

Fiume Mincio

Opere idrauliche di II categoria

MN-E-394-M

CUP: **B64H15000070002**

CIG:



Progetto Definitivo / Esecutivo

Lotto **B**

ELABORATO

RELAZIONI DI CALCOLO

Relazione di calcolo degli interventi di adeguamento sismico
Edificio di contenimento della paratoia principale

UBICAZIONE OPERE

Comune di Mantova
Località Ponte dei Mulini

DATA: Agosto 2018

AGG. -

SCALA:

-

COMMITTENTE

AIPO - Ufficio operativo di Mantova

Vicolo Canove, 26 - 46100 Mantova

tel. + 39 0376320461

fax. + 39 0376320464

e-mail: ufficio-mn@agenziapo.it

Raggruppamento temporaneo d'impresa

POLARIS - STUDIO ASSOCIATO



HYDRODATA S.p.a.



ENGEО S.r.l.



SAP S.r.l.



Legale rappresentante
della Cap. Gruppo R.T.I.



Responsabile unico del procedimento

Ing. Ivano Galvani

Il Coordinatore alla Progettazione

Ing. Marcello Moretti

Assistente

Dott. Paolo Michelini

Lavori di ripristino funzionale del manufatto a sostegno del Lago Superiore denominato "Vasarone", a seguito degli eventi sismici del 20 e 29 maggio 2012

2.c.2.2

SOMMARIO

1. Premessa.....	3
2. Interventi di miglioramento strutturale.....	4
3. Valutazione del livello di conoscenza	5
3.1. Analisi storico critica	5
3.2. Rilievo	6
3.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali	6
3.4. Livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza.....	6
4. Descrizione dell'edificio	7
5. Azione sismica	8
5.1. Inquadramento sismico	8
5.2. Definizione dell'azione sismica.....	9
5.3. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali	9
5.4. Vita nominale.....	10
5.5. Classe d'uso e Vita utile	10
5.6. Suolo.....	11
5.7. Condizioni topografiche	11
5.8. Fattore di struttura	11
5.9. Spettri di progetto utilizzati.....	12
5.9.1. Spettro in risposta sismica locale SLV	12
5.9.2. Spettro in risposta sismica locale SLD	13
6. Modalità di verifica.....	14
6.1. Stato limite di esercizio	14
6.2. Stato limite ultimo	14
7. Analisi dei carichi	15
7.1. Esempi di carichi – masse applicati	15
7.2. Condizioni elementari di carico.....	16
7.3. Combinazione delle azioni.....	17
8. Verifiche soletta in c.a. di consolidamento solaio di calpestio esistente	17
8.1. Analisi dei carichi	18
8.2. Materiali utilizzati.....	18
8.3. Verifiche effettuate	18
9. Verifica telaio in acciaio di piano rigido alla quota +25.10 m	21

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

9.1. Descrizione del modello.....	21
9.2. Materiali utilizzati.....	23
9.3. Verifiche profili in acciaio	23
9.4. Verifica connessione	25
10. Valutazione lastre in acciaio applicate al solaio di copertura.....	28
10.1. Descrizione modello	28
10.2. Materiali utilizzati.....	29
10.3. Verifiche profili in acciaio	29
11. Metodi di analisi e criteri di verifica	31
11.1. Descrizione dei criteri di modellazione	31
11.2. Materiali	31
11.2.1. Murature	31
11.3. Legno e calcestruzzo.....	32
11.4. Valutazione dell'indicatore di rischio sismico	32
12. Modellazione e verifiche degli elementi sismoresistenti	34
12.1. Verifiche sugli elementi sismoresistenti.....	34
12.1.1. Tassi di sfruttamento globali a pressoflessione nel piano.....	34
12.1.2. Tassi di sfruttamento globali a pressoflessione fuori dal piano	35
12.1.3. Tassi di sfruttamento globali a taglio nel piano.....	35
12.1.4. Indicatori di rischio globali della struttura.....	36
12.1.5. Verifiche agli Stati limite di esercizio.....	36
12.1.6. Verifiche cinematiche di collasso.....	36
12.1.7. Verifiche maschi murari.....	36
13. Conclusioni	39

1. Premessa

Nella presente relazione è riportata la verifica di miglioramento sismico condotta sull'edificio di contenimento della paratoia principale posta a regolazione dei livelli idrici tra il Lago Superiore e il Lago di Mezzo mediante il nodo idraulico denominato "Vasarone". L'immobile è ubicato in località Ponte dei Mulini nel Comune di Mantova.

Lo scopo della presente relazione è quello di eseguire le verifiche di resistenza e di spostamento in combinazione sismica e valutare, con opportuni algoritmi di calcolo, il rapporto tra l'azione sismica che genera il superamento delle soglie di capacità (di resistenza e di spostamento) dell'immobile e l'azione sismica di progetto richieste, non dalla normativa vigente, D.M. 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni, entrata in vigore il 22.03.2018, bensì ai sensi dell'art. 2 del D.M. 17 Gennaio 2018 che recita "Art. 2 - Ambito di applicazione e disposizioni transitorie 1. Nell'ambito di applicazione del decreto legislativo 18 aprile 2016, n. 50, per le opere pubbliche o di pubblica utilità in corso di esecuzione, per i contratti pubblici di lavori già affidati, nonché per i progetti definitivi o esecutivi già affidati prima della data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui all'art. 1, si possono continuare ad applicare le previgenti norme tecniche per le costruzioni fino all'ultimazione dei lavori ed al collaudo statico degli stessi. Con riferimento alla seconda e alla terza fattispecie del precedente periodo, detta facoltà è esercitabile solo nel caso in cui la consegna dei lavori avvenga entro cinque anni dalla data di entrata in vigore delle norme tecniche per le costruzioni di cui all'art. 1. Con riferimento alla terza fattispecie di cui sopra, detta facoltà è esercitabile solo nel caso di progetti redatti secondo le norme tecniche di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008....", la normativa di riferimento risulta essere il D.M. 14 Gennaio 2008.

Il coefficiente (iPGA) con cui si riassumerà l'esito della verifica sarà un valore che se superiore all'unità indicherà che l'edificio è in grado di resistere ad una azione sismica di intensità pari o superiore a quella di progetto, se invece risulterà inferiore all'unità, il suddetto valore espresso in forma percentuale, darà un indicatore di quanto è vulnerabile l'edificio stesso.

L'evoluzione normativa statale e regionale ha portato ad una riclassificazione totale del territorio italiano in merito al rischio sismico. Le N.T.C. 2008 identificano un reticolo di punti su tutto il territorio nazionale per i quali sono definiti dei parametri per la determinazione dell'azione sismica e obbligano ad eseguire il calcolo strutturale considerando anche questa azione.

La capacità di un edificio di resistere ad azioni orizzontali di origine sismica è demandata ad alcuni elementi detti primari o sismoresistenti. Nel caso di specie gli elementi sismoresistenti sono identificati nei maschi murari ricompresi nelle pareti dell'edificio; in particolare un maschio murario è quell'elemento continuo da cielo a terra non comprensivo di aperture, vincolato al suolo ed avente caratteristiche meccaniche/geometriche tali da poter resistere sia ad azioni verticali che orizzontali. Gli elementi orizzontali quali travi e solai hanno il solo scopo di trasferire le azioni verticali e inerziali sismiche agli elementi sismoresistenti.

Nella fase odierna l'obiettivo è quello di ottenere la restituzione delle verifiche, di resistenza e di spostamento, a seguito di un intervento atto a migliorare il comportamento della struttura ad oggetto, sottoposta a tutti i carichi e le azioni previste dalla normativa di riferimento, eseguendo un confronto con la precedente analisi di vulnerabilità. In particolare, a seguito della individuazione degli interventi strutturali ipotizzati da eseguire sull'opera è stato aggiornato il modello numerico e sono state rilanciate le verifiche mediante un software agli elementi finiti per valutare l'efficacia degli interventi stessi.

Per poter eseguire le verifiche di cui sopra è necessario avere le seguenti informazioni relative all'edificio:

- destinazione d'uso;
- geometria delle strutture e caratteristiche meccaniche dei materiali che le compongono;
- azione sismica di progetto.

Nel seguito vengono illustrate la metodologia di calcolo e i risultati della verifica di vulnerabilità sismica.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

2. Interventi di miglioramento strutturale

Come evidenziato nella relazione di vulnerabilità l'accelerazione sismica col quale l'edificio va in crisi è meno della metà rispetto a quella di progetto definita per quel luogo e con le caratteristiche dell'edificio in questione. Questo è dovuto sostanzialmente a due fattori: fattori geometrici, debiti al fatto che l'edificio possiede una elevata altezza portando ad ottenere, di conseguenza, una elevata snellezza dei maschi murari sismoresistenti, non avendo altresì nessun tipo di impalcato in tutto il loro sviluppo; e fattori dovuti alla strategicità dell'opera, in quanto essendo la struttura di contenimento di una delle paratoie poste a regolare i livelli idrici dei laghi di Mantova, un crollo della stessa causerebbe un possibile grave danno all'intera città; questo ha portato ad ottenere in fase di analisi della vulnerabilità una vita nominale ≥ 100 anni "Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica" e una **classe d'uso IV** con relativo coefficiente d'uso pari a 2.0, ottenendo in questo modo un periodo di riferimento di 200 anni e di conseguenza una azione sismica di progetto molto elevata che ha portato a scarsi risultati in termini di vulnerabilità.

In questo stadio del progetto sono stati definiti gli interventi posti a compensare le carenze individuate andando a intervenire sui fattori critici. In particolare per ovviare al problema della snellezza dei maschi murari è stato inserito un impalcato rigido, alla quota +25.10 m, composto da una intelaiatura in acciaio costituita da un profilo perimetrale UNP180 per permettere la connessione con la muratura, dei profili longitudinali e trasversali HEB180 in modo da dividere il telaio in quattro quadranti ove inserire in ciascuno due tiranti a diagonale tesa attiva L70x70x7 al fine di assorbire l'azione orizzontale e quindi "spezzare" la luce dei maschi murari. Al fine di ottenere un comportamento della struttura il più possibile "scatolare" viene demolito il solaio di copertura esistente costituito da tavole in laterizio sostituito con un doppio assito incrociato, che costituirà il secondo impalcato rigido; per ottenere un miglior comportamento del piano rigido verranno applicate alle linee di dislivello delle lastre in acciaio COR-TEN aventi lo scopo di ottenere la continuità delle falde e quindi del piano rigido stesso; inoltre lungo tutto il perimetro della struttura sarà applicata una lastra in acciaio COR-TEN che, mediante delle barre filettate poste in senso verticale bullonate ad essa collegheranno al meglio la copertura alle murature, inoltre verrà disposta una ulteriore lastra in acciaio COR-TEN sulle pareti verticali a ridosso della copertura anch'essa munita di barre filettate, bullonate ad essa, inserite orizzontalmente nella muratura, al fine di connettere al meglio il piano di copertura con le murature sottostanti e ottenere una cerchiatura delle stesse.

Al fine di ottenere maggiori resistenze dai maschi murari coinvolti nelle azioni sismiche si è deciso di tamponare la totalità delle aperture e inoltre le tamponature presenti, visibili nelle zone interne non intonacate, verranno demolite e ricostituite mediante un efficace ammassamento delle stesse sulla muratura strutturale al fine di aumentare le geometrie dei maschi murari. Anche il portone d'ingresso attuale verrà tamponato creando un nuovo accesso demolendo in toto la tramezza, non strutturale, che attualmente divide l'interno del locale dalla zona ciclopedonale, applicando al suo posto un portone a libro dotato di porta per accesso pedonale avente geometrie tali da permettere l'inserimento e l'estrazione della paratoia per eventuali interventi di manutenzione. In fase di inserimento ed estrazione della paratoia tutto il peso di essa andrà a gravare sul solaio esistente costituito da una sezione mista in travi di acciaio tipo HEA 240, tavelloni in laterizio e calcestruzzo. Siccome con il nuovo percorso di inserimento ed estrazione della paratoia il carico andrà a gravare in punti critici del solaio, come ad esempio la mezzera, determinando sollecitazioni massime onerose si è deciso di consolidare il solaio esistente mediante una nuova soletta in calcestruzzo armato, con spessore di circa 40 cm al fine di garantire la portanza del nuovo carico dovuto alla movimentazione della paratoia.

Per quanto riguarda il problema della strategicità dell'opera si ricorda che non è legata all'edificio in sé, ma è legata al fatto che un possibile crollo dell'edificio possa intaccare l'operabilità della paratoia al suo interno e rendere impossibile la regolamentazione dei livelli idrici dei laghi. Per ovviare a questa problematica si è pensato di installare all'interno dell'edificio una corazzatura metallica, costituita da colonne in acciaio HEB 360 e travi anch'esse in acciaio tipo HEA 200 e HEB 400 poste a sostegno di una rete composta da fili d'acciaio ad alta resistenza munita di dissipatori per isolare la paratoia dall'edificio.

In questo modo un eventuale crollo dell'edificio non andrebbe a compromettere la fruibilità della paratoia, inoltre la corazzatura viene estesa anche sulla parte ciclopedonale che attraversa l'edificio rendendo sicuro il passaggio di persone durante un eventuale sisma. Utilizzando questa tecnologia è possibile declassare l'edificio in quanto perde la propria funzione di "edificio strategico" passando ad una vita nominale ≥ 50 "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" e una **classe d'uso II**, ottenendo uno sconto importante sulla azione sismica.

Per quanto riguarda il castello a sostegno della paratoia verrà ricostruito ex novo mediante carpenterie metalliche rendendo superfluo l'attuale sistema di fissaggio ai ringrossi in muratura presenti sulle pareti dell'edificio che appunto verranno demoliti ottenendo uno spessore costante delle murature per tutta la loro estensione.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

3. Valutazione del livello di conoscenza

L'edificio oggetto di verifica è definito, ai sensi della normativa vigente, come **edificio esistente** e nomato dai Capitoli 8 delle N.T.C. 2008 e della circolare 617/2009.

Per poter eseguire le verifiche richieste vengono introdotti ulteriori coefficienti di sicurezza parziali, oltre a quelli già previsti per edifici nuovi, per considerare che le geometrie e i materiali siano conosciuti con diversi gradi di accuratezza.

