f_{yd} = \eta \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 0.85 \cdot \frac{1800 \text{ MPa}}{1.25} = 1224 \text{ MPa}$$

Tale valore è raggiungibile assicurando un buon ancoraggio alla barra evitando così pericolosi fenomeni di distacco della stessa dal substrato.

6.4.2 – LAMINE POLTRUSE IN FIBRA DI CARBONIO

Anche per le lamine il sistema di ancoraggio meccanico previsto scongiura perdite di aderenza del rinforzo e quindi concentra l'attenzione sulle problematiche di rottura.

Ne consegue che il procedimento per ricavare la resistenza di progetto sulla lamina è lo stesso seguito nel paragrafo precedente. I coefficienti parziali γ_m e η assumono gli stessi valori, mentre cambiano le caratteristiche meccaniche del poltruso.

Per le lamine utilizzate, 50x1.2 mmq, si ha:

Resistenza caratteristica a trazione: $f_{yk} = 2200 \text{ MPa}$

Modulo elastico a trazione: $E = 165 \text{ GPa}$

Deformazione a rottura: $\varepsilon_f = 1.30\%$

Il corrispondente valore di progetto risulta:

$$f_{yd} = \eta \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 0.85 \cdot \frac{2200 \text{ MPa}}{1.25} = 1496 \text{ MPa}$$

6.4.3 – TESSUTI CFRP

L'ultimo sistema di rinforzo utilizzato sono i tessuti unidirezionali in fibra di carbonio che si ancorano al substrato mediante matrici di origine epossidica con funzione adesiva. In queste applicazioni non è possibile trascurare i fenomeni di distacco per delaminazione del

rinforzo dal supporto, problematica che si affianca alla crisi per rottura.

Prima di tutto si elencano le caratteristiche meccaniche principali del tessuto utilizzato (strisce di larghezza 10 e 20cm):

Spessore equivalente del rinforzo: $t_f = 0.165 \text{ mm}$

Resistenza caratteristica a trazione: $f_{fk} = 3700 \text{ MPa}$

Modulo elastico normale: $E_f = 230 \text{ GPa}$

Deformazione a rottura: $\varepsilon_f = 1.70\%$

Peso specifico: 300 g/m^2

In merito alla crisi per rottura non cambia nulla rispetto a quanto già fatto per barre e lamine. I coefficienti parziali non cambiano perché si hanno le stesse le condizioni ambientali di lavoro, si usano gli stessi tipi di resine e la medesima modalità di applicazione. Si ottiene un valore di resistenza a trazione di progetto pari a:

$$f_{yd} = \eta \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 0.85 \cdot \frac{3700 \text{ MPa}}{1.25} = 2859 \text{ MPa}$$

Ma, a causa delle problematiche di delaminazione, questo valore è inavvicinabile, e la massima tensione raggiungibile si ottiene dallo studio dei problemi d'aderenza.

Si valuta la resistenza alla delaminazione radente allo stato limite ultimo (*cap. 5.3.2 CNR-DT 200/2004*) individuando prima di tutto la lunghezza ottimale di ancoraggio l_e , intesa come la lunghezza minima di quest'ultimo che assicura la trasmissione del massimo sforzo di aderenza.

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{2 \cdot f_{mtm}}}$$

f_{mtm} è la resistenza media a trazione della muratura: in mancanza di dati diretti, si può assumere come valore 1/10 di f_{mk} , ovvero della resistenza caratteristica a compressione della muratura.

$$f_{mtm} = \frac{1}{10} \cdot 3 \text{ MPa} = 0.3 \text{ MPa} \quad (\text{muratura cotta})$$

$$f_{mtm} = \frac{1}{10} \cdot 1 \text{ MPa} = 0.1 \text{ MPa} \quad (\text{muratura cruda})$$

Si noti come la resistenza a trazione utilizzata nel calcolo di l_e sia quella media e non quella di progetto, valutata nel paragrafo 3.5. Si spiegano così i valori di resistenza a trazione più elevati usati in questa situazione.

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{2 \cdot f_{mtm}}} = \sqrt{\frac{230 \text{ GPa} \cdot 0.165 \text{ mm}}{2 \cdot 0.3 \text{ MPa}}} = 251 \text{ mm}$$

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{2 \cdot f_{mtm}}} = \sqrt{\frac{230 \text{ GPa} \cdot 0.165 \text{ mm}}{2 \cdot 0.1 \text{ MPa}}} = 435 \text{ mm}$$

Con riferimento ad una delaminazione che coinvolga i primi strati di muratura, il valore caratteristico dell'energia specifica di frattura Γ_{fk} , del legame di aderenza rinforzo-muratura è esprimibile come:

$$\Gamma_{fk} = c_1 \cdot \sqrt{f_{mk} \cdot f_{mtm}}$$

dove il coefficiente c_1 è determinabile per via sperimentale. In assenza di dati si può assumere $c_1 = 0.015$.

$$\Gamma_{fk} = 0.015 \cdot \sqrt{3 \text{ MPa} \cdot 0.3 \text{ MPa}} = 0.0142 \quad (\text{muratura cotta})$$

$$\Gamma_{fk} = 0.015 \cdot \sqrt{1 \text{ MPa} \cdot 0.1 \text{ MPa}} = 0.00474 \quad (\text{muratura cruda})$$

Con riferimento ad una delaminazione che coinvolga i primi strati di muratura e per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale, la tensione di progetto nel rinforzo, ovvero il valore della massima tensione alla quale il rinforzo può lavorare nella sezione terminale di ancoraggio (una volta avvenuto il trasferimento degli sforzi dalla muratura al rinforzo FRP) vale:

$$f_{fad} = \frac{1}{\gamma_{f,d} \cdot \sqrt{\gamma_M}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{fk}}{t_f}}$$

dove $\gamma_{f,d}$ è il coefficiente parziale per la modalità di collasso di delaminazione (per applicazioni di tipo A, $\gamma_{f,d} = 1.2$ tabella 3.2 CNR-DT 200/2012); γ_M è il coefficiente parziale della muratura e vale $\gamma_M = 2$.

Pertanto si ottiene:

$$f_{fad} = \frac{1}{1.2 \cdot \sqrt{2}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 230 \text{ GPa} \cdot 0.0142}{0.165 \text{ mm}}}$$

$$= 117 \text{ MPa} \quad (\text{muratura cruda})$$

$$f_{fad} = \frac{1}{1.2 \cdot \sqrt{2}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 230 \text{ GPa} \cdot 0.00474}{0.165 \text{ mm}}}$$

$$= 68 \text{ MPa} \quad (\text{muratura cotta})$$

I limiti tensionali ricavati si riferiscono alla problematica del distacco di estremità. La nuova versione delle norme in materia di materiali compositi introduce anche la modalità di collasso per distacco intermedio (*cap. 5.3.3 CNR-DT 200-R1-2012*). Così facendo è possibile accrescere il limite di tensione nel rinforzo FRP al valore $f_{fad,2}$:

$$f_{fad,2} = \alpha \cdot f_{fad} \quad \text{con } 1 \leq \alpha \leq 2$$

La tensione massima alla quale poter far lavorare i tessuti FRP incollati al substrato murario sarà quindi in definitiva:

$$f_{fad,2} = 2 \cdot 117 \text{ MPa} = 234 \text{ MPa} \quad (\text{muratura cotta})$$

$$f_{fad,2} = 2 \cdot 68 \text{ MPa} = 136 \text{ MPa} \quad (\text{muratura cruda})$$

Tutti i valori ricavati nel presente sottoparagrafo si riferiscono all'applicazione di un solo strato di tessuto. Nel caso in cui fosse stato necessario sovrapporre più strati i risultati tensionali si sarebbero ridotti in modo meno che proporzionale al numero di strati applicati. Ad esempio l'utilizzo di due strati di tessuto su di un muro cotto comporta una $f_{fad,2} = 166 \text{ MPa}$, mentre se il substrato è una parete di muratura cruda si ha $f_{fad,2} = 96 \text{ MPa}$.

6.4.4 – FOGLIO DI CALCOLO EXCEL

Come già anticipato, il dimensionamento dei rinforzi strutturali in FRP è stato effettuato, parete per parete, mediante un foglio elettronico di calcolo, realizzato in Excel.

Un esempio del programma creato è riportato in fondo al paragrafo in modo da poter comprendere appieno il suo funzionamento.

I dati di input necessari al progetto sono i valori delle tensioni critiche, l'estensione del tratto soggetto a trazione, e, ovviamente, le tensioni di progetto dei materiali.

In pratica, per ogni zona tesa, si individua la combinazione delle azioni che genera le maggiori tensioni di trazione e si riportano, nelle relative colonne, la tensione di trazione σ_t e compressione σ_c che caratterizzano le due facce opposte della parete. Noto lo spessore del muro s (nell'esempio 30cm), si calcolano la posizione dell'asse neutro n e la risultante di trazione T (relativa alla zona tesa di larghezza lt). In questo frangente si sfrutta il fatto che le tensioni presentano andamento lineare a farfalla entro lo spessore, dato che l'analisi effettuata è di tipo lineare.

$$\sigma_t, \sigma_c, s \Rightarrow n = \frac{s \cdot \sigma_t}{\sigma_t + \sigma_c}$$

$$T = \frac{n \cdot lt \cdot \sigma_t}{2}$$

Ottenuta la risultante di trazione si sceglie il tipo di rinforzo (barre per rinforzi orizzontali, lamine o tessuti come rinforzi verticali). La scelta del rinforzo implica l'utilizzo di una differente tensione di progetto f_{yd} e si individua l'area minima resistente A_{min} necessaria per far fronte a T .

$$A_{min} = \frac{T}{f_{yd}}$$

Dall'area minima dimensiono il rinforzo scegliendo diametro (per le barre), tipologia di lamina o estensione, larghezza e passo del tessuto. Nota l'area resistente di un elemento A_{res} , si ottiene il numero minimo n_{min} di elementi da utilizzare nell'area tesa in esame:

$$n_{min} = \frac{A_{min}}{A_{res}}$$

Nell'ultima colonna, su sfondo colorato, vi è il risultato del progetto in termini di numero di elementi di rinforzo e passo degli stessi.

Il procedimento va effettuato per tutte le porzioni tese del pannello murario, su entrambe le facciate. Salvo rari casi, il consolidamento delle pareti è simmetrico; ecco perché a volte il rinforzo su una delle due facce appare sovradimensionato rispetto all'effettivo stato tensionale presente.

RINFORZI ORIZZONTALI (tensioni Y-Y)												
	σ_{traz} [Mpa]	σ_{comp} [Mpa]	spessore [cm]	asse neutro [cm]	larghezza zona in trazione [cm]	Risultante di trazione [KN]	f_{yd} [Mpa]	$A_{s,min}$ rinforzo [mm ²]	ϕ_{barra} [mm]	Area resistente [mm ²]	n° barre min	Scelta del rinforzo
ZONA 1	facce -X	0,56	30	15,85	60	26,6	1224	21,8	4	7,36	3,0	3 ϕ 4//210
	facce +X	0,55	30	15,14	60	25,0	1224	20,4	4	7,36	2,8	3 ϕ 4//210
ZONA 2	facce -X	0,15	30	14,06	170	17,9	1224	14,6	3	3,68	4,0	4 ϕ 3//280
	facce +X	0,14	30	13,13	170	15,6	1224	12,8	3	3,68	3,5	4 ϕ 3//280
ZONA 3	facce -X	0,2	30	15,79	115	18,2	1224	14,8	4	7,36	2,0	2 ϕ 4//420
	facce +X	0,18	30	12,86	115	13,3	1224	10,9	4	7,36	1,5	2 ϕ 4//420
RINFORZI VERTICALI (tensioni Z-Z)												
	σ_{traz} [Mpa]	σ_{comp} [Mpa]	spessore [cm]	asse neutro [cm]	larghezza zona in trazione [cm]	Risultante di trazione [KN]	Scelta rinforzo	f_{yd} [Mpa]	$A_{s,min}$ rinforzo [mm ²]	Area resistente [mm ²]	n° elementi min	Scelta del rinforzo
ZONA 1	facce -X	0,35	30	12,65	65	14,4	tessuto	136	105,8	107,25	1,0	1 tessuto 700x0,165
	facce +X	0,35	30	12,35	65	14,1	tessuto	136	103,3	107,25	1,0	1 tessuto 700x0,165
ZONA 2	facce X	0,08	30	13,33	140	7,5	lamina	1496	5,0	50	0,1	1 lamina 50x1,2
	facce +X	0,07	30	11,05	140	5,4	lamina	1496	3,6	50	0,1	1 lamina 50x1,2
ZONA 3	facce -X	0,12	30	10,29	160	9,9	lamina	1496	6,6	50	0,1	(metto rinforzi zona 2)
	facce +X	0,09	30	6,92	95	3,0	lamina	1496	2,0	50	0,0	(metto rinforzi zona 2)

6.4.5 – DIMENSIONAMENTO DEI RINFORZI PER I PILASTRI

Il progetto di rinforzo per le colonne in muratura avviene secondo metodi e ipotesi diverse rispetto a quanto fatto per le pareti. Trattandosi di elementi monodimensionali è facilitato un approccio agli stati limite, per cui le sezioni in esame verranno trattate come fossero sezioni di cemento armato allo stato limite ultimo. In particolare le trazioni saranno affidate ai tessuti incollati sui bordi, mentre la muratura si farà carico delle compressioni.

La verifica delle sezioni viene effettuata sia manualmente, sia mediante dei software gratuiti che permettono un calcolo più preciso e validano il dimensionamento manuale.

Tutti i pilastri del modello sono presso-inflessi, ma ognuno di essi si differenzia dagli altri sia per l'entità delle sollecitazioni sia per la circostanza in cui il pilastro si trova nei confronti delle pareti limitrofe. Ciò rende impossibile generalizzare le situazioni e si opta per trattare separatamente i vari casi.

6.4.5.1 – PILASTRO SUL RETRO

Il pilastro in questione fa parte di una parete esterna di spessore 15cm ed è soggetto a flessione esclusivamente nella direzione ortogonale all'asse del suddetto muro. La compressione agente è data da una trave principale della copertura che poggia proprio sul pilastro.

La combinazione delle azioni più critica genera sul pilastro, di sezione 45x30cmq e alto 300cm, le seguenti sollecitazioni:

$$N_{Sd} = 16.8 \text{ KN} ; M_{Sd} = 8.2 \text{ KNm} ; V_{Sd} = 7.8 \text{ KN}$$

Prima di tutto procedo alla verifica a taglio, valutando mediante le formule di Navier (tutte le analisi svolte sono elastiche quindi l'andamento delle tensioni nella sezione è lineare) i valori delle tensioni di trazione e compressione sulla sezione più sollecitata.

Sapendo che la resistenza a taglio della muratura cotta vale (paragrafo 3.5.1)

$$f_{vd} = 0.026 + 0.148\sigma_n \quad [MPa]$$

dove σ_n è la tensione di compressione agente, integro la f_{vd} lungo la sezione considerando la variazione della tensione normale. In pratica moltiplico $f_{vd} = 0.026 \text{ MPa}$ per l'area di sezione che risulta tesa ($\sigma_n = 0$) e la f_{vd} che considera il benefico contributo di σ_n per la parte di sezione compressa. Si ottiene un taglio ultimo resistente pari a

$$V_{Rd} = 9.4 \text{ KN} \geq 7.8 \text{ KN} = V_{Sd}$$

e la verifica a taglio risulta soddisfatta.

La presenza della parete in adiacenza al pilastro non ne permette la fasciatura, pertanto si procede direttamente alla verifica a pressoflessione. Si tratta di controllare che

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}(N_{Rd} = N_{Sd})$$

ovvero che il momento resistente di progetto M_{Rd} , per un dato stato di compressione pari a quella agente N_{Sd} , sia maggiore o uguale al momento sollecitante di progetto M_{Sd} .

Il valore del momento resistente della sezione in muratura rinforzata può essere determinato a partire dalle caratteristiche meccaniche della muratura e del composito fibrorinforzato, dallo spessore del setto, e dal valore dello sforzo normale agente. In via semplificativa, analogamente a quanto si fa con sezioni di cemento armato, la verifica a pressoflessione può essere condotta assumendo un diagramma costante delle tensioni di compressione, pari a $0.85 f_{md}$, ed esteso su una porzione di sezione profonda $0.6 \div 0.8 x$, essendo x la distanza dell'asse neutro dall'estremo lembo compresso (cap. 5.4.1.1.2 CNR-DT 200-2004).

Matematicamente il problema si traduce in un sistema algebrico di due equazioni in due incognite (x e M_{Rd}), tra loro disaccoppiate:

- Equilibrio alla traslazione

$$(0.8 x \cdot b \cdot 0.85 f_{md}) - A_r \cdot f_{fd} = N_{Sd} = N_{Rd}$$

dove b è la larghezza della sezione pari a 450mm, $f_{md} = 1.1 \text{ MPa}$ è la resistenza di progetto a compressione dell'elemento non confinato, A_r è l'area del tessuto CFRP e f_{fd} è la massima tensione di progetto a cui può lavorare il rinforzo.

– Equilibrio alla rotazione

$$M_{Rd} = (A_r \cdot f_{fd}) \cdot h/2 + (0.8 x \cdot b \cdot 0.85 f_{md}) \cdot \left(h/2 - 0.4 x \right)$$

dove h è l'altezza della sezione pari a 300mm.

Ipotizzando un rinforzo costituito da 2 strati di tessuto CFRP da 300g/mq, di spessore $t_f = 0.165mm$, modulo elastico pari a 230 GPa ed esteso in larghezza per $w_f = 40cm$ ottengo un'area del rinforzo pari a:

$$A_r = 2 \cdot t_f \cdot w_f = 2 \cdot 0.165mm \cdot 400mm = 132 mm^2$$

Come già specificato nel capitolo precedente, il rinforzo viene ancorato meccanicamente mediante dei connettori CFRP inghisati alla fondazione e in sommità del pilastro al fine di poter considerare attivo il tessuto per tutta l'altezza effettiva della colonna. Questo accorgimento consente al rinforzo di lavorare a tensioni superiori a quella di laminazione (paragrafo 6.4.3), in questo specifico caso pari a:

$$f_{fd} = 203.3 MPa$$

Dalla prima equazione ricavo la posizione dell'asse neutro $x = 130mm$, successivamente l'equilibrio alla rotazione fornisce un momento resistente M_{Rd} pari a:

$$M_{Rd} = 8.3 KNm \geq 8.2 KNm = M_{Sd}$$

per cui la verifica a pressoflessione è soddisfatta.

Il calcolo finora descritto trascura il contributo del rinforzo opposto a quello teso, che innalzerebbe l'asse neutro e accrescerebbe il braccio della coppia interna. Infatti non si devono affidare tensioni di compressione al composito fibrorinforzato perché questi è soggetto a fenomeni di instabilità che potrebbero portare al distacco dello stesso dal substrato (cap.3 CNR-DT 200-2004). Se il rischio di instabilità fosse scongiurato il calcolo del momento resistente porterebbe a valori superiori.

Riporto i risultati ottenuti tramite i software: il primo non considera il rinforzo simmetrico e genera un valore molto simile a 8.3 KNm

ottenuto manualmente, il secondo conteggia anche il tessuto compresso e fornisce un momento resistente superiore, pari a

$$M_{Rd} = 10.2 \text{ KNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [mm]	h [mm]	N°	As [mm²]	d [mm]
1	450	300	1	132	300
			2	0	0

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 16.8 0 kN
M_{xEd} 8.2 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[mm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

CFRP tesi Muratura ti

ε_{su} 17 ‰ ε_{c2} 1.5 ‰
f_{yd} 203.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
E_s 230.000 N/mm² f_{cd} 1.1 ‰
E_s/E_c 70 f_{cc}/f_{cd} 0.8 [?]
ε_{syd} 0.883 ‰ σ_{c,adm} 2.838
σ_{s,adm} 234 N/mm² τ_{co} 0.2313
τ_{c1} 1.039

M_{xRd} 8.54 kNm

σ_c -1.1 N/mm²
σ_s 203.3 N/mm²
ε_c 2 ‰
ε_s 3.105 ‰
d 300 mm
x 117.5 x/d 0.3918
δ 0.9297

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L_o 0 mm Col. modello
 Precompresso

PRESSOFLESSIONE FUORI DAL PIANO -TU 2008 - CNR 200 - RINFORZO PANNELLO MURARIO CON FRP

Caratteristiche muratura

H [mm] 3000
t [mm] 300
L [mm] 450
f_{mk} [MPa] 3

Sforzo normale sollecitante

N_{sd} [N] 16800

Momento sollecitante

M_{sd} [N°mm] 8200000

Caratteristiche geometriche FRP

N°strati / barre 2
Larghezza W_f [mm] 400
Passo P_f [mm] 400

Rinforzo MBrace / Mbar

CFRP: 300gr/mq, t_f=0.165mm, f_{tk}>1.8GPa, E_f=230GPa
 Alto Modulo: 300gr/mq, t_f=0.165mm, f_{tk}>2.6GPa, E_f=390GPa
 Vetro 300g/mq: t_f=0.12mm, f_{tk}>1.3GPa, E_f=65GPa
 MBar Galileo 8HTG, diam. 8mm, f_{tk}>1.8GPa, E_f=130GPa

Tecnica di rinforzo

Fogli verticali semplici
 Fogli verticali con ancoraggi

Cond. Ambientali - Ce

Non aggressivo
 Aggressivo

Risultati - SLU

f_{fd} [MPa] 203.3
M_{ru} [N°mm] 1.020E+07

OPEN INPUT DATA
SAVE INPUT DATA **CALCOLA**

6.4.5.2 – PILASTRI DEL PORTICO

Il lato ovest del fabbricato termina con un porticato sorretto da 3 pilastri 45x45cmq di lunghezza 270cm, completamente liberi da ingombri e, di conseguenza, sui quali è possibile intervenire senza ostacoli. La verifica a pressoflessione risulta verificata anche senza la realizzazione di una cerchiatura pertanto anche in questo caso il consolidamento si limita alla messa in opera di tessuti verticali.

I pilastri sono soggetti a sollecitazioni flessionali significative e confrontabili in entrambe le direzioni principali, quindi i rinforzi verticali saranno incollati su tutte e quattro le facce del pilastro. Inoltre si renderebbe necessaria la verifica a pressoflessione deviata che, in via semplificativa, verrà trattata come una verifica a pressoflessione retta con momento sollecitante maggiorato del 20%. La combinazione delle azioni più critica comporta le seguenti sollecitazioni sul pilastro:

$$N_{Sd} = 13.4 \text{ KN} ; M_{Sd,x} = 8.3 \text{ KNm} ; M_{Sd,y} = 4.2 \text{ KNm} ; \\ V_{Sd} = 4.6 \text{ KN}$$

Prima di tutto procedo alla verifica a taglio, secondo il metodo illustrato al paragrafo precedente. In virtù dello stato di compressione agente sulla sezione, il taglio ultimo vale

$$V_{Rd} = 7 \text{ KN} \geq 4.6 \text{ KN} = V_{Sd}$$

e la verifica a taglio risulta soddisfatta.

La verifica a pressoflessione consiste nel controllare che

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}(N_{Rd} = N_{Sd})$$

dove il momento sollecitante $M_{Sd} = M_{Sd,x} + 20\%M_{Sd,x} = 1.2 \cdot 8.3 = 10 \text{ KNm}$.

Le equazioni di equilibrio alla traslazione e alla rotazione che caratterizzano il problema rimangono invariate, mentre si modifica la scelta del rinforzo. Si opta per porre su ogni lato un solo strato di tessuto CFRP delle medesime caratteristiche di cui sopra per un'area resistente pari a:

$$A_r = 1 \cdot t_f \cdot w_f = 1 \cdot 0.165 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} = 66 \text{ mm}^2$$

L'utilizzo di un solo strato di rinforzo permette di farlo lavorare a tensioni ancora superiori rispetto al caso precedente, adottando in questo frangente una $f_{fd} = 287.5 \text{ MPa}$.

Dalla prima equazione ricavo la posizione dell'asse neutro x , successivamente l'equilibrio alla rotazione fornisce un momento resistente M_{Rd} pari a:

$$M_{Rd} = 10.4 \text{ KNm} \geq 10 \text{ KNm} = M_{Sd}$$

per cui la verifica semplificata a pressoflessione deviata risulta soddisfatta.

Il momento resistente che invece si otterrebbe considerando il rinforzo simmetrico rispetto all'asse di flessione è $M_{Rd} = 11.3 \text{ KNm}$.

6.4.5.3 – PILASTRI DELLA STALLA/FIENILE

La copertura del fienile è realizzata con una serie di arcarecci e due capriate in legno; a loro volta le capriate poggiano sui muri perimetrali e su una serie di pilastri, di altezze variabili e sezione comune 45x45cmq.

I pilastri sono elementi continui dalla fondazione fino alla copertura, ma al piano terra sono inseriti all'interno di pareti e risultano così molto meno sollecitati. Lo stato di sollecitazione più critico si ha appena sopra il solaio intermedio dove i pilastri smettono di collaborare con le pareti e rimangono liberi. Oggetto di intervento sarà solo la parte libera dei pilastri, ovvero quella del piano primo.

