

LIASON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE PARTIE COMMUNE FRANCO – ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO – FRANCESE

REVISION DE L'AVANT PROJET DE REFERENCE – REVISIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO
CUP J11J05000030001

OTTEMPERANZA ALLE PRESCRIZIONI DELLA DELIBERA CIPE 57/2011

Prescrizione n.196

Infopoint Caserma Clemente Henry - Susa

PROGETTO DEFINITIVO

Strutturale

**FASE 2 – Relazione di calcolo delle strutture
e Relazione sismica**

Indice	Date / Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	Dicembre 2012	Emissione	Luca Giacosa	Giorgio Piccarreta	Adriano Venturini
A	Febbraio 2013	Emissione allo stato AP	Luca Giacosa	Giorgio Piccarreta	Adriano Venturini
B	Marzo 2013	Revisione per validazione	Luca Giacosa	Giorgio Piccarreta	Adriano Venturini
C	Marzo 2013	Emissione Fase 2 AP	Luca Giacosa	Giorgio Piccarreta	Adriano Venturini

CODE	P	D	2	H	E	N	G	I	A	0	4	0	2	C	A	P	N	O	T
DOC	Phase / Fase			Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice		Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED / INDIRIZZO GED	6PR	//	//	01	98	04	10	02
--------------------------------	-----	----	----	----	----	----	----	----

SOMMARIO - TABLE DES MATIERES

1	PREMESSA.....	5
1.1	Stato dei luoghi.....	5
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	7
3	STATO DI FATTO.....	9
3.1	Edificio Caserma.....	9
3.2	Foresteria.....	11
3.3	Edificio ex Quadrupedi.....	11
4	INTERVENTI PREVISTI.....	12
4.1	Edificio Caserma.....	12
4.2	Foresteria.....	13
4.3	Edificio ex Quadrupedi.....	14
4.4	Locale Tecnico.....	14
4.5	Pensilina Metallica.....	14
5	MATERIALI.....	15
5.1	Stato di Fatto.....	15
5.1.1	Cemento armato - cenni storici sulla normativa.....	15
5.2	Calcestruzzi esistenti.....	16
5.2.1	Prova di Pull-out UNI 10157/1992.....	16
5.2.2	Rilevazione dei ferri d'armatura a mezzo di Pachometro BS 1881/204.....	18
5.3	Armature esistenti.....	19
5.4	Carpenteria metallica esistente.....	20
5.5	Muratura esistente.....	20
5.6	Progetto.....	28
6	AZIONI DI PROGETTO.....	28
6.1	Stato di Fatto.....	28
6.2	Progetto.....	29
6.2.1	Pesi propri.....	29
6.2.2	Carichi permanenti.....	29
6.2.3	Carico neve.....	30
6.2.4	Carichi variabili.....	31
6.2.5	Riepilogo dei carichi di progetto.....	31
6.3	Combinazioni di carico.....	32
6.4	Incrementi di carico da progetto.....	32
6.5	Azione sismica nella condizione di progetto.....	34
6.5.1	Rischio sismico.....	34
6.5.2	Vincolo della Soprintendenza Beni Architettonici.....	34
6.5.3	Normativa Regione Piemonte.....	35
6.5.4	Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento nella condizione di progetto.....	35
6.5.5	Categoria di sottosuolo.....	35

6.5.6	Azione sismica nella condizione di progetto	36
6.5.7	Fattore di struttura nella condizione di progetto	36
7	INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO	38
8	VERIFICA STRUTTURE PRINCIPALI	39
8.1	Caserma – primo solaio	39
8.2	Caserma – secondo solaio.....	42
8.3	Foresteria – solaio di copertura.....	43
8.4	Pensilina – Consolidamento delle colonne	44
9	ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO.....	47
9.1	Procedimento di calcolo.....	47
9.2	Confronto SF-PR	48
9.3	Valutazione dello Stato di Fatto.....	49
9.3.1	Analisi sismica.....	49
9.3.2	Verifica a pressoflessione nel piano	51
9.3.3	Verifica a pressoflessione fuori piano.....	52
9.3.4	Verifica a taglio	52
9.4	Valutazione dello Stato di Progetto	53
9.4.1	Analisi sismica.....	53
9.4.2	Verifica a pressoflessione nel piano	56
9.4.3	Verifica a pressoflessione fuori piano.....	56
9.4.4	Verifica a taglio	57
9.5	Confronto modelli SF e PR: livello di miglioramento strutturale.....	58
9.6	Conclusioni	58

SINTESI – RESUME

La presente relazione illustra i calcoli delle strutture e le considerazioni sulla sismicità relative agli interventi di carattere strutturale necessari alla riqualificazione della caserma Henry in Comune di Susa.

La présente note a pour objet les considerations preliminaires d'interventions structurelles en faveur de la rehabilitation des casernes Henry dans la commune de Susa.

I contenuti del presente documento sono da intendersi unicamente per gli interventi di fase 2 così come indicati nella planimetria "Fasi di realizzazione"

1 PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono i calcoli e le analisi sismiche relative alle opere di riqualificazione della caserma intitolata a Clemente Henry nel Comune di Susa.

L'opera oggetto di intervento è una caserma in struttura portante in muratura ed orizzontamenti in ca costruita nei primi decenni del XX secolo ad opera dell'allora Ministero della Guerra.

L'impianto risulta costituito da un edificio principale più alcuni altri fabbricati destinati originariamente a foresteria e mascalcia.

Il complesso risulta tra le strutture vincolate dalla Soprintendenza per i beni architettonici del Piemonte, pertanto tutti gli interventi definiti in questa sede e nelle future fasi progettuali andranno sottoposti a vaglio ed approvazione di tale organismo.

L'impianto è attualmente in uso alla Guardia di Finanza che tuttavia occupa solo metà della caserma. L'altra metà del corpo ed i fabbricati ausiliari versano attualmente in stato di abbandono e sono pertanto da ripristinare prima di procedere alla loro riqualificazione.

Gli interventi in progetto hanno un duplice obiettivo, innanzitutto la realizzazione di spazi adatti al pubblico e destinati all'infopoint dei lavori di realizzazione della nuova ferrovia Torino Lione. In questa configurazione, l'infopoint sarà ospitato al livello zero della caserma, al primo piano troveranno posto gli uffici LTF, un alloggio di pertinenza della Guardia di Finanza e la sala conferenze dell'Infopoint. La foresteria ed il ricovero quadrupedi verranno invece destinati a spazio espositivo.

Tale configurazione deve però essere compatibile con la riconversione degli spazi, una volta terminati i lavori, ad uffici ed alloggi della guardia di finanza.

A corredo delle opere verrà realizzato un locale tecnico in muratura portante e solaio in ca nella zona nord del complesso, tra foresteria e locale ricovero quadrupedi di ingombro pari a 5x4m ed altezza di circa 3.00m.

1.1 Stato dei luoghi

Il fabbricato caserma è costituito da una manica in muratura portante e solai in ca nervati. La manica presenta un ingombro massimo in pianta di circa 95x20m. L'edificio si articola su due piani

per una larghezza di 14m circa, oltre il quale, sul lato che affaccia nel cortile del complesso, è presente una tettoia, realizzata con le medesime tipologie costruttive dell'intero fabbricato, che funge da terrazzo al primo livello. L'altezza di gronda del fabbricato è posta a circa 8.70m sul piano campagna. La copertura è piana ed accessibile dalla tromba delle scale posta in posizione baricentrica all'intera manica.

La porzione dell'edificio su cui è necessario intervenire è la parte orientale.

La struttura portante verticale è costituita da tre allineamenti di maschi murari di spessore approssimativo di 60cm.

La foresteria è un edificio di un piano solamente in muratura portante e copertura piana in ca. Le dimensioni massime di questa manica sono pari a circa 40x6.3m con altezza di gronda pari a 3.9m circa. Le strutture portanti verticali sono costituite da due allineamenti murari portanti longitudinali collegati da muri di spina. I muri di spina sono posti a passo variabile tra 3.5 e 6.0m. Lo spessore medio delle murature si assesta sui 40cm.

L'edificio utilizzato in origine per il ricovero dei quadrupedi presenta un piano con struttura portante in muratura e copertura lignea. Le dimensioni sono pari a circa 13x5m per un'altezza di 3.5m.

Vi è infine una pensilina metallica destinata a ricovero autoveicoli.

Ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008 (in seguito NTC), sono state condotte analisi in situ al fine di definire le caratteristiche meccaniche dei materiali e lo stato di conservazione del sistema.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nel seguito è riportato il dettaglio delle norme tecniche, procedurali ed amministrative alle quali si è fatto riferimento durante la progettazione.

DPR 6 giugno 2001, n. 380 Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia Circ. n.11651 del 14/02/1974

DM 14 gennaio 2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni" Normativa tecnica di riferimento. Essendo un documento generale di carattere prestazionale per la definizione di parametri specifici e per le regole di dettaglio, come previsto dal Decreto stesso, ci si è riferiti alle seguenti normative: Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti, circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 Gennaio 2008.

DPCM 09.02.2011 Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale

UNI EN 1990:2006 Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in Generale – Pesì per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici.

UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

UNI EN 206-1:2006 Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione e conformità.

UNI 11104:2004 Calcestruzzo: Specificazione, prestazione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

Circ. Min. LL.PP. 14.02.1974, n.11951 "Applicazione della legge 05.11.1971, n. 1086"

Circ. Min. LL.PP. 31.07.1979, n.19581 "Legge 05.11.1971, n. 1086, art. 7- Collaudo Statico"

Circ. Min. LL.PP. 23.10.1979, n.19777 "Competenza amministrativa: Legge 05.11.1971, n. 1086 02.02.1974, n.64"

Circ. Min. LL.PP. 09.01.1980, n.20049 "Istruzioni relative ai controlli sul conglomerato cementizio adoperato per le strutture in cemento armato".

Circ. Min. LL.PP. 01.09.1987, n.29010 "Legge 05.11.1971, n. 1086 DM 27.07.1985, Controllo dei materiali in genere e degli acciai per cemento armato normale in particolare".

CNR-DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

LEGISLAZIONE REGIONALE DI RIFERIMENTO

D.G.R. n° 11-13058 del 19/01/2010 Aggiornamento e adeguamento dell'elenco delle zone sismiche (OPCM n. 3274/2003 e OPCM 3519/2006)

D.G.R. n° 4-3084 del 12/12/2011 DGR n.11-13058 del 19/01/2010. Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese

NORMATIVE DI RIFERIMENTO PER LA DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA AL FUOCO DELLE STRUTTURE

D.M. 16/02/07 Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione. (GU n. 74 del 29-3-2007- Suppl. Ordinario n.87)

D.M. 09/03/07 Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo nazionale dei vigili del fuoco. (GU n. 74 del 29-3-2007- Suppl. Ordinario n.87)

UNI EN 1991-1-2 : 2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1992-1-2 : 2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI ENV 1993-1-2:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione della resistenza all'incendio

3 STATO DI FATTO

Per le strutture esistenti si sono previste le seguenti indagini:

- Rilievo geometrico di tutti gli elementi principali
- Definizione delle caratteristiche dei materiali, sulla base di prove non distruttive, prevedendo:

per le strutture in cemento armato

prove di pull-out per i calcestruzzi
prelievo di campioni in sito di barre d'armatura sottoposte a rottura in laboratorio
rilievo delle armature mediante rimozione del copriferro delle travi e dei solai
rilievo delle armature mediante pacometro delle travi e dei solai
rilievo dello stato di degrado
misura e rilievo del copriferro delle travi e dei solai
rilievo tessitura dei solai
rilievo dimensioni geometriche
larghezza delle ali di travi a T

per le strutture in muratura

rilievo dimensioni geometriche
rilievo della tessitura delle volte e del relativo spessore portante e di quello portato in chiave e alle reni
prove con martinetti semplici per l'individuazione dello stato di tensione presente
prove con martinetti doppi per l'individuazione dello resistenza ultima

per le strutture in carpenteria metallica

- rilievo dimensioni geometriche
- Identificazione del sistema resistente alle forze orizzontali in entrambe le direzioni
 - Identificazione di eventuali difetti o sistemi fessurativi: in questo caso, benchè le infiltrazioni, macchie e muffe di umido possono tranne in inganno, l'edificio presenta un buono stato di conservazione da un punto di vista strutturale, dal momento che non sono presenti sistemi fessurativi importanti o tali da pregiudicarne la staticità.

3.1 Edificio Caserma

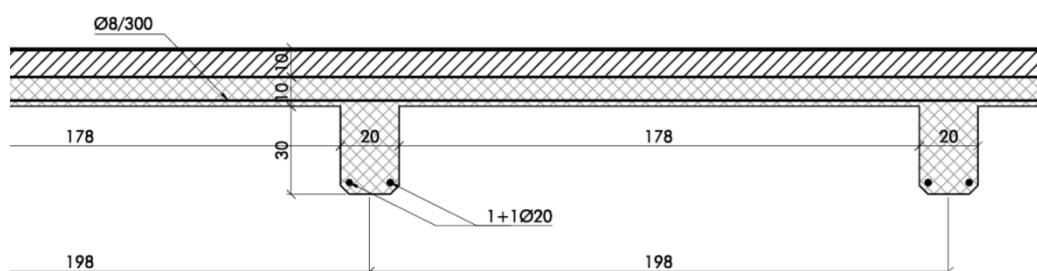
La struttura verticale è in muratura portante di pietra su cui sono impostati i solai del primo piano e quello di copertura.

Entrambi i solai sono in cemento armato con tipologie differenti.

Il primo solaio, ovvero del solaio di calpestio del piano primo, è costituito da una soletta in getto pieno sp.10cm armata con maglia di rete diam.8mm e impostata su travi ribassate 20x30 con passo 2m circa.

Le travi risultano armature con 2 ferri del diametro 20mm e staffe costituite da piatti di 30x2.5mm posti ad un passo variabile di 30÷50cm.

Lo schema di calcolo di tali travi è quello a trave continua essendo presenti armature di continuità sull'appoggio centrale. Lo stato di consistenza di tale solaio è buono, salvo alcune porzioni che richiedono un consolidamento e passivazione dei ferri.

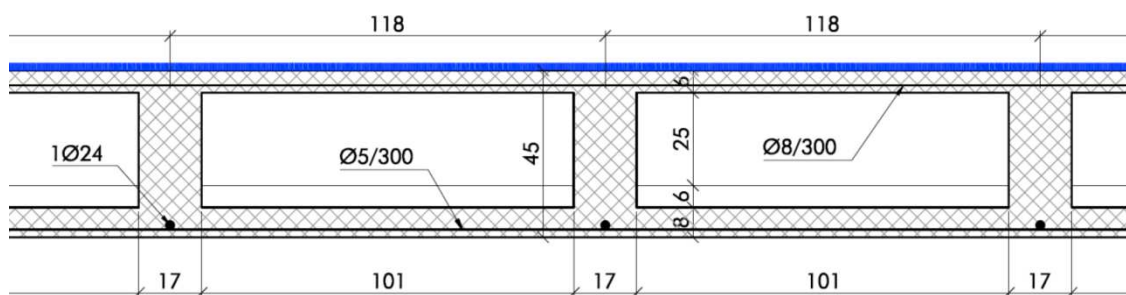


Sezione stato di fatto tipologica primo solaio

Il secondo solaio, ovvero del solaio di copertura, è costituito da una doppia soletta in getto pieno rispettivamente di spessore 6cm per quella superiore e di 8cm quella inferiore.

L'armatura delle solette è costituita da una maglia di rete diametro 5 e 8mm.

Le solette risultano impostate su travi di sezione rettangolare 17x39 cm che risultano armate con 1 ferro del diametro 24mm.



Sezione tipologica secondo solaio

Lo stato di consistenza di tale solaio non è molto buono a causa delle infiltrazioni d'acqua piovana subite nel tempo.

Entrambi i solai non sono più idonei a sopportare i carichi previsti da normativa oltre a non rispettare i parametri previsti dal D.M.14/01/2008 per le strutture in cemento armato.

3.2 Foresteria

La struttura verticale è in muratura portante di pietra su cui è impostato il solaio di copertura.

Tale solaio ha subito differenti rimaneggiamenti nel tempo ed infatti risulta costituito da tipologie differenti:

- voltini e putrelle
- soletta piena su travi ribassate
- solaio latero cemento

Dal momento che risulta in precarie condizioni, se ne prevede la demolizione e il rifacimento.

3.3 Edificio ex Quadrupedi

La struttura verticale è in muratura portante su cui appoggia la copertura in legno.

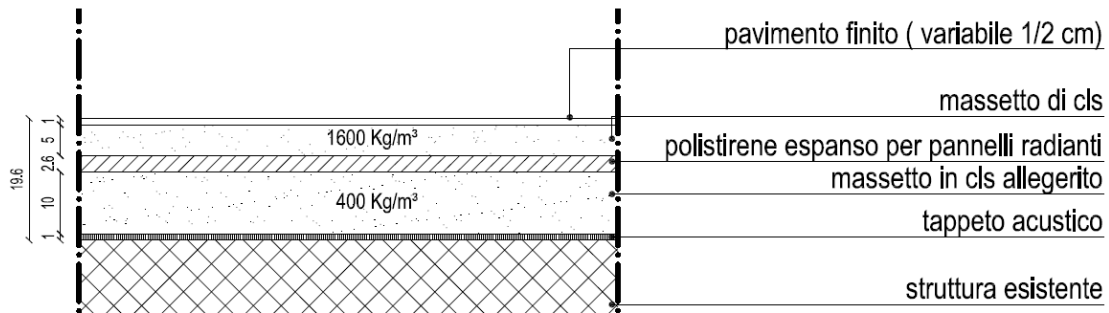
4 INTERVENTI PREVISTI

Gli interventi previsti, come da elaborati grafici si possono suddividere in funzione dell'edificio di pertinenza:

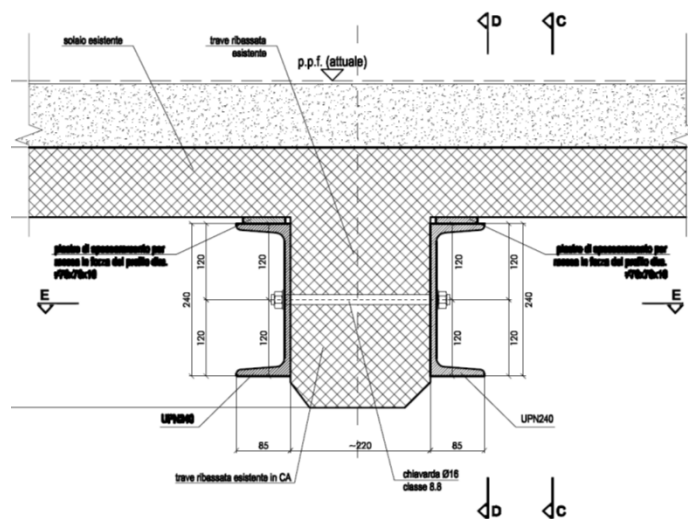
4.1 Edificio Caserma

Gli interventi previsti sono i seguenti:

- Demolizione di alcune porzioni di muratura in corrispondenza delle nicchie esistenti per la realizzazione di nuove aperture e varchi. Si prevede quindi la realizzazione di nuovi architravi metallici
- Rinforzo del primo solaio, ovvero del solaio di calpestio del piano primo con nuova struttura metallica. A lato di ciascuna trave in c.a. viene infatti disposta una coppia di profili UNP240. Inoltre si prevede il consolidamento delle parti in cemento armato degradate e la sostituzione del massetto esistente, dello spessore di 10 cm in cls, con un nuovo pacchetto di finitura più performante ai fini austici e termici e al contempo più leggero. Questo consente di ridurre le masse sismiche di almeno 100 kg/mq.