La norma definisce un livello di conoscenza "LC" in base all'acquisizione delle seguenti informazioni:

- documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali;
- eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;
- prove in-situ e in laboratorio.

I livelli di conoscenza sono 3 (LC1, LC2 e LC3) ai quali corrispondono altrettanti coefficienti di sicurezza definiti fattori di confidenza "FC" (1.35, 1.25, 1) col quale decurtare i valori meccanici dei materiali.

Di seguito sono descritte le valutazioni effettuate per giungere al livello di conoscenza.

3.1. Analisi storico critica

Il manufatto di scarico denominato "Vasarone" è l'opera principale di regolazione dei livelli del Lago Superiore (17.50÷17.80 mslm) e scarico delle acque del Mincio nel Lago di Mezzo e Inferiore (14.20/14.50÷17.50 mslm) ed è opera strategica per la sicurezza della città di Mantova nel contesto dell'articolato complesso "sistema della difesa idraulica della città di Mantova", opera realizzata dall'ex Genio Civile poi Magistrato per il Po.

L'opera di sbarramento idraulico fu ideata dall'ingegnere bergamasco A. Pitentino, realizzato inizialmente tra il 1188 e il 1198 conclusosi nel 1230, era dotato di 12 mulini azionati dal salto d'acqua e coperti nel 1417. L'opera generò nelle varici del Mincio il lago Superiore ed i laghi di Mezzo e Inferiore. L'opera, restaurata nel 1600 e tra il 1744-1758 da Maria Teresa d'Austria, sopravvisse fino al 1944 quando un bombardamento aereo distrusse completamente la ferrovia e la parte iniziale e centrale del ponte costituito dai mulini. Il tratto iniziale col "Vasarone" e la ferrovia furono ricostruiti nel dopo guerra con l'intero sbarramento. Il "Vasarone" fu adeguato idraulicamente dopo la grande piena del 1951 nel contesto della succitata realizzazione del "sistema della difesa idraulica della città di Mantova".

Negli anni 1998/2004, nell'ambito dei "lavori di ristrutturazione della difesa idraulica della città di Mantova" in concessione ATI Pizzarotti & C, Magistrato Po/AIPO, era già previsto nel secondo lotto l'intervento 3 - "Ristrutturazione e miglioramento Vasarone e Vasarone", al fine di consolidare e ristrutturare i due manufatti che presentavano problemi di conservazione materica, adeguamento strutturale e manutenzione agli impianti delle paratoie. Durante i sopralluoghi effettuati al "Vasarone" già allora si poté constatare un avanzato degrado materico della componente muraria con la necessità di consolidamenti e ripristini anche strutturali. In tale sede emerse anche la necessità di garantire una doppia sicurezza agli organi meccanici per assicurare in ogni evenienza la possibilità di effettuare le manovre di regolazione in sicurezza, considerata l'importanza strategica del manufatto per la sicurezza della città. L'intervento purtroppo non fu eseguito per il contenzioso scaturito con l'impresa che portò alla rescissione del contratto.

Gli eventi sismici del maggio 2012 hanno evidenziato un quadro fessurativo significativo, un malfunzionamento con blocco parziale dei movimenti delle paratoie delle luci inferiori e un degrado materico elevato soprattutto delle volte e delle strutture murarie.

L'evento sismico, congiuntamente con la nuova sensibilità raggiunta oltre che con il quadro normativo recente e le specificazioni normative regionali sia di settore che relative ai finanziamenti, ha evidenziato l'urgenza di mettere in sicurezza l'opera non solo dal punto di vista conservativo, materico e funzionale delle apparecchiature, come previsto dal progetto del 1998-2004 ma soprattutto la necessità inderogabile di verificarne la sicurezza sismica tramite una preventiva valutazione di vulnerabilità e classificazione al rischio sismico.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

3.2. Rilievo

Nell'area d'interesse sono stati effettuati svariati sopralluoghi dalla ditta assegnataria della campagna di rilievo e diagnostica di tutto il nodo idraulico, composta da una prima fase consistente nei rilievi geometrici e, a seguire, la campagna diagnostica e geologica.

Ciò ci ha portati ad avere un buon numero di elaborati grafici dettagliati di tutta la struttura, oltre agli esiti delle prove di laboratorio eseguite su provini, prelevati da varie parti d'opera, al fine di poter classificare al meglio le caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali attualmente presenti da implementare nel modello numerico per la valutazione della vulnerabilità dell'edificio.

3.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per la caratterizzazione meccanica dei materiali sono state eseguite le seguenti indagini in varie posizioni dell'opera:

- Prelievi di carote in calcestruzzo per prove di compressione e carbonatazione;
- Carotaggi continui su elementi in muratura per prove di compressione diagonale con corsi di malta a 45°;
- Prove di compressione su prismi ricavati da mattoni pieni;
- Prove di punzonamento su corsi di malta;
- Prove di durezza su acciaio delle gargamature;
- Indagini con georadar sulle solette e spalle;
- Rilievo fotografico, strumentale di umidità relativa e geometrici di elementi lignei della copertura;
- Indagini resistografiche degli elementi lignei.

3.4. Livelli di conoscenza e relativi fattori di confidenza

- **Geometria:** rilievi accurati eseguiti in situ tramite ditta specializzata;
- **Dettagli strutturali:** verifiche in situ estese ed esaustive;
- **Proprietà materiali:** indagini in situ esaustive.

In accordo con la tabella C8A.1.1 della Circolare 617/2009 si può ritenere di adottare un **livello di conoscenza LC= 3**, "Conoscenza Accurata" con un relativo **Fattore di Confidenza FC= 1**.

Ciò implica nessun tipo di declassamento alle proprietà meccaniche dei materiali strutturali analizzate tramite le prove in laboratorio.

4. Descrizione dell'edificio

L'edificio contenente la paratoia principale è sostanzialmente a impronta quadrata costituito da mattoni in laterizio pieni aventi spessore di 3 teste, circa 38 cm, intonacati mediante intonaco cementizio. I muri in corrispondenza della paratoia aumentano di spessore fino a un totale di circa 85 cm per permettere l'appoggio del castello di sostegno della paratoia stessa per una altezza totale di circa 4,60 m dalla quota del pavimento; nelle restanti posizioni i muri mantengono costante il proprio spessore fino alla quota di gronda, circa 7,00 m dal piano di calpestio, dove lo spessore aumenta di qualche centimetro.

La copertura ha una struttura principale costituita da una capriata in legno e da quattro puntoni che definiscono le diagonali del tetto a padiglione; questi ultimi sostengono un'orditura secondaria con funzione di rompitratta e i travetti, anch'essi in legno. Tra i travetti sono stati posizionati dei tavelloni in laterizio con rasatura superficiale, guaina impermeabilizzante e tegole in laterizio tipo "marsigliesi". Completano l'opera le lattonerie di convogliamento delle acque meteoriche in acciaio.

Negli anni sono state eseguite delle tamponature su finestrate e porte inizialmente presenti, utilizzando blocchi in semipieno di laterizio; dopo una analisi visiva si è notato che queste tamponature non sono efficacemente maschiate con la muratura presente, motivo per cui nel modello numerico relativo al calcolo della vulnerabilità non sono state modellate, lasciando a tutti gli effetti una apertura; contrariamente, nella modellazione relativa al miglioramento è stata considerata la continuità metrica a seguito degli interventi concepiti.

Gli ultimi interventi significativi, oltre alle normali operazioni di manutenzione ordinaria, sono quelli legati alla realizzazione della pista ciclopedonale costruita in fregio alla ex S.S. 62. Vista l'impossibilità di realizzare un passaggio sicuro per l'utenza ciclopedonale nelle vicinanze dell'immobile, si è optato per concedere l'attraversamento dello stesso andando a realizzare un tunnel verso il lato di valle aprendo due varchi nelle murature di larghezza pari a 2,65 m. Il tunnel è stato poi tamponato orizzontalmente con un solaio in calcestruzzo e verticalmente con una parete in muratura di laterizio semipieno.

All'interno dell'edificio oltre alla paratoia e al relativo castello è presente un locale, delimitato mediante una parete sottile di circa 15 cm su un lato e la parete a delimitazione del tunnel ciclopedonale sull'altro, adibito al contenimento dei quadri elettrici necessari per la movimentazione della paratoia.

Infine il solaio di calpestio di questo edificio è realizzato con una struttura portante principale in travi di acciaio con interposti tavelloni in laterizio, soletta di completamento in calcestruzzo armato e pavimentazione con marmette di cemento. In corrispondenza delle murature a "scavalco" del canale sono state realizzate delle travi in calcestruzzo armato così come a ridosso del vano di corsa della paratoia.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

5. Azione sismica

Si procede all'identificazione dell'azione sismica come suggerito dal D.M. 14 Gennaio 2008.

5.1. Inquadramento sismico

L'immobile in oggetto è ubicato in Regione Lombardia, all'interno del Comune di Mantova. Per meglio inquadrare il contesto sismico in cui si colloca l'edificio è utile ricordare che l'O.P.C.M. 3274 del 20.03.2003 e s.m.i. ha provveduto a formulare i "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche - individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone", lasciando poi alle Regioni il compito materiale di procedere "all'individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche". In questo contesto normativo la Regione Lombardia, in prima battuta, con D.G.R. n. 7/14964 del 07.11.2003, provvedeva a recepire in via transitoria l'elenco delle zone sismiche proposto dalla succitata Ordinanza. A seguito degli eventi sismici del 20 e 29 Maggio 2012 accaduti nelle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, l'Amministrazione lombarda ha provveduto a rivedere la classificazione sismica del proprio territorio emanando la D.G.R. 10/2129 del 11.07.14 che prevedeva l'entrata in vigore della nuova zonizzazione il 16.10.2014. Con D.G.R. 10/2489 del 10.10.14 la Regione Lombardia ha differito l'entrata in vigore della nuova classificazione al 14.10.2015. Con ulteriore D.G.R. 10/4144 del 08.10.15 la Regione Lombardia ha differito ulteriormente l'entrata in vigore della nuova classificazione al 10.04.2016.

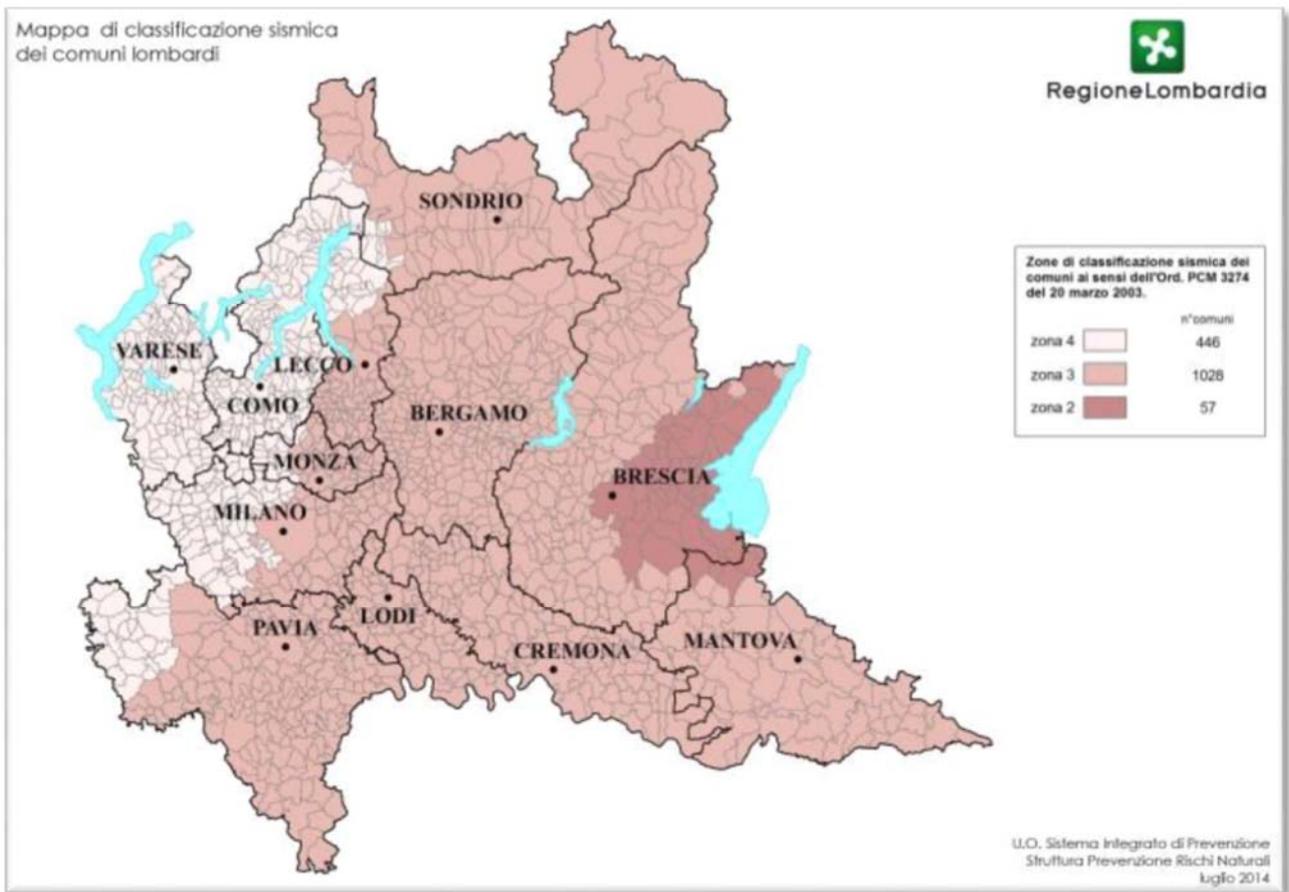


Figura 1 - Mappa di classificazione sismica

Ad oggi quindi è in vigore la nuova zonizzazione. Per quanto concerne il Comune di Mantova si osserva che la vecchia zonizzazione classificava il territorio in Zona 4 mentre quella attuale classifica il territorio comunale in **Zona 3**.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

5.2. Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è definita, per i diversi stati limite, al § 3.2 delle N.T.C. 2008, tenuto conto del periodo di riferimento definito al § 2.4 delle stesse N.T.C. 2008.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria **A** quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 delle N.T.C. 2008, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 delle N.T.C. 2008.