I pilastri sono liberi su tutti i lati e questo rende possibile l'intervento di cerchiatura che ha il pregio di accrescere la massima tensione di compressione ammissibile per la muratura e quindi anche il momento ultimo del pilastro rinforzato.

Per questi elementi lo stato di sollecitazione più gravoso riscontrato è:

$$N_{Sd} = 18.2 \text{ KN}; \quad M_{Sd,x} = 19.5 \text{ KNm}; \quad M_{Sd,y} = 6.8 \text{ KNm}; \\ V_{Sd} = 19 \text{ KN}$$

Prima di tutto procedo alla verifica a taglio: in virtù dello stato di compressione agente sulla sezione, il taglio resistente ultimo vale

$$V_{Rd} = 17.6 \text{ KN} \leq 19 \text{ KN} = V_{Sd}$$

Poiché la verifica non è soddisfatta, si prevede una fasciatura della base del pilastro mediante tessuti CFRP disposti orizzontalmente. Un tale intervento comporta infatti benefici anche dal punto di vista della resistenza a taglio in quanto realizza sull'elemento una sorta di traliccio resistente.

Valuto il confinamento che la cerchiatura, estesa per tutta l'altezza, garantisce al pilastro in esame (cap. 5.6.1 e 5.6.3 CNR-DT 200-2004). Il beneficio è quantificato dal rapporto tra la resistenza a compressione dell'elemento confinato f_{mcd} e la stessa grandezza per l'elemento non confinato $f_{md} = 1.1 MPa$. Non sono ammissibili incrementi di resistenza superiori al 50%.

La resistenza a compressione dell'elemento confinato f_{mcd} si ottiene con la seguente espressione:

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{1,eff}$$

Il valore del coefficiente di incremento della resistenza k' è dato dal rapporto

$$k' = \frac{g_m}{1000} = \frac{1800 \text{ Kg}/\text{m}^3}{1000} = 1.8$$

dove g_m è la densità di massa della muratura.

La pressione efficace di confinamento $f_{1,eff}$ è funzione della forma della sezione e delle modalità di intervento. Si ha che

$$f_{1,eff} = k_{eff} \cdot f_1 = k_H \cdot k_V \cdot f_1$$

dove k_{eff} (coefficiente di efficienza di confinamento) è il prodotto tra il coefficiente di efficienza orizzontale k_H e il coefficiente di efficienza verticale k_V .

La pressione di confinamento f_1 si valuta per una sezione quadrata (lato $l = 450mm$) nel modo seguente:

$$f_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid}$$

ρ_f è un coefficiente adimensionale, E_f e $\varepsilon_{fd,rid}$ sono rispettivamente il modulo elastico e la deformazione di progetto del rinforzo in fibra.

Suppongo di cerchiare il pilastro mediante uno strato di tessuto CFRP di modulo elastico $E_f = 230 GPa$, deformazione ultima caratteristica

$\varepsilon_{fk} = 1.7\%$, spessore $t_f = 0.165mm$, largo $b_f = 250mm$ e disposto a passo regolare $p_f = 300mm$.

Dalla scelta geometrica del rinforzo valuto ρ_f ,

$$\rho_f = \frac{4 \cdot t_f \cdot b_f}{l \cdot p_f} = 0.0012$$

mentre utilizzando i coefficienti di sicurezza già introdotti e giustificati al paragrafo 6.4, procedo alla valutazione di $\varepsilon_{fd,rid}$ che risulta

$$\varepsilon_{fd,rid} = \frac{\eta_a \cdot \varepsilon_{fk}}{\gamma_f} = \frac{0.85 \cdot 0.017}{1.25} = 1.16\%$$

Inserendo i termini calcolati nell'espressione di f_1 ricavo la pressione di confinamento data dal tessuto:

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{1}{2} \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{fd,rid} = \frac{1}{2} \cdot 0.0012 \cdot 230000 \text{ MPa} \cdot 0.0116 \\ &= 1.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Per valutare la quota parte efficace di tale confinamento valuto i coefficienti k_H e k_V (vedi Figure 38 e 39, CNR-DT 200-2004):

$$k_H = 1 - \frac{b'^2 + d'^2}{3 \cdot A_m} = 0.45$$

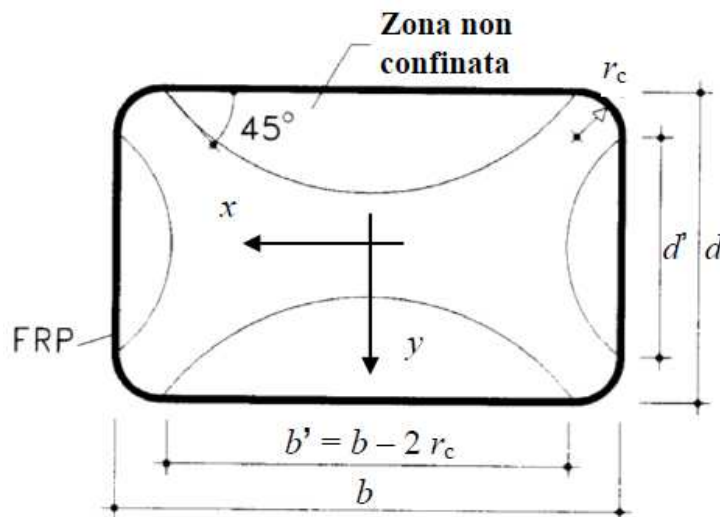


Figura 38 – Schema per il calcolo di k_H

$$b' = b - 2 \cdot 20mm = 410mm$$

$$d' = d - 2 \cdot 20\text{mm} = 410\text{mm}$$

$$d = b = l = 450\text{mm} \text{ è il lato della sezione}$$

$$A_m = d \cdot b = 202500\text{mm}^2$$

$$k_V = \left(1 - \frac{p_f}{2 \cdot \min(b; d)}\right)^2 = 0.44$$

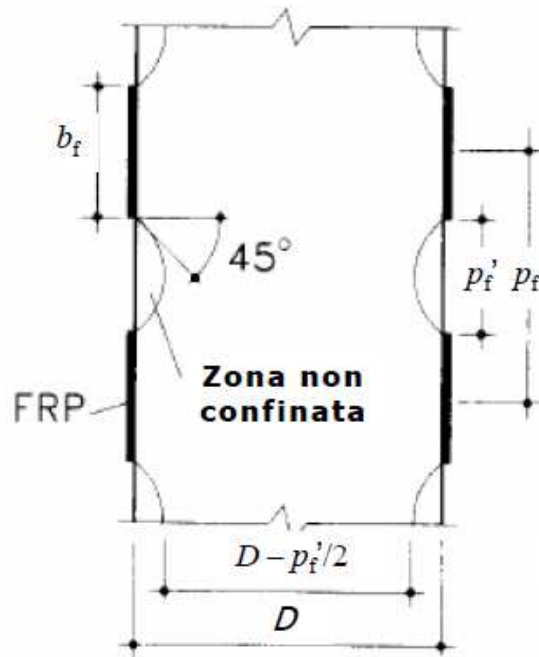


Figura 39 – Schema per il calcolo di k_V

Si ottiene quindi un valore di $f_{1,eff} = 0.45 \cdot 0.44 \cdot 1.6\text{MPa} = 0.32\text{MPa}$ e la resistenza a compressione dell'elemento confinato risulta

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{1,eff} = 1.1\text{MPa} + 1.8 \cdot 0.32\text{MPa} = 1.65\text{MPa}$$

Si procede quindi alla verifica della sezione presso-inflessa col valore di resistenza a compressione dell'elemento confinato f_{mcd} .

Si tratta di controllare che

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}(N_{Rd} = N_{Sd})$$

dove il momento sollecitante $M_{Sd} = M_{Sd,x} + 20\%M_{Sd,x} = 1.2 \cdot 19.5 = 23.4\text{KNm}$.

Ipotizzando un rinforzo costituito da 2 strati di tessuto CFRP da 300g/mq, di spessore $t_f = 0.165\text{mm}$, modulo elastico pari a 230 GPa

ed esteso in larghezza per $w_f = 40\text{cm}$ ottengo un'area del rinforzo pari a:

$$A_r = 2 \cdot t_f \cdot w_f = 2 \cdot 0.165\text{mm} \cdot 400\text{mm} = 132 \text{ mm}^2$$

La tensione massima che può fornire il doppio strato di tessuto ancorato mediante i connettori in fibra è:

$$f_{fd} = 261.1 \text{ MPa}$$

Si ottiene un momento resistente di progetto M_{Rd} che al massimo vale

$$M_{Rd} = 17.6 \text{ KNm} \leq 23.4 \text{ KNm} = M_{Sd}$$

per cui la verifica a pressoflessione è insoddisfatta.

Tuttavia, trattandosi di un intervento di miglioramento sismico, si reputa sufficiente il grado di sicurezza raggiunto e non si prevedono ulteriori interventi di rinforzo.

7 – CONCLUSIONI

La presente tesi di laurea propone un intervento di miglioramento sismico per un edificio esistente in muratura portante, costruito oltre 200 anni fa.

Data la storicità della costruzione, la messa in sicurezza e lo studio degli interventi proposti sono stati valutati con estrema attenzione, nel rispetto dei materiali e dell'architettura del casolare originario. L'obiettivo principale di questa attività, infatti, non è solo garantire livelli di sicurezza maggiori degli attuali, ma rispettare la costruzione originaria ed evitare di stravolgere i delicati equilibri che strutture così datate instaurano nei secoli, al fine di contrastare le azioni esterne.

Per raggiungere tali obiettivi occorre evitare la realizzazione di interventi invasivi, come l'inserimento di telai o elementi resistenti in cemento armato e acciaio, e limitarsi a migliorare il comportamento degli elementi strutturali già presenti.

Originariamente, l'edificio presenta un comportamento dinamico (ovvero sismico) profondamente scorretto, sia a causa di una notevole irregolarità in pianta e in altezza, sia perché realizzato con orizzontamenti troppo deformabili nel proprio piano.

Prima di tutto viene migliorato il comportamento d'insieme, irrigidendo il solaio di piano mediante una soletta in c.a. alleggerito e dotando la copertura di un cordolo in cemento armato. Vengono anche realizzate le connessioni materiali tra i muri che, edificati in epoche diverse, risultano solo appoggiati tra loro.

La risposta dinamica del modello rappresentante lo stato di progetto, ovvero comprendente gli interventi globali, è molto migliore. Questo comporta una significativa riduzione degli stati deformativi e tensionali sulle pareti e sui pilastri, che risultano però ancora soggetti a trazioni eccessive rispetto alle loro capacità.

Solo dopo aver migliorato la struttura a livello globale, si procede al rinforzo dei singoli paramenti murari e delle pilastrate.

Gli interventi di rinforzo tradizionali sono sempre stati eseguiti sostituendo o reintegrando i materiali degradati impiegati nelle strutture con la finalità di ricostituire la sezione e la continuità

originaria, eventualmente aumentando le sezioni per garantire portata e sicurezza maggiori. Nel caso di interventi volti a migliorare le prestazioni strutturali si era soliti inserire nelle murature elementi in legno e in ferro come catene, tiranti, chiavi e cerchiature. Questi interventi, difficili da eseguire e fortemente invasivi per la statica e l'estetica delle costruzioni, manifestano anche una dubbia durabilità al mantenimento dell'efficacia del rinforzo nel tempo.

I limiti delle tecniche tradizionali, uniti alla riduzione dei prezzi dei materiali compositi FRP avvenuta negli ultimi 20 anni, fa sì che questi ultimi siano divenuti una validissima alternativa di intervento nell'ambito del miglioramento e dell'adeguamento strutturale.

Grazie alle proprietà meccaniche delle fibre strutturali, questa tecnologia consente di realizzare interventi di rinforzo impiegando una soluzione estremamente versatile, che consente di unire praticità, ridotta invasività, velocità di esecuzione ed economicità dell'intervento rispetto alle tecniche tradizionali. La loro leggerezza non comporta un aggravio dei carichi propri della struttura e ne permette una facile posa in opera; inoltre si rispettano il carattere architettonico dell'edificio e la funzionalità degli elementi strutturali.

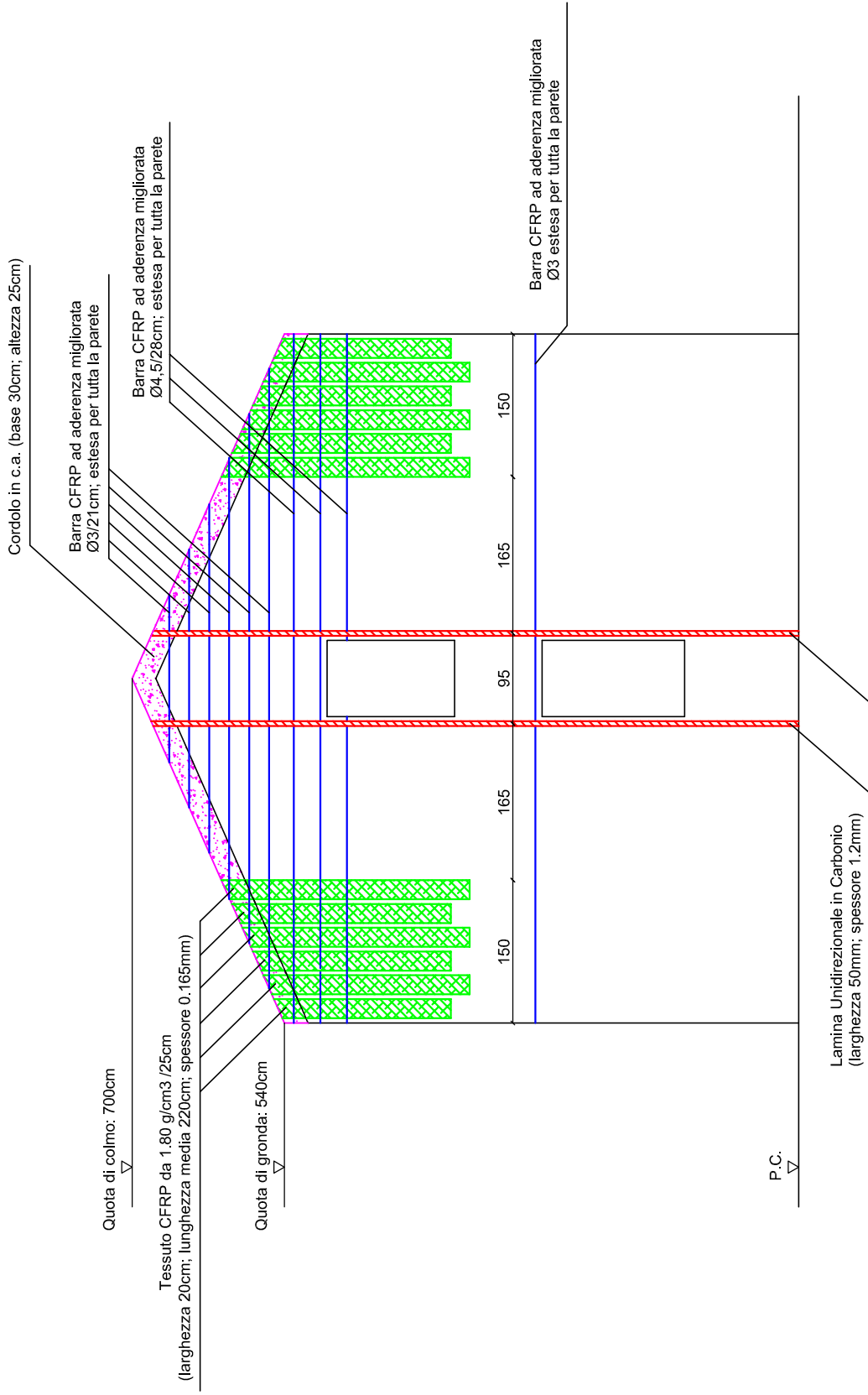
In particolare, nel caso in esame, si è proposto il rinforzo degli elementi resistenti mediante l'inserimento di barre CFRP all'interno dei giunti di malta e l'incollaggio di tessuti e lamine CFRP. L'utilizzo di adeguati sistemi meccanici di ancoraggio per questi elementi di consolidamento permette di superare le problematiche di distacco del rinforzo dal substrato e sfruttare al meglio le prestazioni meccaniche che questi elementi compositi offrono.

Il presente elaborato vuole essere un esempio pratico di utilizzo dei materiali FRP, proponendo idee e soluzioni applicative aventi l'obiettivo di incrementare la sicurezza di un edificio in muratura esistente, migliorando il suo comportamento in ambito sismico.