Pacchetto di finitura in progetto del primo solaio



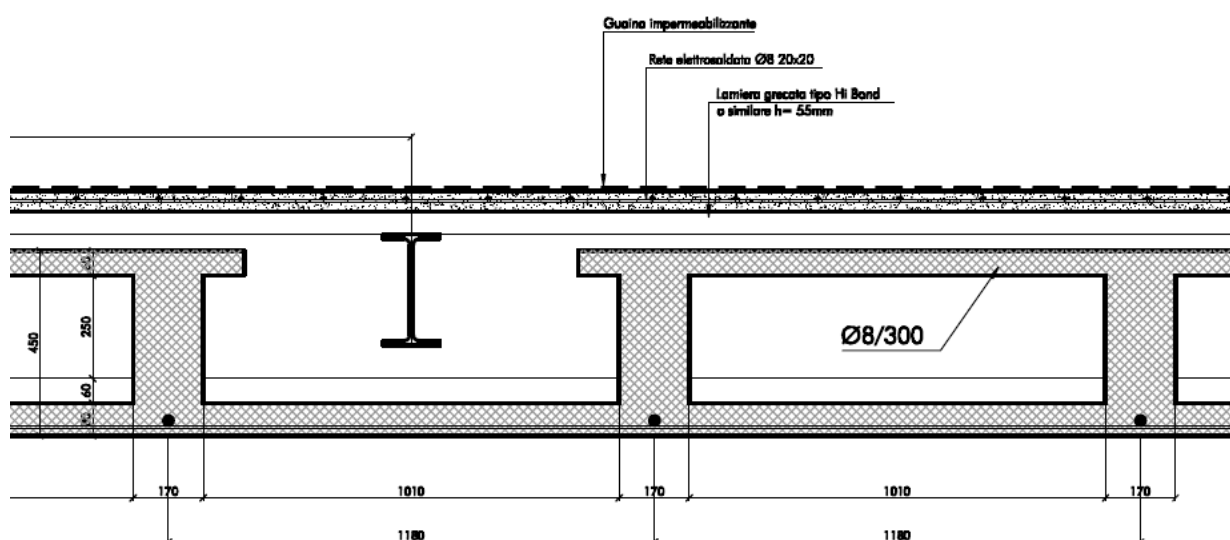
Sezione di progetto del primo solaio

- Ricostituzione del solaio di copertura con soletta in calcestruzzo alleggerito impostato su nuova struttura metallica.

Per la realizzazione si prevede il taglio della soletta di copertura a passo di 2,40m circa e l'inserimento delle nuove travi metalliche IPE 270 su cui appoggia la. Si prevede quindi l'impiego di lamiera grecata autoportante in fase di getto tipo Hi-Bond h.55mm o similare su cui è previsto il getto alleggerito per uno spessore totale di 105mm.

In questo modo il nuovo solaio conferisce la caratteristica portante al carico previsto in progetto e quello solaio esistente viene completamente sgravato dalla sua funzione portante.

Completa l'intervento sul solaio il consolidamento delle parti di solaio ammalorate.



Sezione tipologica di progetto del secondo solaio

- Consolidamento delle parti ammalorate delle murature portanti con interventi vari di tipo a cuci-scuci, con betoncino e intonaco armato, ecc...

4.2 Foresteria

- Demolizione di alcune porzioni di muratura in corrispondenza delle nicchie esistenti per la realizzazione di nuove aperture e varchi. Si prevede quindi la realizzazione di nuovi architravi metallici
- Consolidamento delle parti ammalorate delle murature portanti con interventi vari di tipo a cuci-scuci, con betoncino e intonaco armato, ecc...
- Demolizione del solaio di copertura e costruzione di nuovo solaio in latero cemento 20+5 cm più performante e atto a sopportare i nuovi carichi di normativa.

4.3 Edificio ex Quadrupedi

Viene completamente ricostruita la copertura portante.

4.4 Locale Tecnico

Il locale tecnico viene realizzato ex-novo. Date le dimensioni ridotte si prevede una struttura scatolare in muratura portante sormontata da una soletta in ca.

4.5 Pensilina Metallica

Allo stato dei fatti, la pensilina metallica è soggetta al peso proprio ed alle azioni ambientali di neve e vento.

Dalle ipotesi di progetto verrà sostituita la lamiera grecata che costituisce il manto di copertura e verranno aggiunti dei pannelli fotovoltaici su una delle due falde.

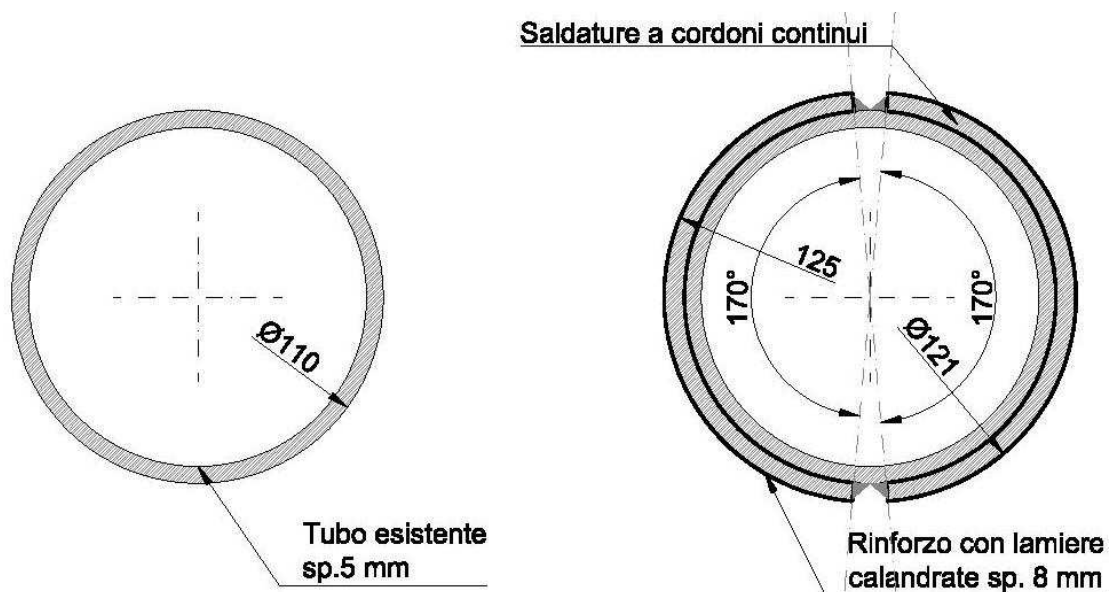
Il peso della lamiera grecata può essere ragionevolmente assunto pari a 10 daN/mq.

Considerando un peso dei pannelli pari a 12daN/mq e valutando che la superficie di installazione equivale a circa 1/3 della superficie totale coperta, otteniamo un'incidenza media pari a 4daN/mq.

L'incidenza della carpenteria metallica si può valutare ragionevolmente in 50 daN/mq.

L'aumento di carichi equivale quindi a circa il 6%.

Si interverrà quindi prevedendo opere di consolidamento congrue a sostenere i carichi di progetto e le azioni sismiche previste dalla norma. L'intervento principale riguarda i montanti, che andranno consolidati mediante l'uso di lamiere di 8 mm di spessore, calandrate esaldate ai montanti esistenti come dallo schema riportato sotto.



5 MATERIALI

5.1 Stato di Fatto

5.1.1 Cemento armato - cenni storici sulla normativa

La struttura risale agli anni '20 dello scorso secolo, ma ha subito alcune modificazioni.

Dalla normativa dell'epoca, riportata integra fino al Regio Decreto del 1939 risulta:

“21. Calcestruzzi.

1) Dosatura degli impasti

Conglomerato normale (a consistenza di terra appena umida): 300 kg di cem. + 0,400 m3 di sabbia + 0,800 m3 di ghiaia + 120 litri di acqua.

Conglomerato plastico: 300 kg di cemento + 0,400400 m3 di sabbia + 0,800 m3 di ghiaia + 150 litri di acqua.

Conglomerato fluido o colato: 300 kg di cem. + 0,400 400 m3 di sabbia + 0,800 m3 di ghiaia + 180 litri di acqua.

E' bene però osservare un certo rapporto acqua:cemento in peso = 0,4÷0,5. Provini prelevati da conglom. in cantiere (4 cubi di almeno 16 cm di lato) debbono presentare dopo 28 giorni una resist. a press. almeno quadrupla del carico di sicur. adottato nel calcolo.

Peso conglom. armato uguale a 2400 ~ 2500 kg/m3.

2) Moduli di elasticità. I moduli medi di elasticità a compress. Dei calcestr. (impasti normali dopo 28 giorni di stag.) nei lim. delle sollecitazioni ammissibili di calcolo, possono ritenersi:

Per calcestr. impasto norm. con cem. tipo $E_c = 2,4 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

Il Regolam. Non fa distinzione e prescrive $E_c = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$. Quindi per ridurre omog. le sezioni resistenti amplificare aree metalliche col coefficiente $m = E_f/E_c = 10$.

3) Carichi di sicurezza. i mass. carichi di sicur. in kg/cm^2 da assumersi per i calcoli, risultano dalla seguente tabella:

Sollecitazioni ammissibili	Calcestruzzi con cementi		
	Aggl. cem.	tipo 450	di alta resist
Compressione semplice	25	40	50
Compress. nella sez. in flessa	25	50	65
Sollec. Di taglio	0	2	4

4) Carico di sicurezza del ferro omogeneo a trazione 1200 kg/cm^2 . La Norm. Minist. N° 2202 (17 maggio 1937) consente l'uso di acciaio semiduro, ed il R.D.L. 22 nov. 1937, n° 2105, ne fissa il $\sigma_f = 2000 \text{ kg/cm}^2$. Per ferro omogeneo si deve adottare il $\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$ ed inoltre:

Aq. 42	1400 Kg/cm ²
Aq. 50	1600 Kg/cm ² (1)
Aq. 60	1800 Kg/cm ² (1)

« Per gli acciai di forma speciale ad aderenza migliorata (ritorti, sagomati, ecc.) la tensione ammissibile non deve superare il 50% del carico di snervamento nè il 40% del carico di rottura con la condizione che l'allungamento di rottura non sia inferiore al 12% .

« La tensione ammissibile per detti acciai non deve inoltre superare il valore di 2200 Kg/cm² .

5.2 Calcestruzzi esistenti

Le analisi svolte in situ sono state improntate in modo da non danneggiare le strutture esistenti.

Per valutare la resistenza caratteristica del calcestruzzo non è stato possibile prelevare campioni mediante carotaggio utili alle prove in laboratorio a causa degli spessore molto contenuti.

Si fa presente che il prelievo di carote dal calcestruzzo, in particolare dalle travi ribassate, come tra l'altro richiederebbe la Circ. n. 617 del 2 febbraio 2009 del Min.Trasporti alla Tabella C8A.1.3a – “Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.”, avrebbe determinato il pericolo di danneggiare le travi. Pertanto si è optato per metodi non distruttivi di comprovata efficacia per la determinazione delle caratteristiche dei calcestruzzi.

Si sono quindi adottate prove di pull-out e prove sclerometriche. Le prove sono state eseguite da ditta specializzata Geoworks.

Dal momento che non è stato possibile effettuare la piena rispondenza alla normativa si assume che le verifiche siano di tipo limitato e che quindi il livello di conoscenza LC1, concordatamente a quanto previsto dalla stessa circolare al C8A.1.B.3 quando per le proprietà dei materiali è possibile solo adottare valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

Dalle prove di pull-out e dalle prove sclerometriche il calcestruzzo presenta una resistenza caratteristica equivalente superiore a 42MPa, 38MPa, 36MPa, 34MPa e 31MPa. Operando a favore di sicurezza si adotta una resistenza caratteristica inferiore pari ad un calcestruzzo con resistenza caratteristica pari a 30 MPa, in modo da tener conto anche della carbonatazione.

5.2.1 Prova di Pull-out UNI 10157/1992

La metodologia d'indagine consente di determinare la resistenza media del calcestruzzo, R_{mc} , mediante l'estrazione di un tassello post-inserito.

Il sistema è stato sviluppato in modo da permettere l'inserimento di un tassello post-opera.

Il tassello è inserito in un foro appositamente svasato internamente; attraverso la battitura della testa del tassello si produce l'allargamento della parte radiale interna consentendo così una perfetta adesione alle pareti. Viene quindi applicato un martinetto oleodinamico che poggia su una superficie circolare; attraverso il tiro del tassello si determina la rottura di un cono di calcestruzzo.

Il valore della forza massima necessaria consente, attraverso delle curve sperimentali di correlazione, di pervenire al valore della R_{mc} . La rottura della parte sottoposta a tensione avviene per compressione-taglio tra la parte allargata del tassello e la base del martinetto.

La strumentazione, oltre a comandare elettricamente il funzionamento del martinetto, consente una misura precisa della pressione oleodinamica, depurata degli attriti nella fase di taratura, e una stampa dei valori rilevati.

La procedura di prova può essere così sintetizzata:

- rilevazione attraverso un pachometro della presenza di ferri di armatura nell'area di prova;
- esecuzione del foro, alle distanze dai ferri previste a norma, con svasatura interna;
- perfetta pulizia del foro;
- inserimento del tassello con battitura della testa;
- fissaggio del martinetto di estrazione;
- estrazione comandata elettricamente;
- visione immediata e stampa del risultato.

La curva di correlazione tra forza massima d'estrazione e R_{mc} è ricavata da studi sperimentali di confronto con provini cubici:

$$R_{mc} = \frac{-12,5 \cdot 10^{-6} \cdot F^2 + 0,157 \cdot F + 10}{10} \text{ [MPa]}$$

Vanno eseguite almeno 3 estrazioni per ogni elemento strutturale in studio utilizzando la media dei risultati ottenuti.

Tutti i valori medi potranno concorrere a determinare la resistenza caratteristica R_{ck} definita come la resistenza a compressione al di sotto della quale si può attendere di trovare il 5% della popolazione di tutte le misure effettuate:

$$R_{ck} = R_{tm} - 1,64 SQ$$

dove R_{tm} è il valore medio di tutti i risultati ed SQ è lo scarto quadratico.

5.2.2 Rilevazione dei ferri d'armatura a mezzo di Pachometro BS 1881/204

La rilevazione della posizione e del diametro delle armature può essere effettuata mediante uno strumento detto pachometro.

Lo strumento consiste in una sonda emettitrice di campo magnetico collegata ad una unità di elaborazione digitale ed acustica.

La sonda è fatta scorrere lungo la superficie e dall'assorbimento del campo magnetico si è in grado di determinare la posizione delle armature, lo spessore del copriferro e, con buona approssimazione, il diametro dei ferri.

Questo tipo di rilevazione, oltre alla specificità della conoscenza delle armature superficiali, ha diverse altre funzioni, ed in particolare è utile per l'esecuzione delle altre prove come il carotaggio ed il Pull-out, che necessitano di evitare le armature.

Strumenti più sofisticati elaborano il segnale di risposta in forma digitale e memorizzando i vari passaggi permettono di ricostruire il reticolo delle armature.

5.3 Armature esistenti

Dalla rottura in laboratorio dei provini prelevati, risulta:



C.G.G.
Testing



Laboratorio autorizzato con D.M. LL.PP.
prove e controlli su materiali da costruzione
e su strutture, geotecnica e prove in sito



Accettazione : A/0271/02/12 M 17 ISO
Del : 17/12/12
Settore : 01
Foglio : 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA N° R/12PC/758 DEL 19/12/12

Identificazione del cliente

Richiedente: BN Geo S.r.l.
Indirizzo: Corso E. Tazzoli, 235 int.3 – 10137 Torino
Dir Lavori: -



Identificazione dei campioni

Rif. lavori: Comune di Susa – Nuova linea Torino-Lione
Indirizzi Progettuali Programmatici
Piano indagini sullo stato di fatto delle strutture della
Caserma Clemente Henry
Committente: GEOWORKS S.a.s., via Molaretto, 14 – 10050
Gravere (TO)

Descrizione Campioni: n° 2 spezzoni di barre lisce d'acciaio (diam. 8 e 5 mm)
Sigla campioni: 08-A, 08-B, 05-A, 05-B
Descrizione: PROVA DI RESISTENZA A TRAZIONE
Metodo di prova: UNI EN ISO 6892-1
Attrezzatura di prova: WOLPERT 30THZ 724 - Conferma metrologica 18/06/13
Data di prova: 18/12/12

Caratteristiche delle provette

Sigla provetta	Dimensione Provetta		Area sezione	Lunghezza iniziale tra i riferimenti	Natura materiale (se nota)	
	Peso [g]	Lunghezza [mm]				Diametro equivalente [mm]
08-A	58,8	151	7,95	49,61	40	-
08-B	60,1	155	7,93	49,39	40	-
05-A	22,5	148	4,97	19,37	25	-
05-B	22,1	146	4,95	19,28	25	-

Risultati della prova

Sigla Provetta	Carico di Snervamento Superiore	Carico unitario di snervamento superiore	Carico di rottura	Carico unitario di rottura	Allungamento Percentuale dopo rottura
	F_{eH} [kN]	R_{eH} [N/mm ²]	F_m [kN]	R_m [N/mm ²]	A [%]
08-A	22,11	445,7	32,48	654,8	21,7
08-B	22,48	455,1	33,21	672,4	23,5
05-A	8,76	452,3	12,81	661,5	20,3
05-B	8,52	441,8	12,52	649,3	18,3

Lo Sperimentatore
(Dott. Antonio Tacconi)

Il Direttore del Laboratorio
(Ing. Davide Galli)

C.G.G. Testing S.r.l. a socio unico _ Capitale sociale € 20.000 I.v. _ C.F./P.IVA: 01390100335 _ REA: 158364 _ www.cgg.it _ info@cgg.it
Sede legale e laboratorio materiali: via G. Cherchi n.17 _ 29122 Piacenza _ tel.: +39.0523.648231 _ fax: +39.0523.574091
Sede operativa e laboratorio geotecnico: via Prati 3/b _ 40069 Ponte Ronca _ Zola Predosa_Bologna _ tel.: +39.051.756306 _ fax: +39.051.757468

Addottando il valore più basso a snervamento pari a 442 MPa a cui corrisponderebbe:

$$f_{yd} = 442 \text{ MPa} / 1,15 = 384 \text{ MPa}$$

$\sigma_{s, SLE} = 0,8 \cdot 442 \text{ MPa} = 353 \text{ MPa}$ operando a favore di sicurezza si assume una resistenza massima in esercizio pari a $\sigma_{s, SLE} = \mathbf{220 \text{ MPa}}$

Anche in questo caso è possibile definire un livello di conoscenza pari a **LC1**, quindi il più basso.

5.4 Carpenteria metallica esistente

Si adotta a favore di sicurezza il valore più basso previsto per quelli usuali della pratica costruttiva dell'epoca corrispondente all'acciaio tipo 2, per il quale era prevista una tensione massima di sicurezza a trazione pari a **1600 kg/cm²**.

Anche in questo caso è possibile definire un livello di conoscenza pari a **LC1**, quindi il più basso.

5.5 Muratura esistente

Le murature esistenti sono realizzate con pietra.

Come risulta dalla relazione sullo stato di fatto sono stati eseguiti:

- rilievo dimensioni geometriche
- rilievo della tessitura delle volte e del relativo spessore portante e di quello portato in chiave e alle reni
- prove con martinetti semplici per l'individuazione dello stato di tensione presente
- prove con martinetti doppi per l'individuazione dello resistenza ultima

La norma definisce per *indagini in-situ estese*: le indagini se sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente.

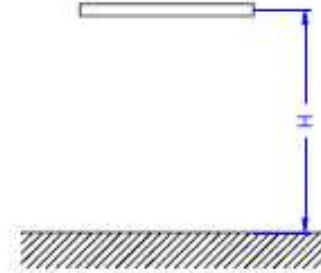
Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti).