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, per le componenti orizzontali, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerato.

Per gli stati limite ultimi ai fini del progetto o della verifica, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovrarresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, per le componenti orizzontali, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerato, con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule (3.2.4 delle N.T.C. 2008) η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura.

5.3. Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico definisce l'accelerazione che può subire l'edificio a seguito di un evento sismico al variare del proprio periodo. La formulazione matematica dello spettro è definita dalle formule esposte nelle N.T.C. 2008 al § 3.2.2.1:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2.4}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Nelle (3.2.4) inoltre S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T,$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%,

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55,$$

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

$$T_C = C_C \cdot T^*_{C,}$$

dove:

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo e T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

$$T_B = T_C / 3, (3.2.8)$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6.$$

Di seguito si andranno a definire i parametri necessari alla costruzione dello spettro di progetto.

5.4. Vita nominale

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

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per la struttura in esame, a seguito degli interventi volti a migliorare il comportamento sismico globale e soprattutto in relazione all'installazione della corazzatura posta a protezione della paratoia, si stabilisce che l'edificio in sé possa essere declassato da "opera di importanza strategica" a "opera ordinaria" ottenendo una vita nominale ≥ 50 anni.

5.5. Classe d'uso e Vita utile

In presenza di azioni sismiche, con le conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in "classi d'uso", e ad ogni classe d'uso è attribuito un "coefficiente d'uso" C_U , necessario ad individuare il periodo di riferimento V_R tramite la formula

$$V_R = V_N \cdot C_U (2.4.1),$$

nel caso in esame si attribuisce alla struttura una classe **d'uso II**, "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti."

Alla classe d'uso II è attribuito un coefficiente d'uso pari a 1,0 come indicato in tabella 2.4.II delle N.T.C. 2008.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Perciò il periodo di riferimento V_R è pari a **50 anni**.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

5.6. Suolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. Il suolo di fondazione è classificato, in base alla relazione del Geologo come suolo di **tipo C**.

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento</i> (con $V_s > 800$ m/s).

5.7. Condizioni topografiche

La condizione topografica descrive l'andamento altimetrico del terreno:

Tabella 3.2.IV – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Per l'edificio in oggetto la categoria è la **T1**.

5.8. Fattore di struttura

Il valore del fattore di struttura "q" da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene in conto le non linearità di materiale.

Nell'analisi statica o dinamica con fattore di struttura q è possibile utilizzare lo spettro di progetto che si ottiene dallo spettro elastico riducendone le ordinate con l'uso del fattore di struttura, di fatto scalando l'azione sismica agente sull'edificio; il valore è scelto nel campo fra $2,0\alpha_u/\alpha_1$ e $3,0\alpha_u/\alpha_1$ (α_u/α_1 = rapporto di sovreresistenza della struttura) sulla base della regolarità in pianta e dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

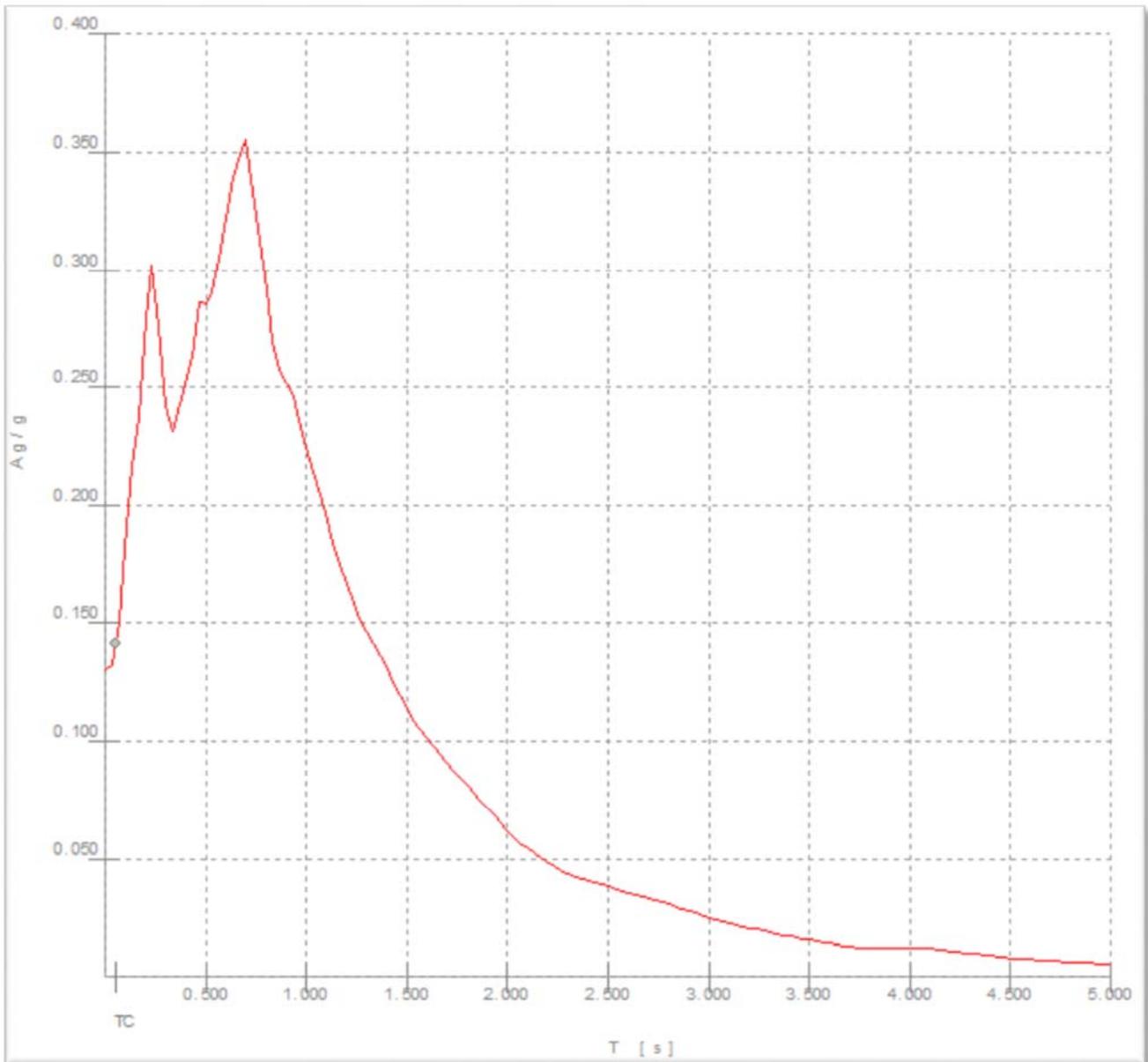
RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

In questa sede, è stato scelto cautelativamente un fattore di struttura $q=1$.

5.9. Spettri di progetto utilizzati

Gli spettri utilizzati per eseguire le verifiche ai vari stati limite sono definiti in Risposta Sismica Locale e sono stati forniti direttamente dal Geologo a seguito delle prove geologiche eseguite in situ.

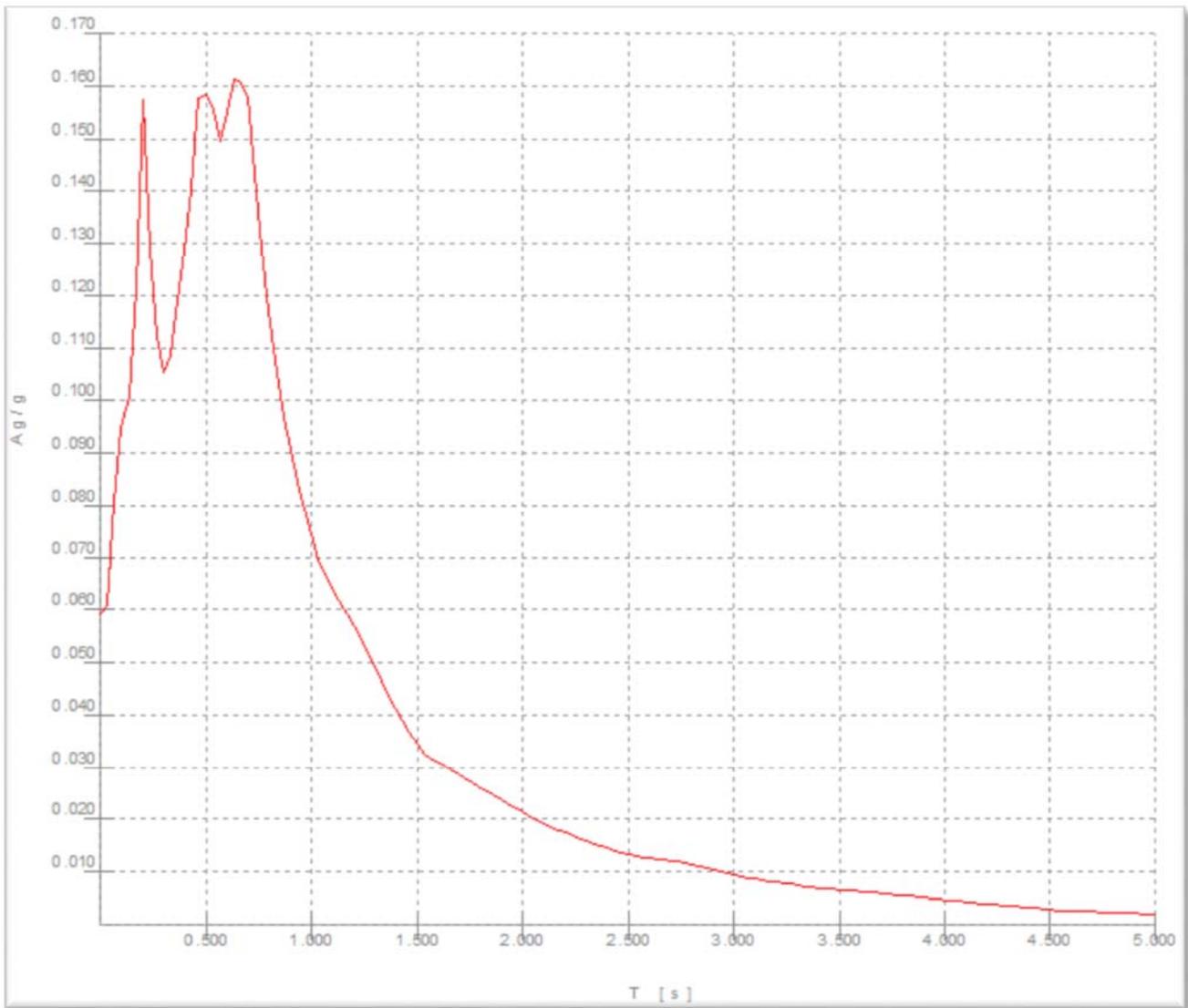
5.9.1. Spettro in risposta sismica locale SLV



RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

5.9.2. Spettro in risposta sismica locale SLD



RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

6. Modalità di verifica

6.1. Stato limite di esercizio

La costruzione ricade in classe d'uso II pertanto, in rispetto del paragrafo 7.3.7.2 delle NTC2008 "Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali", si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo **SLD** "Stato Limite di Danno" siano inferiori ai limiti indicati per tale stato limite.

In mancanza di più specifiche valutazioni sono consigliati i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi pari a **0.003h** dove h è l'altezza del piano.

a) per tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa	$d_r < 0,005 h$	(7.3.16)
b) per tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{pp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:	$d_r \leq d_{pp} \leq 0,01 h$	(7.3.17)
c) per costruzioni con struttura portante in muratura ordinaria	$d_r < 0,003 h$	(7.3.18)
d) per costruzioni con struttura portante in muratura armata	$d_r < 0,004 h$	(7.3.19)

6.2. Stato limite ultimo

La verifica di stato limite ultimo nei confronti dell'azione sismica è definito come **SLV** "Stato Limite di salvaguardia della Vita". Tale verifica è soddisfatta se a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

In linea con quanto detto nel paragrafo 7.3.6.1 delle NTC2008 "Per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (Ed), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (Rd)".

7. Analisi dei carichi

I carichi agenti sul fabbricato sono stati valutati caso per caso in base ai vari sopralluoghi fatti in situ e aggiornati con gli interventi di adeguamento da attuare per l'edificio. Sostanzialmente sono composti da carichi superficiali, come ad esempio il peso a metro quadro dei solai; masse concentrate, per simulare ad esempio le masse del cornicione, che diventano forze applicate ai muri portanti in corrispondenza di azioni sismiche; e in fine vi sono i pesi propri degli elementi strutturali valutati automaticamente dal software di calco conoscendo le caratteristiche geometriche e peso specifico dei materiali, attribuiti ai vari elementi in oggetto.

I carichi elementari che sono stati inseriti nel modello sono:

DENOMINAZIONE	VALORE	DESCRIZIONE
Cornicione	$Mx-y = 25 \text{ kg}$	Massa applicata ai singoli nodi in corrispondenza del cornicione a ridosso del solaio di copertura
Carico cornicione	$Fz = 25 \text{ daN}$	Carico verticale applicato ai singoli nodi in corrispondenza del cornicione a ridosso del solaio di copertura
Solaio copertura G1	$q = 30 \text{ daN/mq}$	Carico permanente strutturale sul solaio di copertura
Solaio copertura qk	$q = 50 \text{ daN/mq}$	Carico permanente portato sul solaio di copertura
Solaio copertura neve	$q = 80 \text{ daN/mq}$	Carico da nev e in copertura secondo NTC2008
Muratura tre teste in mattoni pieni e malta di calce	$W = 1800 \text{ daN/mc}$	Peso specifico muratura

Ogni carico sia puntuale che distribuito è stato applicato nella effettiva posizione in cui si trova realmente nell'edificio ed è stato assegnato tramite una condizione elementare di carico, coi relativi coefficienti di combinazione assegnati automaticamente dal software secondo N.T.C. 2008.