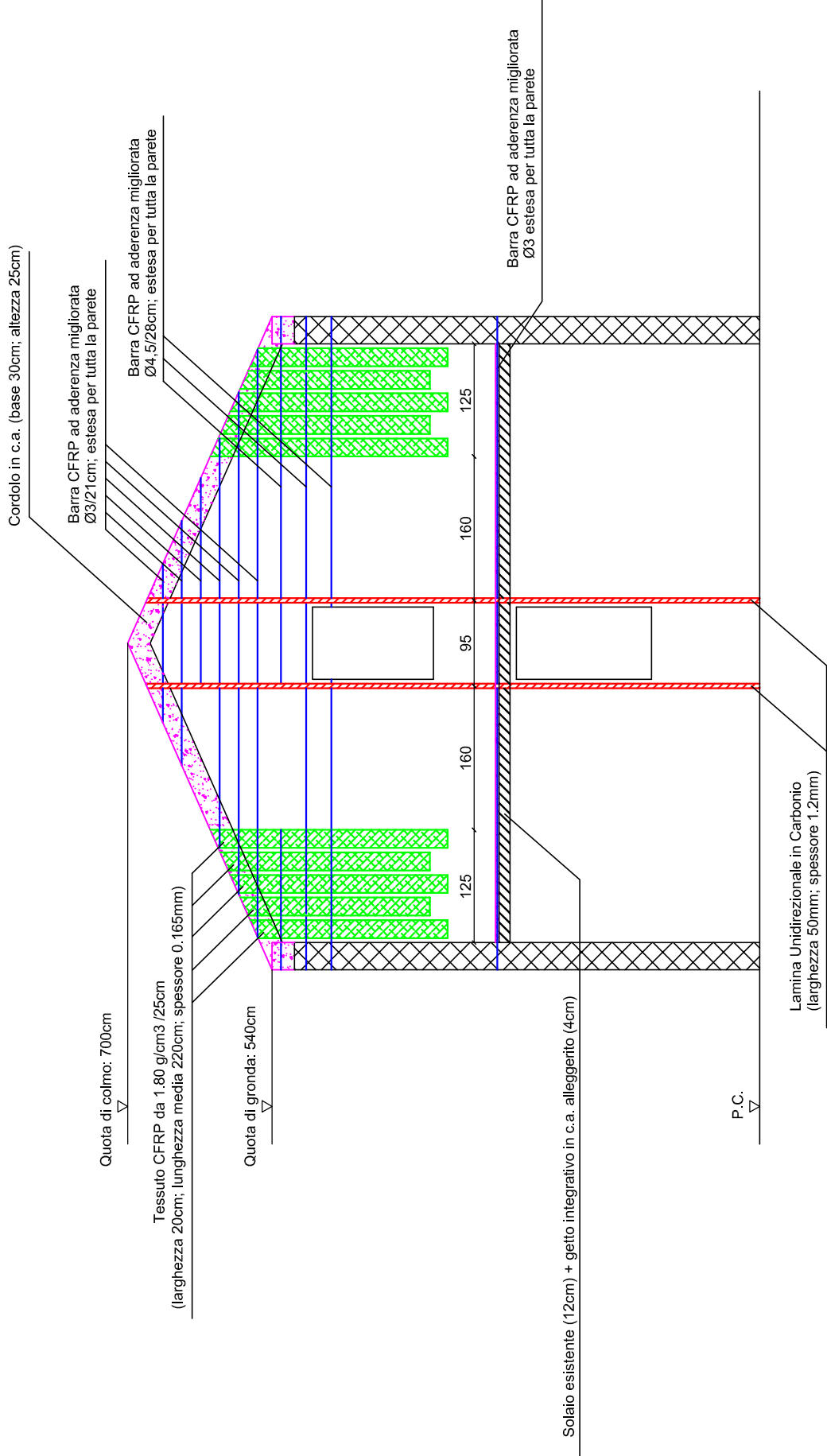
APPENDICE A

PROSPETTI CON I RINFORZI PREVISTI

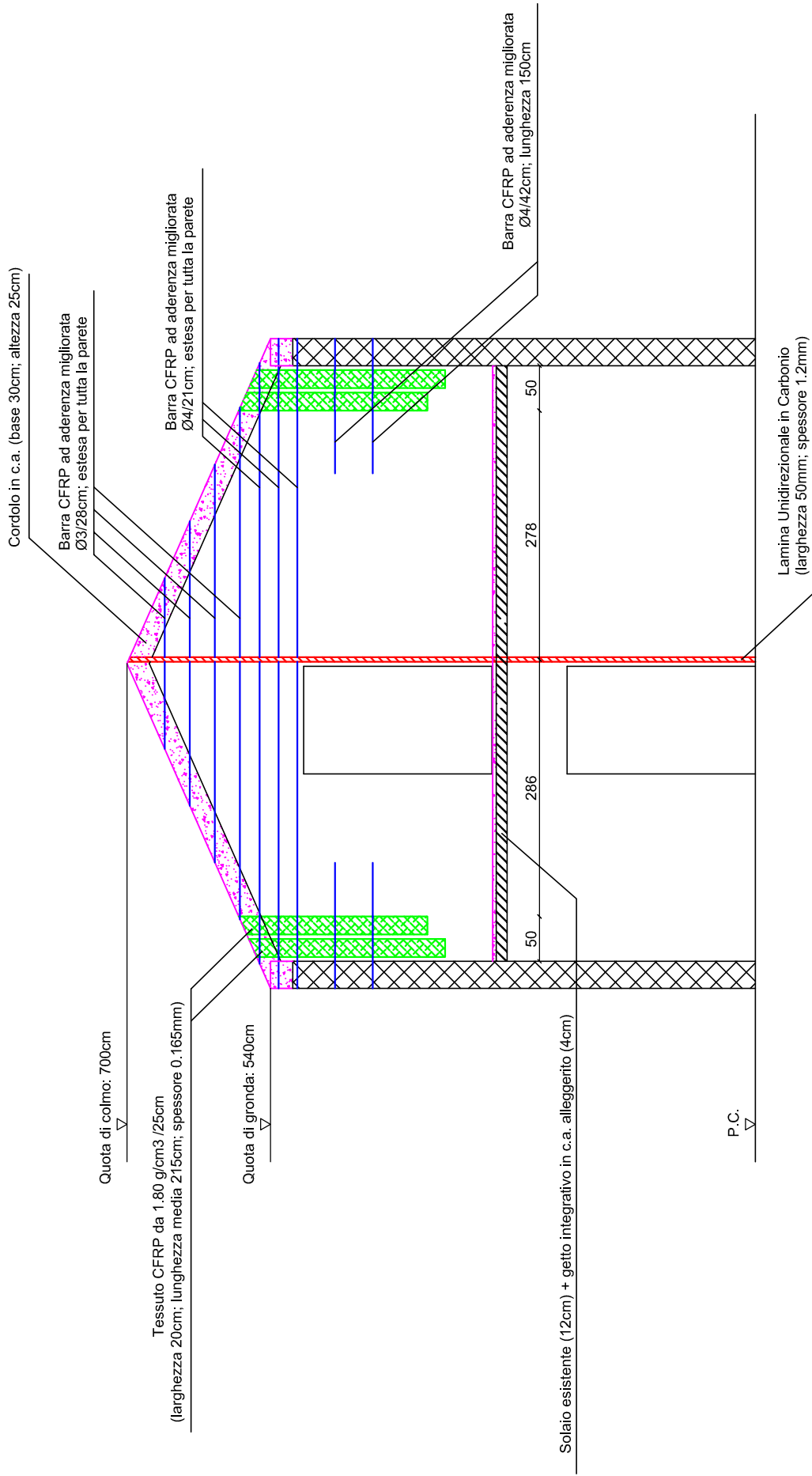
PARETE 1 - FACCIA +X



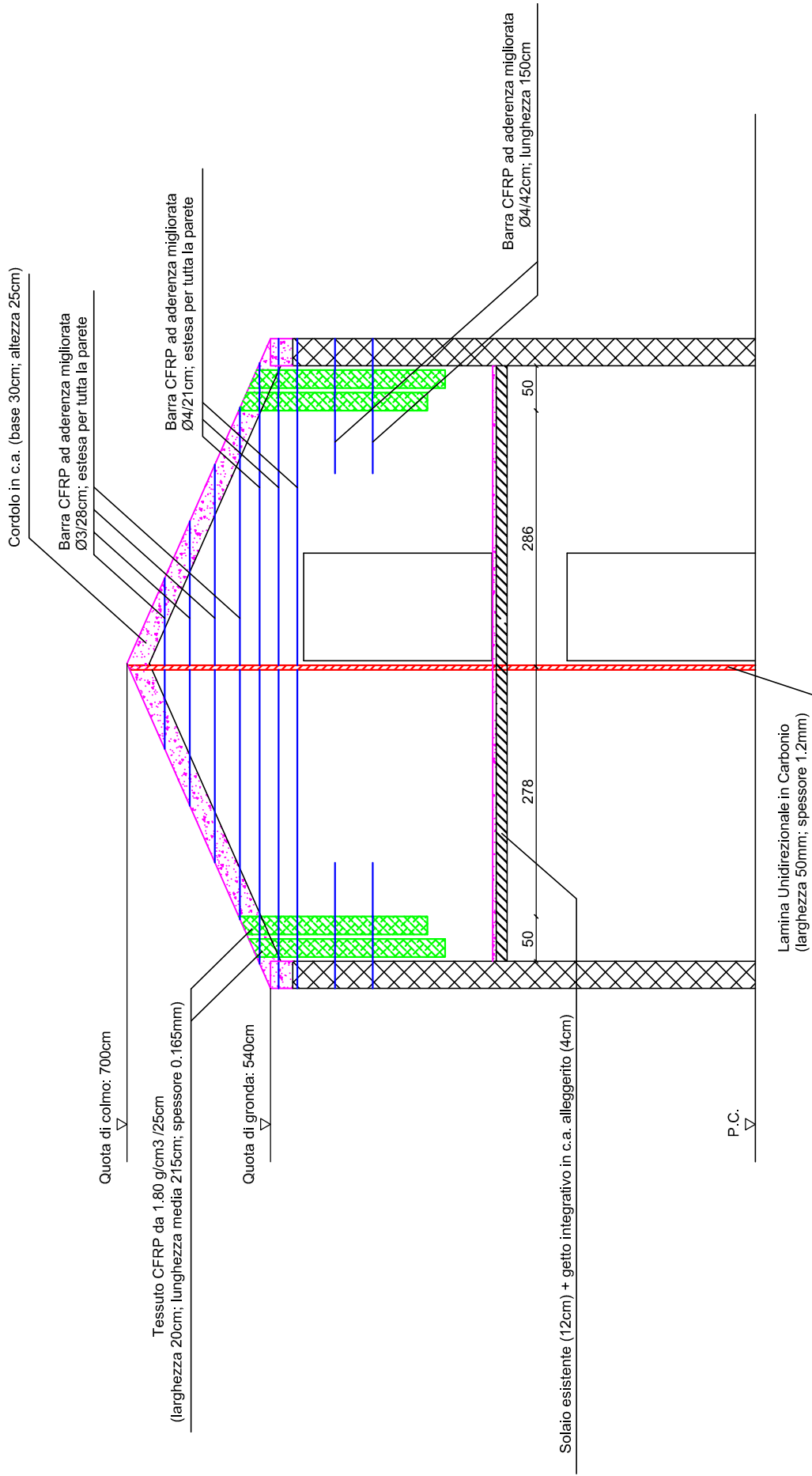
PARETE 1 - FACCIA -X



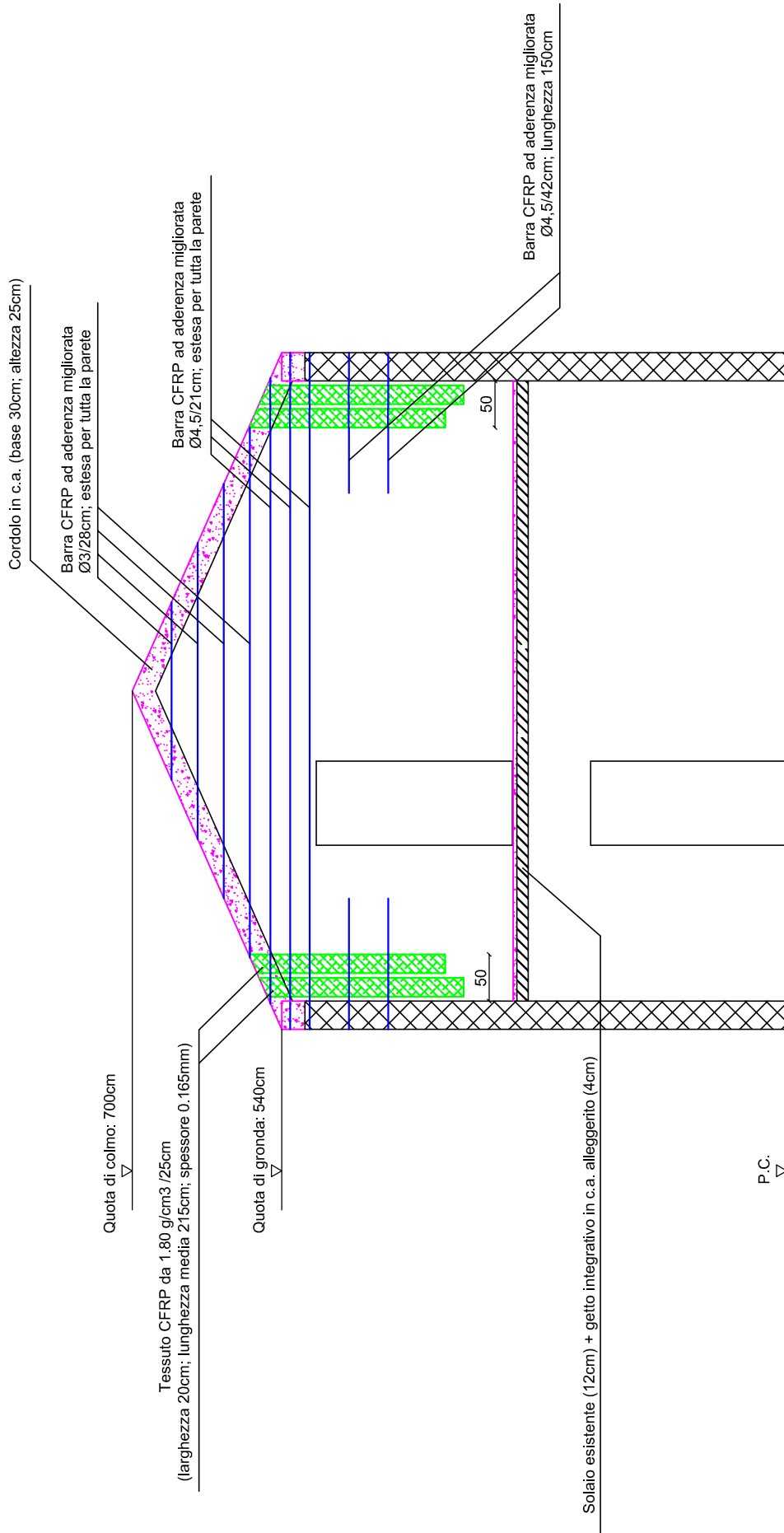
PARETE 2 - FACCIA +X



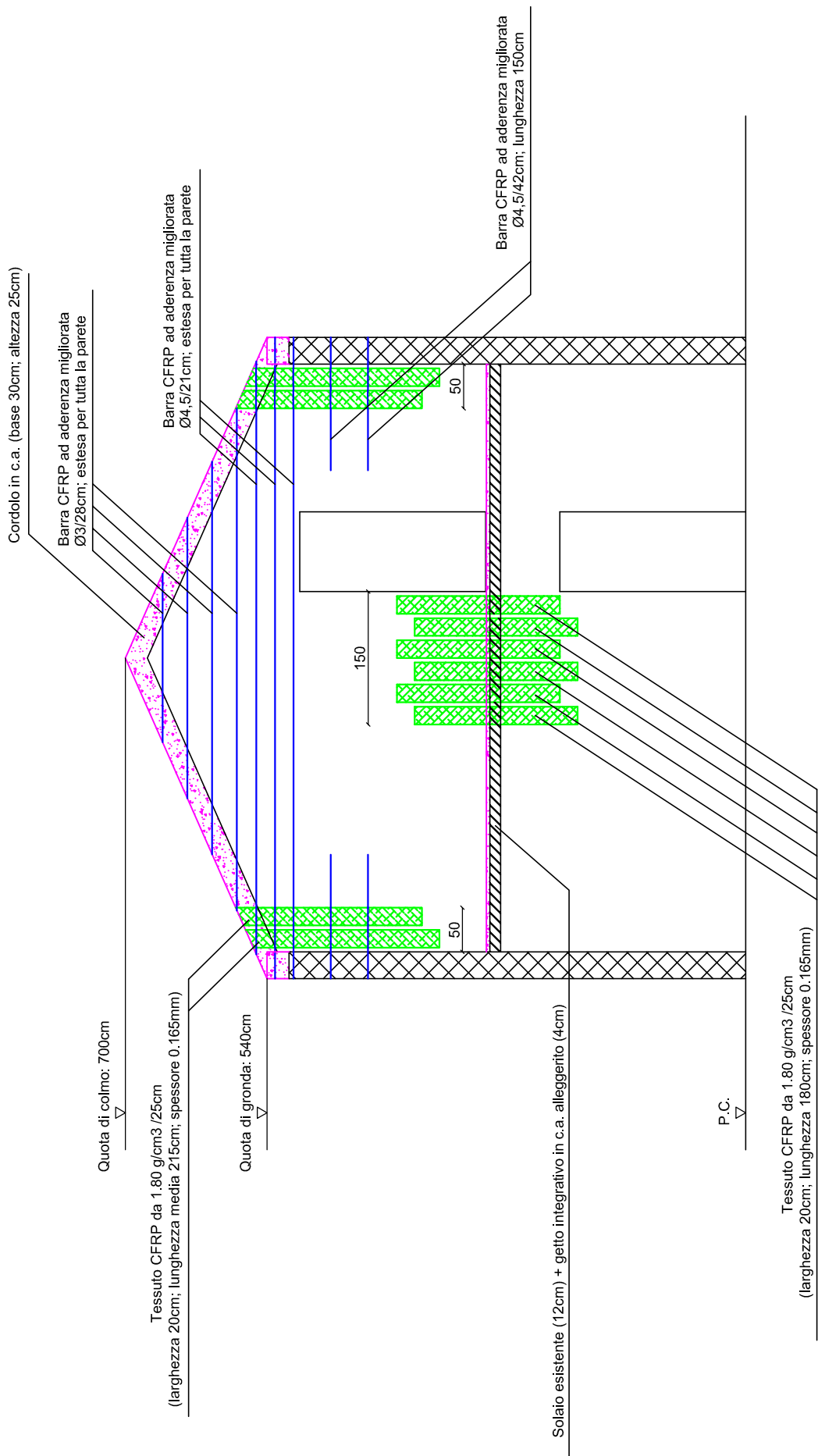
PARETE 2 - FACCIA -X



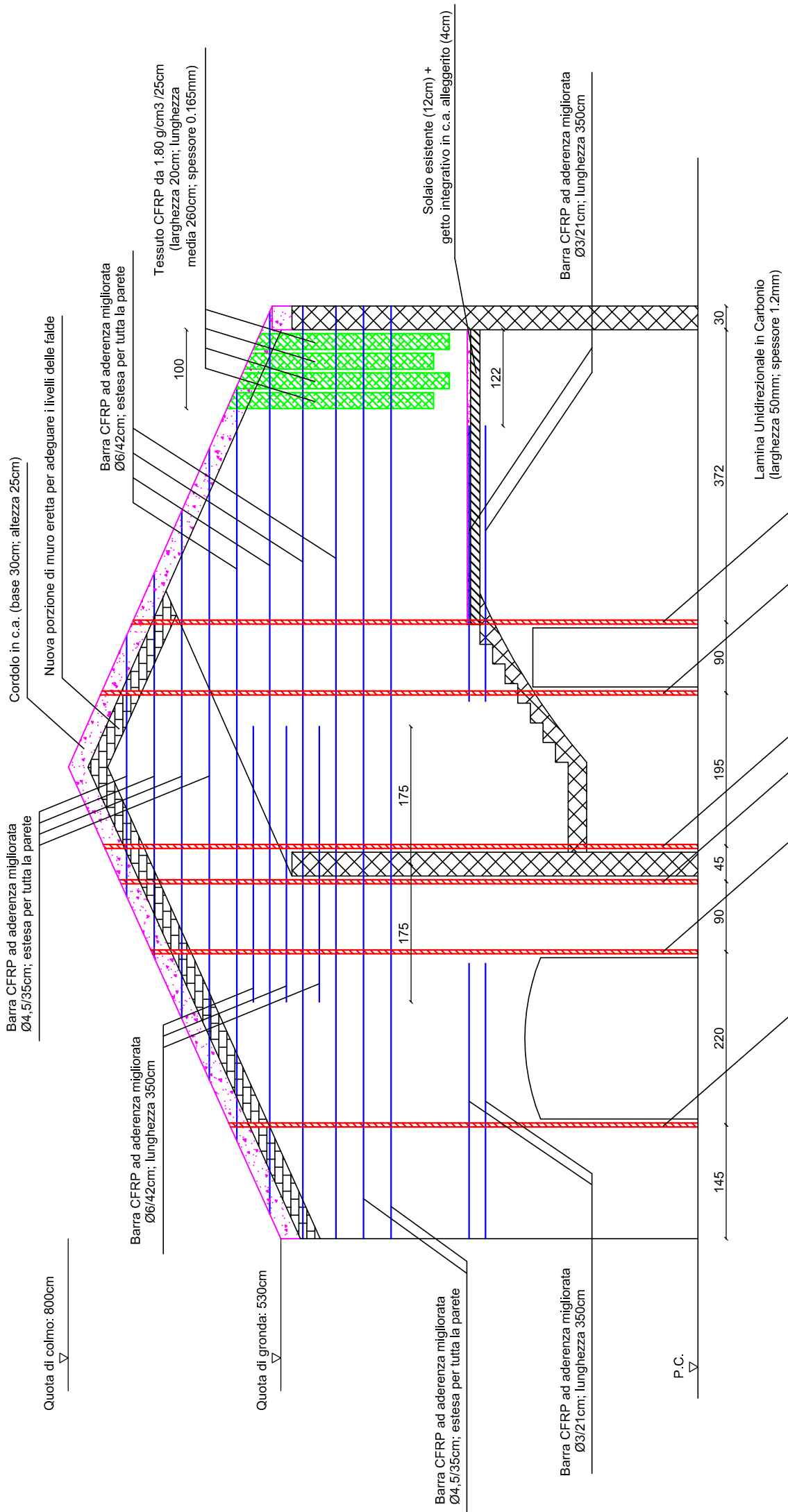
PARETE 3 - FACCIA +X



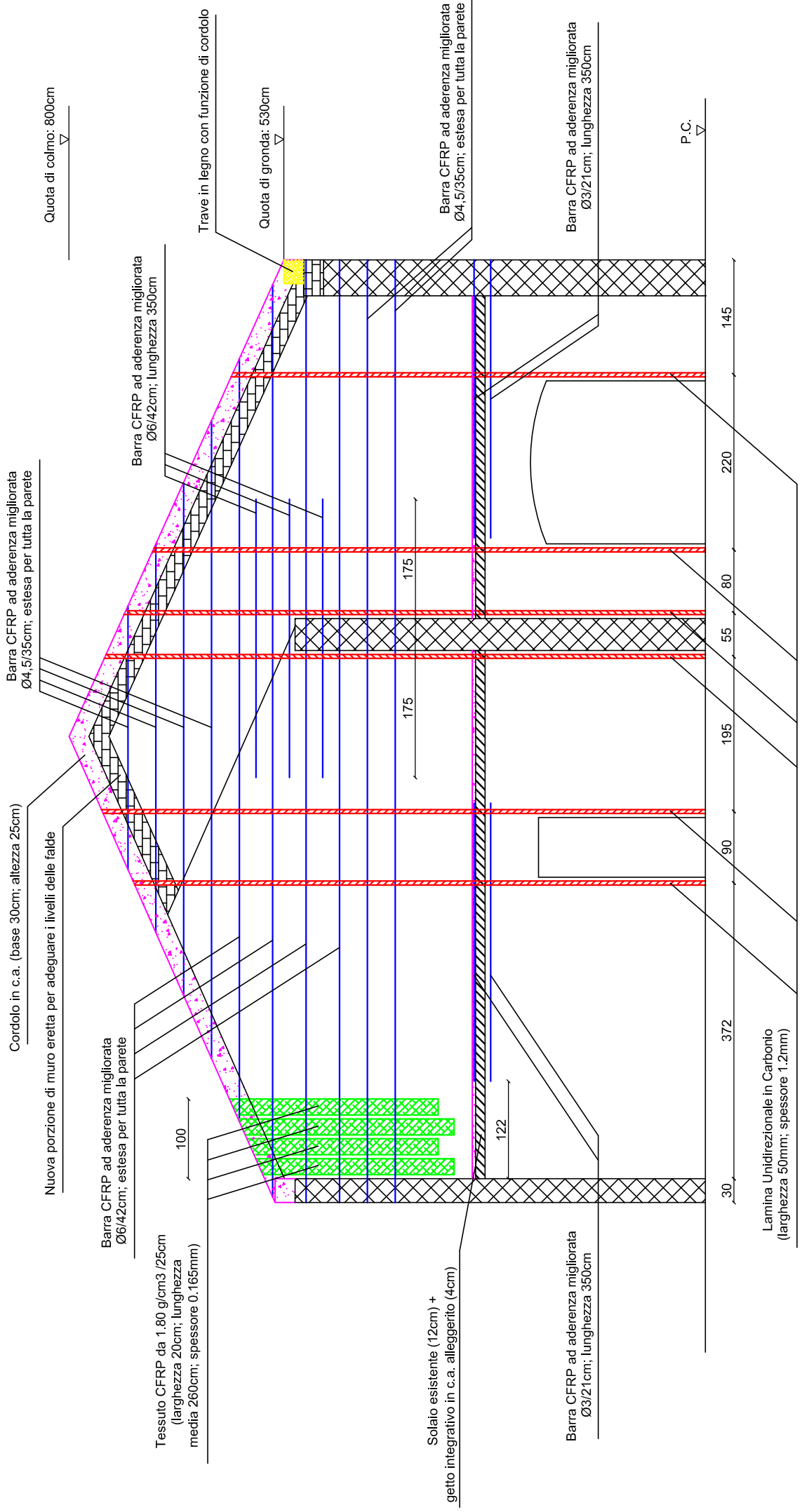
PARETE 3 - FACCIA -X



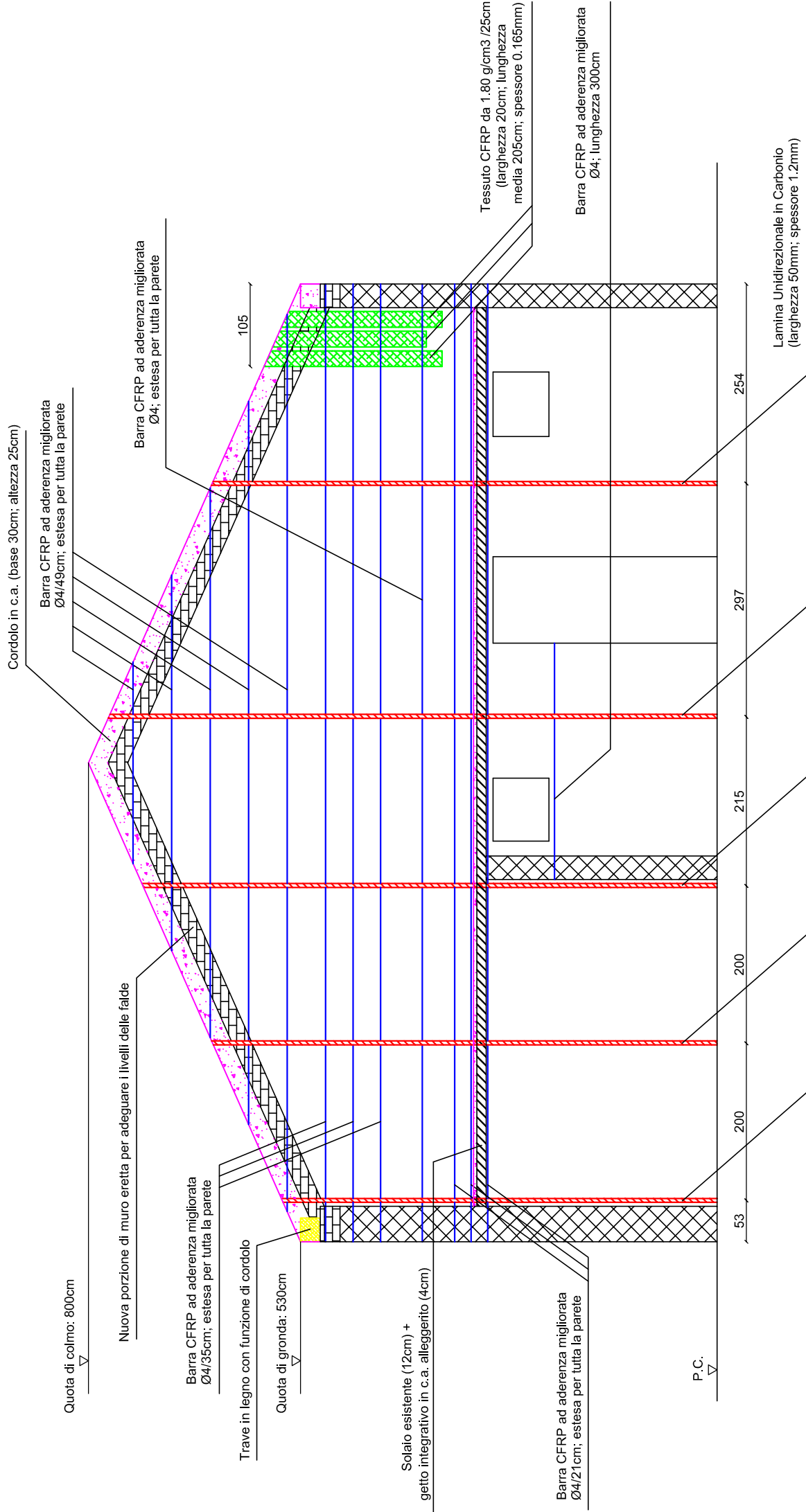
PARETE 4 - FACCIA +X



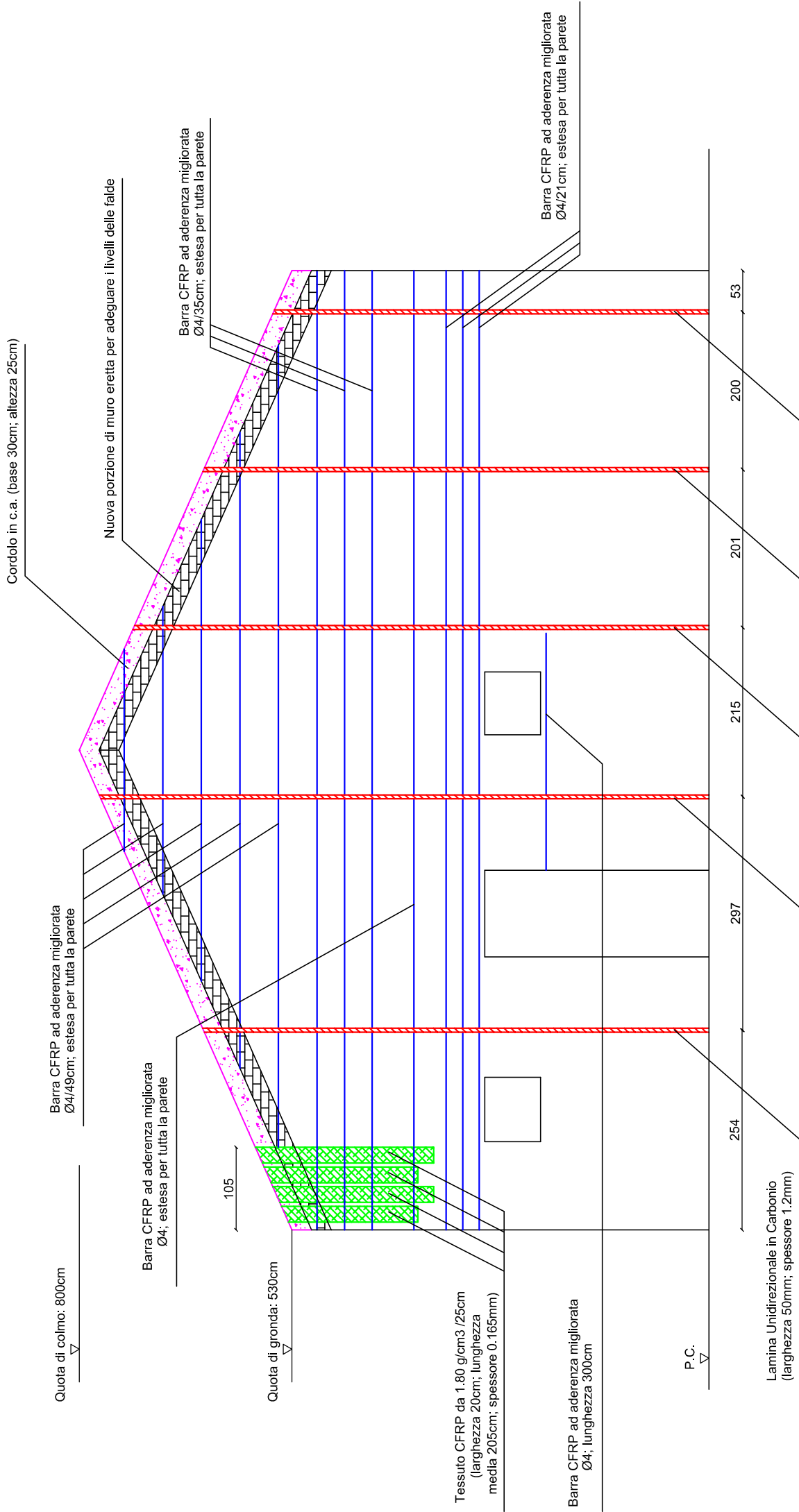
PARETE 4 - FACCIA - X



PARETE 5 - FACCIA +X

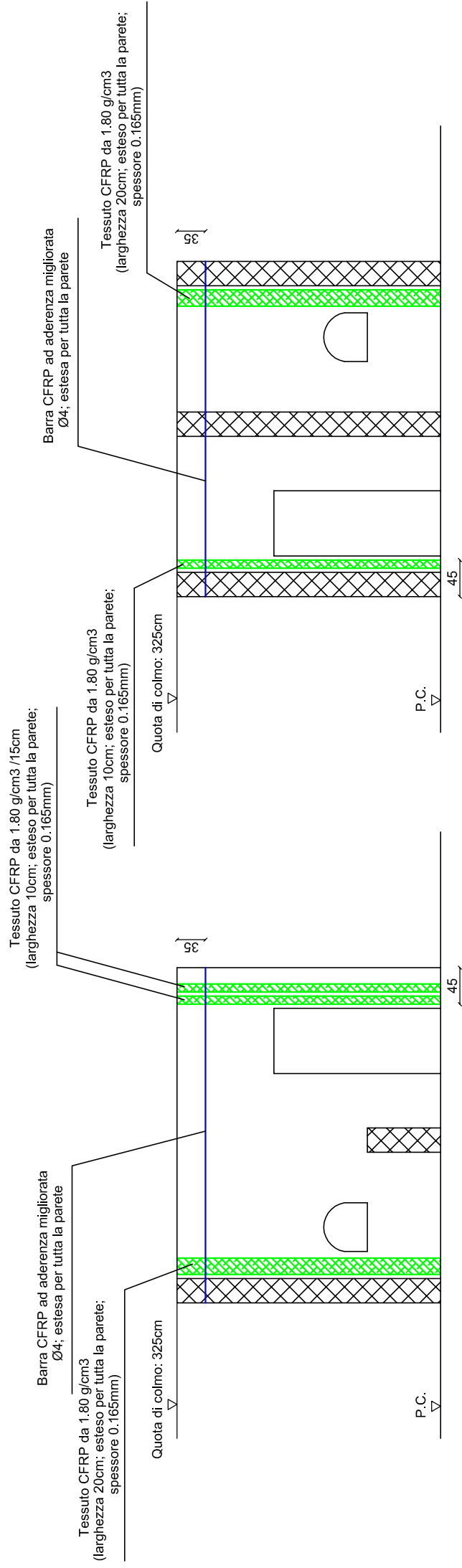


PARETE 5 - FACCIA -X

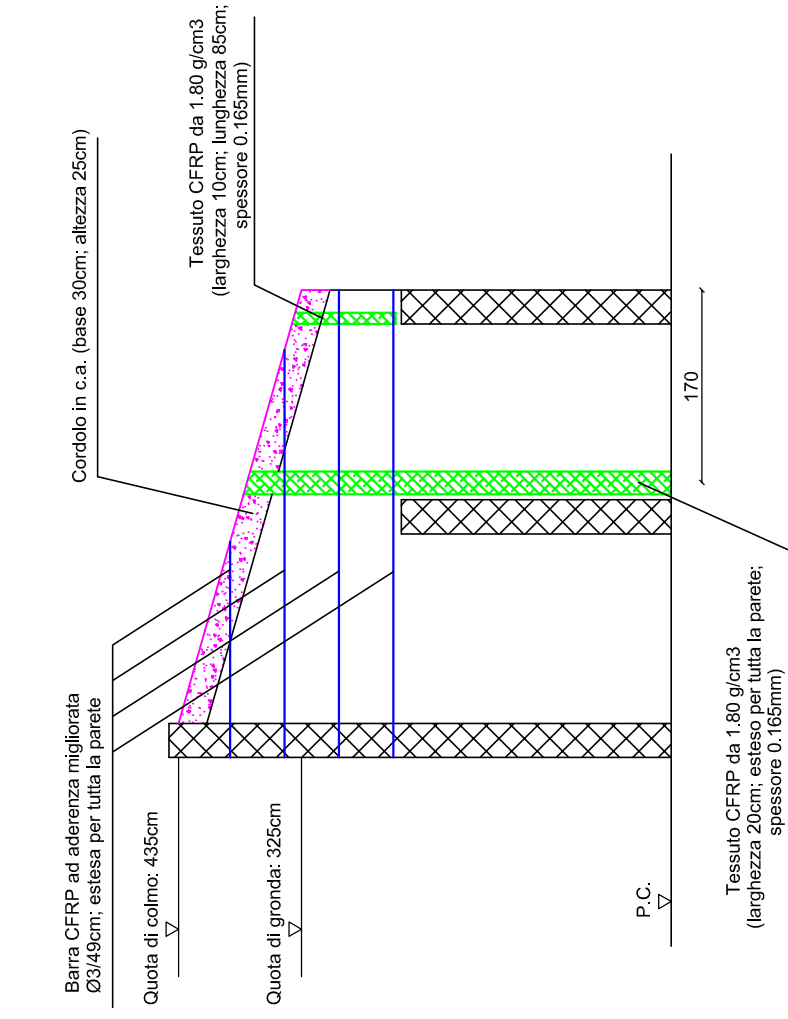


PARETE 6 - FACCIA +X

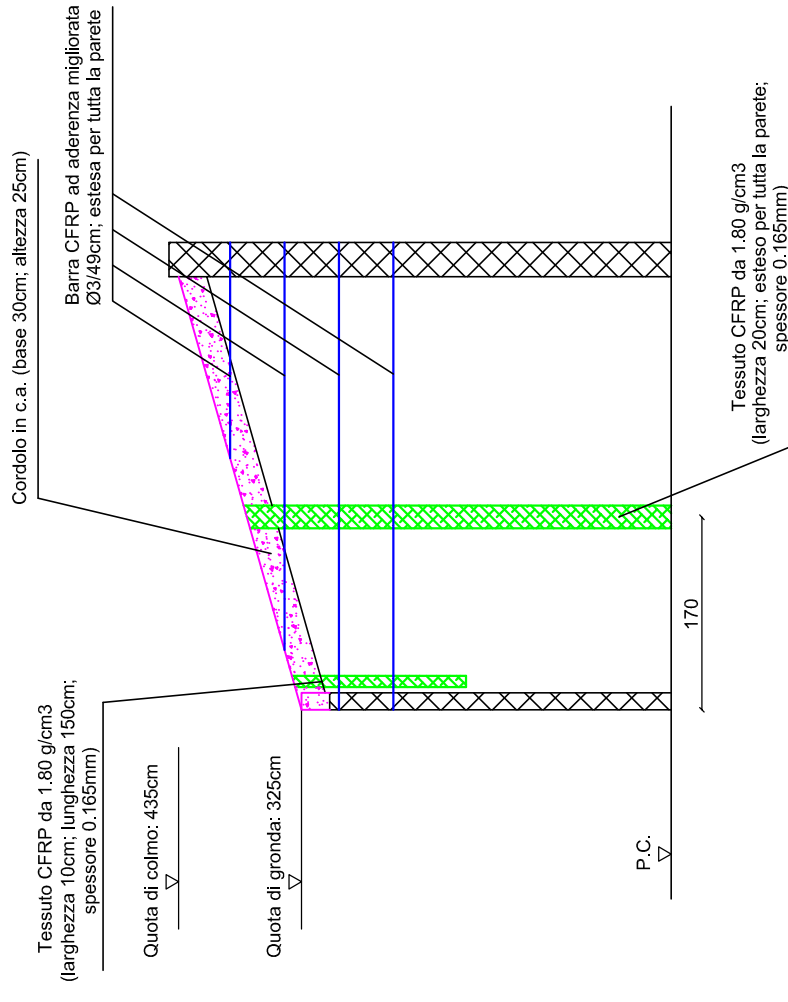