Dalla Tab.C8A.1.1 è possibile definire il livello di conoscenza e il relativo fattore di confidenza, oltre le caratteristiche del materiale:

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Prova con martinetto piatto singolo MS1

Data: 14/12/2012
 Località: Susa
 Cantiere: Caserma Clemente Henry
 Ubicazione: MS1
 H1: 100 cm
 Martinetto: semiovale per K3500/K3600, dim. 350x260x3,5 mm
 Km: 0,96
 Ka: 0,98
 Fattore di scala: 0,8107
 Base di lettura [mm]: 200
 Scala di lettura [mm]: 0,002
 Lettura alla dima di riferimento: 7,90



Valori misurati prima del taglio:

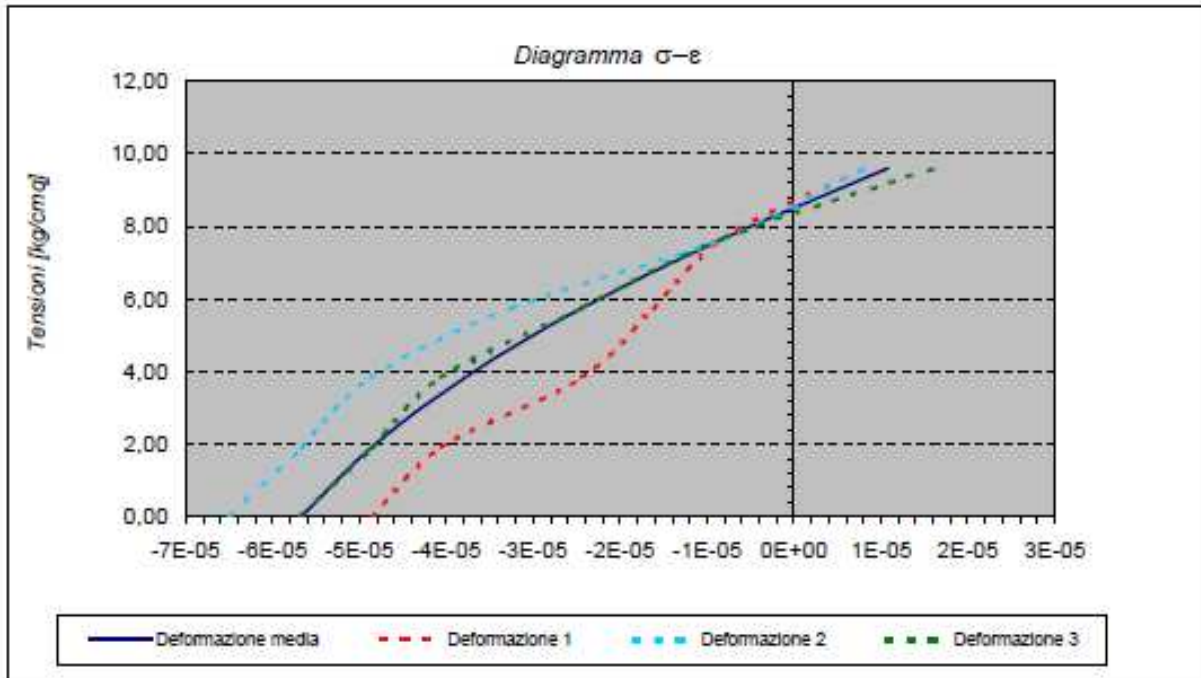
$\Delta L1$	$\Delta L2$	$\Delta L3$
6,30	8,82	3,50

Letture:

Pressione [bar]	Tensione [kg/cmq]	Deformaz. media	$\Delta L1$	$\epsilon 1$	$\Delta L2$	$\epsilon 2$	$\Delta L3$	$\epsilon 3$
0	0,00	-5,67E-05	6,24	-4,86E-05	8,74	-6,49E-05	3,52	-5,67E-05
2	1,92	-4,86E-05	6,25	-4,05E-05	8,75	-5,67E-05	3,53	-4,86E-05
4	3,84	-3,78E-05	6,27	-2,43E-05	8,76	-4,86E-05	3,54	-4,05E-05
6	5,76	-2,43E-05	6,28	-1,62E-05	8,78	-3,24E-05	3,56	-2,43E-05
8	7,68	-8,11E-06	6,29	-8,11E-06	8,81	-8,11E-06	3,58	-8,11E-06
10	9,60	1,08E-05	6,31	8,11E-06	8,83	8,11E-06	3,61	1,62E-05

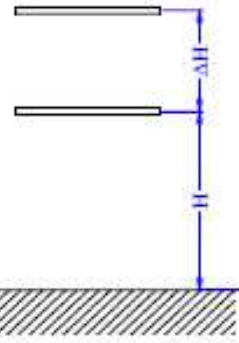
$\sigma: 8,42$

tensione in situ in kg/cmq



Prova con martinetto piatto parallelo MD1

Data: 14/12/2012
 Località: Susa
 Cantiere: Caserma Clemente Henry
 Ubicazione: MD1
 H: 60 cm ΔH: 38 cm

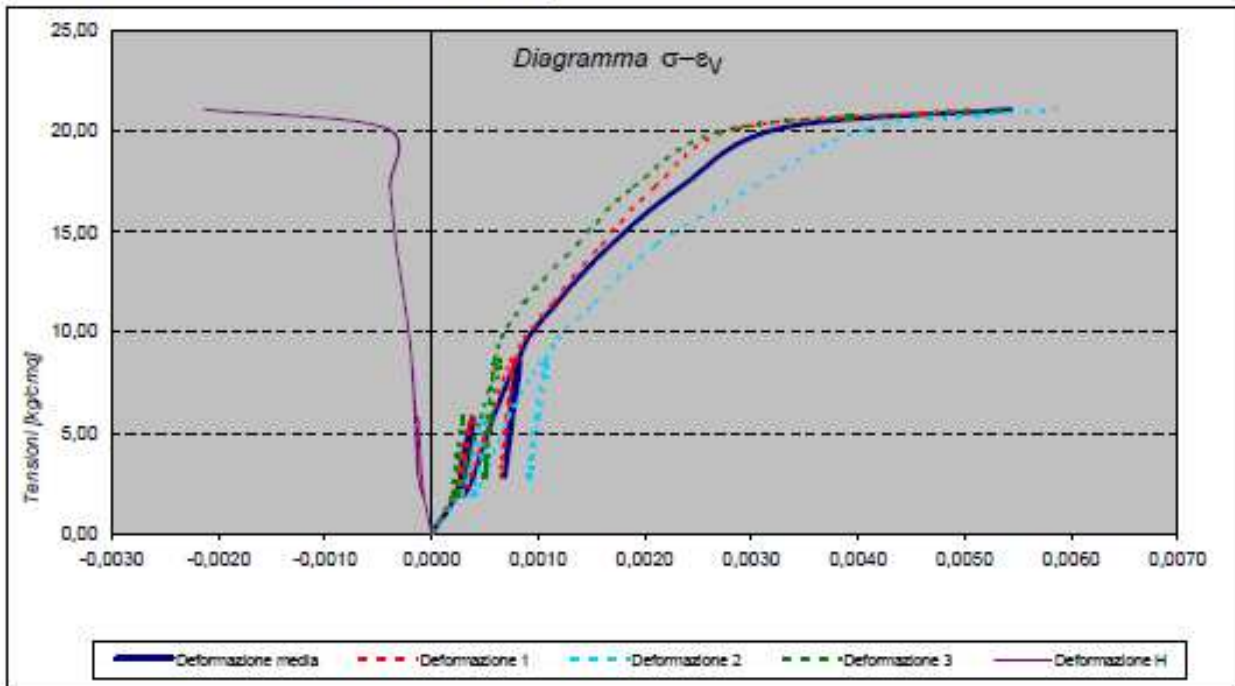


Martinetti: semiovale per K3500/K3600, dim. 350x260x3,5 mm
 Km: 0,96
 Ka: 0,98
 Fattore di scala: 0,8107
 Base di lettura [mm]: 200
 Scala di lettura [mm]: 0,002
 Lettura alla dima di riferimento: 7,90

Letture:

Pressione [bar]	Tensione [kg/cmq]	Deformaz. media	ΔL1	ε1	ΔL2	ε2	ΔL3	ε3	ΔLh:	εh
0	0,00	0	18,53	0	18,44	0	14,93	0	10,88	0
2	1,92	2,32E-04	18,25	2,27E-04	18,10	2,76E-04	14,69	1,95E-04	10,97	-7,30E-05
4	3,84	2,97E-04	18,20	2,68E-04	17,96	3,89E-04	14,64	2,35E-04	11,01	-1,05E-04
6	5,76	3,95E-04	18,07	3,73E-04	17,81	5,11E-04	14,56	3,00E-04	11,03	-1,22E-04
4	3,84	3,51E-04	18,14	3,16E-04	17,85	4,78E-04	14,61	2,59E-04	11,01	-1,05E-04
2	1,92	2,97E-04	18,20	2,68E-04	17,96	3,89E-04	14,64	2,35E-04	10,98	-8,11E-05
3	2,88	3,97E-04	18,07	3,73E-04	17,81	5,11E-04	14,55	3,08E-04	11,03	-1,22E-04
6	5,76	5,78E-04	17,85	5,51E-04	17,55	7,22E-04	14,36	4,62E-04	11,06	-1,46E-04
9	8,64	8,22E-04	17,59	7,62E-04	17,13	1,06E-03	14,14	6,40E-04	11,11	-1,86E-04
6	5,76	7,59E-04	17,65	7,13E-04	17,20	1,01E-03	14,24	5,59E-04	11,06	-1,46E-04
3	2,88	6,89E-04	17,73	6,49E-04	17,31	9,16E-04	14,31	5,03E-04	11,04	-1,30E-04
9	8,64	8,19E-04	17,56	7,86E-04	17,11	1,08E-03	14,20	5,92E-04	11,11	-1,86E-04
12	11,52	1,18E-03	17,12	1,14E-03	16,55	1,53E-03	13,85	8,76E-04	11,19	-2,51E-04
15	14,39	1,69E-03	16,56	1,60E-03	15,83	2,12E-03	13,25	1,36E-03	11,29	-3,32E-04
18	17,27	2,35E-03	15,94	2,10E-03	14,70	3,03E-03	12,58	1,91E-03	11,36	-3,89E-04
21	20,15	3,26E-03	14,99	2,67E-03	13,36	4,10E-03	11,45	2,82E-03	11,40	-4,22E-04
22	21,11	5,44E-03	12,22	5,12E-03	11,22	5,85E-03	8,34	5,34E-03	13,51	-2,13E-03

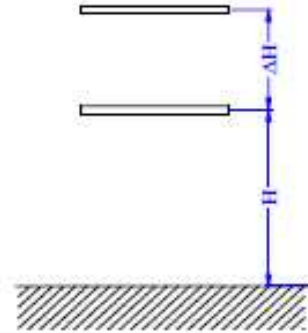
σ: 21,11 tensione di rottura in kg/cmq



Prova con martinetto piatto parallelo MD2

Data: 14/12/2012
 Località: Susa
 Cantiere: Caserma Clemente Henry
 Ubicazione: MD2
 H: 58 cm ΔH: 40 cm

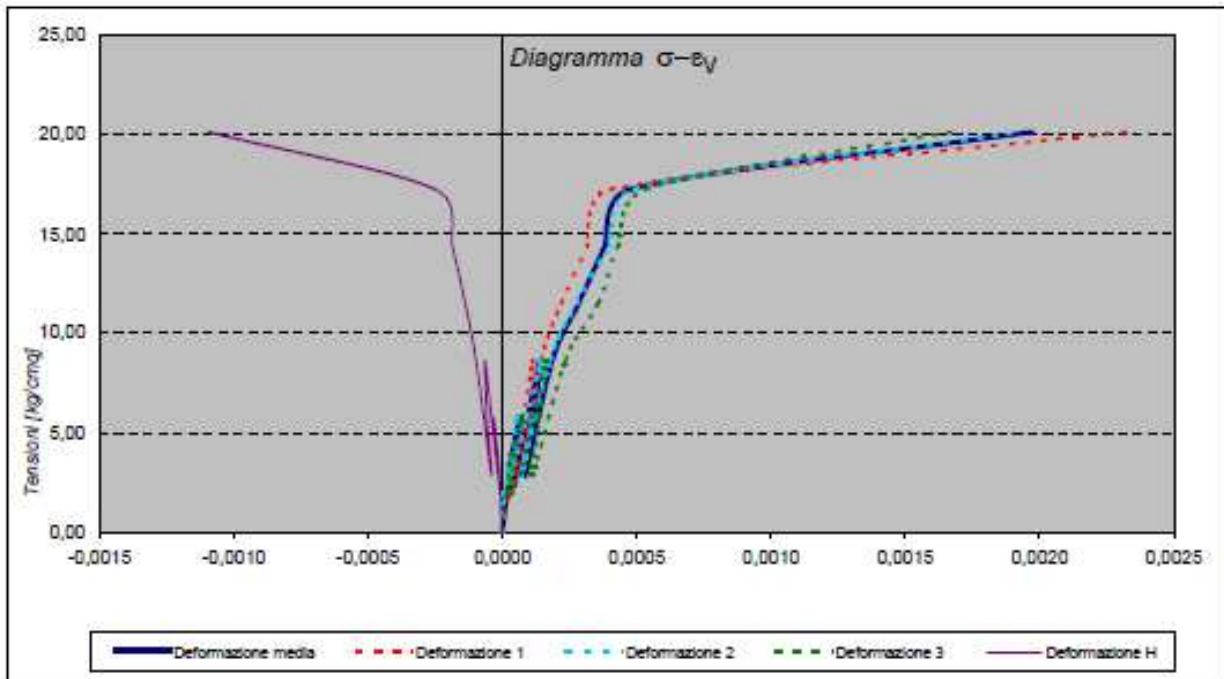
Martinetti: semiovale per K3500/K3600, dim. 350x260x3,5 mm
 Km: 0,96
 Ka: 0,98
 Fattore di scala: 0,8107
 Base di lettura [mm]: 200
 Scala di lettura [mm]: 0,002
 Lettura alla cima di riferimento: 7,90



Letture:

Pressione [bar]	Tensione [kg/cmq]	Deformaz. media	ΔL1	ε1	ΔL2	ε2	ΔL3	ε3	ΔLh:	εh
0	0,00	0	6,01	0	4,39	0	7,04	0	5,55	0
2	1,92	1,62E-05	5,98	2,43E-05	4,38	8,11E-06	7,02	1,62E-05	5,56	-8,11E-06
4	3,84	3,51E-05	5,96	4,06E-05	4,35	3,24E-05	7,00	3,24E-05	5,57	-1,62E-05
6	5,76	6,49E-05	5,93	6,49E-05	4,32	5,67E-05	6,95	7,30E-05	5,59	-3,24E-05
4	3,84	4,59E-05	5,95	4,86E-05	4,34	4,06E-05	6,98	4,86E-05	5,57	-1,62E-05
2	1,92	2,16E-05	5,97	3,24E-05	4,38	8,11E-06	7,01	2,43E-05	5,56	-8,11E-06
3	2,88	5,13E-05	5,94	5,67E-05	4,35	3,24E-05	6,96	6,49E-05	5,57	-1,62E-05
6	5,76	9,46E-05	5,91	8,11E-05	4,28	8,92E-05	6,90	1,13E-04	5,60	-4,05E-05
9	8,64	1,41E-04	5,87	1,13E-04	4,21	1,46E-04	6,84	1,62E-04	5,63	-6,49E-05
6	5,76	1,16E-04	5,89	9,73E-05	4,25	1,13E-04	6,87	1,38E-04	5,62	-5,67E-05
3	2,88	8,65E-05	5,92	7,30E-05	4,30	7,30E-05	6,90	1,13E-04	5,60	-4,05E-05
9	8,64	1,86E-04	5,83	1,46E-04	4,17	1,78E-04	6,75	2,35E-04	5,67	-9,73E-05
12	11,52	2,84E-04	5,74	2,19E-04	4,05	2,76E-04	6,60	3,57E-04	5,72	-1,38E-04
15	14,39	3,81E-04	5,62	3,16E-04	3,90	3,97E-04	6,51	4,30E-04	5,78	-1,86E-04
18	17,27	4,78E-04	5,51	4,06E-04	3,78	4,95E-04	6,38	5,35E-04	5,86	-2,51E-04
21	20,15	1,97E-03	3,15	2,32E-03	2,01	1,93E-03	4,98	1,67E-03	6,90	-1,09E-03

σ: 20,15 tensione di rottura in kg/cmq



Pertanto il valore medio a rottura è di 2,063 MPa in linea con la normativa.

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ²)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbalzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

E' poi possibile applicare alcuni coefficienti correttivi, che tengono conto di come è costituita la muratura.

Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto agli elementi di valutazione della normativa, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2, secondo le seguenti modalità:

- malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in Tabella C8A.2.2, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); in questo caso si decide di non adottare tale parametro, operando a favore di sicurezza;
- giunti sottili (< 10 mm): si applica il coefficiente, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G); in questo caso si decide di non adottare tale parametro, operando a favore di sicurezza;
- presenza di ricorsi (o listature): si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per alcune tipologie murarie, in quanto nelle altre non si riscontra tale tecnica costruttiva: è presente una listatura;
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in tabella ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0); tale coefficiente ha significato solo per le murature storiche, in quanto quelle più recenti sono realizzate con una specifica e ben definita tecnica

costruttiva ed i valori in Tabella C8A.2.1 rappresentano già la possibile varietà di comportamento: è presente collegamento trasversale.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

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

L'applicazione dei coefficienti corretti, per la presenza di connessioni trasversali (1.5) e per la presenza di listature (1.2) determina un incremento delle caratteristiche dei materiali sia in termini di moduli elastici che di resistenza.

Operando a favore di sicurezza si decide comunque di limitare tali valori, assumendo come limite superiore i valori medi ottenuti dalle prove.

Pertanto i parametri impiegati risultano:

- $f_m = 300 * 1,2 * 1,5 = 540 \text{ N/cm}^2 \rightarrow$ si limita al valore medio ottenuto dalle prove pari a **205 MPa**
- $\tau_0 = 5,1 * 1,2 * 1,5 = 9,2 \text{ N/cm}^2$
- $E = 1020 \text{ N/mm}^2$
- $G = 340 \text{ N/mm}^2$
- $w = 20 \text{ kN/m}^3$

Dal momento che i valori derivano anche dal confronto della tabella riportata nella circolare con le prove sperimentali effettuate in situ è possibile definire un livello di conoscenza pari a **LC2 (con coefficiente FC=1,2)**, che verrà adottato nella modellazione FEM dal momento che la muratura rappresenta il sistema irrigidente e reagente al sisma.