7.1. Esempi di carichi – masse applicati

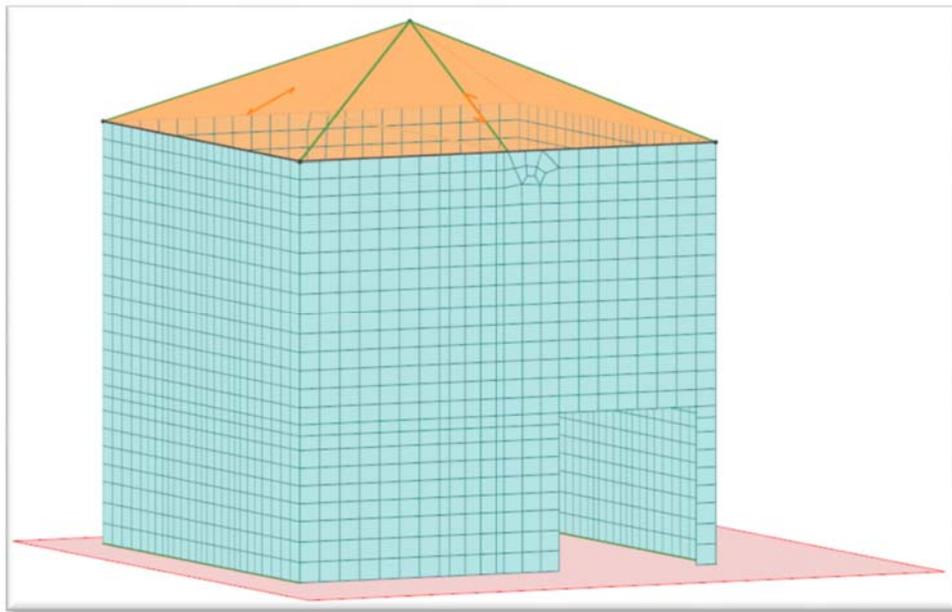


Figura 2 - Carichi distribuiti sui solai

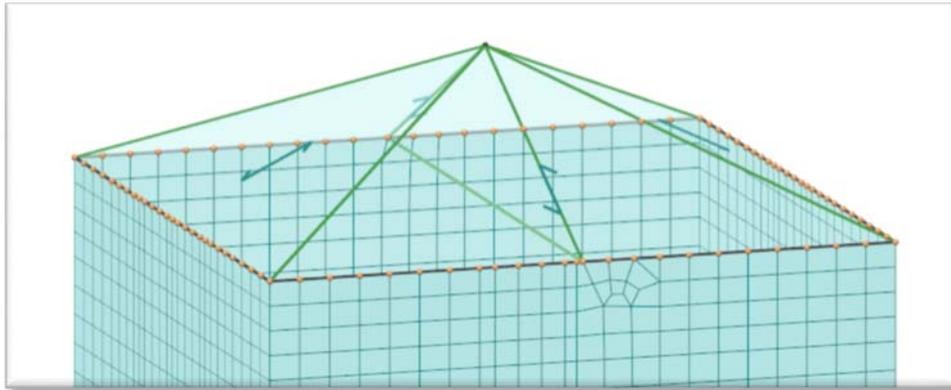


Figura 3 – Masse/carichi applicati al Cornicione

7.2. Condizioni elementari di carico

Condizioni di carico elementari implementate e relativi coefficienti di combinazione:

COMMENTO	gmin	gmax	y0	y1	y2
D.M. 08 Permanenti strutturali	1	1.3	1	1	1
D.M. 08 Permanenti non strutturali	1	1.5	1	1	1
D.M. 08 Variabili Neve (a quota <= 1000 mslm)	0	1.5	0.5	0.2	0

7.3. Combinazione delle azioni

Per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni valgono i criteri di cui al § 3.2.4 delle N.T.C. 2008. Le diverse componenti dell'azione sismica vengono combinate con i criteri riportati al § 7.3.5 delle N.T.C. 2008.

La combinazione sismica è la seguente

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

Le combinazioni per i due stati limite utilizzati sono:

Tipo di combinazione di carico	G1	G2	NEVE	SISMA TORCENTE	SISMA X	SISMA Y
SLV	1	1	0	1	1	0.3
SLD	1	1	0	1	1	0.3
SLV	1	1	0	1	1	-0.3
SLD	1	1	0	1	1	-0.3
SLV	1	1	0	1	-1	0.3
SLD	1	1	0	1	-1	0.3
SLV	1	1	0	1	-1	-0.3
SLD	1	1	0	1	-1	-0.3
SLV	1	1	0	1	0.3	1
SLD	1	1	0	1	0.3	1
SLV	1	1	0	1	-0.3	1
SLD	1	1	0	1	-0.3	1
SLV	1	1	0	1	0.3	-1
SLD	1	1	0	1	0.3	-1
SLV	1	1	0	1	-0.3	-1
SLD	1	1	0	1	-0.3	-1
SLV	1	1	0	-1	1	0.3
SLD	1	1	0	-1	1	0.3
SLV	1	1	0	-1	1	-0.3
SLD	1	1	0	-1	1	-0.3
SLV	1	1	0	-1	-1	0.3
SLD	1	1	0	-1	-1	0.3
SLV	1	1	0	-1	-1	-0.3
SLD	1	1	0	-1	-1	-0.3
SLV	1	1	0	-1	0.3	1
SLD	1	1	0	-1	0.3	1
SLV	1	1	0	-1	-0.3	1
SLD	1	1	0	-1	-0.3	1
SLV	1	1	0	-1	0.3	-1
SLD	1	1	0	-1	0.3	-1
SLV	1	1	0	-1	-0.3	-1
SLD	1	1	0	-1	-0.3	-1
SLU	1.3	1.5	1.5	0	0	0
SLR	1	1	1	0	0	0
SLF	1	1	0.2	0	0	0
SLQ	1	1	0	0	0	0

8. Verifiche soletta in c.a. di consolidamento solaio di calpestio esistente

L'elemento strutturale in oggetto non ha come scopo quello di migliorare il comportamento sismico dell'edificio, è un intervento previsto al fine esclusivo di permettere le movimentazioni della paratoia principale in tutta sicurezza essendo l'attuale solaio esistente non sufficiente a sopperire questo fine. La soletta sarà gettata a contatto con l'intradosso del solaio esistente e gli appoggi saranno ricavati in corrispondenza della spalla sinistra e della pila 2; il getto verrà eseguito tramite dei fori, aventi diametro di 20 cm eseguiti sul solaio esistente in modo da connettere la sottostante soletta col soprastante getto con spolvero al quarzo e finitura ad elicottero che costituirà la nuova pavimentazione del locale.

La soletta è costituita sostanzialmente da cinque travi in c.a. sez. 62.5x40 cm con luce di circa 630 cm, una delle quali è interrotta prima dell'appoggio per permettere l'esecuzione del foro per il passo d'uomo necessario per accedere alla parte sottostante del manufatto.

Nelle verifiche la soletta è stata assimilata ad una trave, in particolare sono state svolte le verifiche su una singola trave delle cinque presenti, quella adiacente al foro per il passo d'uomo, maggiormente sollecitata in quanto su di essa vengono trasferite metà delle azioni della trave che termina in corrispondenza del foro.

Questa approssimazione eseguita in fase di verifica è a favore di sicurezza in quanto considerando il comportamento a trave non si tiene in conto della ripartizione delle tensioni e deformazioni in modo bidimensionale che si avrebbe viceversa considerando un effetto a piastra, che andrebbe a coinvolgere in questo modo anche le travi adiacenti.

Gli appoggi modellati per la trave sono tipo cerniera, ottenendo uno schema statico che sviluppa il massimo momento flettente in mezzera al fine di ottenere sollecitazioni massime nella configurazione peggiore a favore di sicurezza.

8.1. Analisi dei carichi

Successivamente vengono riportati i carichi gravanti sulla soletta in c.a. di consolidamento del solaio esistente col quale sono state eseguite le verifiche. I successivi valori andranno poi moltiplicati per i coefficienti parziali di sicurezza del relativo stato limite da investigare.

DENOMINAZIONE	VALORE	DESCRIZIONE
Peso proprio soletta	q= 640 daN/m	Carico uniformemente distribuito dovuto al peso proprio della soletta in c.a. sp 40 cm
Peso proprio nuova pavimentazione	q= 160 daN/m	Carico uniformemente distribuito dovuto al peso proprio della nuova pavimentazione in c.a. sp 10 cm
Peso proprio solaio esistente	q= 475 daN/m	Carico uniformemente distribuito dovuto al peso proprio del solaio esistente
Sovraccarico	q= 200 daN/mq	Sovraccarico di superficie "Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso"
Carico concentrato trasporto paratoia	q= 625 daN	Carico concentrato che grava sul solaio relativo al trasporto della paratoia grande mediante carello

Inoltre sulla trave verificata è stata applicata la reazione dovuta alla trave adiacente che termina col foro del passo d'uomo, la forza verticale è stata applicata nella effettiva posizione dove avviene il trasferimento del carico; la reazione vale 2020 daN.

8.2. Materiali utilizzati

Successivamente vengono riportati i materiali utilizzati per la soletta di consolidamento del solaio esistente:

Materiale	classe di resistenza	Classe di esposizione	Rapporto a/c	Consistenza	granulometria massima inerti
Calcestruzzo	C28/35	XC3	<0.55	S5	≤20 mm

Materiale	classe di resistenza	Tensione di snervamento	Resistenza a trazione	Rapporto	Allungamento
Acciaio	B450C	450 Mpa	540 Mpa	>1.15	> 7.5%

8.3. Verifiche effettuate

Per quanto riguarda le verifiche sono state eseguite sia verifiche di resistenza agli SLU, valutando in questo modo l'incidenza delle armature e confrontando le sollecitazioni sollecitanti e resistenti, che verifiche alla fessurazione agli SLE; si è ipotizzato un ambiente aggressivo tipo XC3 date le condizioni di umidità moderata presenti.

Successivamente viene riportata la relazione di calcolo restituita dal software utilizzato per le verifiche:

TRAVE CONTINUA

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio da armatura) 1.15
Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.60

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.30
Gamma G2 inf. (permanenti portati, effetto favorevole) 0.00
Gamma G2 sup. (permanenti portati, effetto sfavorevole) 1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
Combinazioni rare 1.00
Combinazioni frequenti 0.90
Combinazioni quasi permanenti 0.80

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI
n. 1 sezione rettangolare H 40.0 B 62.5 Cs 3.5 Ci 7.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE
campata n. 1 luce sezione altezza finale Y asse
630.0 1 40.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI
appoggio n. nome ampiezza coeff. elastico verticale
1 80.0 0.0000E+00 diretto
2 80.0 0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 350
Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
11.15 1.60 2.00
forza concentrata perm. struttura permanente portato variabile ascissa da sin. ampiezza
0.00 0.00 625.00 315.0 1.0
2020.00 0.00 0.00 150.0 1.0

OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN, apertura fessure in mm).

campata n. 1 tra gli appoggi -
sezione n. 1
stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	5.3	5.0	12.9	8.8	0	0	-8567	.189	.105	.000	.000	718	87		92	122	0.79
40	9.5	5.0	16.7	8.8	3335	4645	18308	.209	.105	.000	.000	676	79		115	115	0.79
210	9.6	5.0	22.7	8.8	12384	12642	24421	.262	.105	.000	.000	678	19		128	115	0.79
315	9.6	5.0	22.7	8.8	13315	13315	24421	.262	.105	.000	.000	678	-6		128	-115	0.79
420	9.6	5.0	22.7	8.8	11071	11516	24421	.262	.105	.000	.000	678	-32		128	-115	0.79
590	9.3	5.0	16.7	8.8	2785	3861	18309	.210	.105	.000	.000	676	-66		115	-115	0.79
630	0.0	4.3	11.4	8.9	0	0	0	.000	.105	.000	.000	714	-74		104	-121	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srm	wkiR	wkiF	wkiQP	srmS	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.c	l/f.c
0	0	0	0	0	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
40	2481	13	196	2409	13									0.13	0.00	0.12	0.00	0.00	9999
210	9181	70	1506	8873	68	34.2	0.17	0.16	0.26					0.54	0.75	0.52	0.73	1.53	411
315	9816	75	1610	9421	72	34.2	0.18	0.18	0.28					0.61	0.86	0.58	0.82	1.74	363
420	8171	62	1340	7863	60	34.2	0.14	0.14	0.22					0.52	0.71	0.50	0.69	1.46	430
590	2058	11	162	1986	11									0.12	0.00	0.11	0.00	0.00	9999
630	0	0	0	0	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999

Si nota come le verifiche di resistenza agli SLU sono tutte positive e inoltre anche la verifica di apertura delle fessure SLE in mezzera sia inferiore ai massimi da normativa; con ciò si considera verificata la sezione e la quantità di armatura progettata per la soletta di consolidamento del solaio esistente.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