PARETE 6 - FACCIA -X



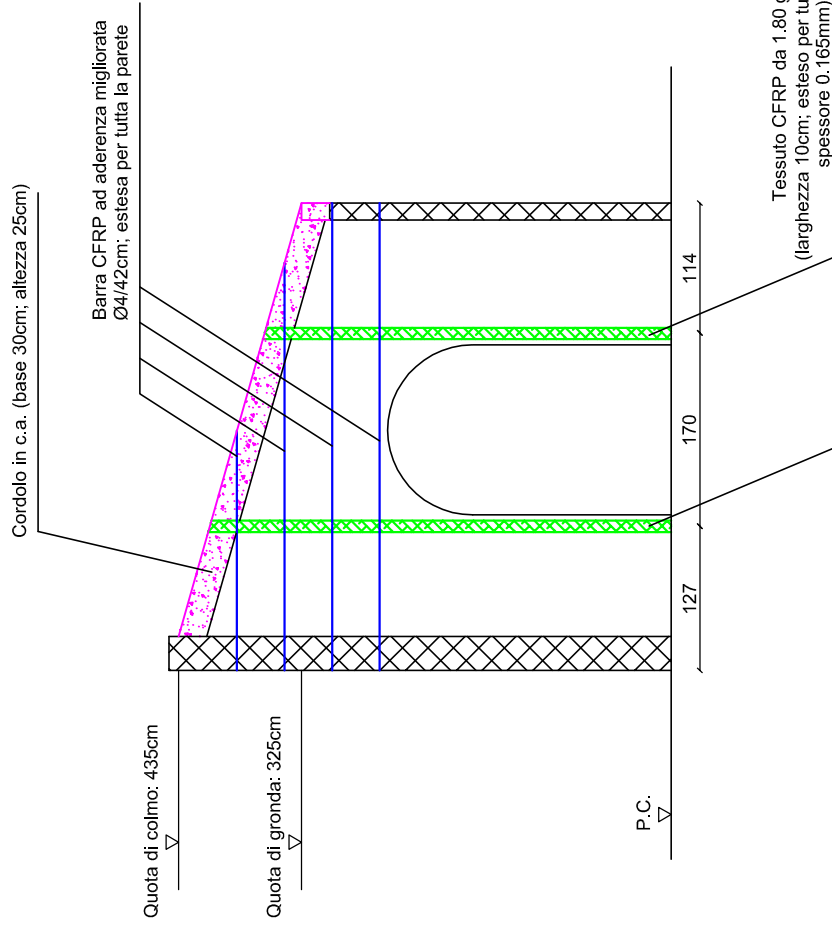
PARETE 7 - FACCIA +X



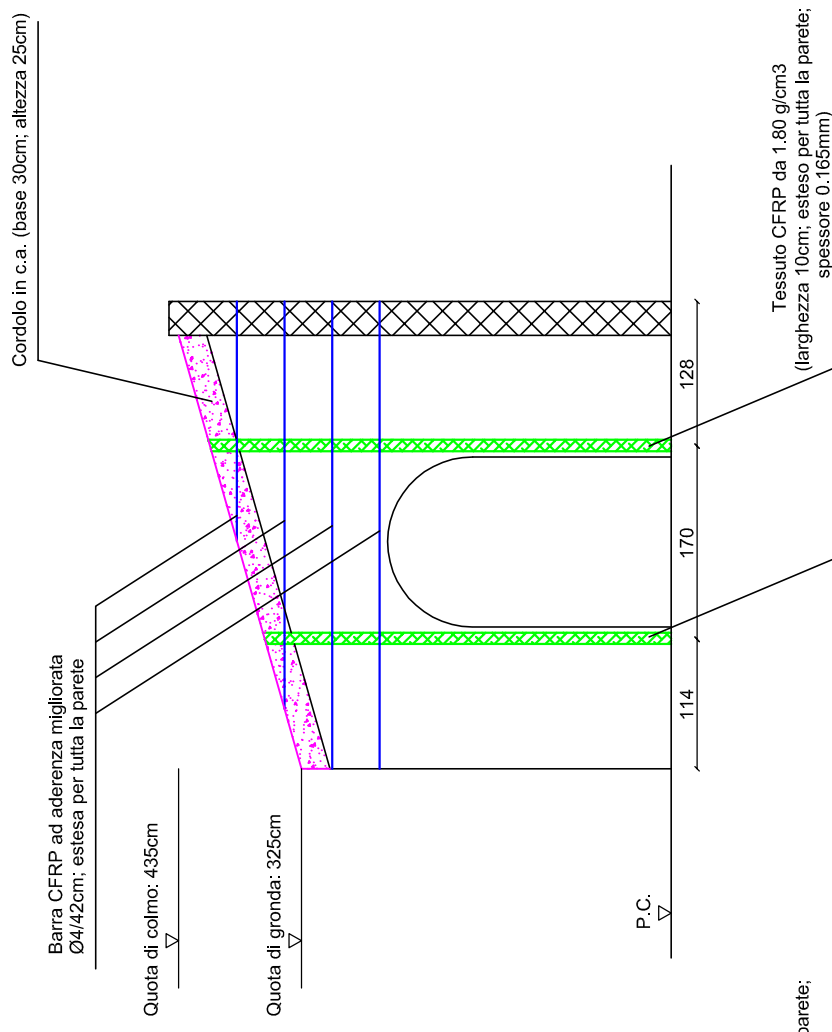
PARETE 7 - FACCIA -X



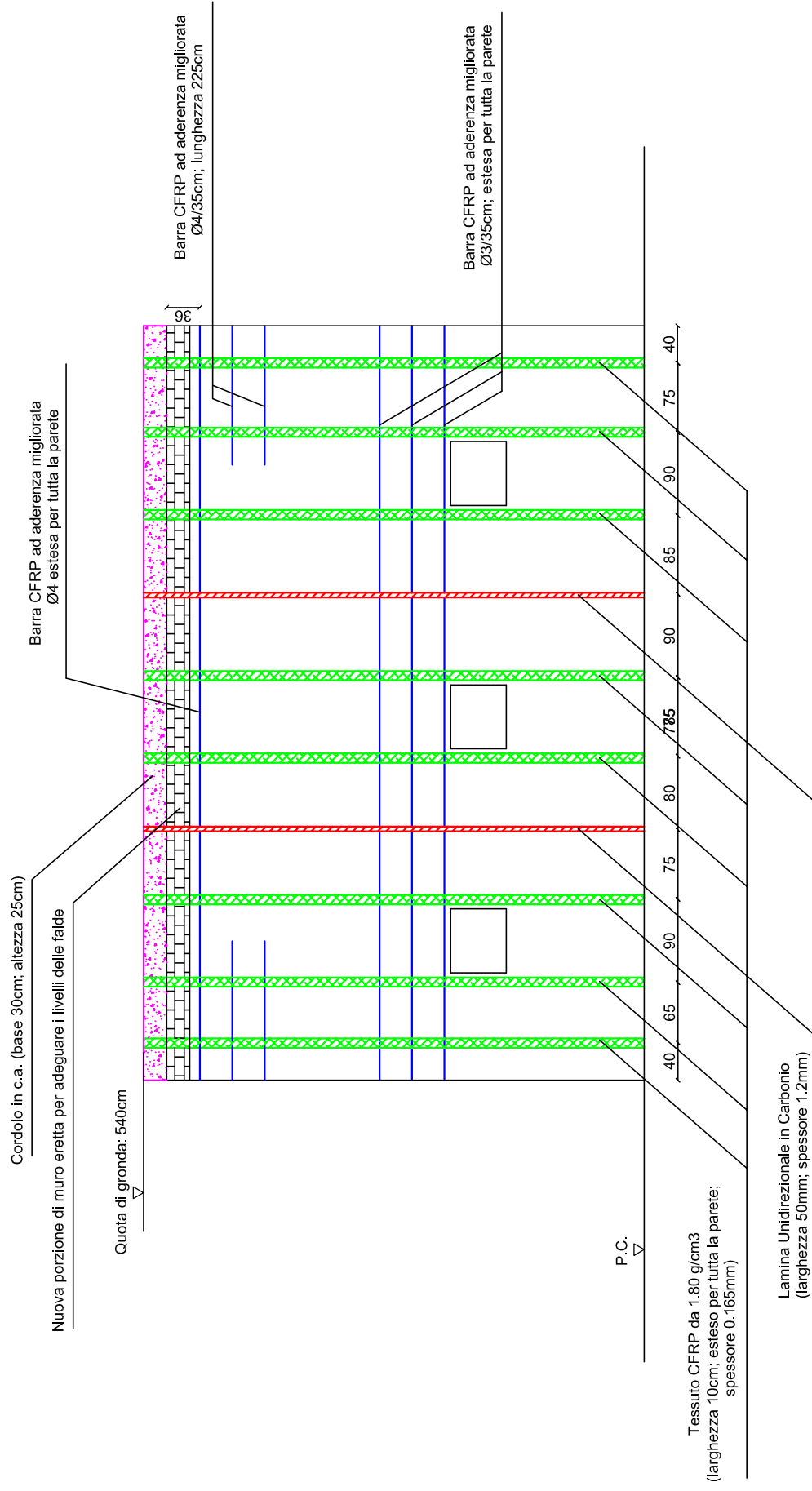
PARETE 8 - FACCIA +X



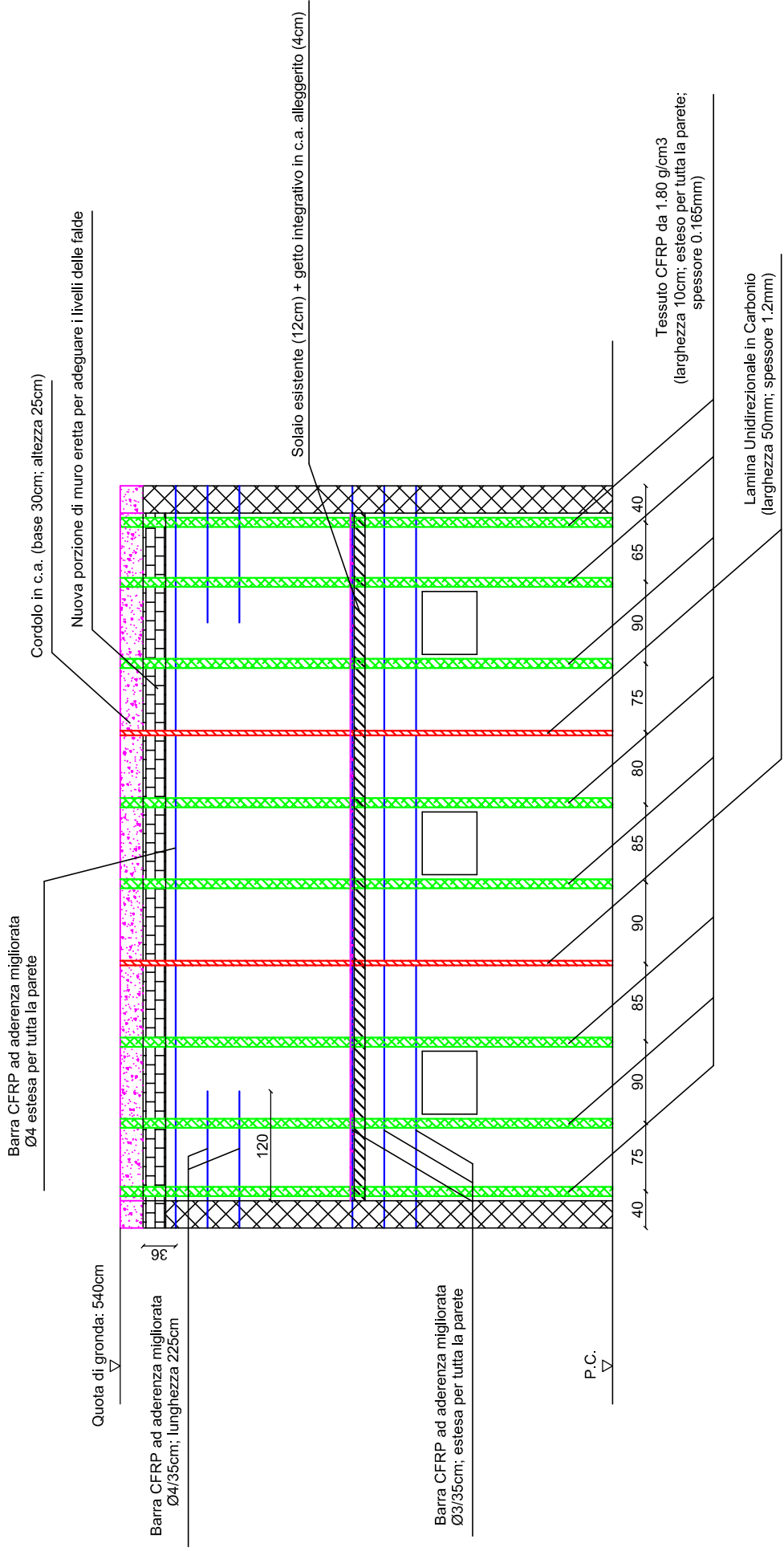
PARETE 8 - FACCIA -X



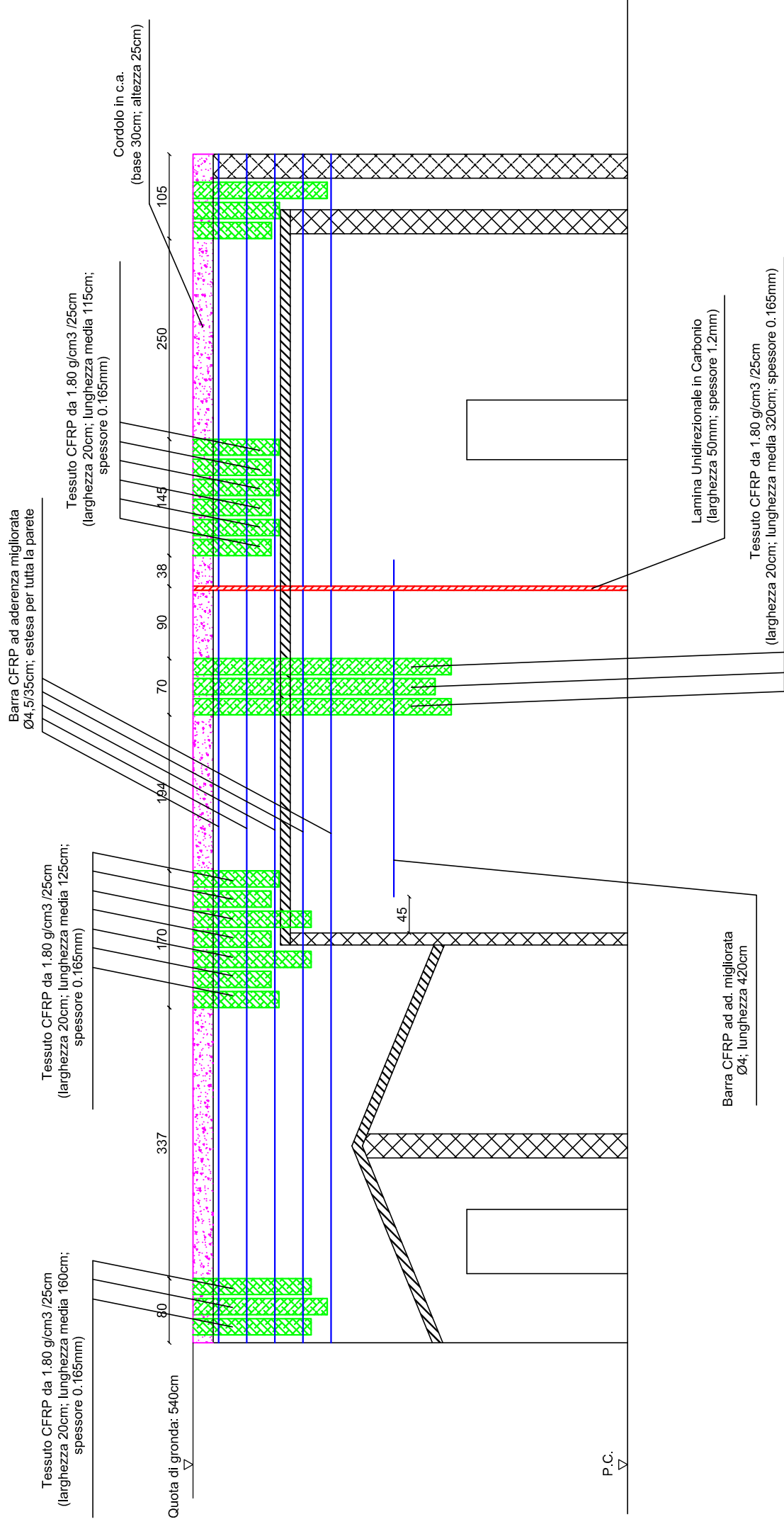
PARETE A (ZONA STALLA) - FACCIA +Y



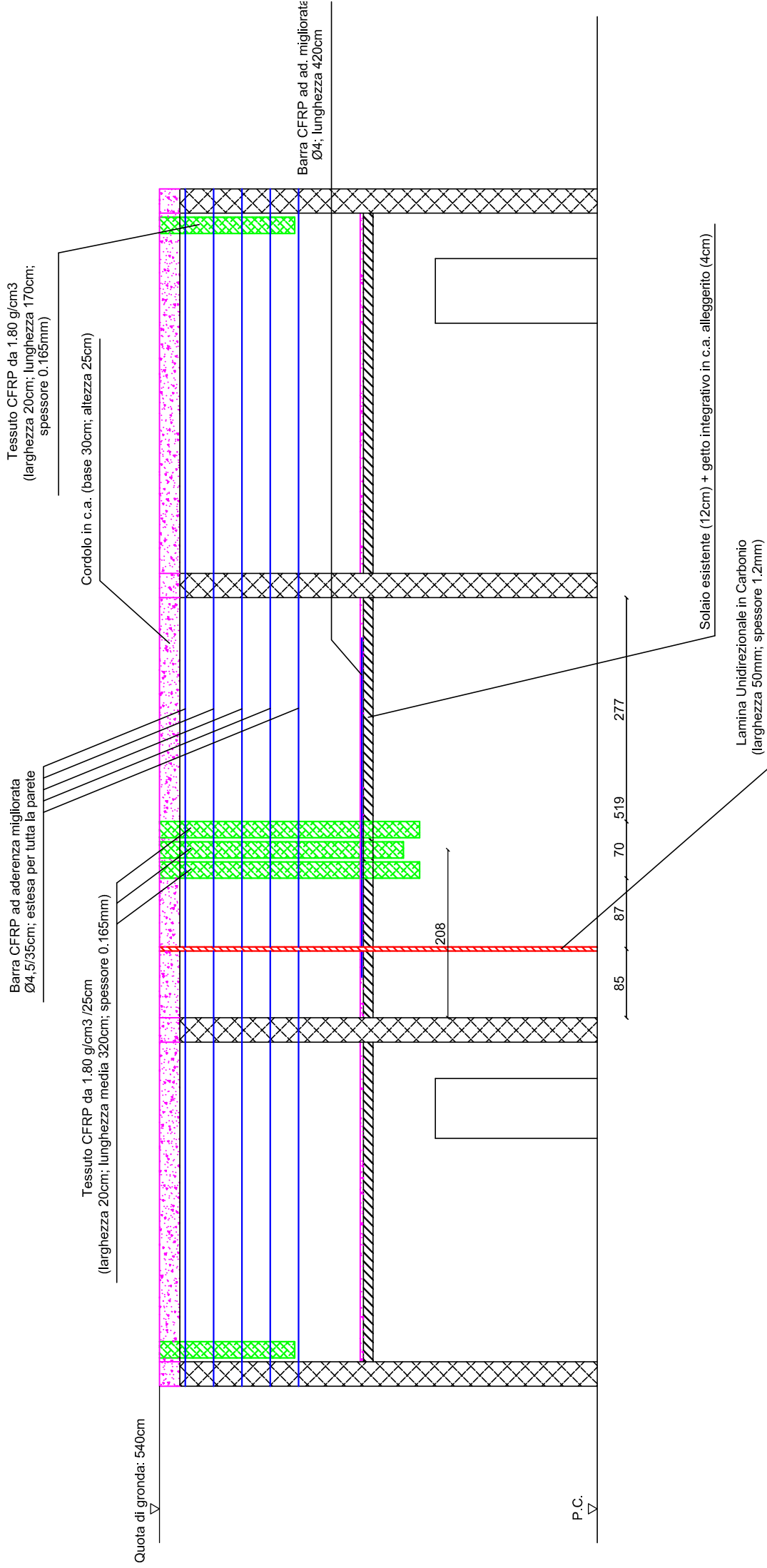
PARETE A (ZONA STALLA) - FACCIA -Y



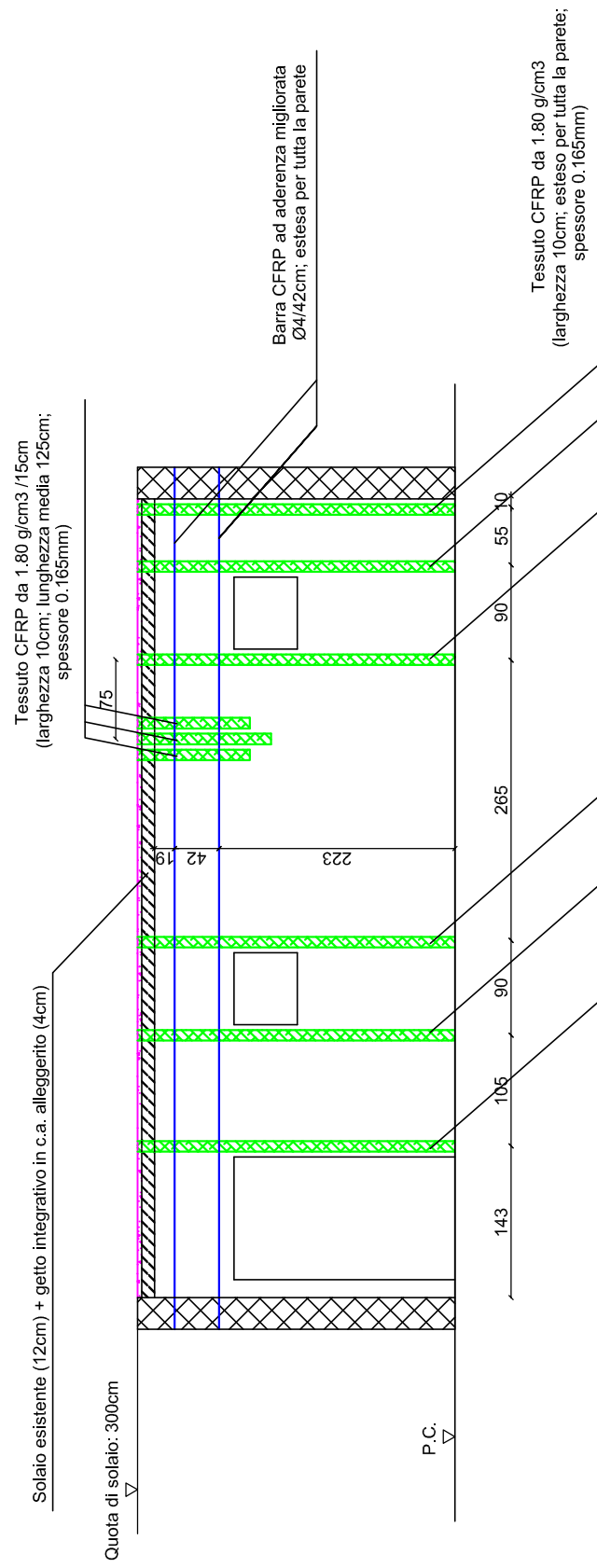
PARETE A (ZONA ABITAZIONE) - FACCIA + Y



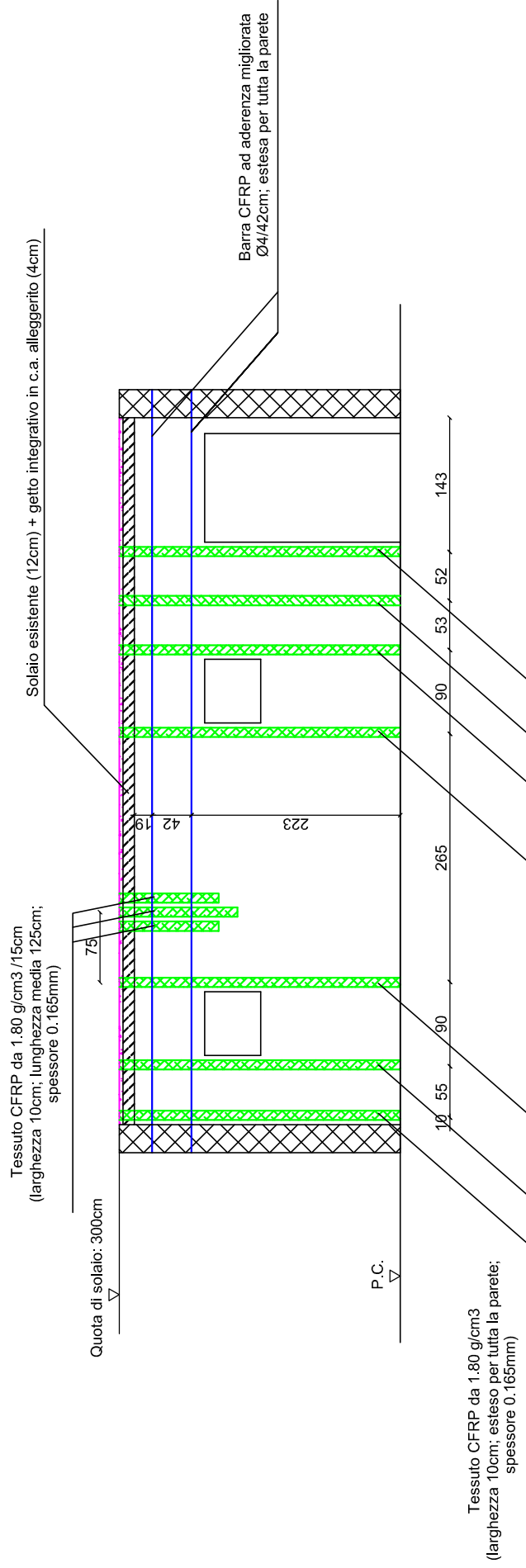
PARETE A (ZONA ABITAZIONE) - FACCIA -Y



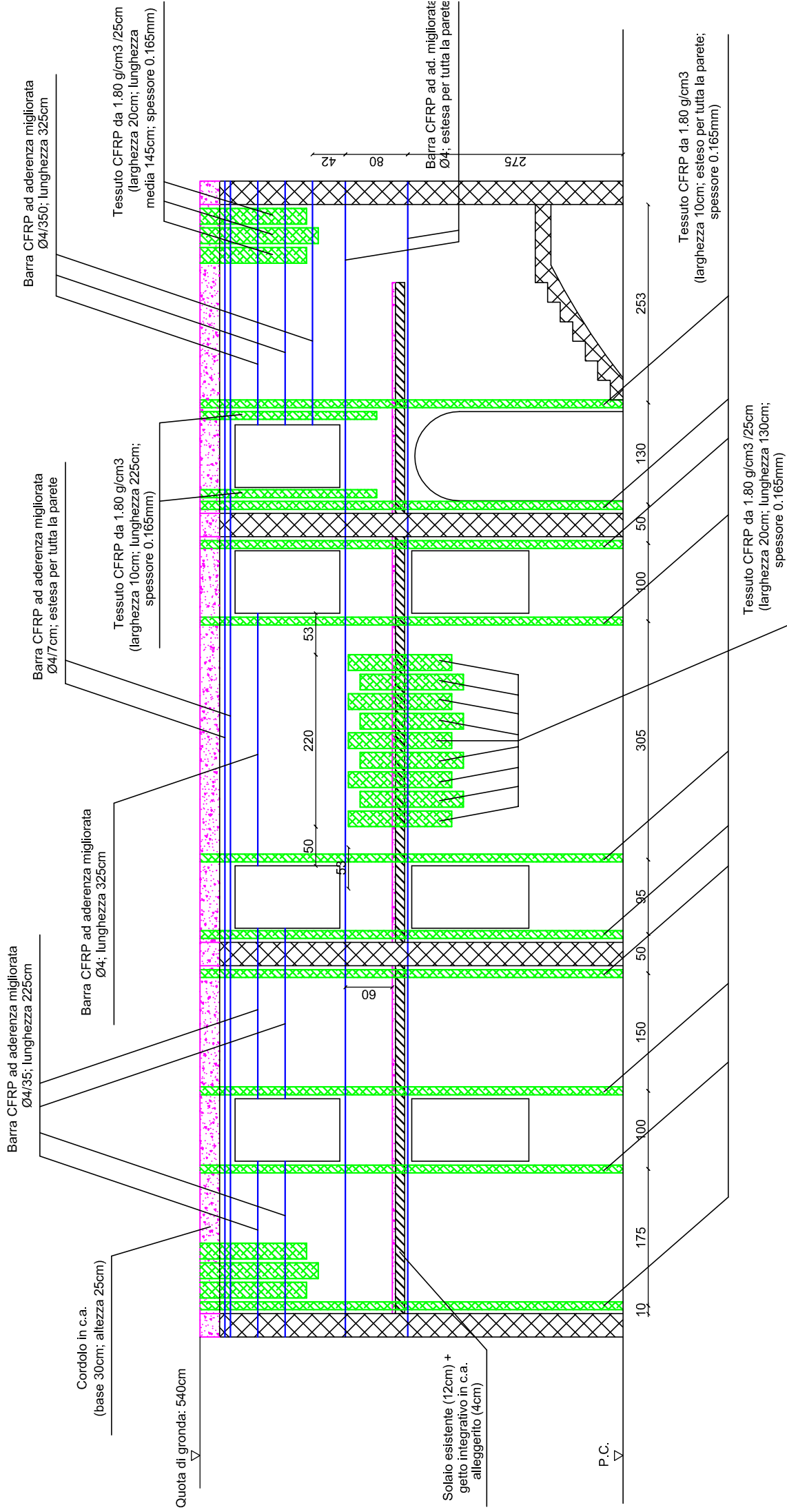
PARETE B (ZONA STALLA) - FACCIA + Y



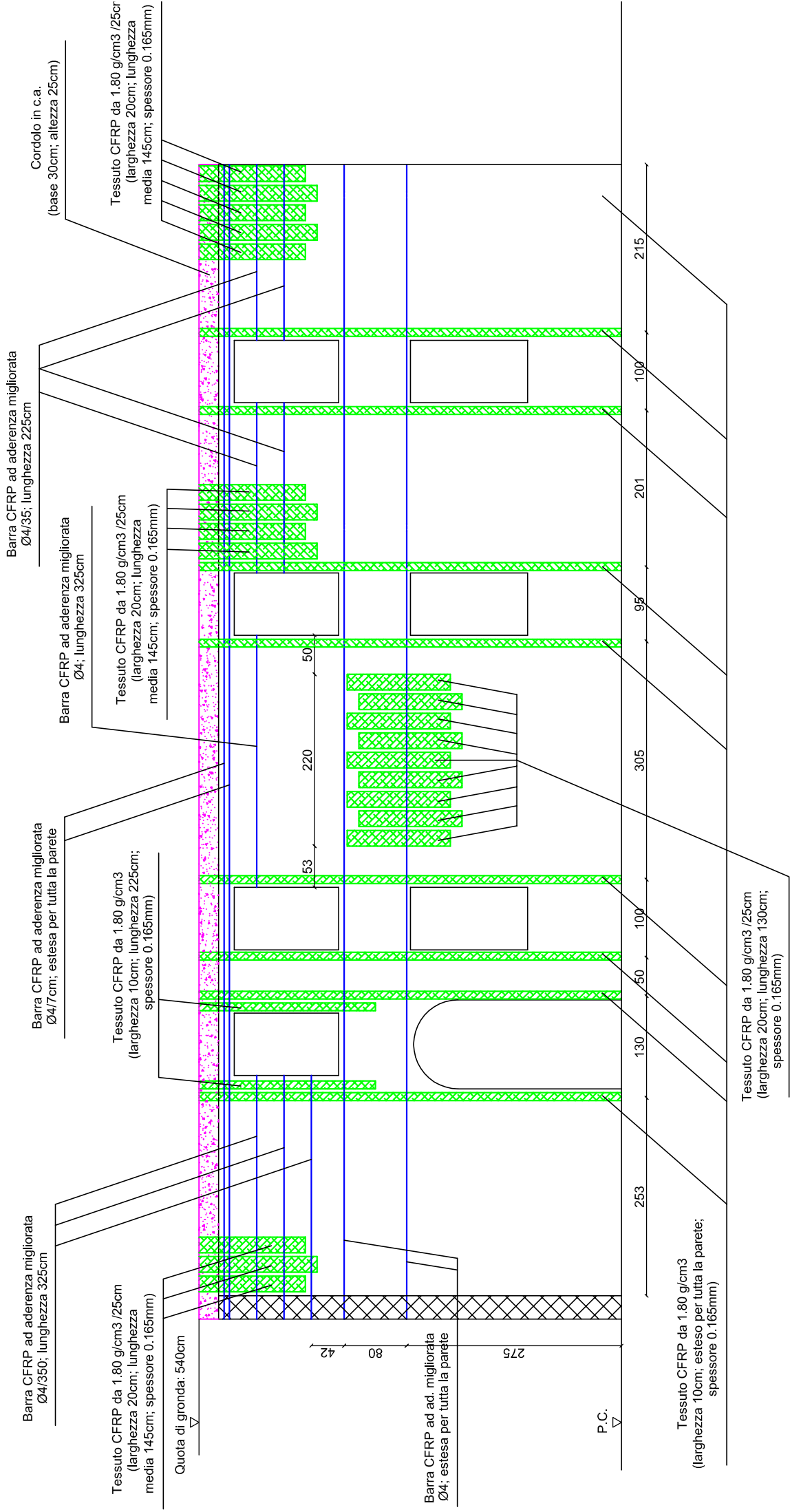
PARETE B (ZONA STALLA) - FACCIA -Y