Particolare del blocco a spacco



Immorsatura muratura portante

5.6 Progetto

CARATTERISTICHE STRUTTURALI

Prescritta marcatura CE di tutti i materiali

CALCESTRUZZO	UNI EN 206-1 DM 14.01.08	Classe di resistenza (N/mm ²)	Dimensione max nominale aggregati (mm)	Classe di esposizione ambientale	Classe di consistenza	Tipologia strutturale	Copriferrì DM 14.01.2008 UNI-EN1992-1-1:2005
---------------------	-----------------------------	--	--	----------------------------------	-----------------------	-----------------------	--

GETTI IN OPERA:


Sottofondazioni	C12/15	-	-	-	Non Armato	-
Fondazioni e strutture in elevazione	C28/35	26	XC1	S4	Armato	c>35mm
Solaio su lamiera grecata	LC30/33 - D1,8	16	XC1	S4	Armato	c>30mm
Solalo in ca a travetti	C28/35	26	XC1	S4	Armato	c>30mm

RESISTENZA AL FUOCO: Si rimanda al Progetto dei VVF, Relazione illustrativa e di calcolo, Capitolato speciale d'appalto-Specifiche tecniche










ACCIAIO PER OPERE IN C.A. Armatura ordinaria in acciaio ad aderenza migliorata e reti elettrosaldate Acciaio B450C (DM.14.01.08)

ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA (DM, 14.01.2008, UNI EN10025-1/6:2005, EN10210, EN10219-1)

Profili e lamiera UNI-EN10025 S355 J0

BULLONERIA ASSIEME VITE + 2 RONDELLE + DADO 
 HV k1 EN 14399-4 e EN 14399-6 vite 10.9 Hv e dado 10 Hv
 prescritta prova di resilienza a -20 °C
 Copple di serraggio secondo D.M. 14.01.2008
 Fori di tipo CALIBRATO

COPPIE SERRAGGIO cl. 10.9 E SIMBOLOGIA

	M12		M22		M18		M27	M12 113 Nm	M20 549 Nm	M30 1885 Nm
	M14		M24		M20		M30	M14 180 Nm	M22 747 Nm	
	M16							M16 281 Nm	M24 949 Nm	
								M18 387 Nm	M27 1388 Nm	

SALDATURE

Collegamenti saldati secondo D.M. 14.01.2008, EC3 e CSA
 Inoltre dovranno essere seguite indicazioni DL e Ente Ufficiale di controllo (tipo Istituto Italiano Saldatura o similare)

Verificare dimensioni, quote e forometrie mediante premontaggio in officina.

Verificare quote e traccamenti in cantiere.

Barre e piastre, piastre zancate, ancoraggi in genere, ecc: dovrà essere utilizzata malta pre/miscelata a ritiro compensato tipo Emaco

DOCUMENTAZIONE DA RICHIEDERE AL PRODUTTORE

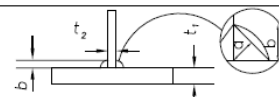
Certificati caratteristiche meccaniche (D.M. 14/01/2008)

SALDATURE A CORDONI D'ANGOLO

SECONDO IL SEGUENTE SCHEMA:

$t_2 \leq t_1$ $t_2/2 \leq a \leq t_1/2$

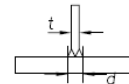
$b \geq 1.3 t_2$ $a \geq 0.7b$



SALDATURE A COMPLETA PENETRAZIONE

SECONDO IL SEGUENTE SCHEMA:

$d = 1.3xt$ (l. cl. parte II - punto 2.4.3 D.M.LLPP. del 9/01/96 Norme Tecniche per il calcolo..)



6 AZIONI DI PROGETTO

6.1 Stato di Fatto

A seguito delle indagini svolte dello stato di consistenza del complesso è possibile riassumere quanto segue:

- I carichi permanenti portati dalle strutture: sono costituiti da sottofondo e pavimentazione di spessore minimo pari a 10 cm. Le stanze non presentano partizioni in numero significativo e pertanto si stimano in 3.00kPa;
- I carichi variabile di carattere ambientale sono sopportati senza particolari problemi. Infatti non sono evidenti segni di dissesto, fatto salvo per lo stato di conservazione di parte della copertura dell'edificio caserma, intriso di umidità;
- I carichi variabili antropici ipotizzabili sono quelli tipici di una civile abitazione, il primo piano della caserma era infatti destinata a camerate dei militari, pertanto si può ipotizzare un carico distribuito uniforme di 2.00kPa.

6.2 Progetto

Sulla base del confronto tra i layout provvisori e definitivi dei locali sono stati definiti i seguenti carichi agenti, in osservanza alle NTC.

6.2.1 Pesi propri

I pesi propri degli orizzontamenti di tutti gli edifici del complesso si mantengono sostanzialmente inalterati. Tra gli interventi previsti ci sono i rifacimenti della copertura della caserma e del ricovero quadrupedi, che verranno ricostruiti con tipologia analoga a quella originale senza quindi alterare i pesi gravanti sulle strutture verticali.

In via preliminare si possono assumere i seguenti carichi indotti dal peso proprio dei solai:

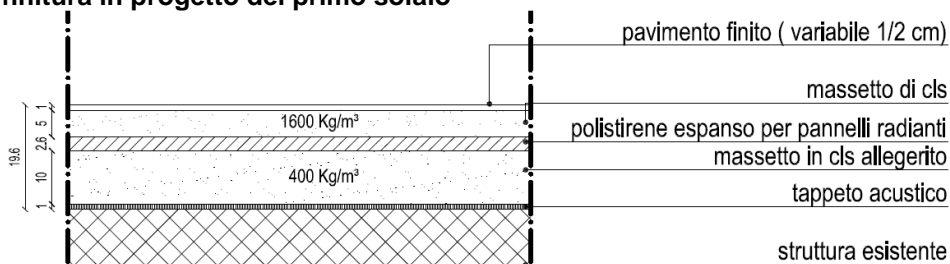
Solai in ca	3.25 kPa
Solai in latero cemento	3.50 kPa
Copertura in legno	1.00 kPa

6.2.2 Carichi permanenti

I carichi permanenti portati da prevedere sui differenti solai si possono schematizzare come segue:

Manto di copertura in tegole	0.50 kPa
Pacchetto di copertura (isolamento e impermeabilizzazione)	0.10 kPa
Pacchetto di finitura solaio	1.30 kPa
Tramezzi interni (in laterizio sp. 1+8+1) vedi NTC	1.00 kPa

Pacchetto di finitura in progetto del primo solaio



Architettura tecnica		lavoro Caserma Henry		tipo	
STRATIGRAFIE PAVIMENTAZIONI					
Strato	Denominazione	Spessore	Densità	Peso unità volume	Peso
1	Pavimento in gress	2,0mm	2000kg/m3	20,00kN/m3	0,04kN/m2
2	Massetto sabbia cemento armato con rete elettrosaldata d.6/20x20	65,0mm	1600kg/m3	16,00kN/m3	1,04kN/m2
3	Pannello radiante	26,0mm	30kg/m3	0,30kN/m3	0,01kN/m2
4	Massetto alleggerito	10,0mm	400kg/m3	4,00kN/m3	0,04kN/m2
5	Materassino anticalpestio	8,0mm	200kg/m3	2,00kN/m3	0,02kN/m2
6	-	15,0mm			
7	-				
8	-				
9	-				
10	-				
					1,14kN/m2

A cui si deve aggiungere 0,35 kN/m² di controsoffitti per un totale di 1,50 kN/m².

6.2.3 Carico neve

Edificio Caserma e Foresteria

Zona Neve = I Alpina

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo (qsk Ce) = 205 daN/mq

Copertura ad una falda: Angolo di inclinazione della falda = 0.0°

Presenza di impedimento allo scivolamento della neve.

$$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q = 1.64 \text{ kPa}$$

Ricovero quadrupedi

Zona Neve = I Alpina

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo (qsk Ce) = 205 daN/mq

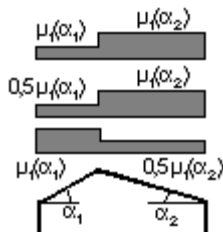
Copertura a due falde: Angolo di inclinazione della falda 1 = 24.0°

$$\mu_1(\alpha_1) = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 164 \text{ daN/mq}$$

Angolo di inclinazione della falda 2 = 24.0°

$$\mu_1(\alpha_2) = 0.80 \Rightarrow Q_2 = 164 \text{ daN/mq}$$

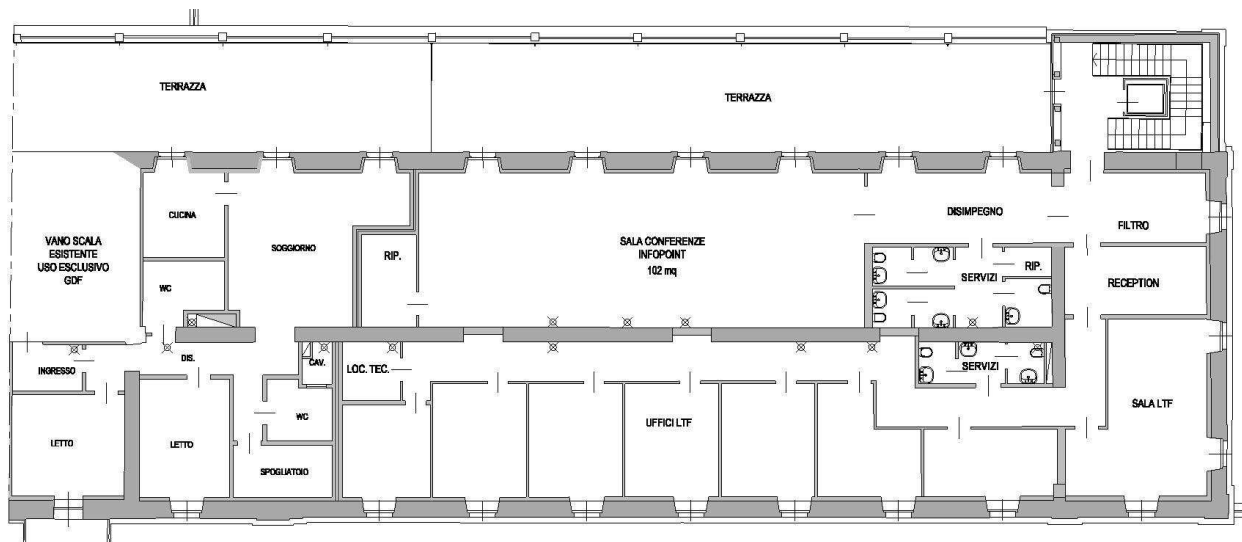
Schema di carico:



Si assume il carico di 2.00 kN/mq.

6.2.4 Carichi variabili

I carichi variabili si considerano in particolare sul solaio I della caserma. Gli altri solai sono coperture non accessibili se non per motivi di manutenzione, pertanto il carico neve è dimensionante.



Sul primo solaio si distinguono quindi tre tipologie di carico:

Cat. A: Residenze (Alloggi G di F)	2.00 kPa
Cat. B1: Uffici (Uffici LTF)	2.00 kPa
Cat. C2: Balconi Comuni (Terrazza e sala conferenze Infopoint)	4.00 kPa

6.2.5 Riepilogo dei carichi di progetto

Edificio Caserma I solaio	
Pesi propri	3.25 kPa
Permanenti	1.50 kPa
Variabili cat. A NTC	2.00 kPa
Variabili cat. B1 NTC	2.00 kPa
Variabili cat. C2 NTC	4.00 kPa
Edificio Caserma solaio di copertura	
Pesi propri	3.25 kPa
Permanenti	1.00 kPa
Carico neve	2.00 kPa
Edificio Foresteria	
Pesi propri	3.00 kPa
Permanenti	1.50 kPa
Carico neve	2.00 kPa
Ricovero quadrupedi	
Pesi propri	1.00 kPa
Permanenti	0.50 kPa
Carico Neve	2.00 kPa

6.3 Combinazioni di carico

Tutte le analisi e verifiche di progetto verranno svolte agli stati limite di resistenza. Le combinazioni dei carichi andranno ad amplificare i valori caratteristici tenendo in conto l'inter-dipendenza di carichi diversi e la loro contemporaneità.

Le combinazioni di progetto, ai sensi del § 2.5.3 delle NTC sono le seguenti:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

6.4 Incrementi di carico da progetto

I carichi previsti, considerati gli interventi attualmente in progetto aumentano solo sul I solaio della caserma. In particolare si distingue tra la zona adibita a sala convegni

	STATO DI FATTO			STATO DI PROGETTO		
	I solaio	Copertura	TOT	I solaio	Copertura	TOT
p. propri	3,25 kPa	3,00 kPa	6,25 kPa	3,25 kPa	4,00 kPa	7,25 kPa
c. perm.	3,00 kPa	1,00 kPa	4,00 kPa	4,10 kPa	0,10 kPa	4,20 kPa
c. var.	2,00 kPa	2,00 kPa	4,00 kPa	4,00 kPa	2,00 kPa	6,00 kPa
		TOT MQ	14,25 kPa		TOT MQ	17,45 kPa

E la zona destinata ad ospitare gli uffici di LTF o gli alloggi della G di F

	STATO DI FATTO			STATO DI PROGETTO		
	I solaio	Copertura	TOT	I solaio	Copertura	TOT
p. propri	3,25 kPa	3,00 kPa	6,25 kPa	3,25 kPa	4,00 kPa	7,25 kPa
c. perm.	3,00 kPa	1,00 kPa	4,00 kPa	4,10 kPa	0,10 kPa	4,20 kPa
c. var.	2,00 kPa	2,00 kPa	4,00 kPa	2,00 kPa	2,00 kPa	4,00 kPa
		TOT MQ	14,25 kPa		TOT MQ	15,45 kPa

Si valuta quindi, ai sensi delle NTC (§ 8.4) l'incremento di carico in fondazione in corrispondenza dei maschi murari sull'allineamento centrale

luce inf.	6,60 m	sp muro	0,60 m
largh. fascia	1,00 m	H muro	8,10 m
qq SdF	94,05 kN	pp muro	106,92 kN
qqSdP	108,57 kN		
Q SdF	200,97 kN		
Q SdP	215,49 kN		

Δ 7%

Pertanto l'incremento delle masse risulta inferiore al 10%.

6.5 Azione sismica nella condizione di progetto

6.5.1 *Rischio sismico*

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo per la frequenza dei terremoti che hanno storicamente interessato il suo territorio e per l'intensità che alcuni di essi hanno raggiunto determinando un impatto sociale ed economico rilevante.

La sismicità (frequenza e forza con cui si manifestano i terremoti) è una caratteristica fisica del territorio al pari del clima, dei rilievi montuosi e dei corsi d'acqua. Conoscendo la frequenza e l'energia (magnitudo) associate ai terremoti che caratterizzano un territorio ed attribuendo un valore di probabilità al verificarsi di un evento sismico di una certa magnitudo in un certo intervallo di tempo, si può definire la sua pericolosità sismica. Un territorio avrà una pericolosità sismica tanto più elevata quanto più probabile sarà, a parità di intervallo di tempo considerato, il verificarsi di un terremoto di una certa magnitudo.

Il rischio sismico è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo.

La pericolosità sismica di un territorio è rappresentata dalla frequenza e dalla forza dei terremoti che lo interessano, ovvero dalla sua sismicità.

La pericolosità sismica viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PGA) di nostro interesse.

Negli ultimi 30 anni è emersa una maggiore richiesta di conoscenze del livello di pericolosità sismica da parte di Enti e amministrazioni locali, che ha favorito lo sviluppo di metodi di studio e calcolo di tale parametro.

Soprattutto negli ultimi anni, studi di pericolosità sismica sono stati impiegati nelle analisi territoriali e regionali finalizzate a zonazioni (classificazione sismica) o microzonazioni. In quest'ultimo caso, la valutazione della pericolosità comporta l'individuazione delle aree che, in occasione di una scossa sismica, possono essere soggette a fenomeni di amplificazione. Infatti, il terremoto determina effetti diversi in funzione delle condizioni geologiche e geomorfologiche locali, fornendo utili indicazioni per la pianificazione urbanistica.

6.5.2 *Vincolo della Sovrintendenza Beni Architettonici*

L'edificio rientra tra quelli soggetti a vincolo monumentale da parte della Sovrintendenza Beni Architettonici.

Pertanto come concordato con il committente, sia adottano le prescrizioni previste anche dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.02.2011 – Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Min. delle Infrastrutture e dei trasporti del 14.01.2008.



Soprintendenza Beni Architettonici e Paesaggio del Piemonte
TORINO

DATA BASE DEI PROVVEDIMENTI DI TUTELA

[Pagina principale](#) [Ricerca](#) [Elenco \(a-z\)](#) [Vedi tutto](#)

Dettaglio Edificio Vincolato :

Provincia :	TO:
Comune :	SUSA:
Indirizzo :	Piazza della Repubblica - snc
Posizione :	
Denominazione :	Caserma Henry
Data provvedimento:	da emanarsi
Tipo proprietà :	Ente

6.5.3 Normativa Regione Piemonte

Con la Deliberazione della Giunta Regionale n. 4-3084 del 12.12.2011 (pubblicata sul Bollettino Ufficiale della Regione Piemonte n. 50 del 15.12.2011) è stato approvato l'aggiornamento e l'adeguamento delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico - edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico ed è stata recepita la classificazione sismica di cui alla D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010.

Con la successiva D.G.R. n. 7-3340 del 3.02.2012 (B.U.R.P. n. 8 del 23.02.2012) sono state apportate alcune modifiche e integrazioni alle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvate con D.G.R. n. 4-3084 del 12.12.2011.

Con Determinazione Dirigenziale n. 540/DB1400 del 09.03.2012 sono state approvate le modalità per la predisposizione degli studi finalizzati alla prevenzione del rischio sismico a supporto degli strumenti urbanistici generali e loro varianti generali e strutturali dei Comuni compresi nelle zone sismiche 3S e 3.

La nuova classificazione sismica è entrata in vigore il 1° gennaio 2012.

6.5.4 Vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento nella condizione di progetto

Con riferimento alla Deliberazione della Giunta Regionale n. 4-3084 del 12.12.2011 e al D.G.R. n. 11-13058 del 19.01.2010 si assume l'intervento in oggetto classificabile come tipo di costruzione 3 secondo il paragrafo 2.4.1 del DM 2008, cui corrisponde una vita nominale >100 anni.

Considerando una **classe d'uso IV** come definita nel 2.4.2 del DM 2008.

Per il periodo di riferimento si fa riferimento a quanto previsto dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.02.2011 – Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Min. delle infrastrutture e dei trasporti del 14.01.2008, ovvero andando ad indagare il massimo sisma sopportabile dalla struttura nella situazione in essere e quella in progetto.

6.5.5 Categoria di sottosuolo

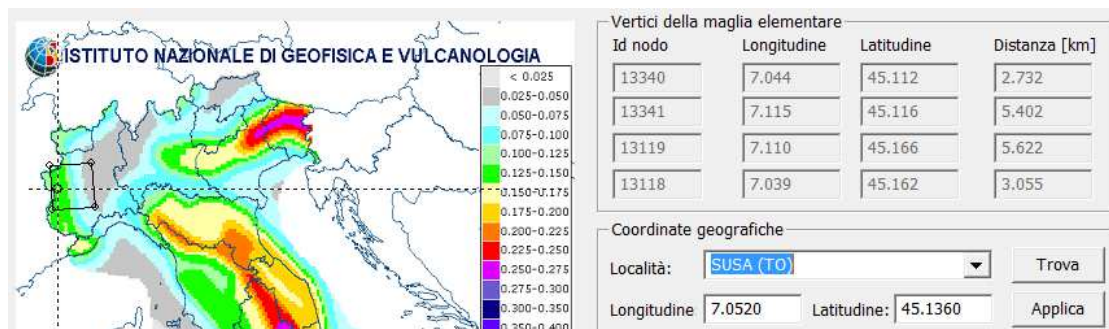
Per la definizione della categoria di sottosuolo si è fatto riferimento alla caratterizzazione geologica-geotecnica del sito in esame.

Secondo quanto esposto nella relazione geologica, sulla base delle indagini eseguite, il suolo in esame appartiene alla **categoria C** ai sensi della tabella 3.2II del paragrafo 3.2.2 del DM2008.