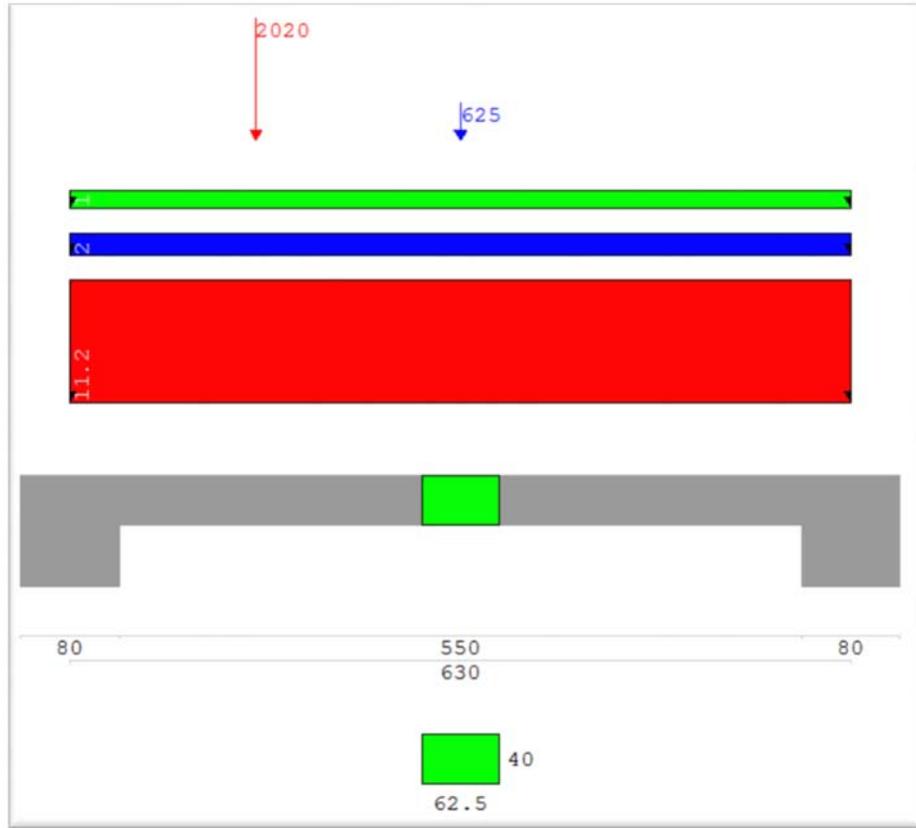


Figura 4 - Applicazione carichi

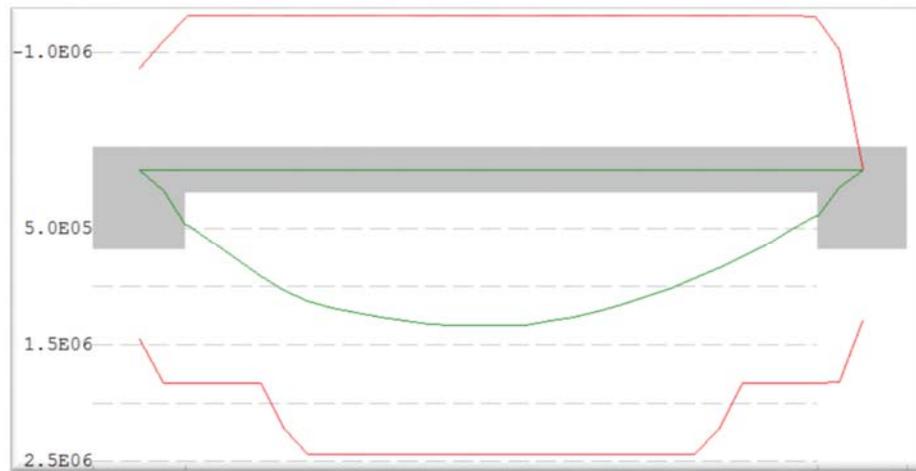


Figura 5 - Momento resistente nella sezione

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

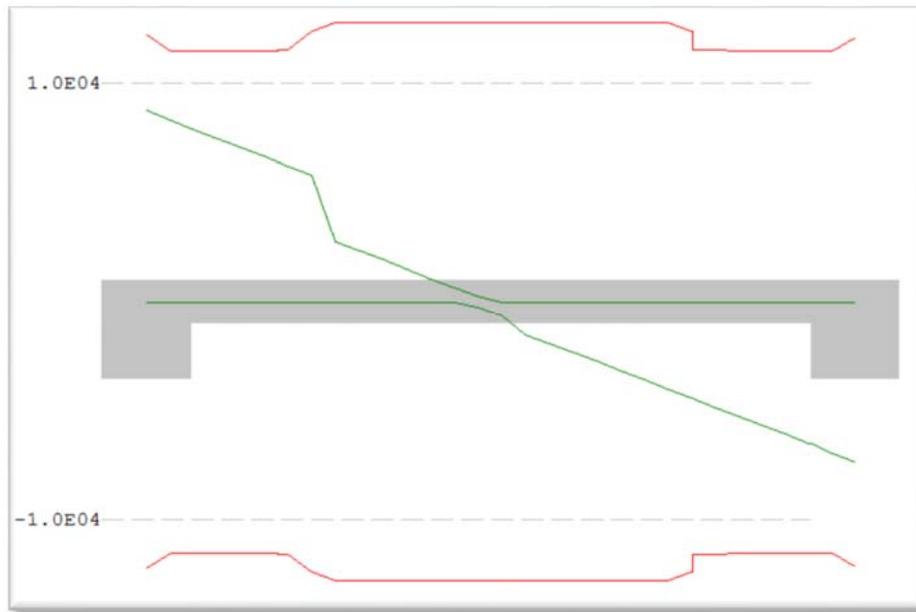


Figura 6 - Taglio resistente nella sezione

9. Verifica telaio in acciaio di piano rigido alla quota +25.10 m

Questo telaio in acciaio ha il compito di creare un piano rigido al fine di diminuire l'altezza di libera inflessione dei maschi murari e migliorare di conseguenza il comportamento sismico globale dell'edificio. Il telaio non è stato modellato nel modello globale dell'edificio, in cui al suo posto è stato inserito solamente l'input di piano rigido alla specifica quota, cioè l'input di mantenere l'equidistanza tra i punti di mesh che compongono le murature a salire dei maschi murari.

Successivamente dopo aver fatto risolvere il modello al software di calcolo si sono osservate le forze di piano applicate in corrispondenza del piano rigido precedentemente inserito e con esse è stato fatto un nuovo modello, in cui è stato configurato il telaio con i vari profili di cui esso è composto ed eseguite le varie verifiche di resistenza. Nelle varie opzioni disponibili dal software in sede di calcolo è stato imposto che tutte le masse in gioco andassero a gravare sui piani rigidi, in modo da ottenere le massime azioni sul telaio stando così a favore di sicurezza.

Successivamente vengono espone le forze sismiche di impalcato agli SLU, l'impalcato ad oggetto è nominato "1" mentre l'impalcato "2" rappresenta quello di copertura:

Imp.	cx	cy	Rx <dal>	Ry <dal>	Mz <dallm>
1	0.621	0.621	27885.0	27885.0	15823.5
2	0.378	0.378	16959.5	16959.5	9623.76

Elenco forze sismiche di impalcato (SLV) OK

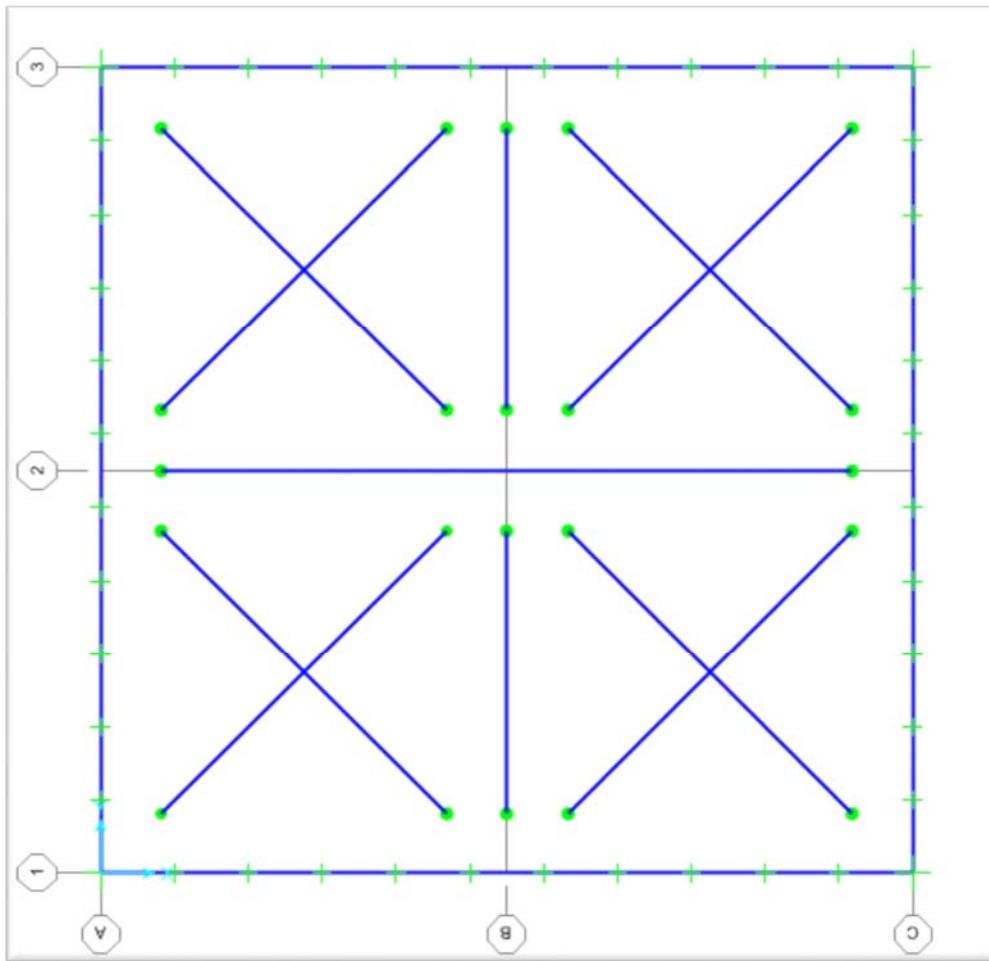
9.1. Descrizione del modello

Il modello relativo al telaio in acciaio che forma il piano rigido è composto da un profilo UNP180 disposto su tutto il perimetro del piano, dove sono applicati i vincoli esterni, che materializzano le connessioni tramite barre filettate alla muratura. Ad essi sono stati attribuiti vincoli aventi tutte le rotazioni bloccate, traslazioni bloccate in Z (direzione perpendicolare al piano del

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

telaio) mentre in direzione X e Y sono stati assegnati i vincoli in modo tale da permettere l'applicazione delle forze di piano, cioè lungo i profili UNP180 paralleli all'asse Y sono svincolate le traslazioni in X mentre lungo i profili UNP180 paralleli all'asse x sono svincolate le traslazioni lungo Y. Nei quattro vertici dove convergono i profili perimetrali i vincoli possiedono gradi di libertà alla traslazione sia in X che in Y.

Al profilo perimetrale si connettono, nelle due direzioni perpendicolari, due profili HEB180, in modo da dividere in quattro quadranti il piano del telaio; uno è incernierato al profilo perimetrale nelle due estremità mentre l'altro profilo nell'altra direzione ortogonale, non essendo continuo è diviso in due elementi, incernierati su un lato al profilo UNP180 e sull'altro al profilo HEB180 trasversale.



Infine sono presenti in ciascuno dei quattro quadranti due tiranti L70x70x7 incernierati anch'essi ai profili perimetrali ed interni; questi profili sono a diagonale tesa attiva cioè sono stati modellati in modo tale da reagire esclusivamente a tensioni di trazione.

Le forze sismiche di impalcato vengono applicate come forze concentrate nei nodi di intersezione tra il profilo perimetrale UNP180 e il profilo HEB180 (B1 – A2 – B3 – C2) nella relativa direzione; per quanto riguarda il torcente di piano è stato applicato ai medesimi nodi dividendo per la distanza dal punto di applicazione al baricentro del piano di impalcato. Le otto forze concentrate (due per la componente in X, due per la componente in Y e quattro rappresentanti il torcente di piano) sono state combinate cambiando man mano i versi al fine di valutare tutte le possibili direzioni del sisma ottenendo otto "casi di carico" che saranno inseriti nell'involuppo per valutare le sollecitazioni massime denominato "COMB1".

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

TABLE: Load Case Definitions					
Case	Type	InitialCond	DesignType	RunCase	CaseStatus
Text	Text	Text	Text	Yes/No	Text
+X+Y+Z	NonStatic	Zero	Dead	Yes	Finished
+X-Y+Z	NonStatic	Zero	Dead	Yes	Finished
-X+Y+Z	NonStatic	Zero	Dead	Yes	Finished
-X-Y+Z	NonStatic	Zero	Dead	Yes	Finished
+X+Y-Z	NonStatic	Zero	Dead	Yes	Finished
+X-Y-Z	NonStatic	Zero	Dead	Yes	Finished
-X-Y-Z	NonStatic	Zero	Dead	Yes	Finished
-X+Y-Z	NonStatic	Zero	Dead	Yes	Finished

9.2. Materiali utilizzati

Proprietà materiale utilizzato per la costruzione del telaio di presidio delle forze sismiche orizzontali:

Materiale	classe di resistenza	Tensione di snervamento	Tensione di rottura	Modulo elastico	Modulo di taglio	Poisson
Acciaio	S275J0	275 Mpa	430 Mpa	210000 Mpa	81000 Mpa	0.3

9.3. Verifiche profili in acciaio

Successivamente si riportano le verifiche con in relativi tassi di sfruttamento globali delle sezioni del telaio, i tassi di sfruttamento sono relativi alla somma di sforzi di trazione e flessione nei due piani ortogonali; un tasso di sfruttamento inferiore all'unità rappresenta una verifica positiva in quanto le tensioni di sollecitazione sono inferiori a quelle ammissibili, mentre tassi di sfruttamento superiori ad uno rappresentano sezioni non verificate:

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2008									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
19	L70X7	Beam	No Messages	0.86945	PMM	COMB1	2.82843	No Messages	No Messages
20	L70X7	Beam	No Messages	0.86945	PMM	COMB1	2.82843	No Messages	No Messages
21	L70X7	Beam	No Messages	0.86234	PMM	COMB1	2.82843	No Messages	No Messages
22	L70X7	Beam	No Messages	0.86234	PMM	COMB1	2.82843	No Messages	No Messages
23	L70X7	Beam	No Messages	0.86234	PMM	COMB1	2.82843	No Messages	No Messages
24	L70X7	Beam	No Messages	0.86234	PMM	COMB1	2.82843	No Messages	No Messages
25	L70X7	Beam	No Messages	0.86945	PMM	COMB1	2.82843	No Messages	No Messages
26	L70X7	Beam	No Messages	0.86945	PMM	COMB1	2.82843	No Messages	No Messages
1	HE180B	Beam	No Messages	0.14829	PMM	COMB1	1.5	No Messages	No Messages
2	HE180B	Beam	No Messages	0.14829	PMM	COMB1	1.5	No Messages	No Messages
3	HE180B	Beam	No Messages	0.241189	PMM	COMB1	3	No Messages	No Messages
4	HE180B	Beam	No Messages	0.241189	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
9	UPN180	Beam	No Messages	0.208442	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
10	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
11	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
12	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
13	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
14	UPN180	Beam	No Messages	0.194159	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