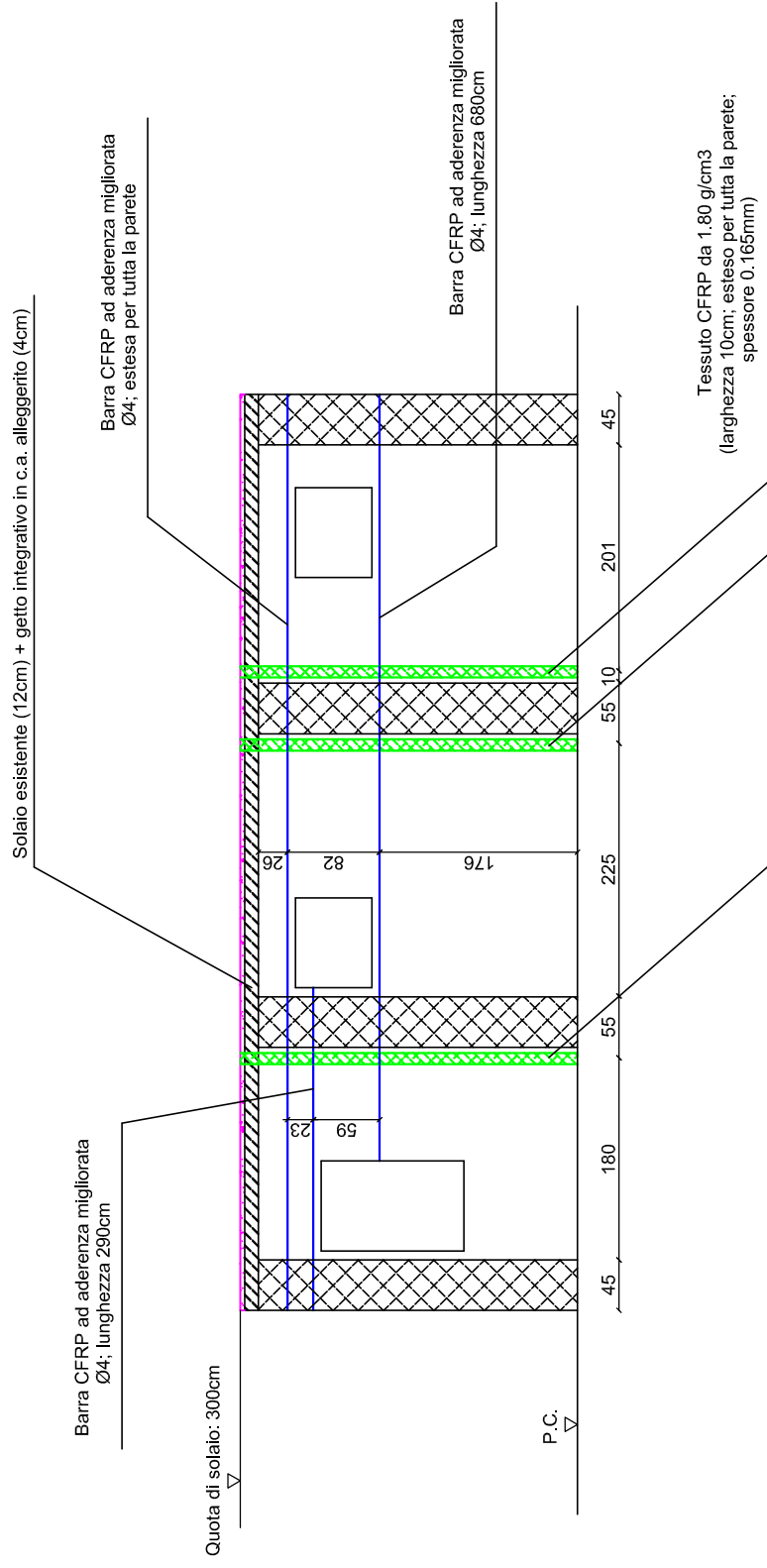
PARETE B (ZONA ABITAZIONE) - FACCIA + Y



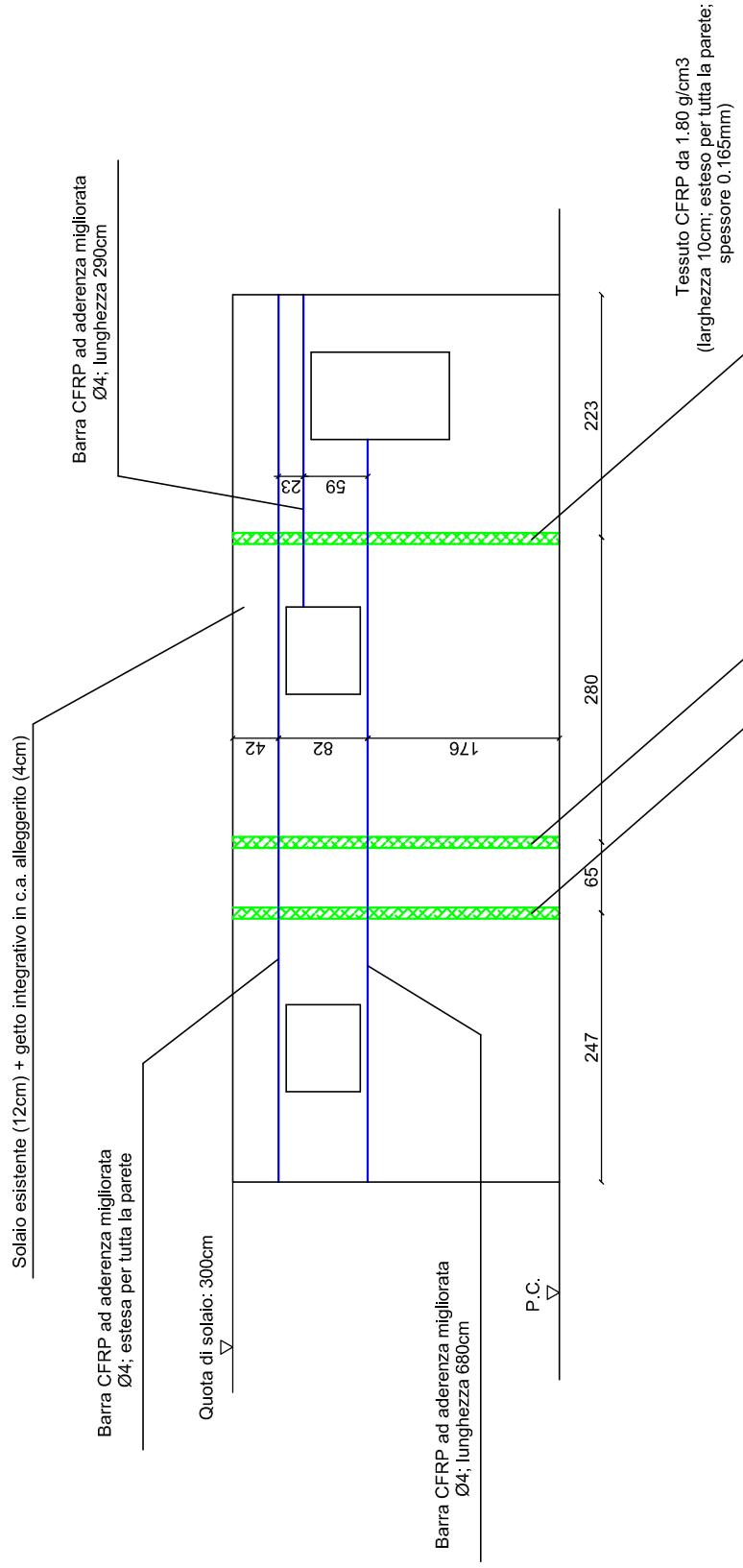
PARETE B (ZONA ABITAZIONE) - FACCIA -Y



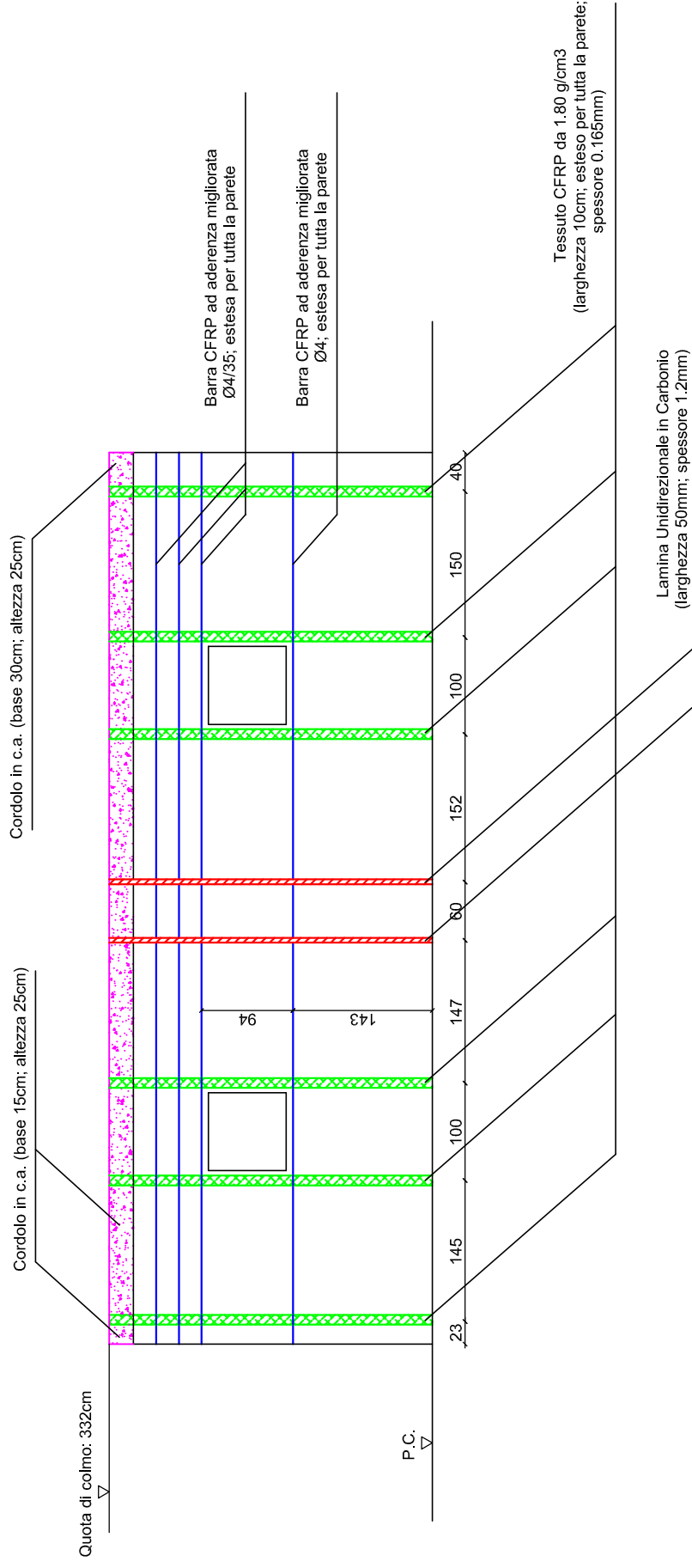
PARETE C - FACCIA +Y



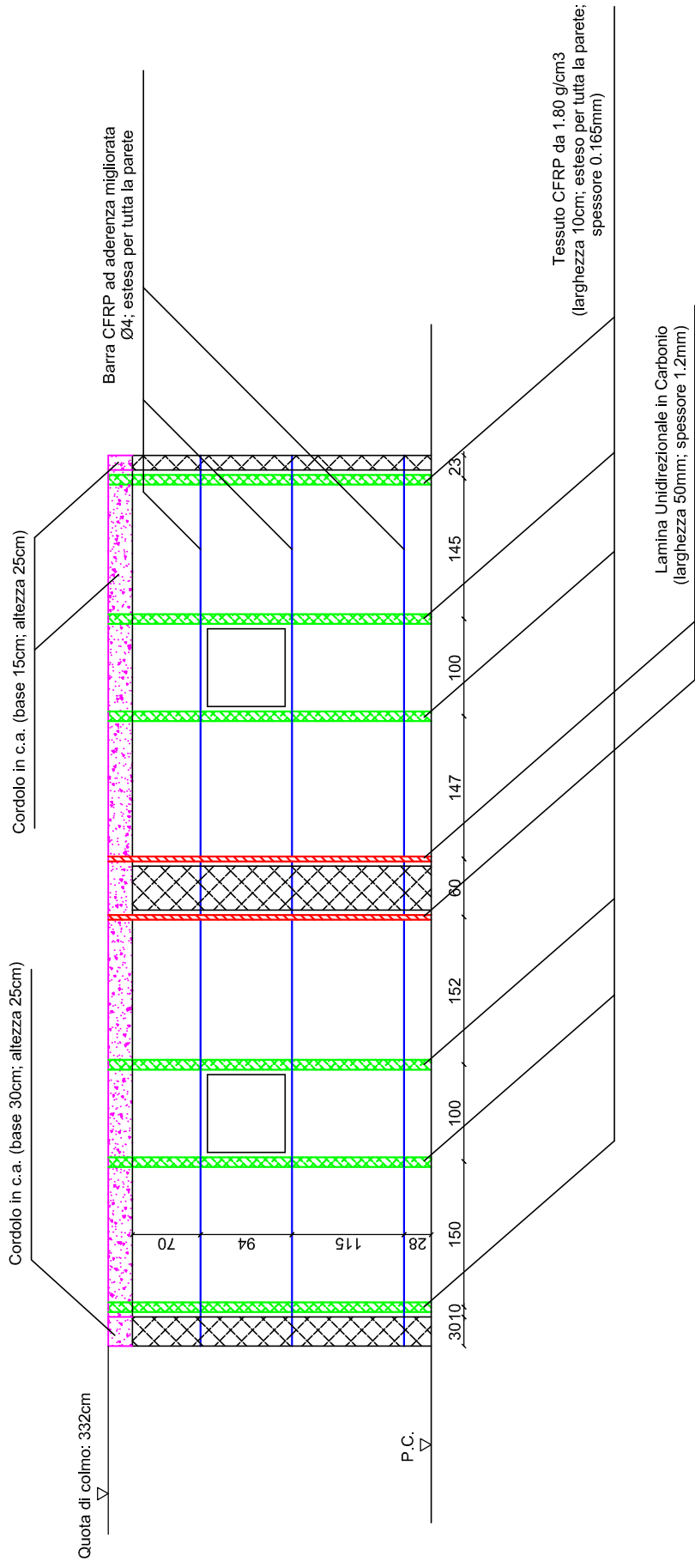
PARETE C - FACCIA -Y



PARETE D - FACCIA +Y

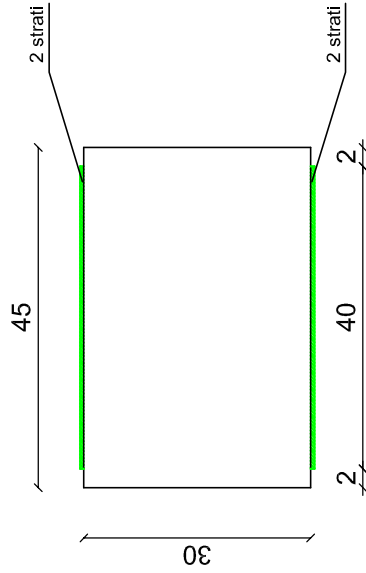


PARETE D - FACCIA -Y



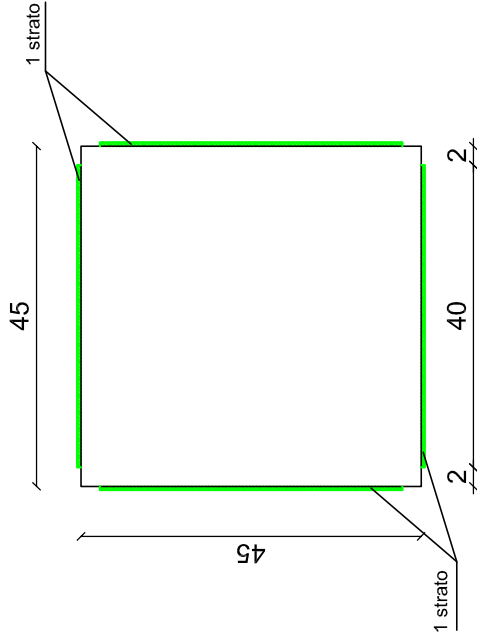
RINFORZO DEI PILASTRI (SCALA 1:100)

PILASTRO SUL RETRO



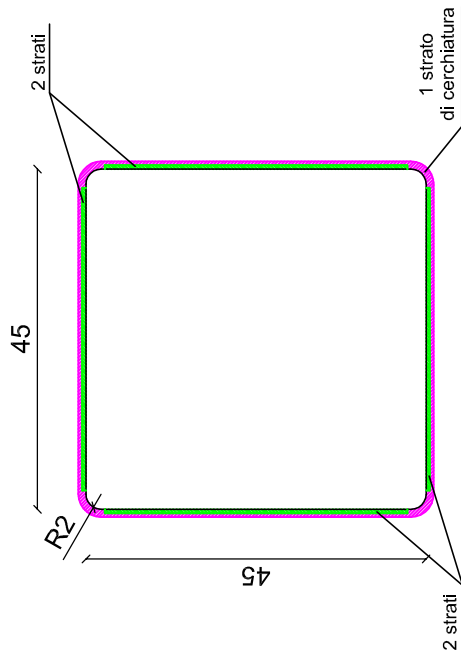
Tessuto CFRP da 1.80 g/cm³ e modulo E=230GPa
(larghezza 40cm; esteso per tutta l'altezza del pilastro; spessore 0.165mm)

PORTICO OVEST



Tessuto CFRP da 1.80 g/cm³ e modulo E=230GPa
(larghezza 40cm; esteso per tutta l'altezza del pilastro; spessore 0.165mm)