Categoria di suolo di fondazione	Categoria topografica	
<input type="radio"/> A formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi	<input checked="" type="radio"/> T1	
<input type="radio"/> B depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti	<input type="radio"/> T2 in sommità al pendio	
<input checked="" type="radio"/> C depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza	<input type="radio"/> T3 in cresta al rilievo con moderata pendenza	
<input type="radio"/> D depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente	<input type="radio"/> T4 in cresta al rilievo	
<input type="radio"/> E profili di terreno costituiti da stati superficiali alluvionali	<input type="text" value="100"/> quota relativa (%)	

6.5.6 Azione sismica nella condizione di progetto

I dati di ingresso per la valutazione degli spettri per i differenti SL sono pertanto:



Come edificio storico in fase di vincolo si fa riferimento alla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.02.2011 – Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Min. delle infrastrutture e dei trasporti del 14.01.2008.

Classe d' uso

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

II edifici ordinari

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

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

Osservazioni:

Pericolosità e zonazione

Modalità di progettazione semplificata per zona 4

Strutture esistenti

LC1: conoscenza limitata

LC2: conoscenza adeguata

LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

6.5.7 Fattore di struttura nella condizione di progetto

Utilizzando l'analisi lineare per sistemi dissipativi, come avviene per gli stati limite ultimi, gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (NTC'08 § 3.2.3.5). La resistenza delle membrature e dei collegamenti è valutata in accordo con le regole presentate nella normativa vigente. Il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità di materiale. Esso è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 * K_R$$

dove:

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 dove α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione) e α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale

per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

La normativa indica i valori di q_0 e di α_u/α_1 da considerare per le strutture in muratura:

Tabella 7.8.I - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	2,0 α_u/α_1
Costruzioni in muratura armata	2,5 α_u/α_1
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	3,0 α_u/α_1

- costruzioni in muratura ordinaria ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$
- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$
- costruzioni in muratura armata ad un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
- costruzioni in muratura armata a due o più piani $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
- costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

$q = 2 \times 1.8 \times 0.8 = 2.88$ da calcolo secondo le Norme tecniche.

Dal momento che si tratta di edificio vincolato, si assume a favore di sicurezza il valore minimo previsto dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.02.2011 – Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Min. delle infrastrutture e dei trasporti del 14.01.2008.

Pertanto il valore assunto risulta:

Fattore di struttura adottato nei calcoli → $q=2.25$

In questo modo si opera a favore di sicurezza dal momento che tale valore rappresenta il minimo previsto da legge e quindi questo significa adottare un'azione di progetto maggiore.

7 INQUADRAMENTO DELL'INTERVENTO

Sulla base di quanto detto precedentemente, in merito agli interventi attualmente previsti, con i pesi e carichi valutati, si può riassumere quanto segue:

- La variazione temporanea di destinazione d'uso di parte della caserma comporta un aumento dei carichi che si assesta sul 7%, pertanto l'intervento va inquadrato come miglioramento ai sensi del § 8.4.2 delle NTC e della DPCM del 09/02/2011; Il miglioramento è anche determinato da un migliore comportamento di insieme per effetto del maggiore grado di legatura determinato dai solai, una volta rinforzati, e quindi dal maggiore collegamento determinato fra le murature.
- Sull'edificio foresteria non ci sono incrementi di carico prevedibili. Gli interventi si possono classificare come interventi locali ai sensi del § 8.4.3 delle NTC;
- Gli interventi previsti sul ricovero quadrupedi si classificano come interventi locali ai sensi del § 8.4.3 delle NTC;

Va inoltre sottolineato che il complesso è sottoposto a vincolo ai sensi del D.Lgs. 22 gennaio 2004, n°42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", pertanto le NTC consentono di limitare gli interventi al miglioramento sismico.

8 VERIFICA STRUTTURE PRINCIPALI

8.1 Caserma – primo solaio

Il calcolo della struttura consolidata deve tener conto dello stato tensionale già presente nei materiali al momento in cui viene effettuato l'intervento.

L'intervento viene effettuato dopo la rimozione di tutto il permanente ora presente sul solaio.

Questo determina quindi il parziale scarico del solaio che risulta soggetto al solo peso proprio.

Successivamente al rinforzo eseguito con la nuova carpenteria metallica, resa collaborante alla struttura in c.a. pre-esistente mediante tassellatura, la nuova trave resistente sarà una sezione mista, costituita dal calcestruzzo armato esistente e dalla carpenteria metallica dei due profili UPN240.

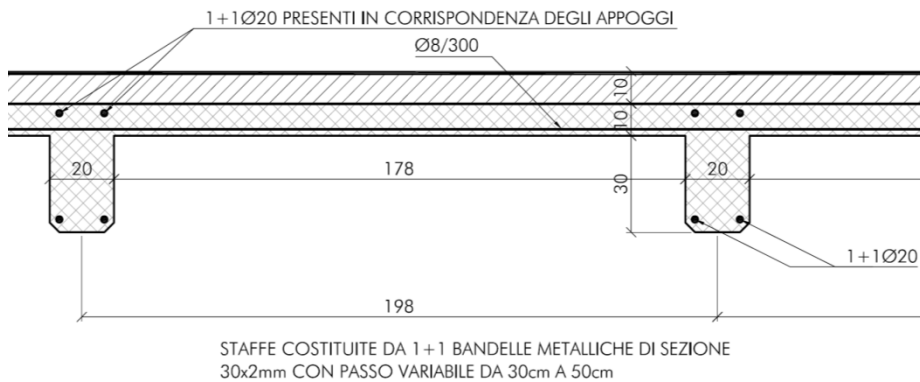
Pertanto si deve procedere anche con il calcolo per fasi:

fase 1) trave esistente soggetta al solo peso proprio per parziale scarico dovuto alla rimozione dei permanenti sul solaio

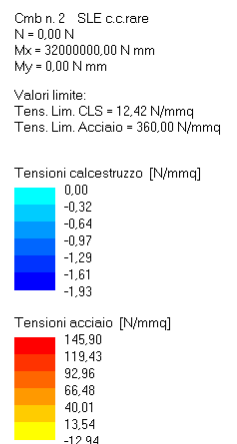
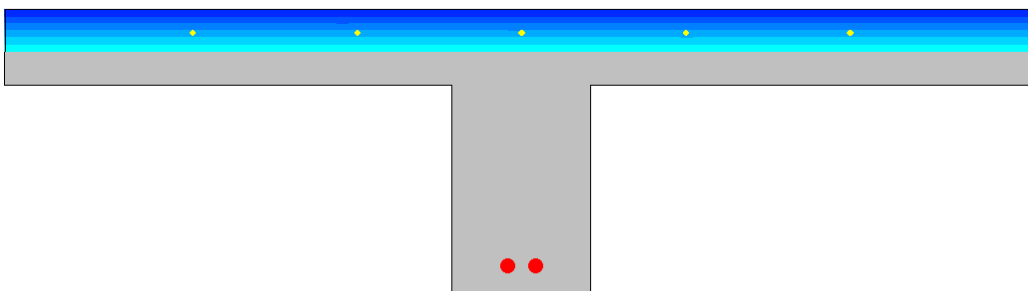
Analisi dei carichi

Peso proprio trave e soletta: $(0,3 \cdot 0,2 + 0,1 \cdot 1,98) \cdot 25 = 6,45 \text{ kN/m}$

$M_{SLE, rara fase1} = 6,45 \text{ kN/m} \cdot (6,3 \text{ m})^2 / 8 = 32 \text{ kNm}$



Sezione trave esistente



Stato di tensione prima fase – peso proprio agente sulla trave esistente

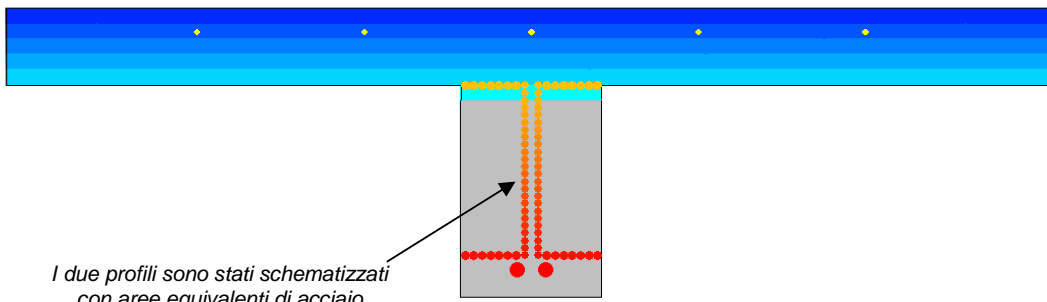
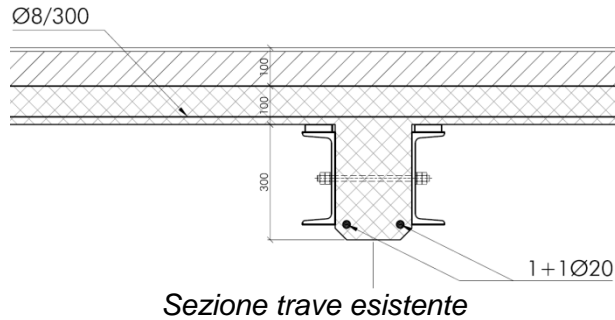
In questa fase come si vede dalla figura, lo stato di tensione è tale da risultare inferiore a quello ammissibile dai materiali.

fase 2) trave consolidata costituita dalla sezione in c.a. esistente e dai profili in carpenteria metallica soggetta a permanenti e variabili

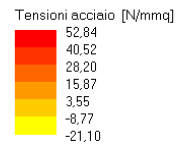
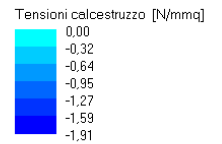
Analisi dei carichi

Permanenti $1,5\text{kN/m}^2$ + Variabili $4\text{kN/m}^2 = 5,5 \text{ kN/m}^2 * 1,98\text{m} = 10,89 \text{ kN/m}$

$M_{\text{SLE, rara fase 2}} = 10,89\text{kN/m} * (6,3\text{m})^2 / 8 = 54,02 \text{ kNm}$



Cmb n. 2 SLE c.c.rare
 N = 0,00 N
 Mx = 54028010,00 N mm
 My = 0,00 N mm
 Valori limite:
 Tens. Lim. CLS = 12,42 N/mm²
 Tens. Lim. Acciaio = 360,00 N/mm²



Stato di tensione prima fase – peso proprio agente sulla trave esistente

In questa fase come si vede dalla figura, lo stato di tensione è tale da risultare inferiore a quello ammissibile dai materiali.

Fase 1 + Fase 2) stato di tensione finale

Calcestruzzo

$\sigma_{c, \text{totale}} = \sigma_{c, \text{FASE 1}} + \sigma_{c, \text{FASE 2}} = 1,93 + 1,91 = 3,84 \text{ N/mm}^2$ *verificato*

Armatura esistente

$\sigma_{f, \text{totale}} = \sigma_{f, \text{FASE 1}} + \sigma_{f, \text{FASE 2}} = 145 + 52,84 = 197,84 \text{ N/mm}^2$ *verificato*

Nuova carpenteria metallica in S355

$\sigma_{f, \text{totale}} = \sigma_{f, \text{FASE 1}} + \sigma_{f, \text{FASE 2}} = 0 + 52,84 = 52,84 \text{ N/mm}^2$ *verificato*

A SLU considerando tutti i carichi agenti sulle travi metalliche, quindi, a favore di sicurezza, trascurando il contributo della struttura esistente risulta:

Strutture - Acciaio		lavoro Caserma Henry di Susa					
Primo solaio							
Trave con carico distribuito							
Luce di calcolo	$L = a \times L_{netta}$			6,00 m	$x a = 1,05 =$	6,30 m	
Interasse trave	i			1,00 m			
MATERIALE	S355	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 338 \text{ MPa}$	$\epsilon = 0,81$	$E = 210000 \text{ MPa}$	$\gamma = 1,05$	$\gamma = 1,00$
PROFILO	UPN 240	$I = 3600,0 \text{ cm}^4$	$W_{el} = 300,0 \text{ cm}^3$	$W_{pl} = 358,0 \text{ cm}^3$	$W_{pl}; r_{id} = 300,0 \text{ cm}^3$	$A_v = 17,9 \text{ cm}^2$	classe anima flessione 1
		$h = 240 \text{ mm}$	$t_f = 13,0 \text{ mm}$	$t_w = 9,5 \text{ mm}$	$r = 13,0 \text{ mm}$	classe anima complex 1	classe alla flessione 4
ANALISI DEI CARICHI	SLU - $\gamma_G \div \gamma_Q$	FUOCO - $\gamma_G \div \gamma_Q$		SLE	SLU	FUOCO	
Peso proprio trave	1,3	1		0,332 kN/m	0,432 kN/m	0,332 kN/m	
Peso proprio solaio	1,3	1		3,250 kN/m	4,225 kN/m	3,250 kN/m	
Permanenti portati	1,3	1		1,500 kN/m	1,950 kN/m	1,500 kN/m	
	PERMANENTI (g)			5,082 kN/m	6,607 kN/m	5,082 kN/m	
Sovraccarico variabile	1,5	0,6		4,000 kN/m	6,000 kN/m	2,400 kN/m	
	VARIABILI (q)			4,000 kN/m	6,000 kN/m	6,000 kN/m	
	CARICO TOTALE (p)			9,082 kN/m	12,607 kN/m	11,082 kN/m	
VERIFICA A FLESSIONE	(DM2008 par. 4.2.4.1.2)						
Momento flettente sollecitante	$\alpha = 8$		$M_{Sd} = p \cdot L^2 / \alpha$	45,06 kNm	62,54 kNm	54,98 kNm	
Momento flettente resistente			$M_{Rd} = W \cdot f_{yd}$	150,2 MPa	101,43 kNm	kfy, Teta = 0,57	
tensione a SLE / coefficiente di sicurezza a SLU / Temperatura critica massima					fs = 1,62	Tcritica = 568°C	
verifica					Verificato		
VERIFICA A TAGLIO	(DM2008 par. 4.2.4.1.2)						
Taglio sollecitante	$\beta = 2$		$V_{Ed} = p \cdot L / \beta$	39,71 kN	fs = 8,78	└─ verifica flessione/taglio	
Taglio resistente			$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yd} / 3^{0.5}$	348,63 kN	Verificato		
VERIFICA DEFORMABILITA'	(DM2008 par. 4.2.4.2.1)						
Freccia per solo variabile	$\delta = 0,01302$		$f = \delta \cdot q \cdot L^4 / (1 \cdot E)$	10,85 mm	L / 580		
Freccia limite DM2008			L / 300	21,00 mm	Verificato		
Freccia per carico complessivo			$f = \delta \cdot p \cdot L^4 / (1 \cdot E)$	24,64 mm	L / 256	74,65 mm	
Freccia limite DM2008			L / 250	25,20 mm			
Contromonta				non necessaria			

8.2 Caserma – secondo solaio

Strutture - Acciaio

lavoro **Caserma Henry di Susa**



Solaio di copertura

Trave con carico distribuito

Luce di calcolo	$L = a \times L_{netta}$		6,08 m	$x a = 1,05 =$	6,38 m		
Interasse trave	i		2,40 m				
MATERIALE	S355	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 338 \text{ MPa}$	$\epsilon = 0,81$	$E = 210000 \text{ MPa}$	$\gamma = 1,05$	$\gamma = 1,00$
PROFILO	IPE 270	$I = 5790,0 \text{ cm}^4$	$W_{el} = 428,9 \text{ cm}^3$	$W_{pl} = 484,0 \text{ cm}^3$	$W_{pl,rid} = 484,0 \text{ cm}^3$	$A_v = 14,5 \text{ cm}^2$	classe anima flessione 1
		$h = 270 \text{ mm}$	$t_f = 10,2 \text{ mm}$	$t_w = 6,6 \text{ mm}$	$r = 15,0 \text{ mm}$	classe anima complex 3	classe ali flessione 1
ANALISI DEI CARICHI		SLU - $\gamma_G \div \gamma_Q$	FUOCO - $\gamma_G \div \gamma_Q$	SLE	SLU	FUOCO	
Peso proprio trave		1,3	1	0,361 kN/m	0,469 kN/m	0,361 kN/m	
Peso proprio solaio		1,3	1	1,80 kN/m ²	4,320 kN/m	5,616 kN/m	4,320 kN/m
Permanenti portati		1,3	1	0,00 kN/m ²	0,000 kN/m	0,000 kN/m	0,000 kN/m
		PERMANENTI (g)		4,681 kN/m	6,085 kN/m	4,681 kN/m	
Sovraccarico variabile		1,5	0,6	2,50 kN/m ²	6,000 kN/m	9,000 kN/m	3,600 kN/m
		VARIABILI (q)		6,000 kN/m	9,000 kN/m	9,000 kN/m	
		CARICO TOTALE (p)		10,681 kN/m	15,085 kN/m	13,681 kN/m	
VERIFICA A FLESSIONE (DM2008 par. 4.2.4.1.2)							
Momento flettente sollecitante		$\alpha = 8$	$M_{Sd} = p \cdot L^2 / \alpha$	54,41 kNm	76,85 kNm	69,70 kNm	
Momento flettente resistente			$M_{Rd} = W \cdot f_{yd}$	126,9 MPa	163,64 kNm	kfy,Teta = 0,45	
tensione a SLE / coefficiente di sicurezza a SLU / Temperatura critica massima					fs = 2,12	Tcritica = 609°C	
verifica					<u>Verificato</u>		
VERIFICA A TAGLIO (DM2008 par. 4.2.4.1.2)							
Taglio sollecitante		$\beta = 2$	$V_{Ed} = p \cdot L / \beta$	48,15 kN	fs = 5,88		
Taglio resistente			$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yd} / 3^{0.5}$	282,91 kN	<u>Verificato</u>		
VERIFICA DEFORMABILITA' (DM2008 par. 4.2.4.2.1)							
Freccia per solo variabile		$\delta = 0,01302$	$f = \delta \cdot q \cdot L^4 / (4 \cdot E)$	10,67 mm	L / 598		
Freccia limite DM2008			L / 300	21,28 mm	<u>Verificato</u>		
Freccia per carico complessivo			$f = \delta \cdot p \cdot L^4 / (4 \cdot E)$	19,00 mm	L/336	83,08 mm	
Freccia limite DM2008			L / 250	25,54 mm			
Contromonta				non necessaria			