15	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
16	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
17	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
18	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
27	UPN180	Beam	No Messages	0.208442	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
28	UPN180	Beam	No Messages	0.207472	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
29	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
30	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
31	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
32	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
33	UPN180	Beam	No Messages	0.189014	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
34	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
35	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
36	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
37	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
38	UPN180	Beam	No Messages	0.207472	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
39	UPN180	Beam	No Messages	0.208442	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
40	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
41	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
42	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
43	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
44	UPN180	Beam	No Messages	0.194159	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
45	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
46	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
47	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
48	UPN180	Beam	No Messages	0.159964	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
49	UPN180	Beam	No Messages	0.208442	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
50	UPN180	Beam	No Messages	0.207472	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
51	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
52	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
53	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
54	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
55	UPN180	Beam	No Messages	0.189014	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
56	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
57	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
58	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
59	UPN180	Beam	No Messages	0.159325	PMM	COMB1	0.72727	No Messages	No Messages
60	UPN180	Beam	No Messages	0.207472	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages

Come si può vedere i tassi di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità quindi si considerano le sezioni ipotizzate verificate.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

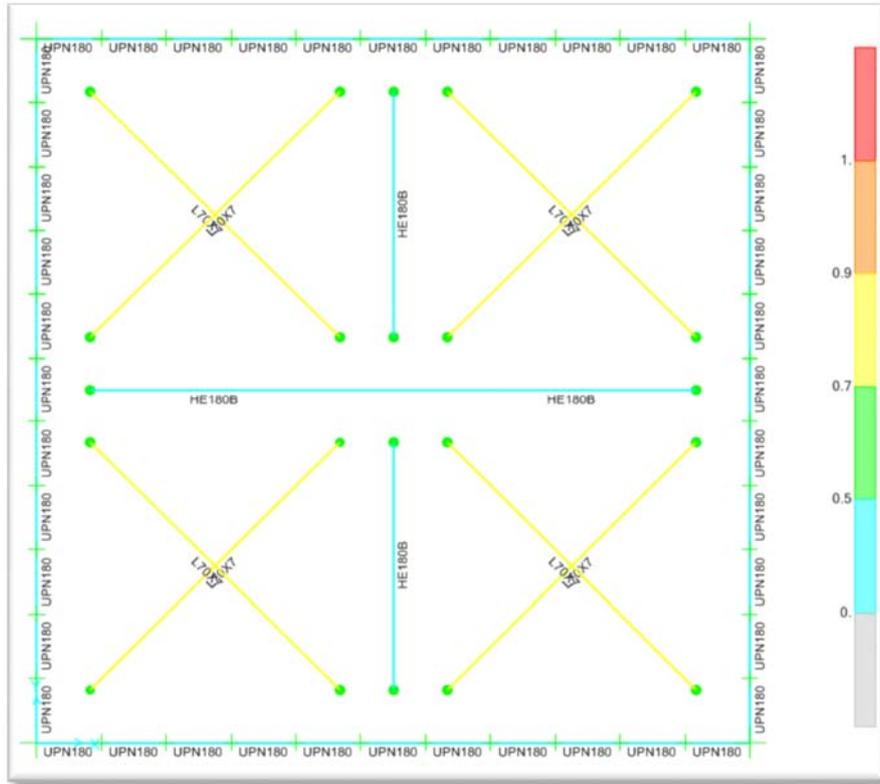


Figura 7 - tassi globali di sfruttamento aste

9.4. Verifica connessione

Successivamente vengono riportate le verifiche della connessione maggiormente sollecitata del telaio, rappresentata dal nodo in cui si connettono i tiranti al fazzoletto metallico che li collega con gli altri profili, perimetrali e centrali. I tiranti sono sollecitati a trazione che diventa taglio sui bulloni della connessione; nelle verifiche è stato considerato un solo bullone quindi è stata divisa l'azione sollecitante per il numero di bulloni presenti.

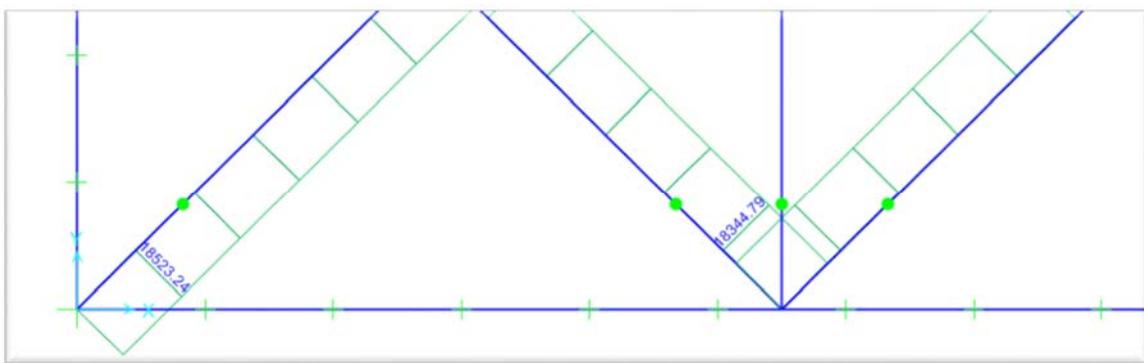


Figura 8 - Sollecitazioni massime sulla connessione

Dati:

- azione di taglio sulla connessione= 18530 daN;

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

- numero di bulloni presenti sulla connessione= 4;
- azione di taglio sul singolo bullone= $\frac{18530 daN}{4} \cong 4640 daN$;
- classe bullone 8.8= resistenza a rottura 800 MPa, resistenza a snervamento 649 MPa;
- diametro bullone M16= area sezione 113 mmq, area resistente 84 mmq;
- spessore piastra di collegamento (L70x70x7)= 7 mm;
- acciaio piastra di collegamento= S275.

Verifica a taglio dei bulloni:

Sollecitazioni		Caratteristiche resistenti bulloni		
$F_{v,Ed}$ (N)	46400	Classe	f_{yb} (N/mm ²)	f_{tb} (N/mm ²)
$F_{t,Ed}$ (N)	0	4.6	240	400
		5.6	300	500
		6.8	480	600
		8.8	640	800
		10.9	900	1000
		B450c	450	540
Bulloni				
Classe	8.8			
d (mm)	16			
γ_{M2}	1.25			
f_{yb} (N/mm ²)	640			
f_{tb} (N/mm ²)	800			
A_n (mm ²)	201			
A_{res} (mm ²)	157			
Piastra di collegamento				
Acciaio	S275			
t (mm)	7			
γ_{M2}	1.25			
d_0 (mm)	17			
f_{yk} (N/mm ²)	430			
Verifica di resistenza con formula 4.2.65				
$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$ con $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$		$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.770$		
$F_{v,Rd}$ (N)	60288	$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 0.000$		
$F_{t,Rd}$ (N)	90432			

Si ottiene un tasso di sfruttamento della sezione dei bulloni a taglio del 77%, in quanto inferiore all'unità si considerano verificati i bulloni ipotizzati.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

Verifica a rifollamento della piastra di connessione:

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Tipo di unione	
<input type="radio"/>	Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input checked="" type="radio"/>	Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali
<input type="radio"/>	Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5)

e_1 (mm)	50	20.4	$\leq e_1 \leq$	---
e_2 (mm)	35	20.4	$\leq e_2 \leq$	---
p_1 (mm)	60	37.4	$\leq p_1 \leq$	98
p_2 (mm)	41	40.8	$\leq p_2 \leq$	98

$\alpha = \min \{ e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_{tk} ; 1 \}$ per bulloni di bordo // al carico applicato
 $\alpha = \min \{ p_1 / (3d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_{tk} ; 1 \}$ per bulloni interni // al carico applicato
 $k = \min \{ 2,8e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni di bordo _ al carico applicato
 $k = \min \{ 1,4p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$ per bulloni interni _ al carico applicato

α_{MIN}	0.926
k_{MIN}	1.676

$F_{b,Rd}$ (N)	59842	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}}$	0.775
----------------	-------	-----------------------------	-------

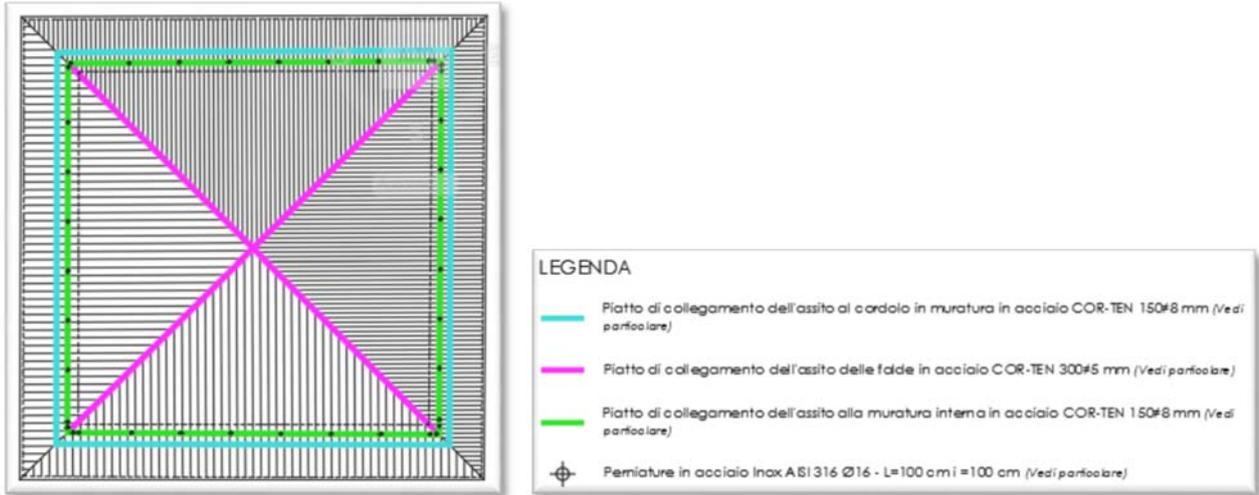
Si ottiene un tasso di sfruttamento della piastra di collegamento pari al 78%, essendo anche questa verifica inferiore all'unità si considera verificata la connessione.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

10. Valutazione lastre in acciaio applicate al solaio di copertura

Successivamente viene riportata l'analisi eseguita per dimensionare le lastre in acciaio COR-TEN applicate sul solaio di copertura. Il nuovo solaio sarà composto dalle orditure primarie e secondarie attualmente presenti sulle quali verrà applicato un doppio strato di assito, incrociato a 45°, al quale verranno applicate in corrispondenza delle linee di displuvio delle lastre in acciaio al fine di trasmettere al meglio le tensioni alle sottostanti murature. Oltre alle lastre sulle linee di displuvio saranno disposte una serie di lastre sulla copertura in corrispondenza delle sottostanti murature connesse ad esse tramite barre filettate, inoltre verranno applicate altre lastre su tutto il perimetro delle murature subito sotto l'impalcato di copertura per ottimizzare il trasferimento delle azioni.



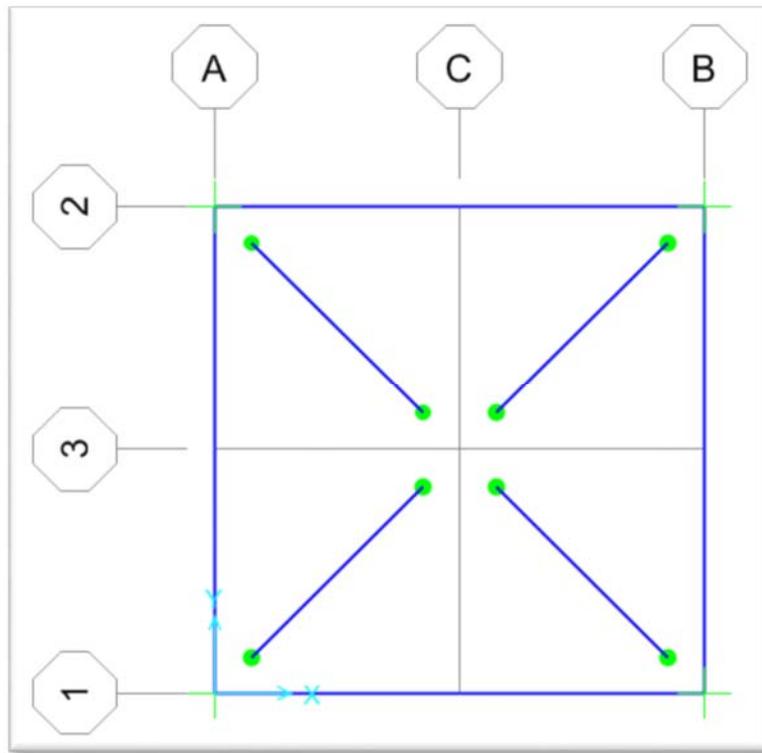
10.1. Descrizione modello

In fase di modellazione sono state considerate le forze sismiche di impalcato individuate nel modello globale dell'edificio, tali forze sono state applicate in modo da far lavorare le lastre, presenti sui displuvi, a trazione in quanto eventuali forze di compressione saranno trasferite alle murature attraverso il doppio strato di assito.

Imp.	cx	cy	Rx <dalt>	Ry <dalt>	Mz <daltm>
1	0.621	0.621	27885.0	27885.0	15823.5
2	0.378	0.378	16959.5	16959.5	9623.76

Elenco forze sismiche di impalcato (SLV) OK

Le lastre disposte sui displuvi, piatto 300x5 mm, sono state considerate incernierate agli estremi, mentre quelle sulla copertura in corrispondenza delle murature, piatto 150x8 mm, non sono state verificate dal software ma, su di esse viene eseguita una semplice verifica manuale a trazione; le altre lastre applicate alle murature al di sotto dell'impalcato di copertura avendo la stessa sezione di quelle in copertura non sono state verificate.



Nel modello è presente una sola condizione di carico in quanto essendo simmetrico si otterrebbero le stesse sollecitazioni invertendo i segni delle azioni; le varie forze applicate (Fx, Fy e Rz) infine vengono sommate per ottenere le tensioni massime sui profili.