PILASTRATA DEL FIENILE



Tessuto CFRP da 1.80 g/cm³ e modulo E=230GPa
(larghezza 40cm; esteso per tutta l'altezza del pilastro; spessore 0.165mm)

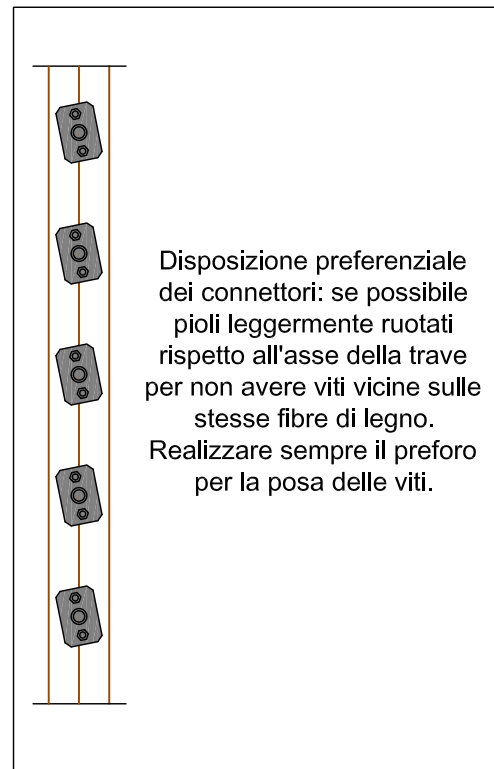
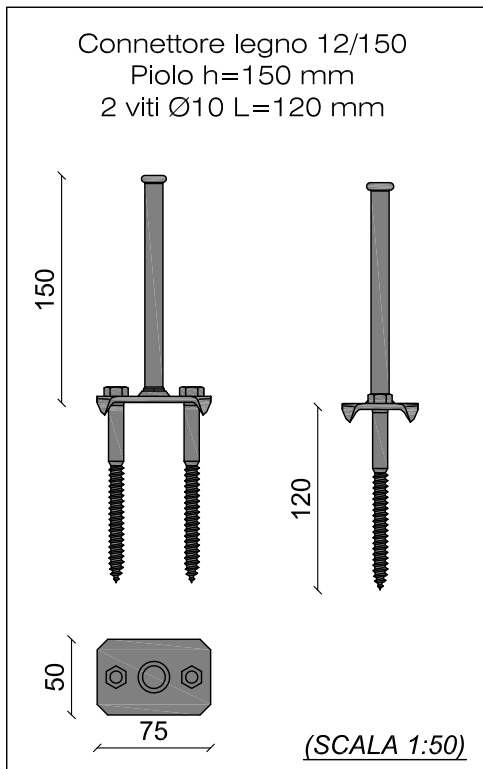
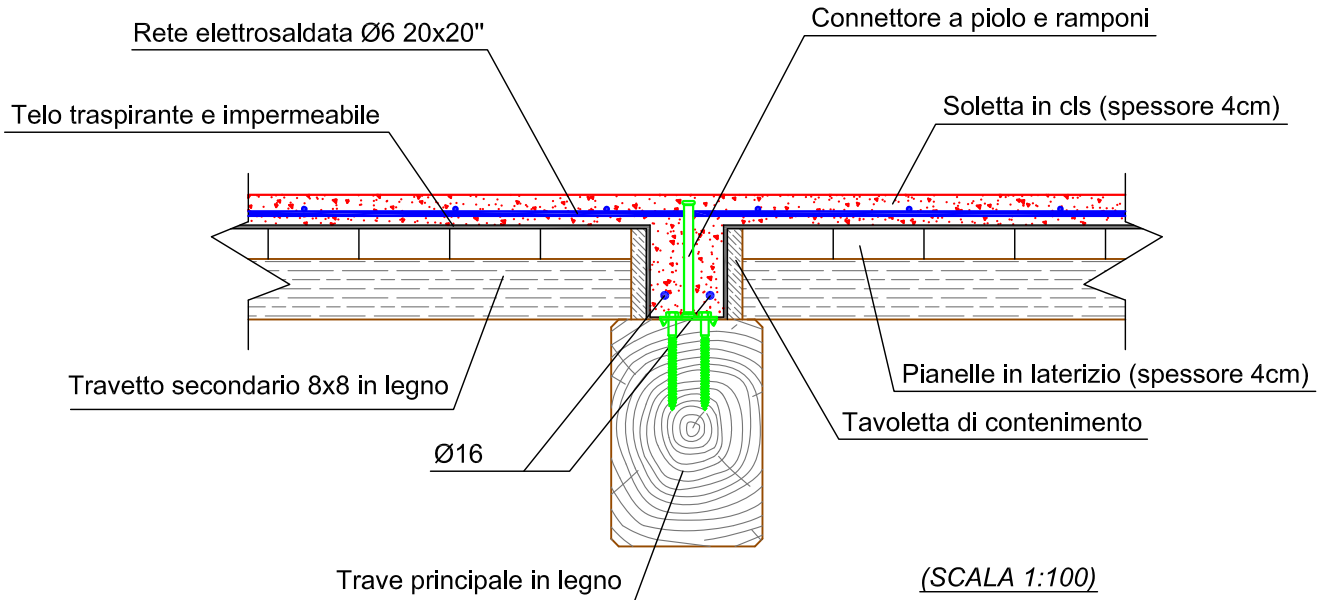
+

Cerchiatura con tessuto CFRP da 1.80 g/cm³ e modulo E=230GPa
(larghezza 25cm; passo 30cm; spessore 0.165mm)

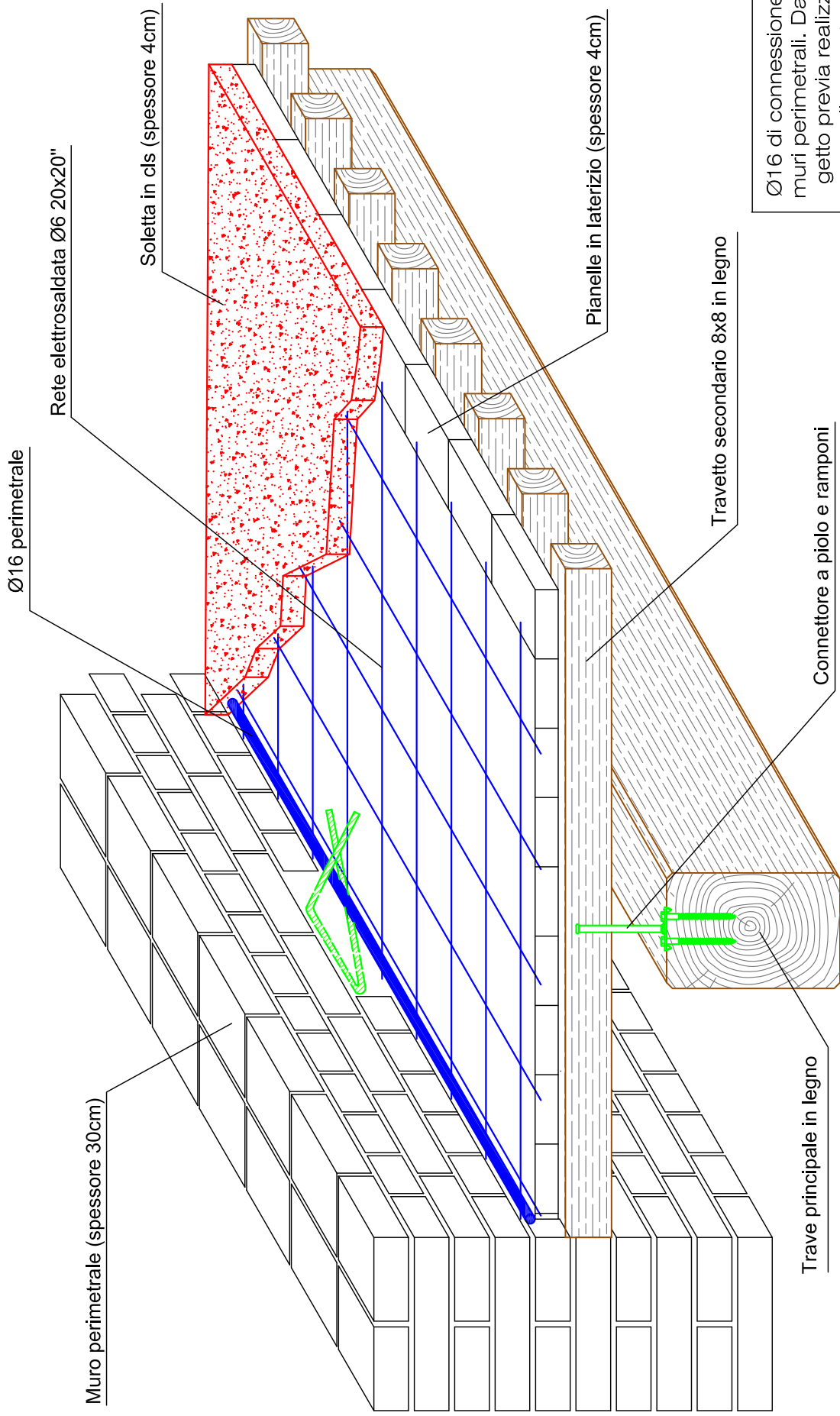
APPENDICE B

PARTICOLARI ESECUTIVI DI INTERVENTO

PARTICOLARE DEL SOLAIO DI PIANO IRRIGIDITO



PARTICOLARE DEL SOLAIO DI PIANO IRRIGIDITO

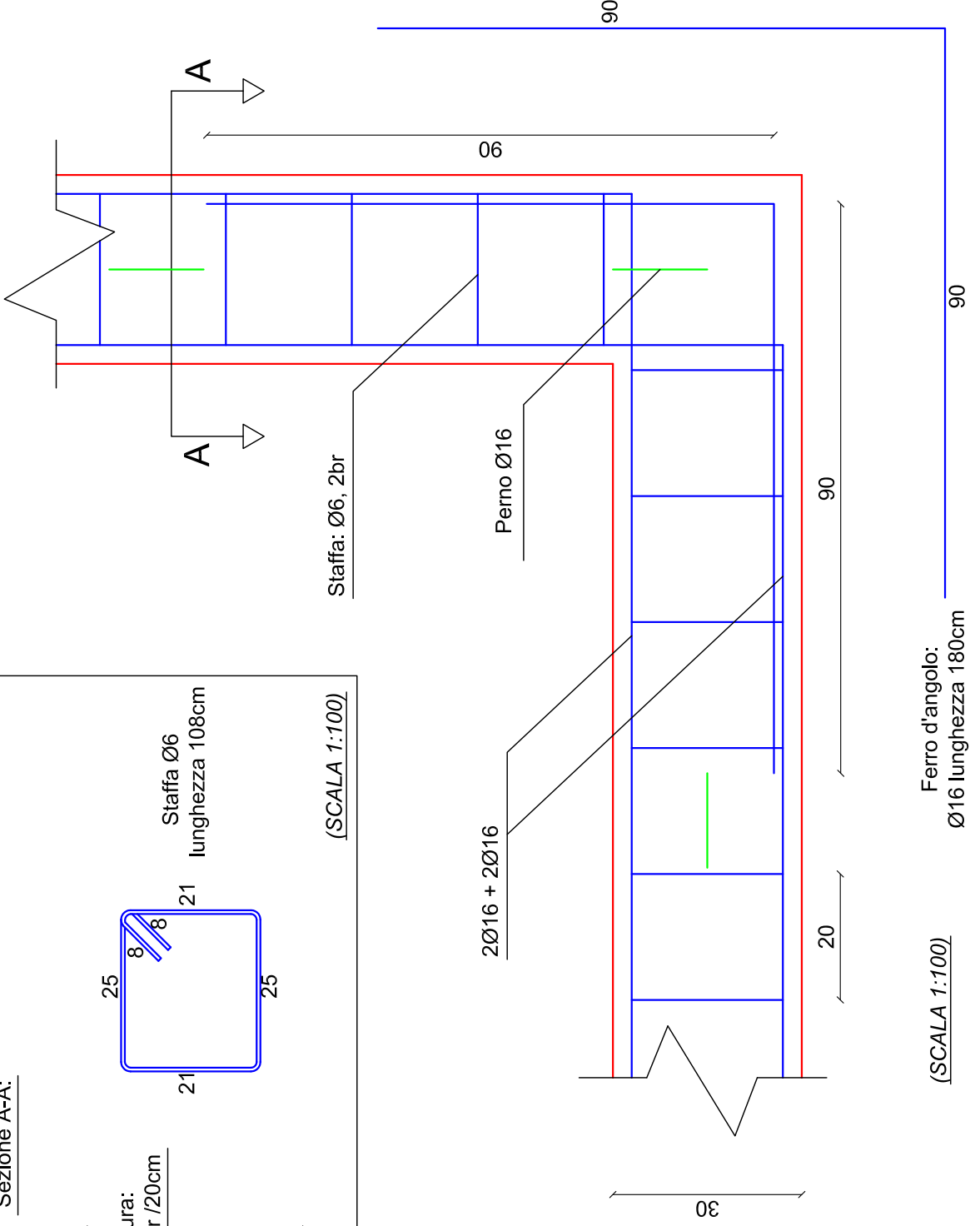
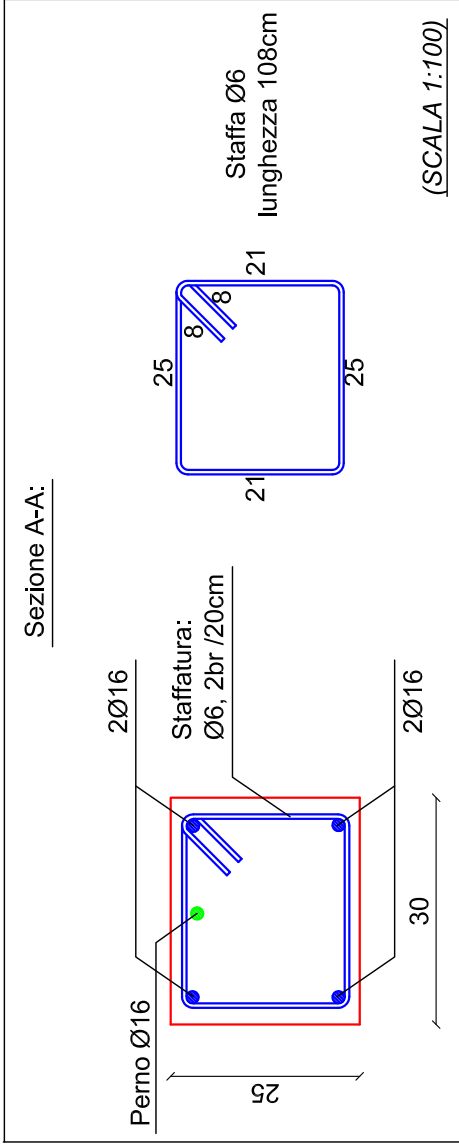


Ø16 di connessione tra il getto e i muri perimetrali. Da annegare nel getto previa realizzazione di un vano nella muratura ogni 100cm.