8.3 Foresteria – solaio di copertura

Foresteria - Nuovo solaio di copertura			Normativa di riferimento				
			UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2				
SEZIONE			MATERIALI				
Ala superiore	B	50,0 cm	Acciaio	f_{yk}	450 N/mm ²		
Spessore ala superiore	h_s	5,0 cm	B450C	E_s	200000 N/mm ²		
Base	b_{b1}	10,0 cm		γ_s	1,15		
Altezza totale	H	25,0 cm		f_{yd}	391,3 N/mm ²		
Copriferro armatura compressa	c'	3,0 cm		E_{syd}	0,196%		
Copriferro armatura tesa	c	3,0 cm	Calcestruzzo	f_{ck}	28 N/mm ²		
Altezza utile	d	21,2 cm	C28/35	R_{ck}	35 N/mm ²		
Luca trave	L	5,91 m		E_c	32300 N/mm ²		
				α_{cc}	1,50		
				f_{ctm}	2,8 N/mm ²		
				Tensione in comb. rare	$f_{cd, rare}$		
				Tensione in comb. quasi permanenti	$f_{cd, qp, perm.}$		
			Fluage ϕ	1,70	Ritiro ϵ_r		
					$2 \cdot 10^{-4}$		
ANALISI DEI CARICHI							
PERMANENTI		kN/m ²	m	SLU	SLE rare	SLE frequenti	SLE quasi perm
Peso proprio							
Solaio		3,50	x	1,8			
Totale pesi propri	γ_{G1}	1,30	x	1,8	2,3	1,8	1,8
Permanenti portati		2,00	x	0,50			
			x	0,50			
			x	0,50			
Murature di tamponamento			x				
Totale permanenti	γ_{G2}	1,30	x	1,0	ψ_0 1,0	ψ_1 1,0	ψ_2 1,0
Totale pesi propri e permanenti				2,8	2,8	2,8	2,8
VARIABILI		2,00	x	0,50	0,70	1,0	0,50
			x	0,50	1,0	1,0	0,5
Totale variabili	γ_Q	1,50	x	1,0	1,0	0,5	0,5
				1,5	1,0	1,0	0,3
CAMPATA							
STATO LIMITE ULTIMO		Calcolo SLU		ARMATURE			
Momento di calcolo trave continua	M^*		kNm	Estradosso		Intradosso	
Coefficiente per calcolo momento minimo	α	8		n^*	ϕ [mm]	Area	
Momento minimo	$M_{min} = QL^2/\alpha$	22,17	kNm			2	16
Momento di verifica	M_{sd}	22,17	kNm			4,02	
Momento resistente	M_{rd}	31,52	kNm verificato 1,42	Af		Af	
Deformazioni	Campo 2	ϵ_s	-1,77	ϵ_s	10,00	A_f/A_c	
		x	3,18	Diametro equivalente		16,0 mm	
						$A_{f_{min}}$ 0,38 cm ²	
VERIFICHE A STATO LIMITE IN ESERCIZIO							
Caratteristiche sezione				Tempo t_{00}			
Coefficiente di omogeneizzazione	ρ_s	15,0		$\rho_{00} = \rho_s \cdot (1 + \phi)$ 15,0			
Sezione interamente reagente	asse neutro	x	9,5 cm	Sezione interamente reagente			
	momento di inerzia sezione	J_{int}	33194 cm ⁴	Sezione parzialmente reagente			
	momento di prima fessurazione	M_{fess}	6,0 kNm	Sezione parzialmente reagente			
Tensione acciaio per sez. parzializzata alla fessurazione	σ_{sr}	77,5	N/mm ²	Sezione parzialmente reagente			
Sezione parzializzata	asse neutro	x	6,1 cm	Sezione parzialmente reagente			
	momento di inerzia sezione	J_i	17518 cm ⁴	Sezione parzialmente reagente			
Altezza efficace calcestruzzo teso attorno alle armature	$h_{c,eff}$	6,30	cm	Sezione parzialmente reagente			
Area efficace calcestruzzo teso attorno alle armature	$A_{c,eff}$	63,0	cm ²	Sezione parzialmente reagente			
Percentuale armatura rispetto area efficace	$\rho_{p,eff}$	0,0639		Sezione parzialmente reagente			
Parametri fessurazione	k_1	0,80		k_2	0,50	k_3	3,400
	Distanza fessure	s_{max}	144,58	mm		k_4	0,425
				Distanza fessure	s_{max}		144,58
Combinazione RARA							
Momento di calcolo trave continua	M^*		kNm				
Momento minimo	$M_{min} = QL^2/\alpha$	16,38	kNm				
Momento di verifica (rara)	M	16,38	kNm				
Calcestruzzo	σ_{cis}	5,7	N/mm ² verificato 2,94				
Armatura	σ'_s	-44	N/mm ² verificato 8,24				
	σ_s	212	N/mm ² verificato 1,70				
Fessurazione	w_k	0,116	mm				
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_c) \cdot E_s$	160	N/mm ²				
Combinazione FREQUENTE							
Momento di calcolo trave continua	M^*		kNm				
Momento minimo	$M_{min} = QL^2/\alpha$	14,20	kNm				
Momento di verifica (frequente)	M	14,20	kNm				
Calcestruzzo	σ_{cis}	5,0	N/mm ² verificato				
Armatura	σ'_s	-38	N/mm ² verificato				
	σ_s	183	N/mm ² verificato				
Fessurazione	w_k	0,095	mm				
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_c) \cdot E_s$	132	N/mm ²				
Combinazione QUASI PERMANENTE							
Momento di calcolo trave continua	M^*		kNm				
Momento minimo	$M_{min} = QL^2/\alpha$	13,32	kNm				
Momento di verifica (quasi perm.)	M	13,32	kNm				
Calcestruzzo	σ_{cis}	4,7	N/mm ² verificato 2,71				
Armatura	σ'_s	-36	N/mm ²				
	σ_s	172	N/mm ²				
Fessurazione	w_k	0,087	mm				
	$(\epsilon_{sm} - \epsilon_c) \cdot E_s$	121	N/mm ²				

8.4 Pensilina – Consolidamento delle colonne

Le ipotesi di calcolo prevedono la realizzazione di un consolidamento tale da garantire la portanza ai carichi di progetto delle singole colonne dei singoli portali come pendoli inversi.

Si valuta un carico superficiale per pesi propri e permanenti portati pari a circa 0.64 kPa. L'area di influenza dei singoli portali vale invece 35 mq. Si stima quindi un carico assiale pari a 22.4 kN a portale, da cui 11.2 kN/colonna. A tale valore sommiamo il peso proprio del tubo di rinforzo pari a 0.23 kN/ml.

Sulla base dei parametri sismici definiti, considerandola massima ccelerazione spettrale ed un coefficiente di struttura unitario, da un'analisi statica lineare si ottiene:



$$F_h = S_d \times W/g$$

$$S_d = a_g \times S \times F_o = 0.135g \times 1.5 \times 2.46 = 0.50g$$

La forza sismica equivalente da applicare ad ogni colonna vale quindi:

$$F_h = 5.60 \text{ kN}$$

Da applicare a circa 3.5m dal piano di imposta. Le sollecitazioni di verifica di ogni singola colonna risultano quindi le seguenti:

$$N_{Ed} = 12.01 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,Y} = 6.30 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,Z} = 21.01 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 6.00 \text{ kN}$$

La sezione di verifica considerata, a favore di sicurezza, è il solo tubolare di rinforzo.

Strutture -

lavoro **Caserna Henry**

tipo **Montanti Pensilina**



Presso flessione deviata secondo UNI EN 1993-1-1-2005 Eurocodice 3

Geometria della sezione trasversale

Profilo	Tubolare 125x8		
Diametro esterno nominale	D	125.00	[mm]
Spessore nominale	T	8.00	[mm]
Diametro interno nominale	d	109.00	[mm]
Area della sezione	A	2940.53	mm ²
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	15.63	[-]
Classificazione della sezione	classe 1		

Materiale

Acciaio tipo	S355		
Resistenza a snervamento	f _y	355	MPa
Resistenza a rottura	f _u	510	MPa
Modulo di elasticità normale	E	210000	MPa
Modulo a taglio	G	8077	MPa
Coefficiente ε	ε	0.81	[-]
Coefficiente di sicurezza	γ _M	1.05	

Asse forte x-x

Momento d'inerzia	I _x	5.0551E+06	mm ⁴
Modulo di resistenza elastico	W _{el,x}	8.0882E+05	mm ³
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,x}	1.0968E+05	mm ³
Raggio d'inerzia	i _x	41.46	mm

Geometria profilo

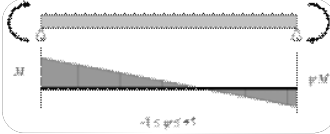
Lunghezza profilo	H	3500.00	mm
Coefficienti di lunghezza libera d'inflessione	β _x	2.00	
	β _y	2.00	
Coefficienti di imperfezione	α _x	0.49	
	α _y	0.49	

Asse debole y-y

Momento d'inerzia	I _y	5.0551E+06	mm ⁴
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y}	8.0882E+05	mm ³
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y}	1.0968E+05	mm ³
Raggio d'inerzia	i _y	41.46	[mm]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	1.0110E+07	mm ⁴
Costante d'ingobbamento	I _w	1.7300E+10	mm ⁶

Sollecitazione

Momenti sollecitanti



M _{1,x}	19.60	kNm
ψ M _{1,x}	0.00	kNm
M _{1,y}	19.60	kNm
ψ M _{1,y}	0.00	kNm

Sforzo normale (in v alore assoluto)

N _{Ed}	12.01	kN
-----------------	-------	----

Resistenza a trazione	N _{t,Rd}	994.18	kN
------------------------------	-------------------	--------	----

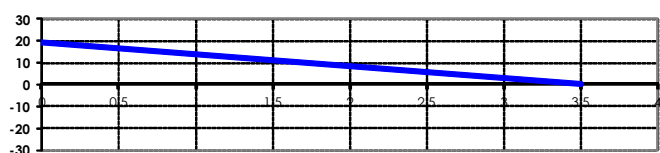
NOTA Ass(M₁) >= Ass(ψ M₁)

Resistenza a compressione	N _{bx,Rd}	164.02	kN
	N _{by,Rd}	164.02	kN

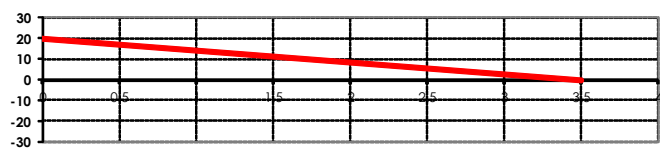
Lunghezze libere d'inflessione	L _{cr,x}	7000.00	mm
	L _{cr,y}	7000.00	mm
Snellezze della colonna	λ _x	168.83	
	λ _y	168.83	
Normali critiche Euleriane	N _{cr,x}	213.82	kN
	N _{cr,y}	213.82	kN
Snellezze relative	λ̄ _x	2.21	
	λ̄ _y	2.21	
Coefficienti di instabilità	φ _x	3.43	
	φ _y	3.43	
	χ _x	0.16	
	χ _y	0.16	

Resistenza a flessione	M _{y,Rd}	37.08	kNm
	M _{x,Rd}	37.08	kNm

Momento Mx,Ed



Momento My,Ed



PRESSOFLESSIONE E FLESSOTORSIONE

Instabilità Laterale (Lateral Torsional Buckling)

Lunghezza tra i ritegni per l'instabilità laterale (assunta uguale a L _{cr,z})	L _{cr,LT}	7000	mm
Coefficiente di distribuzione del momento	ψ	0.0000	
Coefficiente C ₁ per l'instabilità laterale	C ₁	1.771	
Momento Critico Euleriano	M _{cr}	740	kNm
Snellezza adimensionale	λ _{LT}	0.2293	
Rapporto altezza larghezza	h/b	1.00	
Coefficiente di imperfezione	α _{LT}	0.49	
Coefficienti di instabilità laterale	φ _{LT}	0.4779	
	χ _{LT}	1.0958	
	k _c	0.7519	
	f	0.9567	
	f	0.9567	

Asse debole y-y

L _{cr,LT}	7000	mm
ψ	0.0000	
C ₁	1.771	
M _{cr}	740	kNm
λ _{LT}	0.2293	
h/b	1.00	
α _{LT}	0.49	
φ _{LT}	0.4779	
χ _{LT}	1.0958	
k _c	0.7519	
f	0.9567	
f	0.9567	

Asse forte x-x

L _{cr,LT}	7000.00	mm
ψ	0.0000	
C ₁	1.771	
M _{cr}	740	kNm
λ _{LT}	0.2293	
h/b	1.00	
α _{LT}	0.49	
φ _{LT}	0.4779	
χ _{LT}	1.0958	
k _c	0.7519	
f	0.9567	
f	0.9567	

Calcolo dei coefficienti di interazione N - M

Sollecitazioni nella sezione da verificare	N_{Ed}	12.01 kN
	M_{y,Ed}	6.30 kNm
	M_{z,Ed}	21.01 kNm
Coefficienti m _x e m _y	μ _y	0.9527
	μ _z	0.9527
Rapporti tra i moduli plastici e quelli elastici	w _y	0.136
	w _y	0.136
	w _z	0.136
	w _z	0.136
Momento d'inerzia polare	I ₀	10110280 mm ⁴
Forza assiale critica per l'instabilità flessione torsionale	N _{cr,T}	237719 kN
Momento Critico Euleriano per distribuzione uniforme del momento (C ₁ =1)	M _{cr,0}	418 kNm
Snellezza adimensionale per distribuzione uniforme di momento	λ ₀	0.3052
	λ _{0,lim}	0.2624
Coefficiente ε _y	ε _y	1.91
Coefficiente α _{L,T}	α _{L,T}	-1.0000
	α _{L,T}	0.0000
Calcolo dei fattori C_{m0}		
Coefficienti di distribuzione del momento	ψ _y	0.0000
	ψ _z	0.0000
	C_{my,0}	0.7833
	C_{mz,0}	0.7833
Calcolo dei fattori C_{mi}		
	C_{my}	0.7833
	C_{mz}	0.7833
	C _{mLT}	0.0000
	C_{mLT}	1.0000
Calcolo del fattore C_{yy}		
	n _{pl}	0.0121
	b _{L,T}	0.0000
	λ' _{max}	2.2095
	C _{yy}	1.5150
	C_{yy}	7.3742
Calcolo del fattore C_{yz}		
	n _{pl}	0.0121
	c _{L,T}	0.0000
	λ' _{max}	2.2095
	C _{yz}	9546.4981
	C_{yz}	9546.4981
Calcolo del fattore C_{zy}		
	n _{pl}	0.0121
	d _{L,T}	0.0000
	λ' _{max}	2.2095
	C _{zy}	9546.4981
	C_{zy}	9546.4981
Calcolo del fattore C_{zz}		
	n _{pl}	0.0121
	e _{L,T}	0.0000
	λ' _{max}	2.2095
	C _{zz}	1.5150
	C_{zz}	7.3742

Calcolo del fattore k_{yy}	k_{yy}	0.1072
Calcolo del fattore k_{yz}	k_{yz}	0.0000
Calcolo del fattore k_{zy}	k_{zy}	0.0000
Calcolo del fattore k_{zz}	k_{zz}	0.1072

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{y} N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Verifica a pressoflessione deviata

Verifica attorno all'asse forte	Δ	0.091 <1 verificato
Verifica attorno all'asse debole	Δ	0.134 <1 verificato

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_{z} N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Il taglio resistente di progetto vale invece:

$$A_V = 2A/\pi = 1872 \text{ mmq}$$

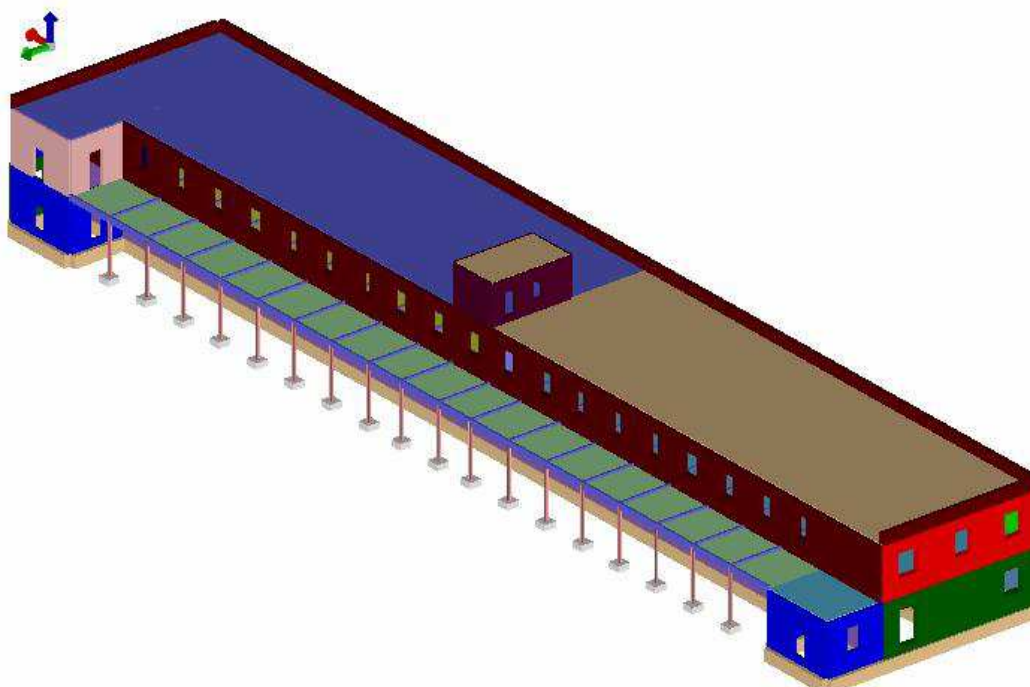
$$V_{pl,Rd} = \frac{A_V \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 365 \text{ kN}$$

Tutte le verifiche risultano quindi soddisfatte.

9 ANALISI DEL COMPORTAMENTO SISMICO

Per la quantificazione del miglioramento conseguito a valle degli interventi in progetto si è proceduto alla realizzazione di un modello numerico mediante il software PROSAP delle 2 SI di Ferrara. In particolare sono stati realizzati due modelli, il primo che rappresentasse lo stato di fatto dell'edificio caserma, il secondo che fosse comprensivo delle modifiche apportate in progetto.

Si riporta di seguito un'immagine rappresentativa del modello creato.



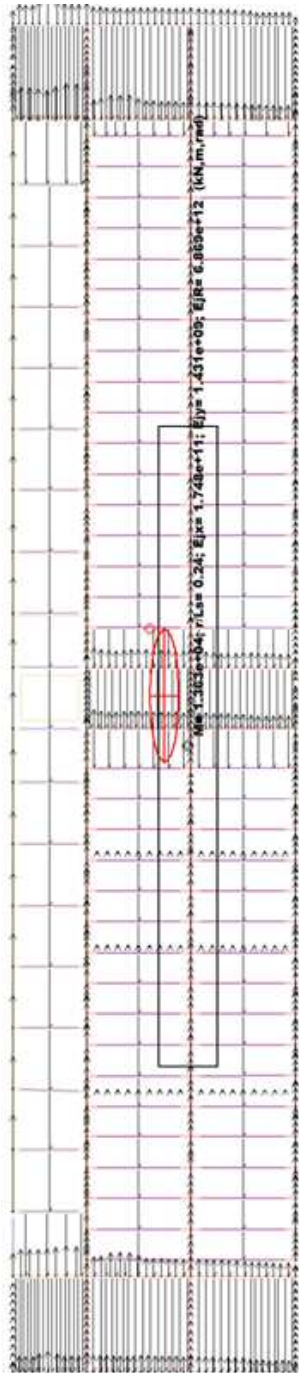
9.1 Procedimento di calcolo

Una volta creati i modelli e valutata l'affidabilità degli stessi, sono state effettuate le verifiche sismiche considerando spettri di risposta diversi, caratterizzati da diversi tempi di ritorno.

Per entrambi i modelli è stata quindi definita la capacità resistente ultima in combinazione sismica utilizzando come parametro il tempo di ritorno.

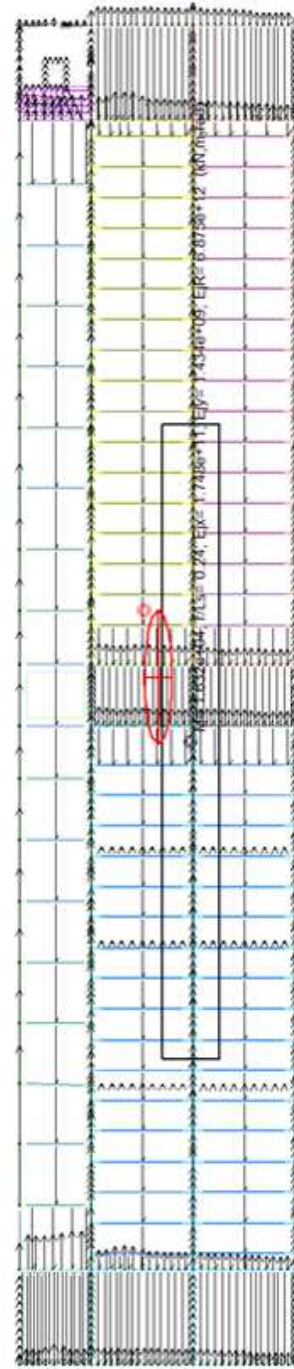
9.2 Confronto SF-PR

Le immagini sottostanti riportano il confronto tra il centro delle masse (rosso) e delle rigidezze (nero) nella configurazione di stato di fatto e di progetto. Come si vede, a seguito di tutti gli interventi previsti in progetto, il centro delle masse rimane pressochè nella stessa posizione mentre quello delle rigidezze si sposta leggermente andando praticamente a con l'asse di simmetria della struttura.