10.2. Materiali utilizzati

Proprietà materiale utilizzato per le lastre in copertura:

Materiale	classe di resistenza	Tensione di snervamento	Tensione di rottura	Modulo elastico	Modulo di taglio	Poisson
Acciaio	S275J0	275 Mpa	430 Mpa	210000 Mpa	81000 Mpa	0,3

10.3. Verifiche profili in acciaio

Successivamente si riportano le verifiche con in relativi tassi di sfruttamento globali delle piastre applicate alle linee di displuvio, i tassi di sfruttamento sono relativi alla somma di sforzi di trazione e flessione nei due piani ortogonali; un tasso di sfruttamento inferiore all'unità rappresenta una verifica positiva in quanto le tensioni di sollecitazione sono inferiori a quelle ammissibili, mentre tassi di sfruttamento superiori ad uno rappresentano sezioni non verificate:

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - Italian NTC 2008									
Frame	DesignSect	DesignType	Status	Ratio	RatioType	Combo	Location	ErrMsg	WarnMsg
Text	Text	Text	Text	Unitless	Text	Text	m	Text	Text
5	piatto 300x5	Beam	No Messages	0.145797	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
6	piatto 300x5	Beam	No Messages	0.145797	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
7	piatto 300x5	Beam	No Messages	0.145797	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages
8	piatto 300x5	Beam	No Messages	0.145797	PMM	COMB1	0	No Messages	No Messages

Come si può vedere i tassi di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità quindi si considerano le sezioni ipotizzate verificate.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

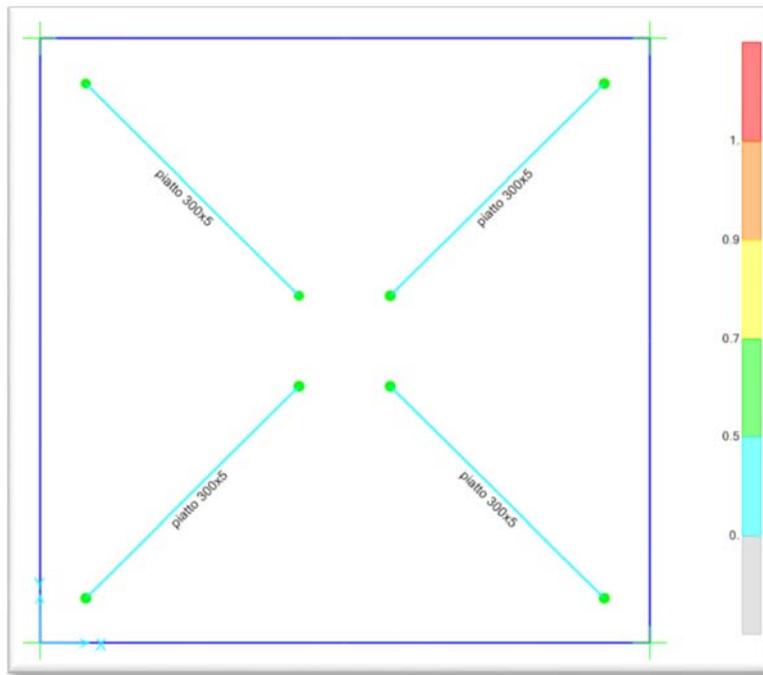


Figura 9 - Tassi globali sfruttamento aste

Verifica a trazione piastre in corrispondenza dei muri interni:

Dati:

- sezione= piatto 150x8 mm;
- materiale= acciaio S275;
- forza applicata in X e Y= 17000 daN;
- numero di piastre presenti per ogni direzione= 2;
- forza applicata sul singolo piatto= $\frac{17000 \text{ daN}}{2} = 8500 \text{ daN}$.

Formula di verifica:

$$\frac{N_{ed}}{N_{rd}} \leq 1$$

Dove:

- N_{ed} = azione sollecitante di progetto 8500 daN;
- N_{rd} = azione resistente= $\frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{Mo}} = \frac{150 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} \cdot 275 \text{ MPa}}{1.05} = 31428 \text{ daN}$

Ottenendo:

$$\frac{N_{ed}}{N_{rd}} = \frac{8500 \text{ daN}}{31428 \text{ daN}} \leq 1 \text{ VERIFICATO}$$

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

11. Metodi di analisi e criteri di verifica

Il metodo di calcolo utilizzato è una **analisi sismica lineare dinamica** con fattore di struttura assunto cautelativamente pari all'unità; di conseguenza lo spettro di progetto coinciderà con lo spettro in RSL fornitoci dal Geologo.

11.1. Descrizione dei criteri di modellazione

Il modello di calcolo implementato parte dall'ipotesi di rappresentare le pareti tramite elementi bidimensionali, opportunamente "meshati", vincolati al piede attraverso una cerniera cilindrica che permette la rotazione perpendicolarmente al piano del muro e si oppone agli altri gradi di libertà. Le travi presenti, sostanzialmente le travi in legno costituenti la copertura sono state modellate attraverso elementi beam, a cui sono applicati alle estremità degli svincoli rotazionali in modo da modellare un vincolo di tipo cerniera; al di sotto dei muri paralleli alla strada sono state modellate le travi in c.a. sulla quale si appoggiano le pareti dell'edificio, mantenendo lo stesso schema di vincolo a cerniera cilindrica. Tutto ciò che grava al di sopra dei solai presenti viene schematizzato mediante carichi di superficie che scaricheranno la loro azione direttamente sulle travi.

Ogni elemento è caratterizzato da una geometria uguale a quella reale e dai parametri meccanici individuati tramite le prove eseguite sui campioni di materiale.

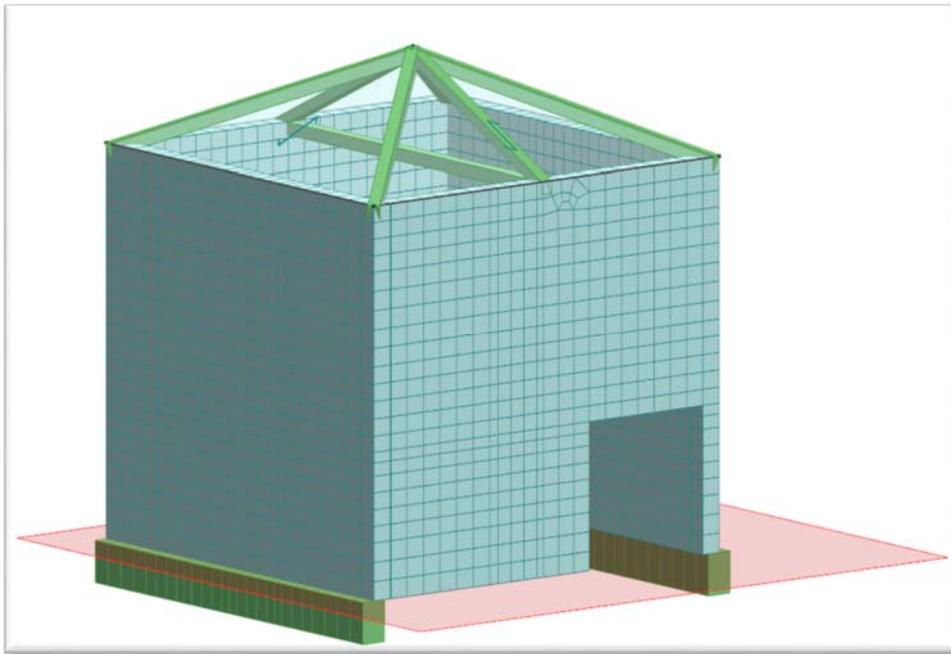


Figura 10 - Modello globale

11.2. Materiali

11.2.1. Murature

La ditta incaricata del rilievo geometrico e materico ha restituito i valori meccanici ottenuti a seguito delle prove in laboratorio precedentemente elencate, in particolare, sono stati consegnati direttamente i valori caratteristici dei vari componenti dell'elemento muratura, individuati a partire dai risultati delle prove eseguite e trattati mediante formule sperimentali riconosciute nei lavori di ricerca in merito alla classificazione dei materiali di importanti atenei italiani.

Successivamente, i valori caratteristici ottenuti sono stati trattati come suggerito nelle N.T.C. 2008 al paragrafo 10.11 per ottenere i valori di progetto:

DESCRIZIONE	fk-fvk0	sk-fk	fbk*	E	G
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3.2 daN/cm ²	83.7 daN/cm ²	242.8 daN/cm ²	15000 daN/cm ²	5000 daN/cm ²

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

fk-fvk0: resistenza a taglio.

sk-fk: resistenza a compressione.

fbk*: resistenza a compressione per forze orizzontali.

E: modulo elastico.

G: modulo elastico tangenziale.

11.3. Legno e calcestruzzo

I materiali legno e calcestruzzo sono utilizzati esclusivamente per elementi monodimensionali quali travi di sostegno dei muri e solaio di copertura; non essendo definibili come elementi sismoresistenti sono stati modellati con le esatte geometrie e posizioni reali, in modo da avere inerzie effettive e quindi verosimili trasferimenti di azioni, ma non essendo eseguite delle verifiche di resistenza su di esse non sono state modellate con le effettive caratteristiche meccaniche.

11.4. Valutazione dell'indicatore di rischio sismico

Per valutare la capacità dell'edificio di resistere ad azioni sismiche si definiscono due tipi di indicatori di rischio:

- il primo dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di **PGA** (parametro richiamato anche nelle "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008") che esprime quindi il rapporto tra l'accelerazione al suolo che l'edificio è in grado di sopportare e l'accelerazione al suolo massima di progetto;
- il secondo espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica (**iTr**).

Il primo rapporto è concettualmente lo stesso utilizzato come indicatore di rischio per le verifiche sismiche effettuate per l'Annualità 2004, quindi in coerenza con gli Allegati all'Ordinanza 3274/03 e s.m.i. e con il Decreto del Capo Dipartimento di Protezione Civile n. 3685/03. Tale indicatore, nel nuovo quadro normativo di riferimento determinatosi con le nuove N.T.C. 2008, non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista la maggiore articolazione della definizione di queste ultime. Esso, tuttavia, continua a rappresentare una "scala di percezione" del rischio, ormai largamente utilizzata e con la quale è bene mantenere una affinità.

Viene quindi introdotto il secondo rapporto, fra i periodi di ritorno di Capacità e Domanda. Quest'ultimo, però, darebbe luogo ad una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, quindi, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente "**a**" = **1/2,43** ottenuto dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale. Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

Secondo il Decreto Ministeriale del 21 Ottobre del 2003 "Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2,3,e 4 , dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 Marzo 2003, n. 3274 , recante - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" si effettueranno delle analisi con PGA unitaria e si calcoleranno i moltiplicatori dell'accelerazione che provocano le diverse tipologie di collasso; attraverso questi moltiplicatori era possibile calcolare come rapporto diretto gli indicatori di rischio sismico; il rapporto diretto tra accelerazione che attiva la data modalità di collasso e l'accelerazione di riferimento del dato stato limite era possibile in quanto le forme spettrali erano definite attraverso dei punti notevoli fissi in ascissa e cioè TB, TC, TD a seconda della categoria del suolo.

Le forme spettrali definite nel D.M. 14.01.2008 cambiano invece oltre che al variare del sito e della categoria del suolo, anche in relazione al periodo di ritorno di riferimento per cui cambiano anche per un medesimo spettro i parametri TB, TC, TD da cui dipendono i parametri ag/g, Fo e Tc* che servono per definire tali forme spettrali che non risulteranno più essere omotetiche per i diversi stati limite.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

Per trovare la capacità in termini di accelerazione il software di calcolo utilizzato adotta un processo iterativo per cui una volta trovato il moltiplicatore delle azioni sismiche α che attiva un dato stato limite, deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$S_e(T_{R,C}, T_1, q) > \alpha S_e(T_{R,D}, T_1, q)$$

dove

$T_{R,D}$ è il periodo di ritorno di riferimento per il dato stato limite (SLO, SLD e SLV);

T_1 è il periodo proprio del sistema derivante dall'analisi;

q è il fattore di struttura;

α è il moltiplicatore che attiva la "modalità di rottura" oggetto della verifica,

$T_{R,C}$ è il periodo di ritorno ricercato che è l'incognita della disequazione precedente.

Si procede variando per tentativi $T_{R,C}$ tra un valore minimo pari a $T_r=0$ ed un valore massimo di 2475 anni fino al soddisfacimento della disequazione. La valutazione della accelerazione spettrale per tempi di ritorno minori di 30 anni viene effettuata supponendo una variazione lineare di ag/g tra 0 ed il valore relativo a 30 anni adottando i valori di F_0 e T_c^* relativi a 30 anni. Si ponga attenzione che l'accelerazione spettrale $S_e(T_{R,D}, T_1, q)$ è univocamente definita dal sito, dalla categoria del suolo e dal periodo di riferimento mentre nel calcolo di $S_e(T_{R,C}, T_1, q)$ variano anche i parametri ag/g , F_0 e T_c^* che definiscono lo spettro al variare di $T_{R,C}$.

Quindi per determinare la capacità resistente viene svolta la modellazione geometrica e meccanica dell'edificio con un software agli elementi finiti definendo le dimensioni e i vincoli degli elementi strutturali e l'applicazione delle forze gravitazionali e sismiche, in funzione del sito in cui sorge l'immobile; con una valutazione numerica interna al software di calcolo, descritta in precedenza, l'azione sismica è stata rapportata alla capacità resistente del singolo elemento, infine è stata identificata quale accelerazione sismica determina quello stato di sollecitazione.

Infine, la vulnerabilità dell'edificio è pari al più piccolo dei valori di iPGA determinato per ogni singolo elemento strutturale sismoresistente.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

12. Modellazione e verifiche degli elementi sismoresistenti

Il modello agli elementi finiti che è stato implementato descrive il comportamento dell'edificio sottoposto ad azioni gravitazionali (verticali) e sismiche (orizzontali) mettendo in evidenza i soli elementi sismoresistenti; in particolare si tratta di un edificio a struttura in muratura ordinaria con funzione di elemento sismoresistente (maschi murari), travi e solai rigidi che riportano i carichi verticali e orizzontali agli elementi sismoresistenti.

Le pareti in muratura sono state inserite con le caratteristiche geometriche e meccaniche effettive, e di questi elementi sono poi state eseguite le verifiche di norma.

Un elemento molto importante per valutare le sollecitazioni negli elementi sismoresistenti sono le quote a cui sono applicati i carichi, sia per quanto concerne la valutazione dinamica dell'edificio sia per la corretta valutazione del braccio delle azioni sismiche; i maschi murari sono stati modellati come elementi continui dalla quota del pavimento, dove sono stati applicati i vincoli esterni, fino alla quota di innesto del primo piano rigido a quota +25.10 m e successivamente da tale quota fino alle travi di copertura in corrispondenza del secondo piano rigido a circa 7.45 metri di altezza rispetto il pavimento; lo spessore è uniforme lungo tutto il maschio murario ed è pari a 38 centimetri.