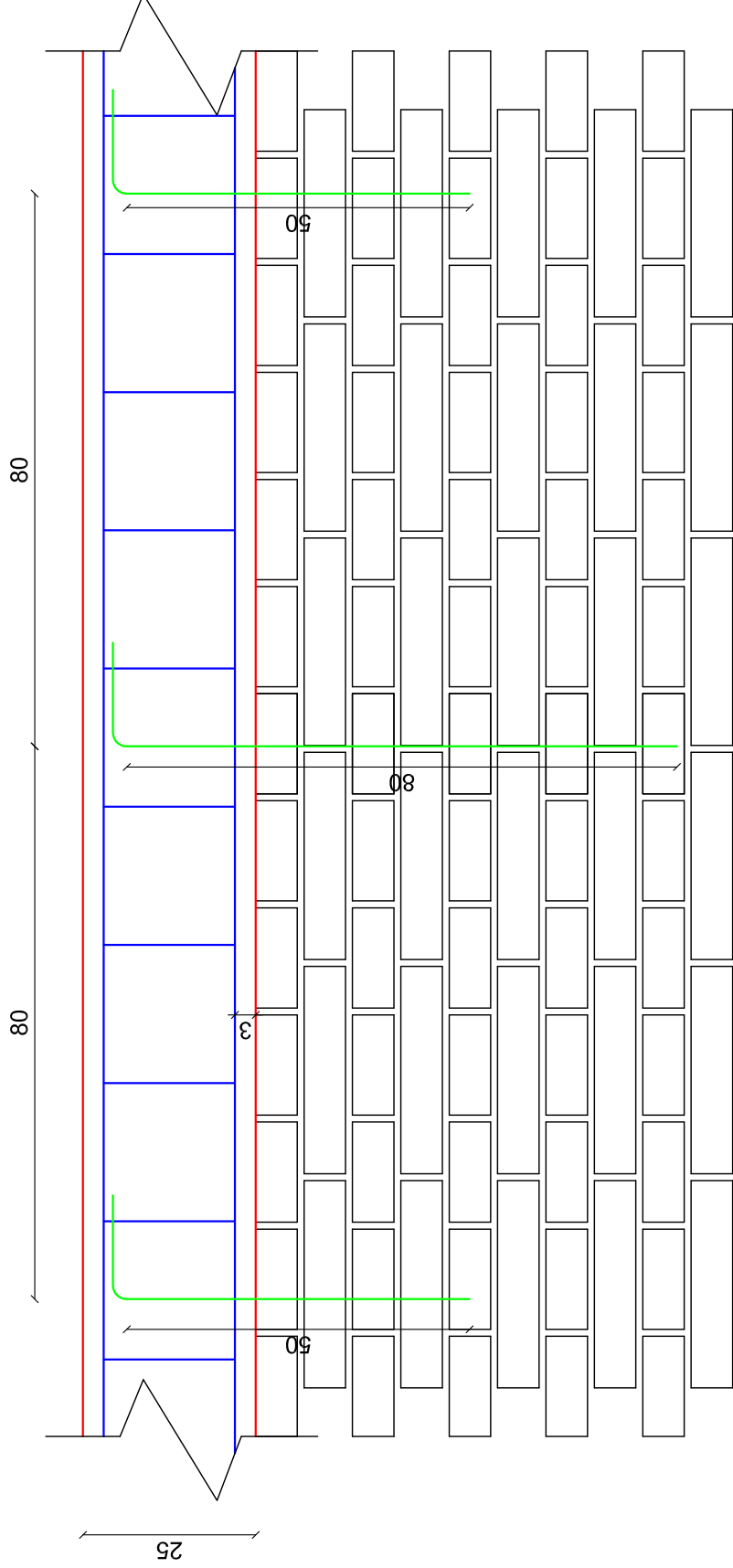
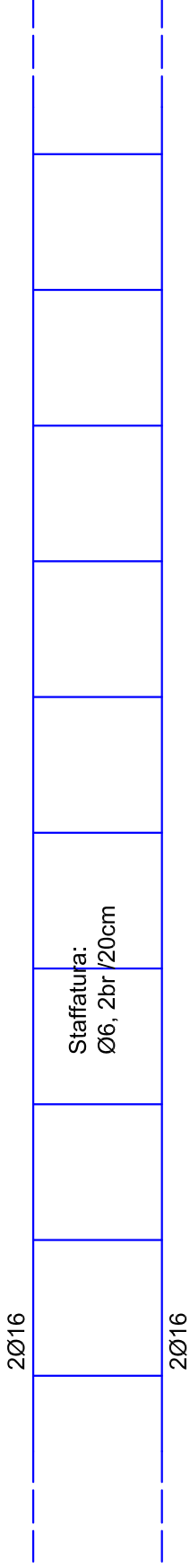


(SCALA 1:100)

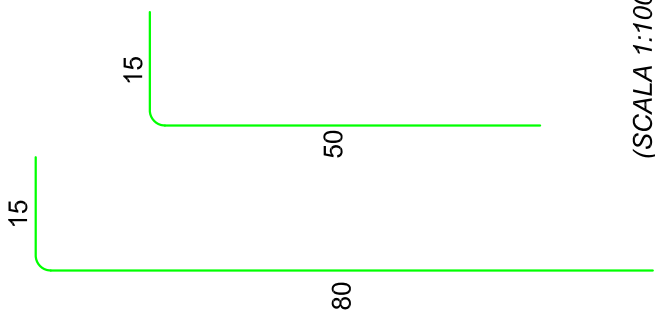
PARTICOLARE DEL CORDOLO IN C.A.



PARTICOLARE DEL CORDOLO IN C.A.



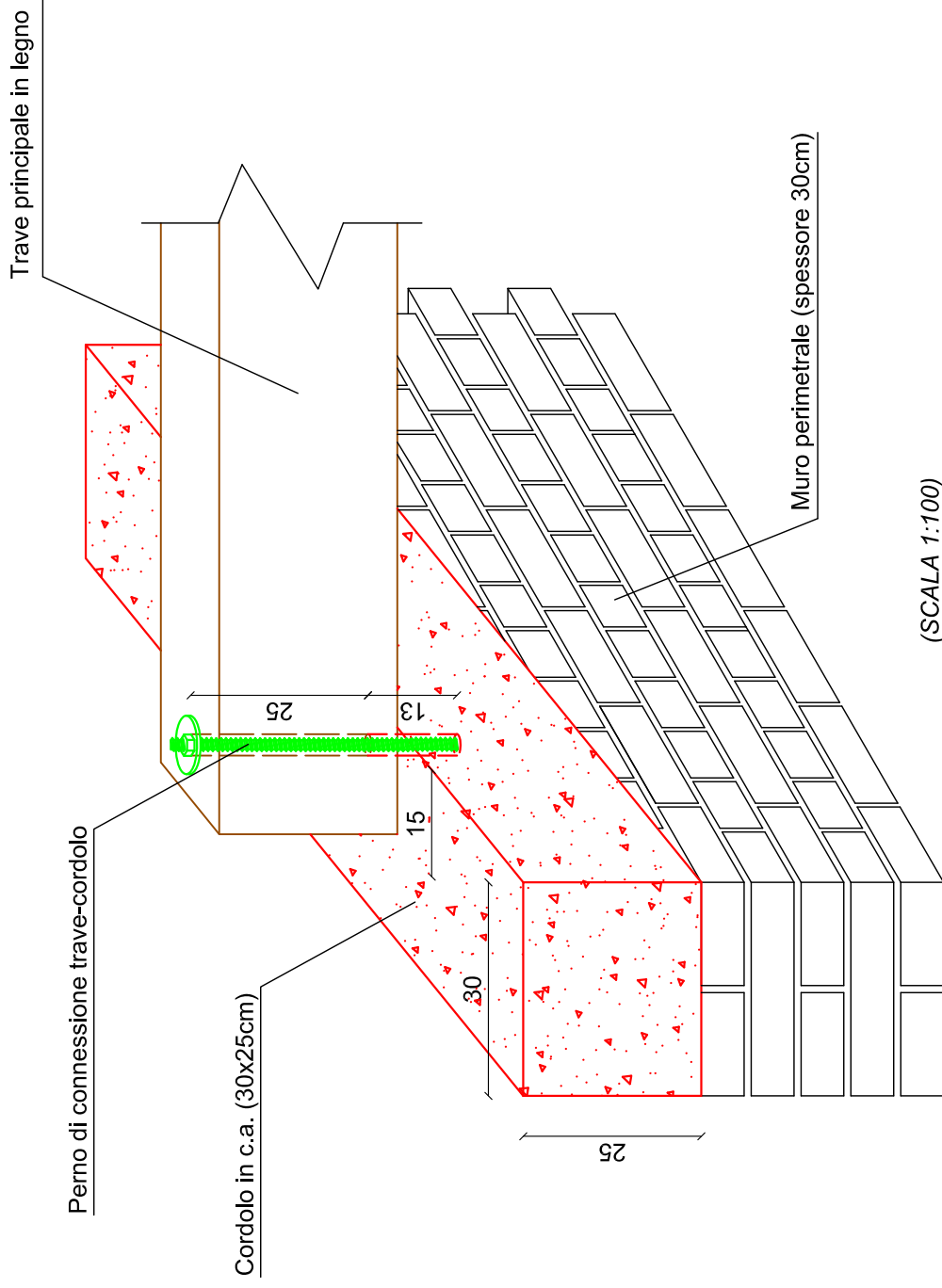
Ø16 di connessione tra il cordolo e il muro sottostante. Alternare la lunghezza 95cm e 65 cm per non indebolire la muratura localmente.



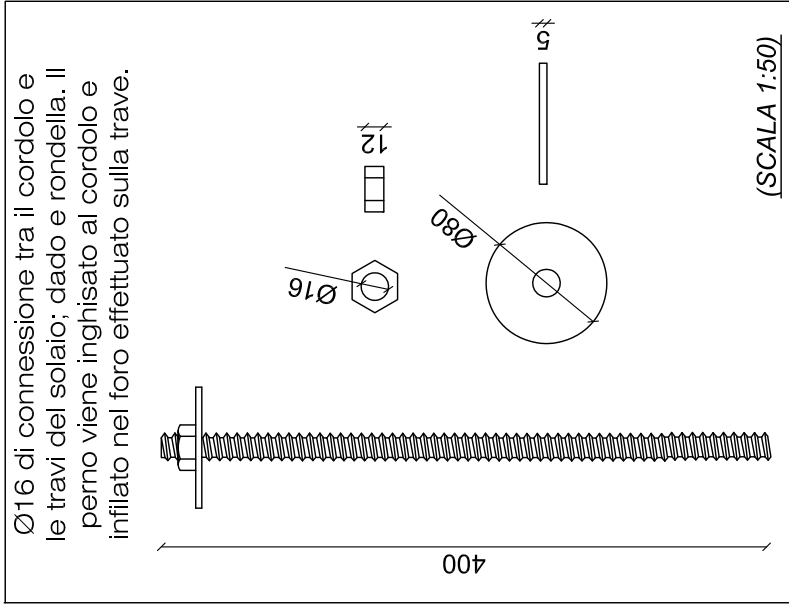
(SCALA 1:100)

(SCALA 1:100)

PARTICOLARE DI CONNESSIONE DELLE TRAVI AL CORDOLO

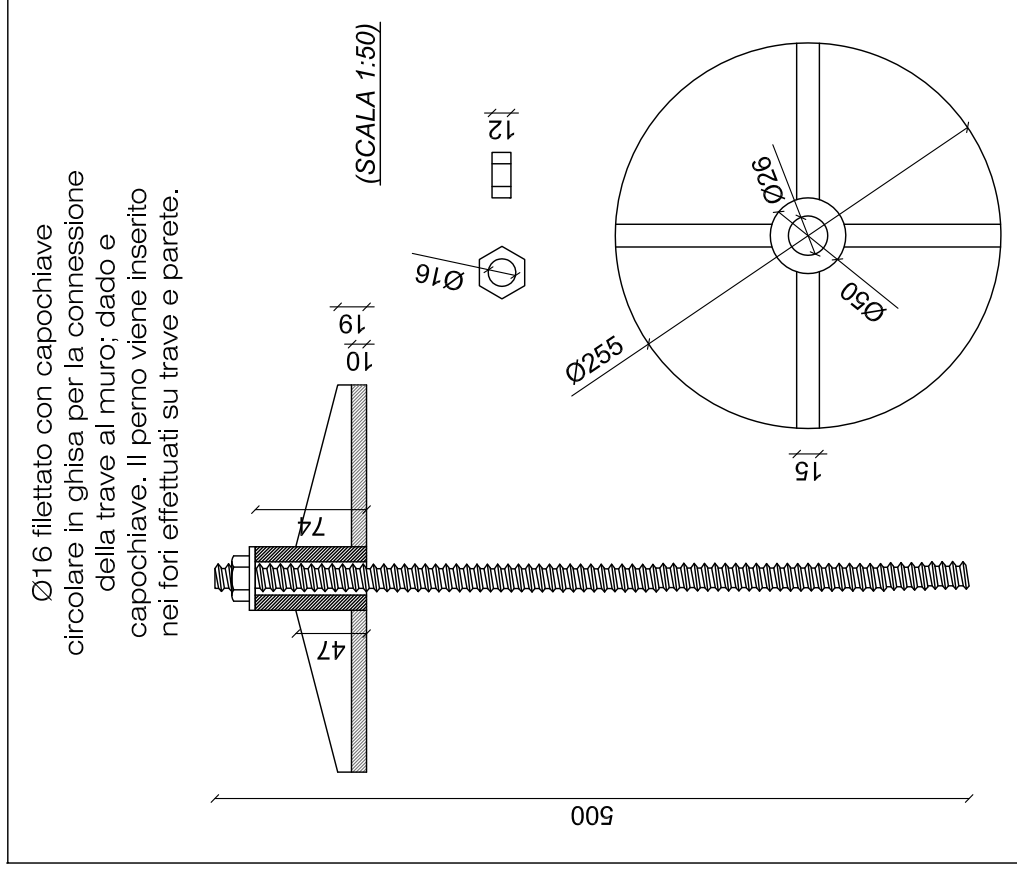
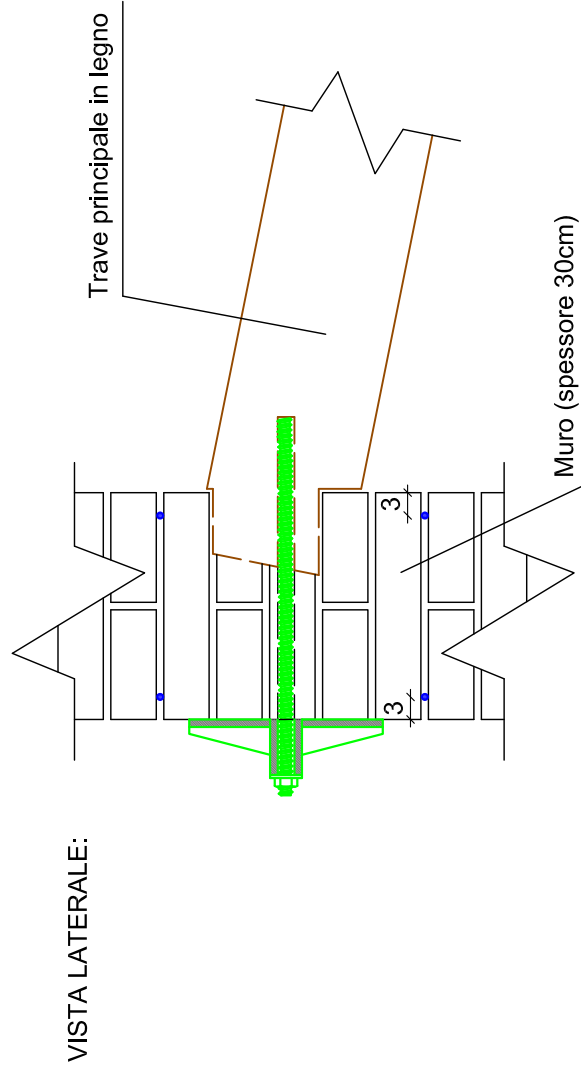
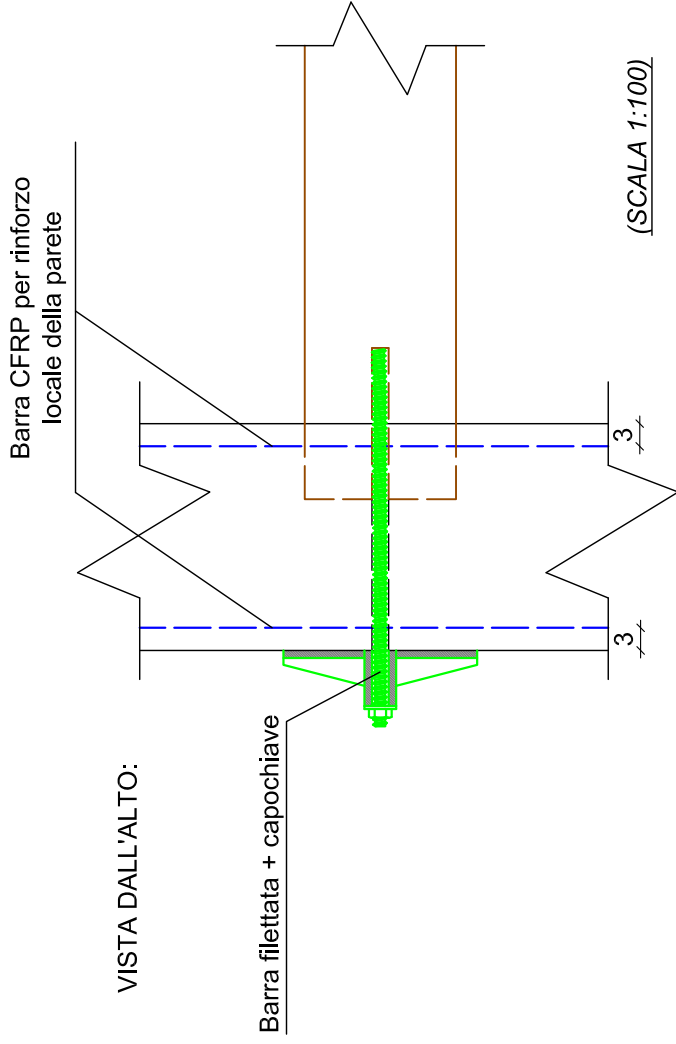


(SCALA 1:100)

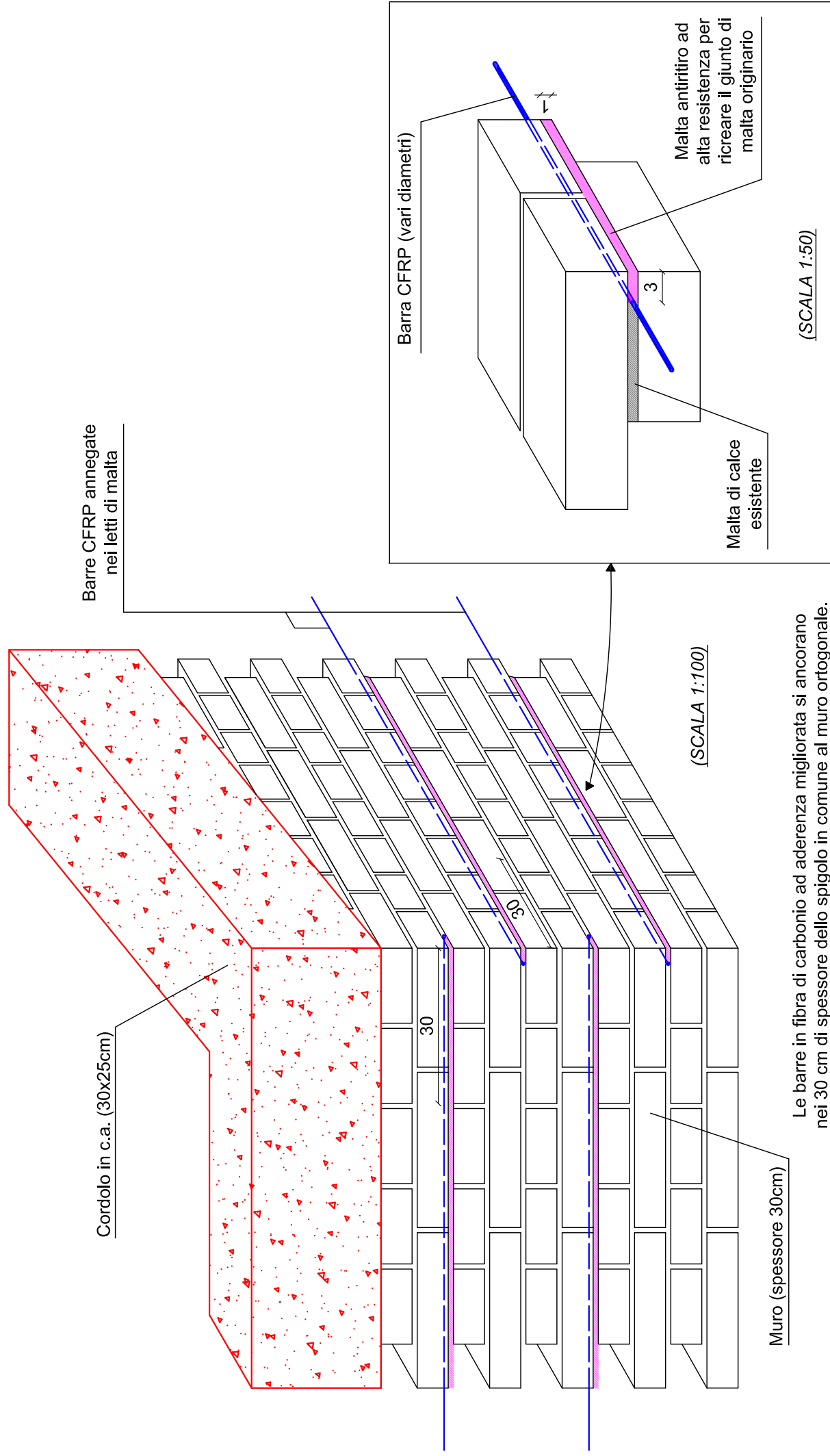


(SCALA 1:50)