Stato di Fatto

Livello +1



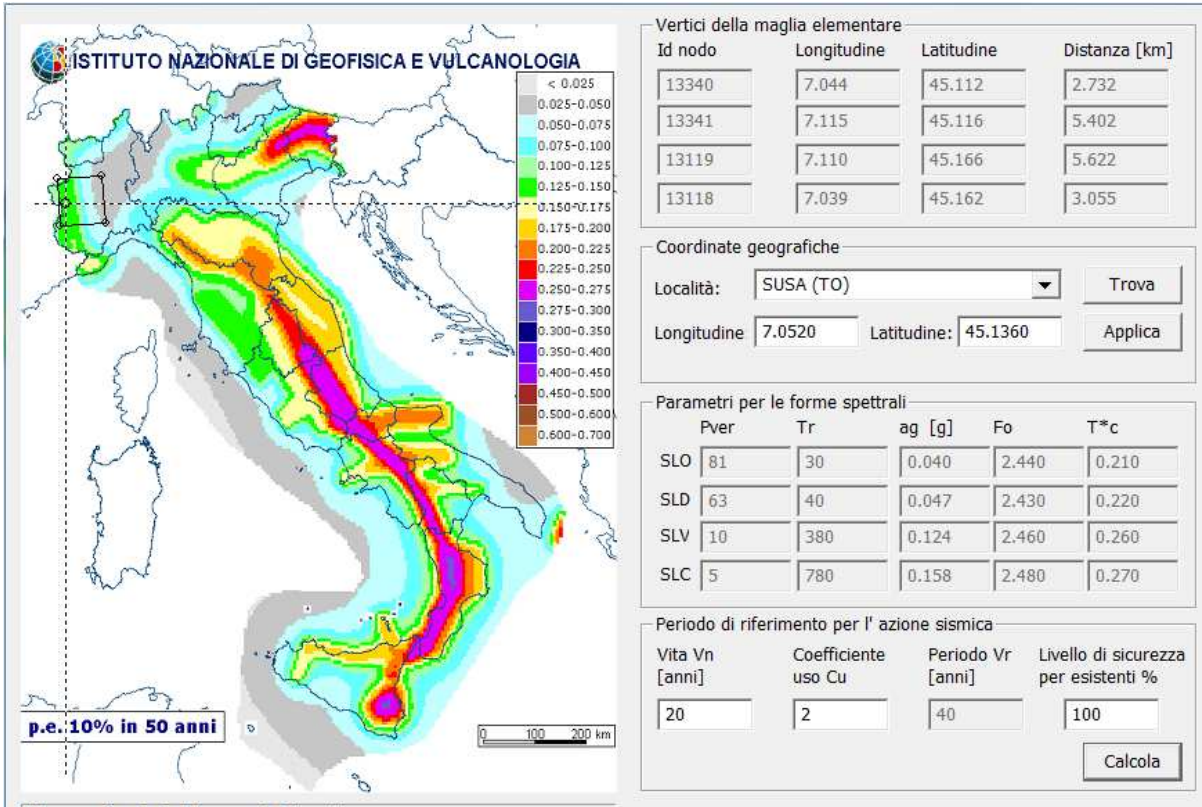
Progetto

9.3 Valutazione dello Stato di Fatto

E' ammissibile un sisma con tempo di ritorno massimo pari a 20 anni.

Si riportano di seguito le immagini delle verifiche significative

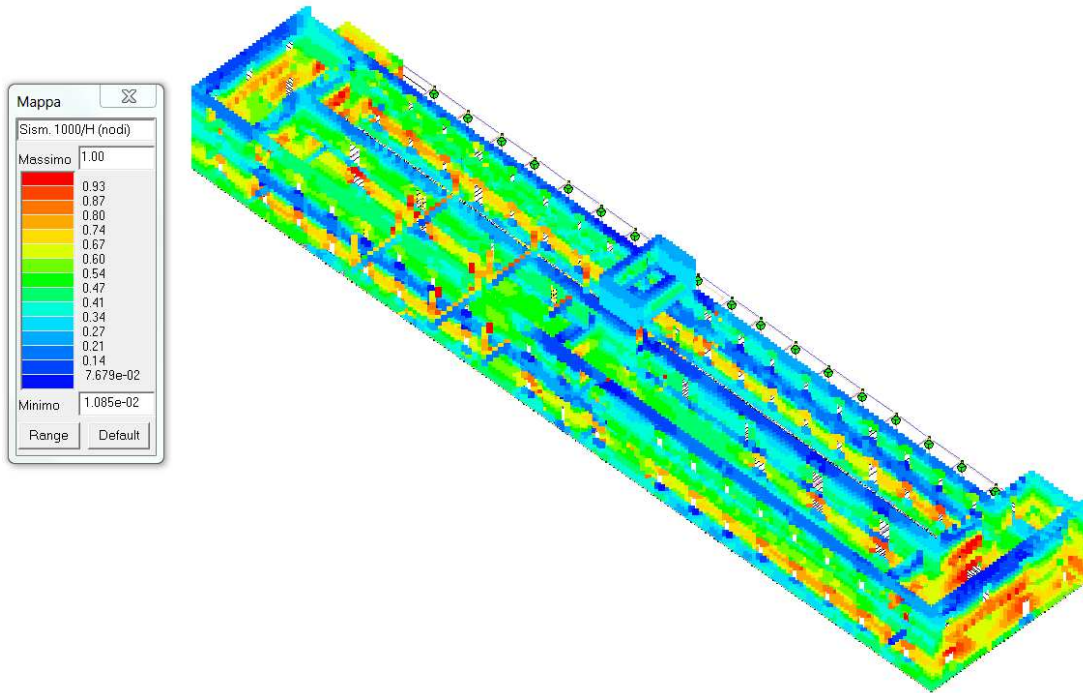
9.3.1 Analisi sismica



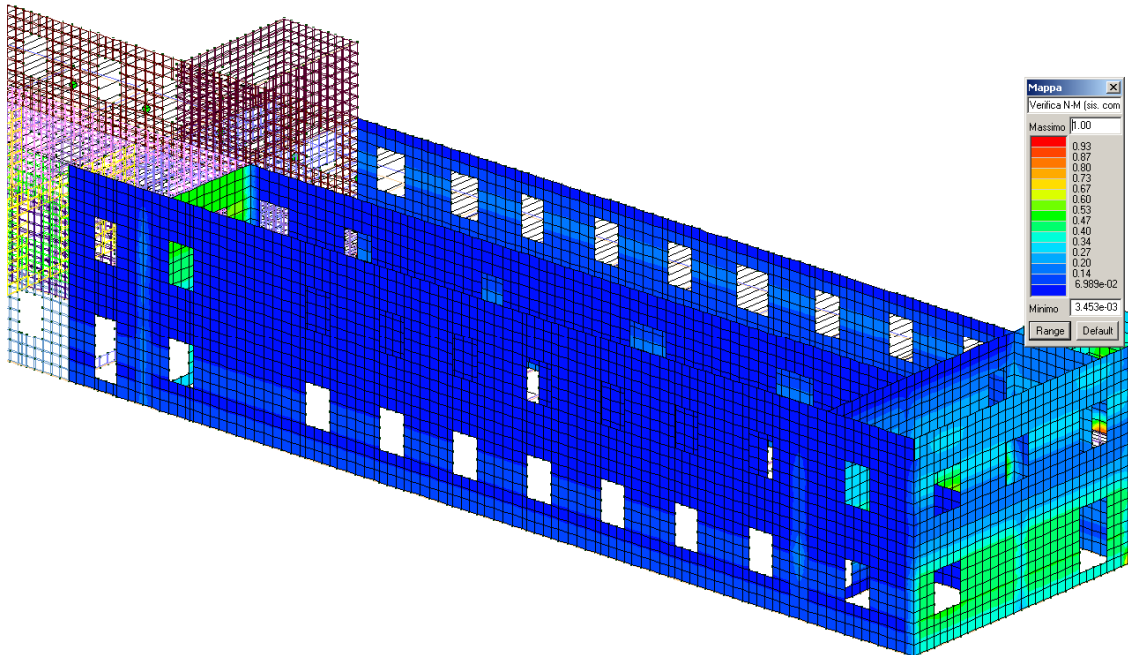
Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1194.44	1.530e+04	-6256.22	1040.37	20.00	33.44	-6256.22	1040.37	1.122	0.0	0.0
1146.67	9192.08	-6256.22	1040.37	20.00	33.44	-6256.22	1040.37	1.122	0.0	0.0
1098.89	8781.22	-6246.86	1037.01	-20.00	33.44	-6237.66	1029.29	1.131	0.036	0.015
1051.11	8370.35	-6236.59	1033.33	20.00	33.44	-6237.66	1029.29	1.131	0.004	0.008
1003.33	8370.35	-6236.59	1033.33	20.00	33.44	-6237.66	1029.29	1.131	0.004	0.008
955.56	4.294e+04	-6093.29	415.85	438.01	-90.61	-6238.14	1029.24	0.099	0.569	1.156
907.78	7.772e+04	-6078.82	351.50	438.01	-90.61	-6256.22	1040.37	0.098	0.703	1.273
860.00	6.174e+05	-6128.85	711.04	438.01	90.61	-6171.13	665.56	0.254	0.006	0.069
812.22	1.944e+05	-6007.93	776.39	438.01	90.61	-6142.95	671.66	0.247	0.019	0.164
764.44	1.762e+05	-5992.60	777.90	-438.01	-90.61	-5801.16	1669.77	1.451	0.051	0.095
716.67	1.510e+05	-5970.80	779.70	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
668.89	1.430e+05	-5993.61	774.22	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
621.11	1.421e+05	-6019.99	768.76	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
573.33	1.603e+05	-6035.47	767.96	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
525.56	1.785e+05	-6047.79	767.32	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
477.78	1.785e+05	-6047.78	767.32	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
430.00	1.363e+06	-6241.73	874.24	438.01	90.62	-6568.36	721.42	0.243	0.047	0.244
382.22	2.466e+05	-6247.74	784.20	438.01	90.61	-6682.57	741.79	0.233	0.065	0.071
334.44	2.203e+05	-6245.09	787.42	438.01	90.61	-6679.23	740.62	0.232	0.061	0.078
286.67	1.940e+05	-6245.81	788.31	438.01	90.61	-6679.20	739.14	0.232	0.061	0.082
238.89	1.899e+05	-6256.73	783.21	438.01	90.61	-6679.24	740.62	0.232	0.059	0.071
191.11	1.928e+05	-6261.27	778.55	438.01	90.61	-6679.24	740.62	0.232	0.059	0.063
143.33	2.135e+05	-6255.52	771.21	438.01	90.61	-6679.11	741.79	0.232	0.059	0.049
95.56	2.308e+05	-6251.68	766.03	438.01	90.61	-6679.11	741.79	0.232	0.060	0.040
47.78	2.404e+05	-6249.22	774.92	438.01	90.61	-6682.57	741.79	0.233	0.065	0.055
0.0	2.426e+04	-6266.02	701.25	-340.40	67.01	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	5.228e+06									

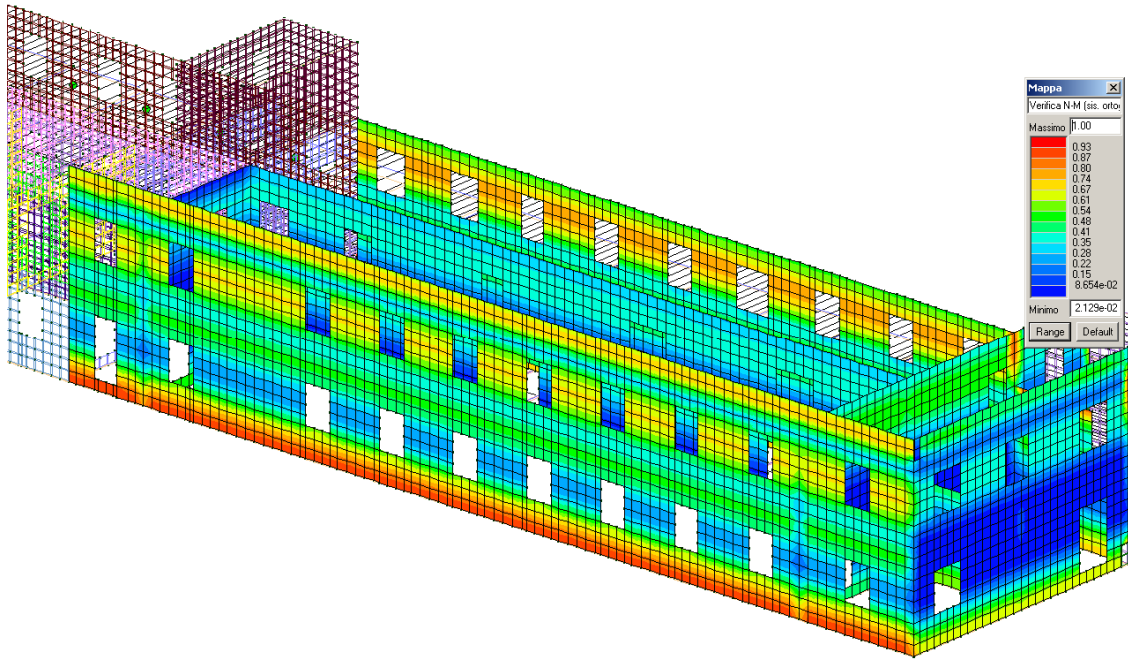
Modo	Frequenza	Periodo	M eccitata X x g	%	M eccitata Y x g	%	M eccitata Z x g	%
	Hz	sec	daN		daN		daN	
1	2.405	0.416	1922.90	3.68e-02	3.859e+06	73.8	20.67	3.95e-04
2	3.189	0.314	1.079e+05	2.1	3.496e+05	6.7	5.17	9.89e-05
3	3.794	0.264	4.925e+06	94.2	4704.47	9.00e-02	6.02	1.15e-04
4	4.155	0.241	5862.50	0.1	3.733e+05	7.1	120.74	2.31e-03
5	5.964	0.168	2167.93	4.15e-02	1.052e+05	2.0	276.93	5.30e-03
6	6.331	0.158	626.32	1.20e-02	1.729e+05	3.3	10.30	1.97e-04
7	6.481	0.154	54.46	1.04e-03	59.58	1.14e-03	7.49	1.43e-04
8	6.595	0.152	539.54	1.03e-02	309.19	5.91e-03	37.09	7.10e-04
9	6.693	0.149	1454.80	2.78e-02	2.852e+04	0.5	350.37	6.70e-03
Risulta			5.045e+06		4.894e+06		834.80	
In percentuale			96.50		93.61		0.02	



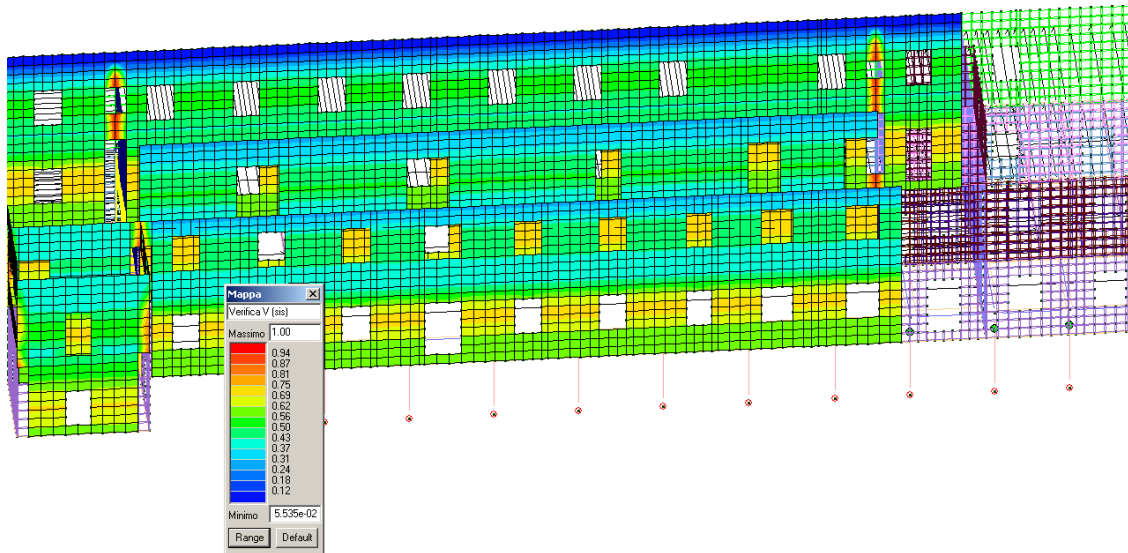
9.3.2 Verifica a pressoflessione nel piano



9.3.3 *Verifica a pressoflessione fuori piano*



9.3.4 *Verifica a taglio*



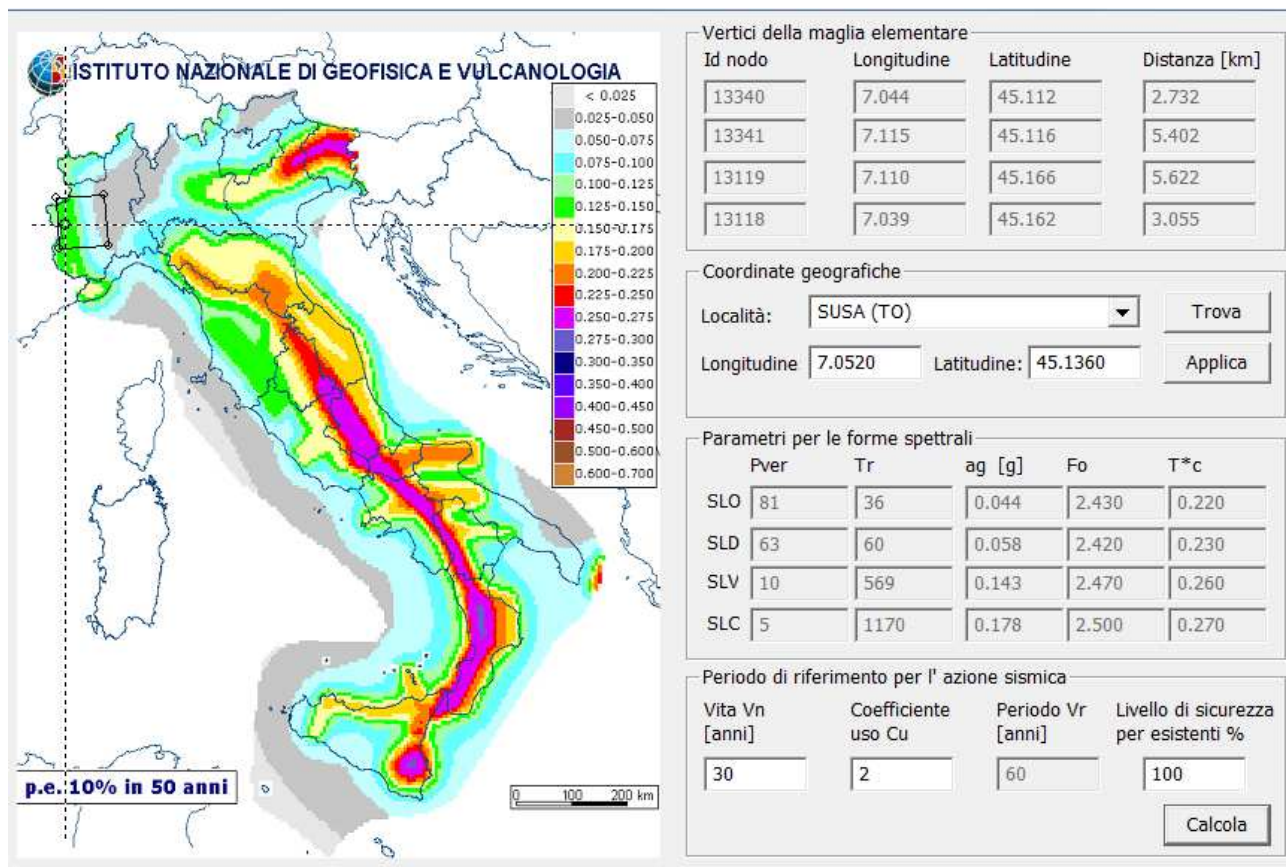
9.4 Valutazione dello Stato di Progetto

Con l'applicazione di quanto previsto dalla normativa nazionale cogente sul patrimonio artistico e ambientale si definisce il sisma massimo agente sulla struttura.

A seguito degli interventi effettuati risulta ammissibile un sisma con tempo di ritorno massimo pari a 30 anni.

Si riportano di seguito le immagini delle verifiche significative.

9.4.1 Analisi sismica

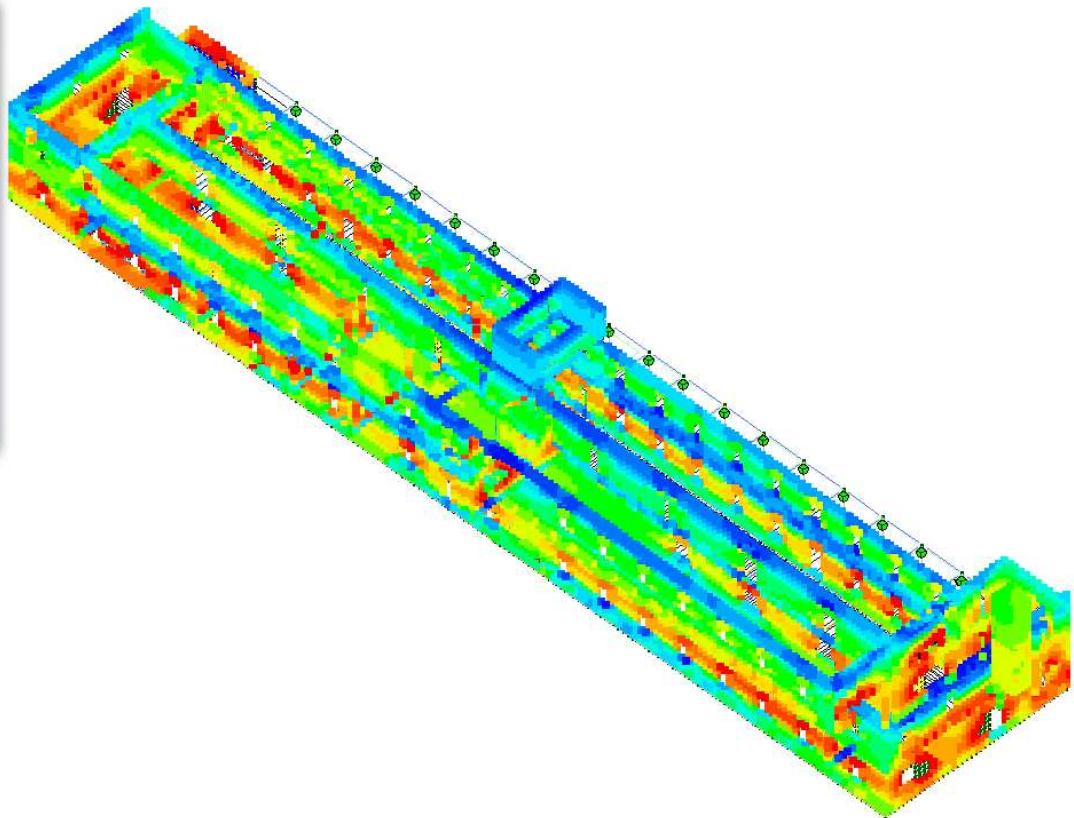
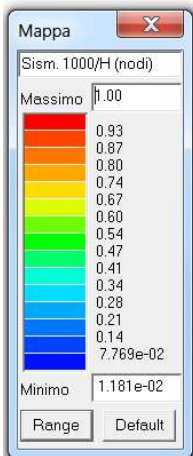


Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1194.44	1.576e+04	-6256.22	1040.37	20.00	33.44	-6256.22	1040.37	1.122	0.0	0.0
1146.67	1.011e+04	-6256.22	1040.37	20.00	33.44	-6256.22	1040.37	1.122	0.0	0.0
1098.89	9659.34	-6246.86	1037.01	-20.00	33.44	-6237.66	1029.29	1.131	0.036	0.015
1051.11	9207.39	-6236.59	1033.33	20.00	33.44	-6237.66	1029.29	1.131	0.004	0.008
1003.33	9207.39	-6236.59	1033.33	20.00	33.44	-6237.66	1029.29	1.131	0.004	0.008
955.56	4.724e+04	-6093.29	415.85	438.01	-90.61	-6238.14	1029.24	0.099	0.569	1.156
907.78	8.549e+04	-6078.82	351.50	438.01	-90.61	-6256.22	1040.37	0.098	0.703	1.273
860.00	6.929e+05	-5950.50	709.97	438.01	90.61	-6158.54	665.61	0.254	0.028	0.068
830.00	1280.00	-2185.96	1610.86	9.00	7.00	-2185.96	1610.86	1.411	0.0	0.0

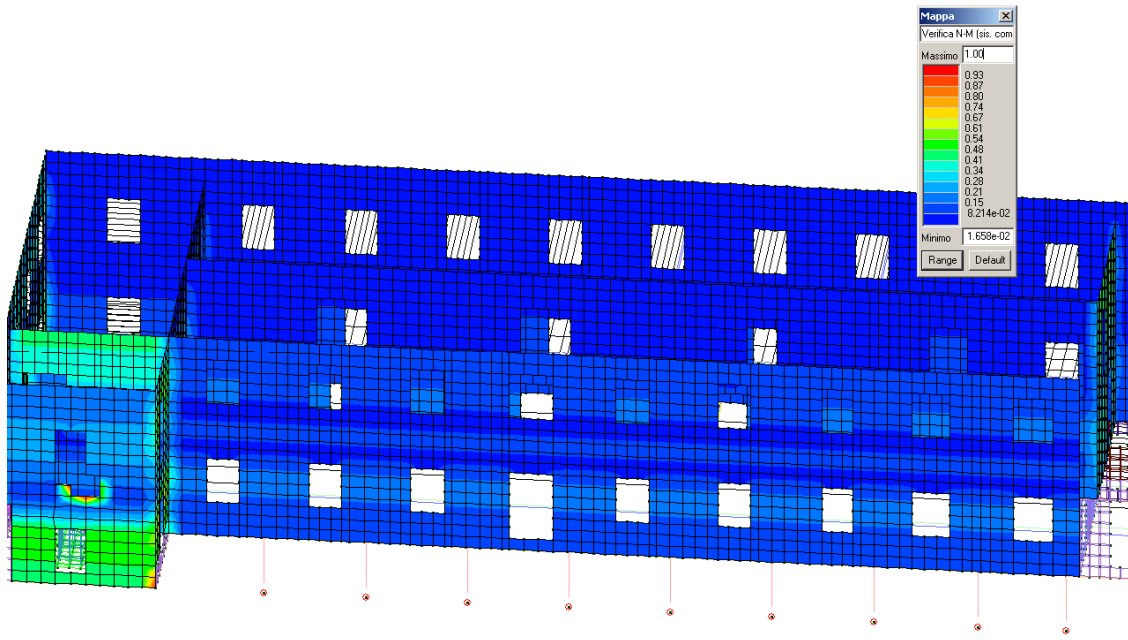
Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
812.22	2.139e+05	-6007.93	776.39	438.01	90.61	-6142.95	671.66	0.247	0.019	0.164
780.00	1600.00	-2185.96	1610.86	9.00	7.00	-2185.96	1610.86	1.411	0.0	0.0
764.44	1.938e+05	-5992.60	777.90	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
730.00	1600.00	-2185.96	1610.86	9.00	7.00	-2185.96	1610.86	1.411	0.0	0.0
716.67	1.661e+05	-5970.80	779.70	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
680.00	1600.00	-2185.96	1610.86	9.00	7.00	-2185.96	1610.86	1.411	0.0	0.0
668.89	1.573e+05	-5995.93	773.87	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
630.00	1600.00	-2185.96	1610.86	9.00	7.00	-2185.96	1610.86	1.411	0.0	0.0
621.11	1.561e+05	-6024.70	768.03	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
580.00	1600.00	-2185.96	1610.86	9.00	7.00	-2185.96	1610.86	1.411	0.0	0.0
573.33	1.762e+05	-6039.66	767.31	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
530.00	1600.00	-2185.96	1610.86	9.00	7.00	-2185.96	1610.86	1.411	0.0	0.0
525.56	1.962e+05	-6051.56	766.74	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
480.00	1600.00	-2185.96	1610.86	9.00	7.00	-2185.96	1610.86	1.411	0.0	0.0
477.78	1.962e+05	-6051.56	766.74	-438.01	90.61	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
430.00	1.632e+06	-6141.00	932.92	438.01	90.62	-6559.05	721.45	0.243	0.060	0.337
387.64	1011.73	-2222.76	1791.17	-1.22e-05	8.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
382.22	2.708e+05	-6254.80	782.33	438.01	90.61	-6682.68	741.79	0.233	0.064	0.067
380.00	1473.48	-2183.14	1604.85	9.00	7.00	-2185.67	1557.33	1.411	0.025	0.512
339.98	1095.72	-2162.91	1791.66	0.0	8.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
334.44	2.419e+05	-6252.81	785.42	438.01	90.61	-6679.23	740.62	0.232	0.060	0.075
330.00	1481.47	-2188.54	1605.62	-9.00	-7.00	-2185.96	1606.24	1.429	0.019	0.007
286.67	2.154e+05	-6208.54	797.29	438.01	90.61	-6679.35	740.62	0.232	0.066	0.094
285.00	75.47	-2095.96	1645.86	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
283.33	95.07	-2095.96	1610.86	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
281.67	89.14	-2095.96	1575.86	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
280.00	1248.73	-2212.34	1605.88	9.00	7.00	-2272.43	1582.59	0.980	0.546	0.361
250.83	504.81	-2006.04	1645.86	-10.99	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
238.89	2.090e+05	-6257.90	783.45	438.01	90.61	-6679.24	740.62	0.232	0.059	0.071
230.00	1433.76	-2196.42	1608.98	9.00	-7.00	-2268.90	1610.80	1.083	0.508	0.026
215.00	503.45	-2005.80	1610.86	-10.99	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
191.11	2.121e+05	-6261.27	778.55	438.01	90.61	-6679.24	740.62	0.232	0.059	0.063
180.00	1507.37	-2191.43	1613.83	9.00	7.00	-2252.84	1610.94	1.154	0.424	0.038
179.17	497.34	-2004.69	1575.86	-10.99	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
143.33	2.366e+05	-6223.03	776.57	438.01	90.61	-6679.11	741.79	0.232	0.064	0.058
130.00	1485.94	-2192.92	1616.22	9.00	-7.00	-2221.71	1639.08	1.289	0.235	0.269
107.50	931.07	-2140.96	1425.81	-8.60e-06	8.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95.56	2.534e+05	-6258.54	765.02	438.01	90.61	-6679.37	731.99	0.232	0.060	0.055
80.00	1452.79	-2185.02	1617.99	9.00	7.00	-2185.96	1615.48	1.429	0.007	0.027
56.01	853.52	-2205.62	1434.49	-1.70e-05	8.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
47.78	2.638e+05	-6258.34	773.56	438.01	90.61	-6682.85	729.99	0.232	0.064	0.073
35.83	656.40	-2230.96	1432.42	-2.47e-05	8.30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	rapp. r/Ls	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
30.00	1157.70	-2181.97	1618.26	9.00	-7.00	-2185.67	1664.39	1.411	0.036	0.497
0.0	2.678e+04	-6250.92	704.14	-389.20	75.31	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Risulta	5.927e+06									

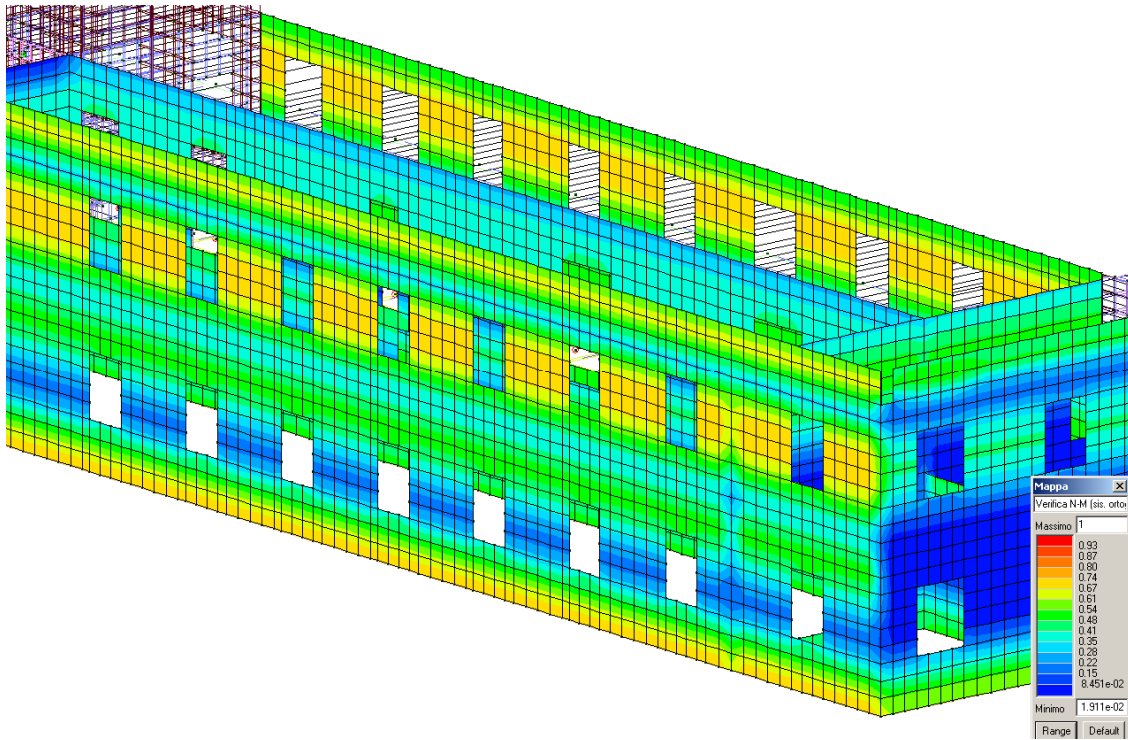
Modo	Frequenza	Periodo	M eccitata X x g	%	M eccitata Y x g	%	M eccitata Z x g	%
	Hz	sec	daN		daN		daN	
1	2.221	0.450	5879.05	9.92e-02	4.562e+06	77.0	11.03	1.86e-04
2	3.017	0.331	3.497e+05	5.9	5.502e+05	9.3	0.0	0.0
3	3.385	0.295	5.404e+06	91.2	1.436e+04	0.2	0.62	1.05e-05
4	4.451	0.225	64.52	1.09e-03	1.931e+05	3.3	259.09	4.37e-03
5	6.052	0.165	9.05	1.53e-04	2.803e+05	4.7	214.58	3.62e-03
6	6.105	0.164	1.91	3.22e-05	93.48	1.58e-03	0.66	1.12e-05
7	6.233	0.160	13.37	2.26e-04	80.87	1.36e-03	0.99	1.68e-05
8	6.505	0.154	17.39	2.93e-04	5.891e+04	1.0	229.33	3.87e-03
9	6.599	0.152	7.47	1.26e-04	481.11	8.12e-03	12.88	2.17e-04
Risulta			5.760e+06		5.659e+06		729.17	
In percentuale			97.18		95.48		0.01	



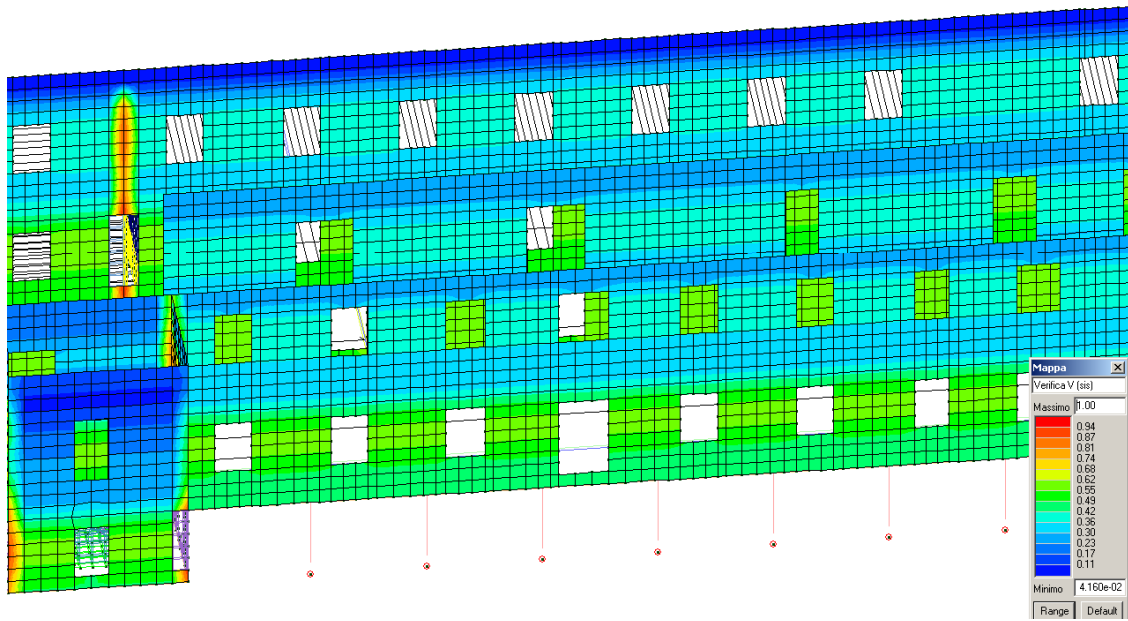
9.4.2 *Verifica a pressoflessione nel piano*



9.4.3 *Verifica a pressoflessione fuori piano*



9.4.4 Verifica a taglio



9.5 Confronto modelli SF e PR: livello di miglioramento strutturale

Confrontando le accelerazioni di progetto risulta:

Combinazione	a_g		Miglioramento sismico
	STATO DI FATTO	PROGETTO	
SLO	0,04	0,044	10%
SLD	0,047	0,058	23%
SLV	0,124	0,143	15%

Dal confronto delle accelerazioni risulta quindi un miglioramento delle prestazioni del fabbricato.

9.6 Conclusioni

Le strutture esistenti principali presentano un buon stato di conservazione, a meno di alcune situazioni puntuali dovute ad infiltrazioni dalle coperture, che verranno opportunamente consolidate e rinforzate come dettagliato negli elaborati di progetto.

Nelle condizioni sismiche le strutture risultano verificate sia nella situazione esistente e quindi relativa al sisma per la classe d'uso attuale sia nella situazione finale per un sisma relativo ad edificio rilevante con destinazione scolastica.

A seguito degli interventi previsti, si registra un miglioramento minimo del comportamento al sisma del 10%.

Dalle analisi effettuate l'edificio risulta verificato alle azioni previste in progetto.