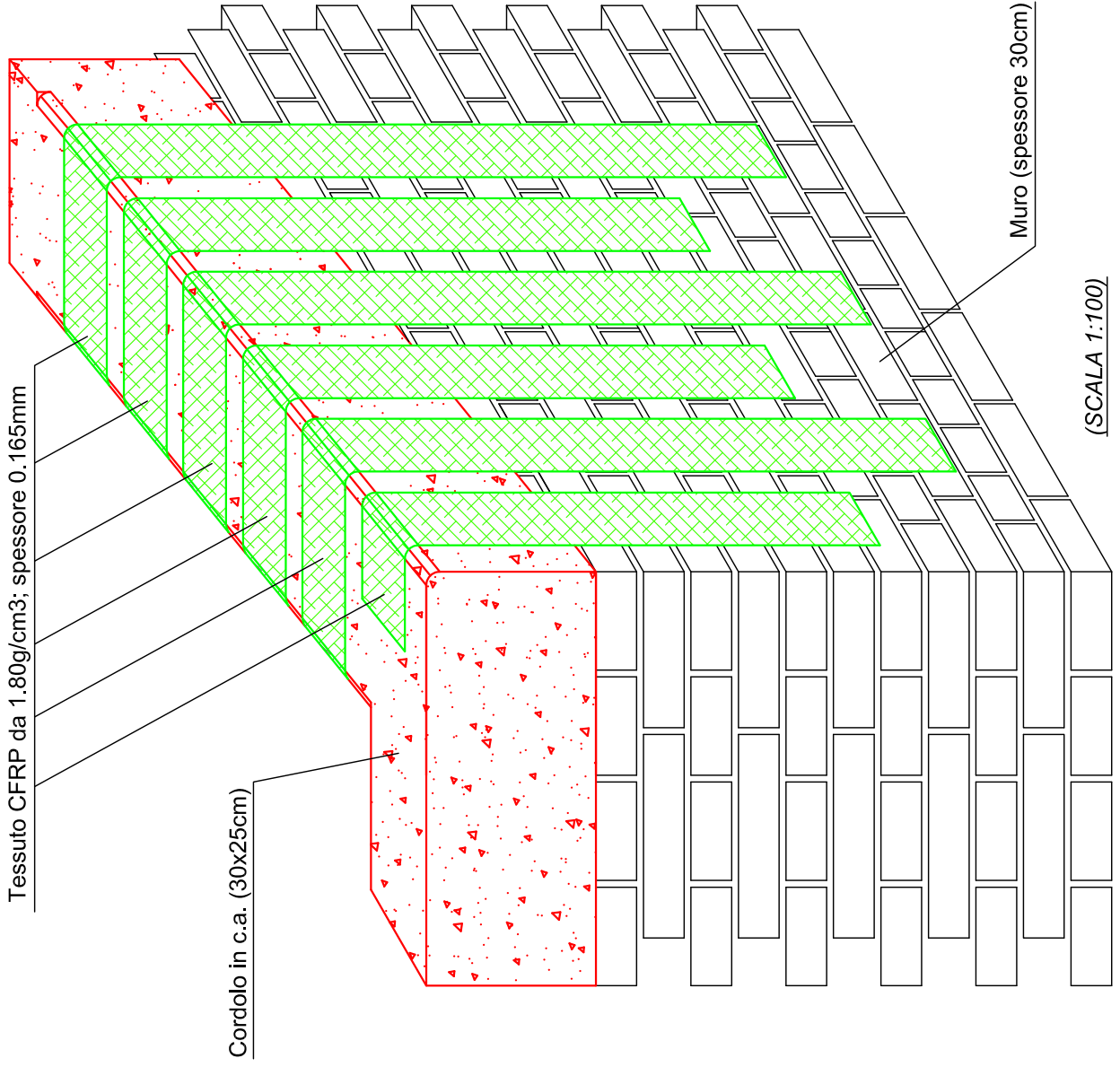
PARTICOLARE DI CONNESSIONE DELLE TRAVI ALLA MURATURA



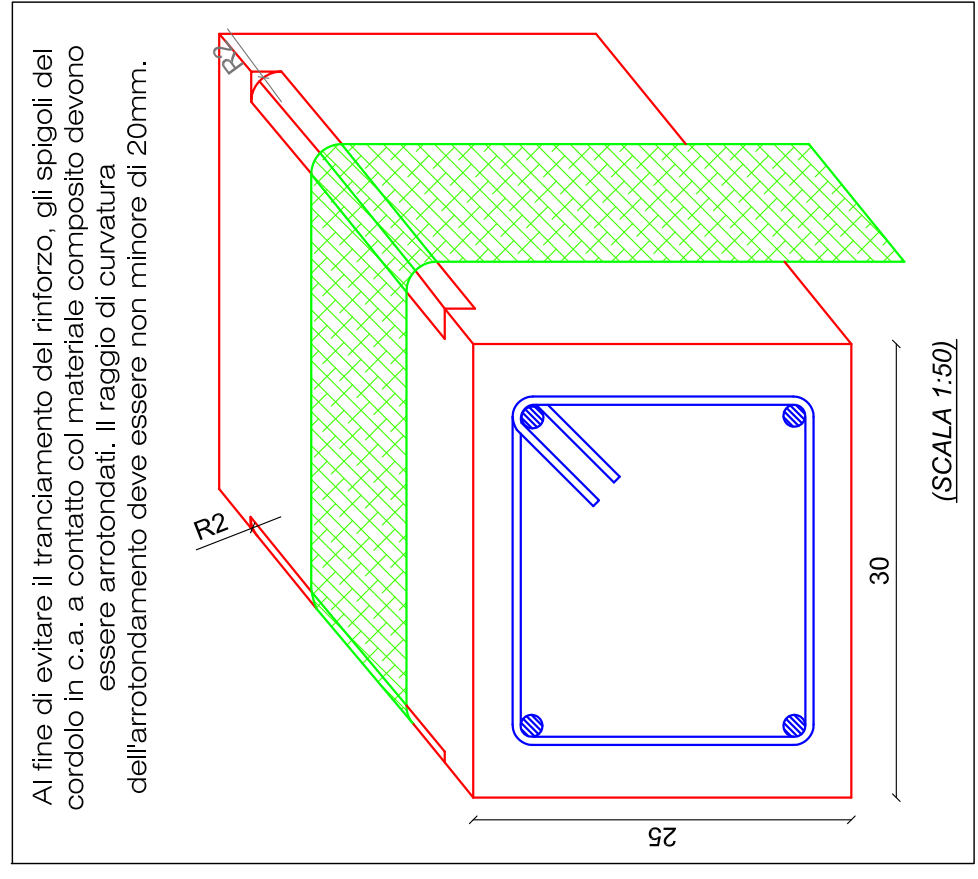
PARTICOLARE SUL RINFORZO DI PARETI CON BARRE CFRP



PARTICOLARE SUL RINFORZO DI PARETI DI PARETI CON TESSUTI CFRP

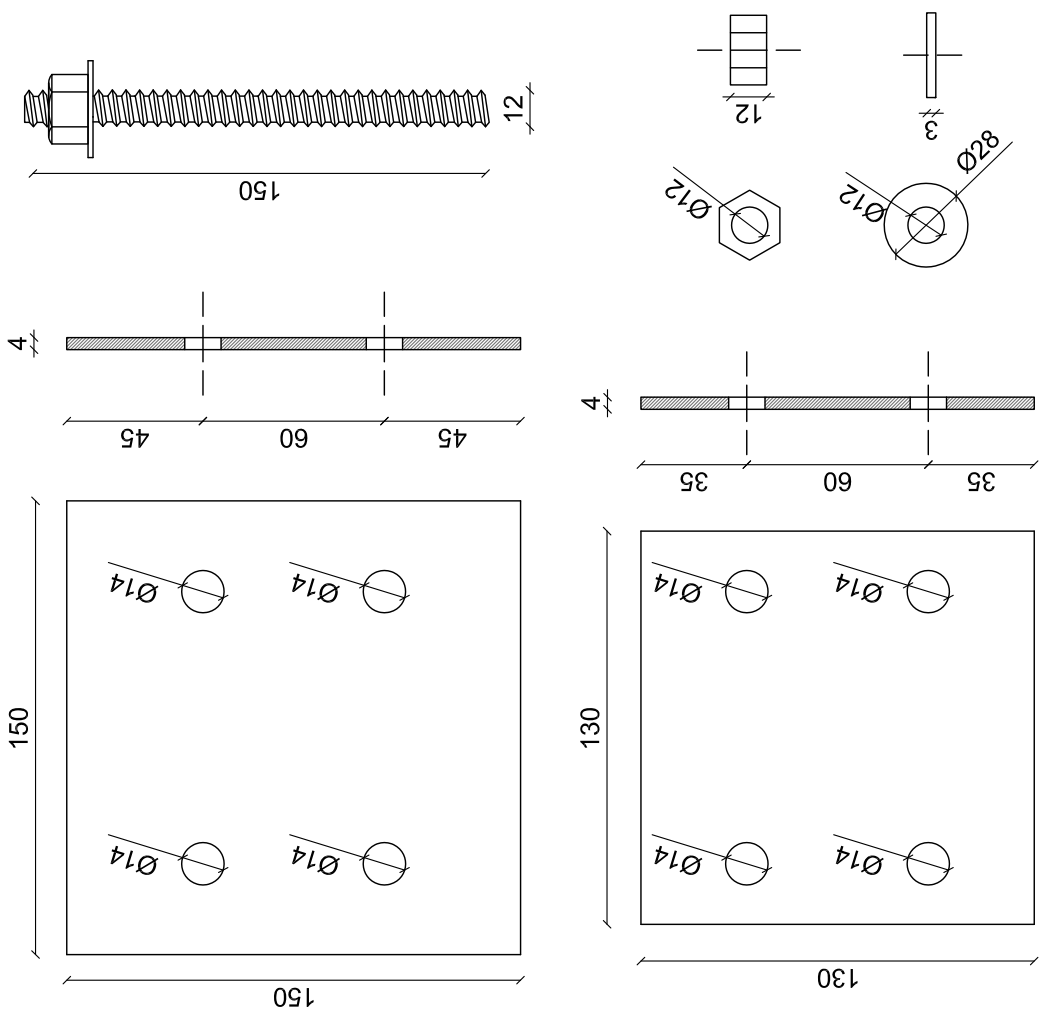


Nel disegno a fianco non sono rappresentati i sottili strati di malta utilizzati per regolarizzare il sottofondo e creare una superficie di posa regolare, sulla quale vengono poi incollati i tessuti.

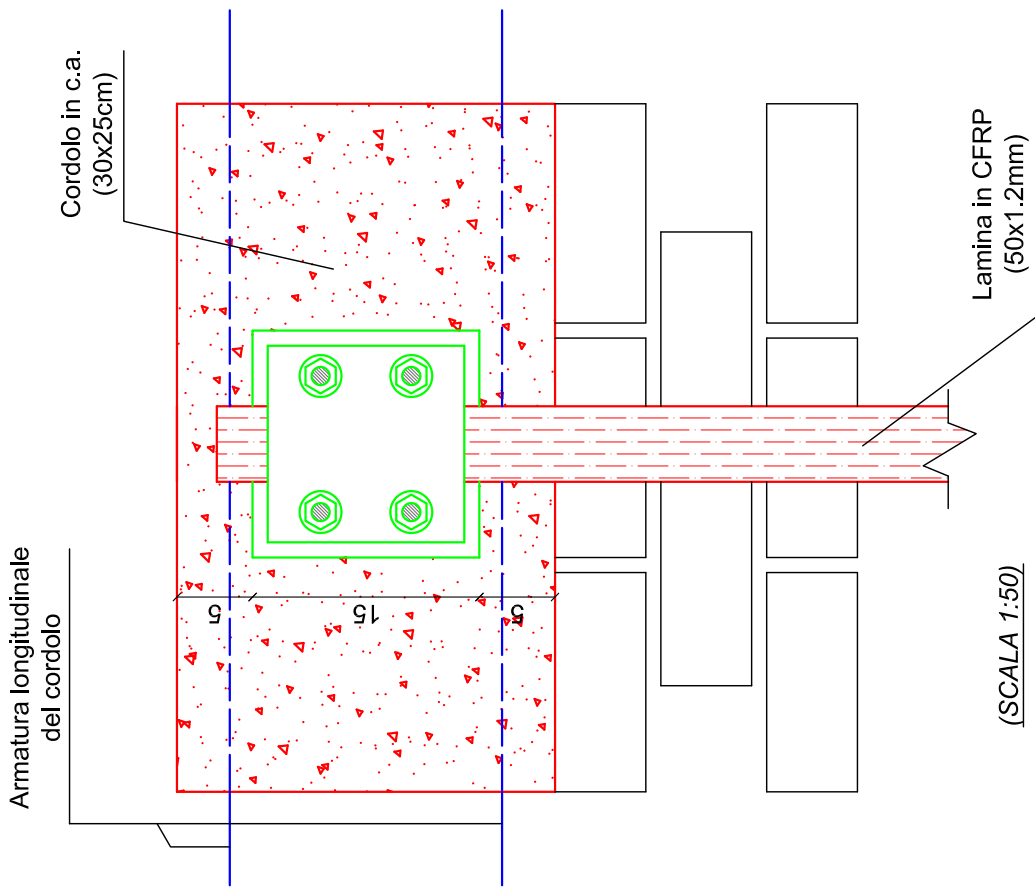


PARTICOLARE SULLA CONNESSIONE MECCANICA DELLA LAMINA CFRP AL CORDOLO

Sistema meccanico di connessione della lamina al cordolo: piastra e contropiastra in acciaio S275; bullone $\text{Ø}12$ classe 8.8; dado e rondella. La piastra viene annegata nel cordolo, poi si effettuano i fori all'interno dei quali vengono inghisati i bulloni; infine inserisco la contropiastra e serro con il dado e la rondella.



(SCALA 1:25)

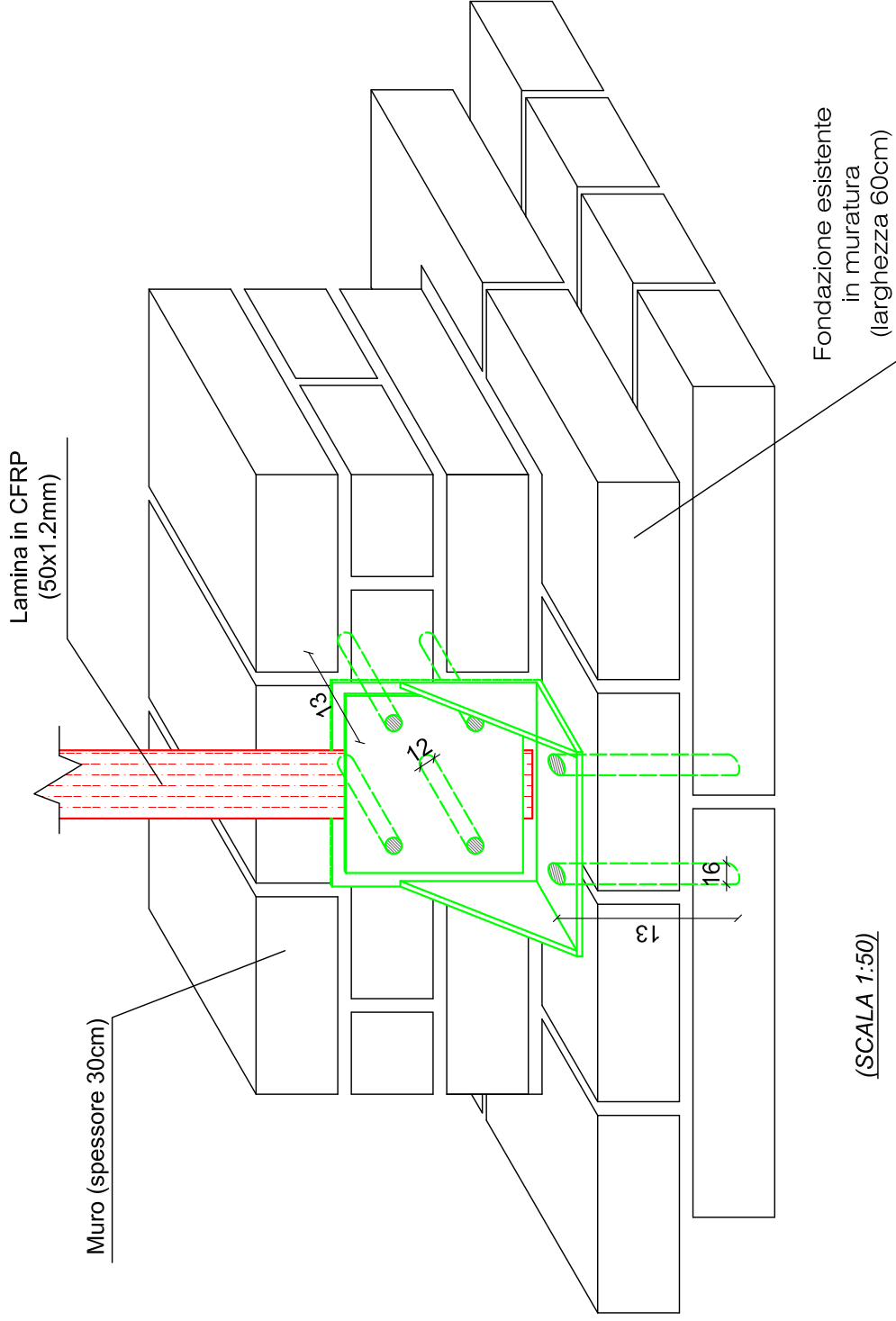
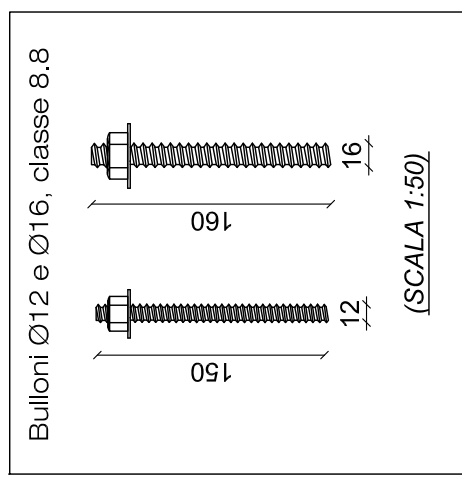
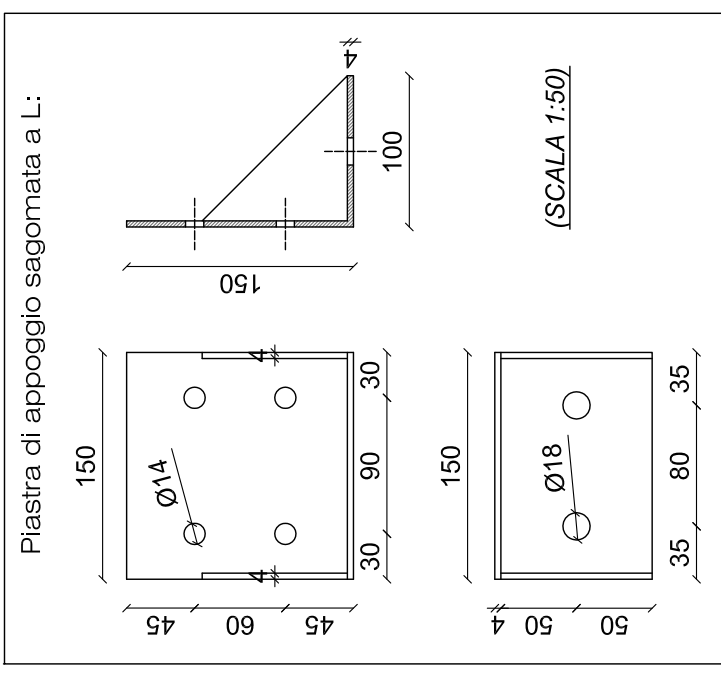


(SCALA 1:50)

PARTICOLARE SULLA CONNESSIONE MECCANICA DELLA LAMINA CFRP ALLA FONDAZIONE

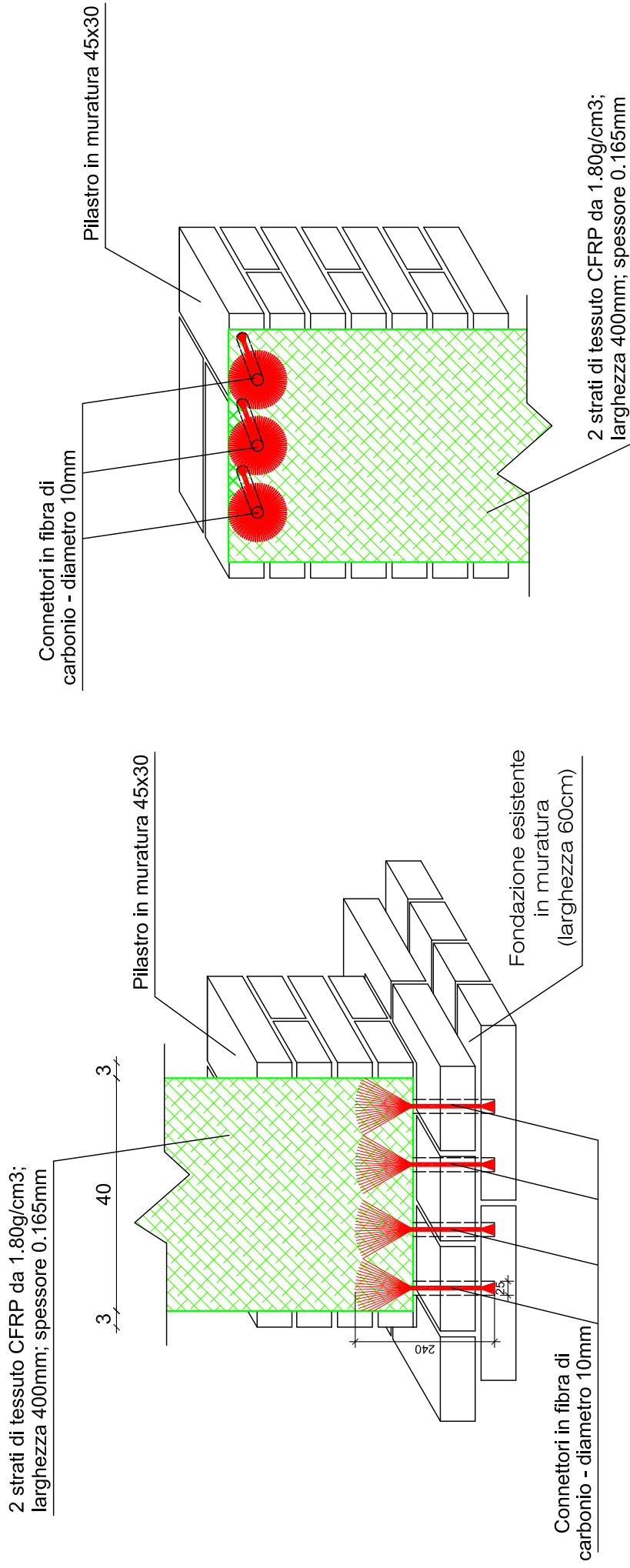
Sistema meccanico di connessione della lamina alla fondazione in muratura: piastra sagomata e contropietra in acciaio S275; bulloni Ø12 (ancoraggio al muro) e Ø16 (ancoraggio alla fondazione) di classe 8.8.

La piastra viene inserita nel muro per il suo spessore e fissata alla fondazione, poi si effettuano i fori all'interno dei quali vengono inghiessati i bulloni Ø12; infine inserisco la contropietra e serro con i dadi.



PARTICOLARE SULLA CONNESSIONE MECCANICA DEI TESSUTI CFRP AI PILASTRI (in fondazione a sinistra e in sommità a destra)

Dopo la messa in opera degli strati di tessuto CFRP necessari a flessione, si procede all'ancoraggio meccanico degli stessi con dei connettori in fibra di carbonio. Questi vanno inghisati nella muratura e "sfioccati" sul tessuto mediante delle resine epossidiche. Il foro che ospita il connettore deve essere profondo almeno 15cm e di diametro superiore a quello del connettore per permettere l'ingresso della resina e l'apertura della base del connettore stesso.



(SCALA 1:100)

8 – BIBLIOGRAFIA

- Decreto Ministeriale 14/1/2008, “Norme Tecniche delle Costruzioni, Testo Unico”, Ministro delle Infrastrutture di concerto con Ministro dell’Interno.
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2/2/2009 N°617, Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14/1/2008.
- “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”, CNR-DT 200/2004.
- “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”, CNR-DT 200 R1/2012.
- Gallamini Mattia (2009), “Interventi di miglioramento sismico e riqualificazione architettonica del patrimonio esistente. Un caso di studio nel Comune di Fusignano (RA)”, Bologna, Tesi di Laurea Triennale in Ingegneria Civile.
- Fischer Italia Srl (2010), “Manuale dei materiali compositi. Progettazione, applicazione e verifica”, seconda edizione, Padova.
- Dipartimento Protezione Civile, ReLUIS (2009), “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature, partizioni”, DoppiaVoce Edizioni.

9 – MATERIALE CONSULTATO SUL WEB

- <http://www.mapei.it/>
- <http://www.rimatex.it/rimatex/index.htm>
- <http://www.betontex.it/>

per informazioni e schede tecniche in merito ai materiali compositi in generale, e a base di fibra di carbonio in particolare.

- <http://www.basf.it/ecp1/Italy/it/>
per il dimensionamento dei rinforzi in tessuto CFRP nei pilastri.
- <http://www.tecnaria.com/>
per informazioni sui connettori metallici per strutture miste legno-calcestruzzo e per il dimensionamento degli stessi.

10 – RINGRAZIAMENTI

La realizzazione della presente tesi è frutto di un lavoro complesso e durato molti mesi. Senza l'aiuto ed il sostegno di molte persone difficilmente sarei riuscito a completare quest'opera nei tempi previsti e con l'efficienza che la contraddistingue.

Ringrazio innanzitutto il mio Relatore, il Prof. Ing. Andrea Benedetti per i suoi preziosi consigli tecnici che mi hanno permesso di procedere col lavoro. Le idee e le tecniche di intervento proposte scaturiscono dai numerosi colloqui che mi son stati concessi.

Sono grato all'Ing. Marco Bovo per avermi fatto da correlatore e seguito durante la realizzazione di questa tesi, soprattutto per la sua enorme disponibilità della quale spero di non aver abusato troppo (colgo l'occasione per porgere le mie scuse per i fine settimana che gli ho rovinato facendogli leggere queste pagine!).

Un grazie immenso alla mia famiglia, in particolare per il loro sostegno morale ed economico, senza il quale mai avrei potuto intraprendere la strada universitaria. Grazie a mio fratello Nicola per avermi distratto ogni tanto dal presente lavoro, sperando di essere ricompensato con un buon calice di vino proveniente dalla sua futura cantina! E grazie a suo figlio Michele per aver ravvivato qualche triste pomeriggio poco produttivo.

Ringrazio anche tutti i miei compagni di avventura universitaria, dai due Andrea con cui ho condiviso l'appartamento per anni ai tanti colleghi di corso incontrati che ora proverò ad elencare. Prima di tutto il gruppo con cui ho collaborato alla realizzazione dei vari progetti richiesti dal percorso di studi magistrale ovvero Andrea R. e le tre veline Nicole, Elena e Federica. Sono grato anche a Ivan, Andrea V., Omar, Alberto, Matteo, Stefano e tanti altri che per motivi di spazio non riesco a menzionare.

Sono riconoscente anche nei confronti di tutti quelli che durante i miei studi, dalla scuola materna ad oggi, mi hanno fatto percepire lo studio

come un divertimento, oltre che un dovere. Studiare fino alla soglia dei 26 anni senza aver trovato il lato ludico della cosa sarebbe stata impresa ancor più ardua!!

Grazie a tutti gli amici esterni all'università e, in particolare, a Valentina a cui auguro di trovare un sostegno efficace durante la sua carriera universitaria, così come lei lo è stato per me.

Una mano fondamentale mi è stata tesa anche da Sara e Filippo, utilissimi al momento della stampa e presenti in occasione dei frequenti (troppo!) problemi tecnici.

Infine vorrei ringraziare infinitamente Dio per avermi creato, dato la possibilità e le capacità di imparare.

Mattia Gallamini