12.1. Verifiche sugli elementi sismoresistenti

Le verifiche svolte si dividono in due tipologie, le verifiche di **stato limite ultimo** e le verifiche di **stato limite di esercizio**.

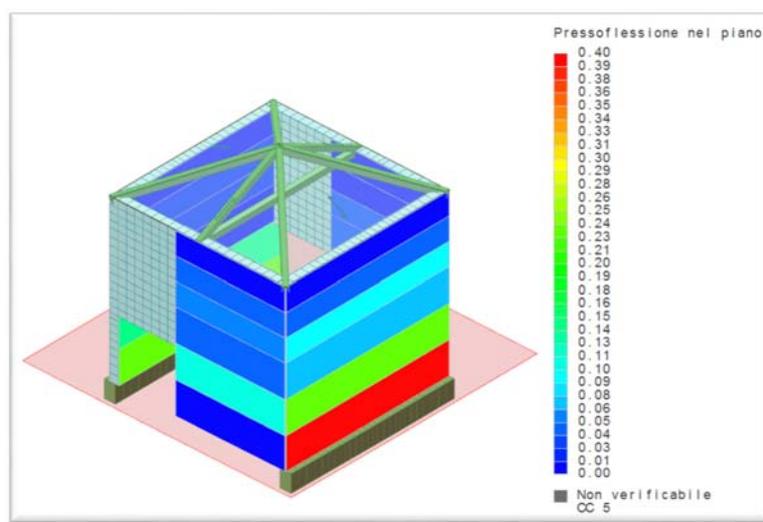
Le verifiche di stato limite ultimo sono fatte con combinazione di calcolo **SLV** e valutano i meccanismi di rottura per **taglio**, **pressoflessione nel piano** e **pressoflessione fuori dal piano**; queste sono anche dette verifiche di resistenza ovvero individuano la sollecitazione ultima dell'elemento e la confrontano con l'azione di progetto. Molto utile è la valutazione dei Tassi di Sfruttamento, cioè i rapporti tra le sollecitazioni ammesse e quelle richieste che ci danno in maniera immediata la percezione del tasso di lavoro degli elementi strutturali; banalmente uno sfruttamento al di sotto dell'unità ci porta ad avere verifiche positive, mentre un rapporto maggiore di uno è sintomo di non verifiche.

Le verifiche allo **stato limite di esercizio** sono fatte con combinazione di calcolo **SLD**, sono verifiche di spostamento, ossia si valuta lo spostamento dei nodi strutturali del modello a cui sono state applicate le sollecitazioni di progetto per quel determinato stato limite e si confrontano con gli spostamenti massimi ammissibili da normativa.

Infine per la valutazione di vulnerabilità sismica verrà calcolato l'indice di rischio globale della struttura sia in termini di accelerazione che di tempo di ritorno. Anche in questo caso valori dell'indice di rischio inferiori all'unità significano che l'elemento non risulta verificato per eventi sismici di intensità pari quelli di progetto. Diversamente, valori dell'indice di rischio maggiori dell'unità stanno a indicare che l'elemento può resistere a sollecitazioni maggiori rispetto a quelle di progetto.

Successivamente verranno riportate le verifiche più gravose degli elementi strutturali.

12.1.1. Tassi di sfruttamento globali a pressoflessione nel piano

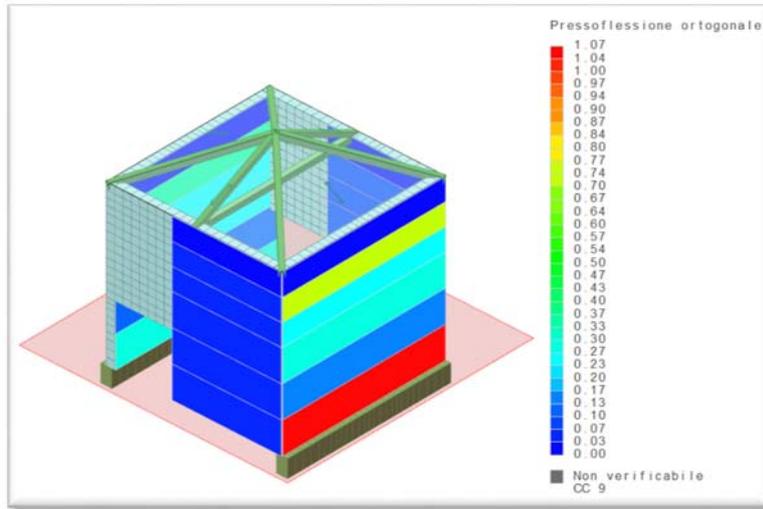


RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

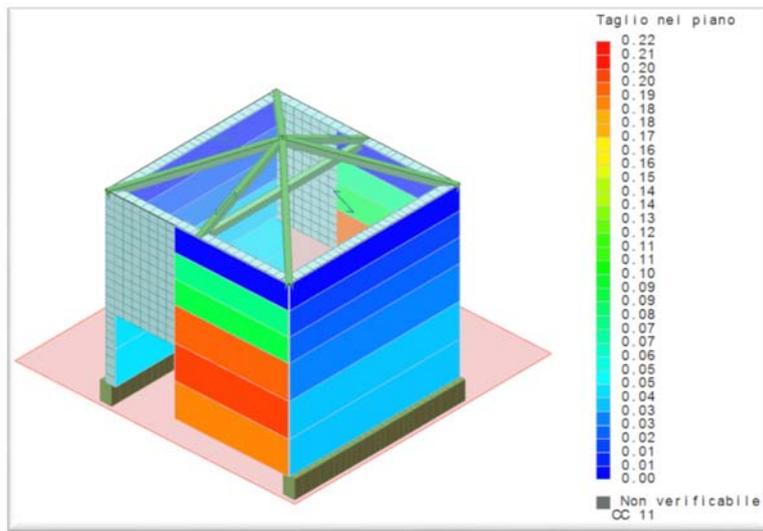
Come si può vedere dall'immagine nella verifica a pressoflessione nel piano otteniamo un tasso di sfruttamento massimo pari a 0.40, quindi otteniamo una **verifica positiva** per questo meccanismo di rottura.

12.1.2. Tassi di sfruttamento globali a pressoflessione fuori dal piano



Come si può vedere dall'immagine nella verifica a pressoflessione fuori dal piano otteniamo un tasso di sfruttamento massimo pari a 1.07, quindi otteniamo una **non verifica** per questo meccanismo di rottura.

12.1.3. Tassi di sfruttamento globali a taglio nel piano



Come si può vedere dall'immagine nella verifica a taglio nel piano otteniamo un tasso di sfruttamento massimo pari a 0.22, quindi otteniamo una **verifica positiva** per questo meccanismo di rottura.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

12.1.4. Indicatori di rischio globali della struttura

Successivamente viene riportato il valore dell'indice di vulnerabilità globale della struttura, in particolare viene preso il valore minimo, tra tutte le combinazioni di carico e per l'elemento strutturale maggiormente sollecitato.

TCC= Tipo di combinazione di carico

PGAd= Accelerazione al suolo (domanda)

PGAc= Accelerazione al suolo (capacità)

α (A_g)= Indicatore di rischio in termini di accelerazione

$T_{R,D}$ = Periodo di ritorno (domanda)

$T_{R,C}$ = Periodo di ritorno (capacità)

PVRc= Capacità di probabilità di superamento dell'azione sismica

α (T_R)= Indicatore di rischio in termini di periodo di ritorno

TCC	PGAD <g>	PGAC <g>	α (A_g)	$T_{R,D}$	PVRd	$T_{R,C}$	PVRc	α (T_R)
SLV	0.091	0.089	0.985	146	29	140	30	0.983

Come si può vedere si ottiene un Indicatore di Rischio in accelerazione pari a **0.985**, e un Indicatore di Rischio in periodo di ritorno pari a **0.983**; ciò significa che l'elemento maggiormente sollecitato va in crisi con una accelerazione sismica leggermente inferiore a quella di progetto.

12.1.5. Verifiche agli Stati limite di esercizio

Come precedentemente accennato nel caso delle costruzioni civili e industriali questa verifica si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo **SLD** "Stato Limite di Danno" siano inferiori ai limiti indicati per lo stesso stato limite come specificato nel paragrafo 7.3.7.2 "Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali" delle NTC 2008.

In mancanza di più specifiche valutazioni sono consigliati i valori limite di spostamento di interpiano validi per gli edifici nuovi pari **0.003h** dove h è l'altezza del piano.

Essendo che all'interno dell'edificio sono presenti due piani rigidi, **h** rappresenta l'altezza dei maschi murari dalla quota del pavimento fino alla quota di innesto del primo piano rigido avente altezza pari a 4.40 metri, e dal primo piano rigido al secondo piano rigido (di copertura) avente altezza pari a 3.05 metri; di conseguenza il valore limite di spostamento è pari a **0.003*440=1.32 cm** per il primo interpiano, mentre per il secondo sarà **0.003*305= 0.915 cm**.

Eseguito un controllo su tutti gli spostamenti dei nodi appartenenti agli impalcati rigidi otteniamo uno spostamento massimo assoluto in **X= 0.06 cm** e in **Y= 0.12 cm**, nettamente inferiori ai limiti portando ad ottenere **verifiche positive**.

12.1.6. Verifiche cinematici di collasso

Per quanto riguarda i cinematici di collasso, la presenza dei due piani rigidi, uno circa a metà altezza della costruzione e l'altro in copertura, apportano un comportamento scatolare all'edificio, chiamando a collaborare tutte le pareti in presenza di azioni sismiche; tali elementi si oppongono a distaccamenti locali di muratura rendendo impossibile il verificarsi di cinematici locali di collasso.

12.1.7. Verifiche maschi murari

Si riporta la tabella con le azioni sollecitanti e le resistenze dell'unico maschio murario che porta ad ottenere verifiche negative nel meccanismo di rottura pressoflessione fuori dal piano:

CC= Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

Zv= Coordinata Z di verifica

N= Sforzo normale

M_v= Momento flettente dovuto al vento o al sisma

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

Nu= Sforzo normale ultimo

Mu= Momento ultimo

CC	Zv <m>	N <daN>	M _v <daNm>	Nu <daN>	Mu <daNm>
1	0.00	-13852.10	-225.62	-1272240.00	2598.18
	2.20	-12282.90	-15.86	-1272240.00	2307.24
	4.40	-10256.80	-68.13	-1272240.00	1930.31
3	0.00	-19987.80	745.19	-1272240.00	3727.49
	2.20	-16024.40	-219.38	-1272240.00	2999.52
	4.40	-11400.50	274.40	-1272240.00	2143.26
5	0.00	-13917.70	-222.75	-1272240.00	2610.34
	2.20	-12301.30	-16.88	-1272240.00	2310.65
	4.40	-10262.60	-66.76	-1272240.00	1931.39
7	0.00	-20053.50	748.05	-1272240.00	3739.50
	2.20	-16042.80	-220.40	-1272240.00	3002.91
	4.40	-11406.30	275.77	-1272240.00	2144.34
9	0.00	-6716.70	-1357.23	-1272240.00	1268.25
	2.20	-7924.23	221.22	-1272240.00	1494.57
	4.40	-8924.57	-467.27	-1272240.00	1681.67
11	0.00	-6736.40	-1356.37	-1272240.00	1271.94
	2.20	-7929.74	220.91	-1272240.00	1495.60
	4.40	-8926.31	-466.86	-1272240.00	1682.00
13	0.00	-27169.10	1878.80	-1272240.00	5032.44
	2.20	-20395.90	-457.18	-1272240.00	3802.14
	4.40	-12736.80	674.50	-1272240.00	2391.49
15	0.00	-27188.80	1879.66	-1272240.00	5036.00
	2.20	-20401.40	-457.48	-1272240.00	3803.15
	4.40	-12738.50	674.91	-1272240.00	2391.81
17	0.00	-13852.00	-225.81	-1272240.00	2598.17
	2.20	-12282.90	-15.88	-1272240.00	2307.24
	4.40	-10256.80	-68.11	-1272240.00	1930.31
19	0.00	-19987.80	745.00	-1272240.00	3727.48
	2.20	-16024.40	-219.40	-1272240.00	2999.52
	4.40	-11400.50	274.42	-1272240.00	2143.25
21	0.00	-13917.70	-222.94	-1272240.00	2610.33
	2.20	-12301.30	-16.90	-1272240.00	2310.65
	4.40	-10262.60	-66.74	-1272240.00	1931.39
23	0.00	-20053.40	747.87	-1272240.00	3739.50
	2.20	-16042.80	-220.42	-1272240.00	3002.91
	4.40	-11406.30	275.79	-1272240.00	2144.33
25	0.00	-6716.66	-1357.42	-1272240.00	1268.24
	2.20	-7924.22	221.20	-1272240.00	1494.57
	4.40	-8924.56	-467.25	-1272240.00	1681.67
27	0.00	-6736.36	-1356.56	-1272240.00	1271.94
	2.20	-7929.73	220.89	-1272240.00	1495.60
	4.40	-8926.30	-466.84	-1272240.00	1682.00

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

MN-E-394-M

PROGETTO DEFINITIVO / ESECUTIVO

29	0.00	-27169.10	1878.62	-1272240.00	5032.44
	2.20	-20395.90	-457.20	-1272240.00	3802.14
	4.40	-12736.80	674.52	-1272240.00	2391.49
31	0.00	-27188.80	1879.48	-1272240.00	5035.99
	2.20	-20401.40	-457.50	-1272240.00	3803.14
	4.40	-12738.50	674.93	-1272240.00	2391.81
33	0.00	-23116.00	352.28	-795753.00	4298.16
	2.20	-19890.60	-161.83	-836973.00	3709.70
	4.40	-15955.20	144.65	-836973.00	2986.76
1	4.40	-11500.50	-70.01	-1272240.00	2161.86
	5.92	-6408.24	218.74	-1272240.00	1210.35
3	4.40	-12366.70	273.71	-1272240.00	2322.80
	5.92	-6713.43	-289.03	-1272240.00	1267.63
5	4.40	-11505.10	-68.61	-1272240.00	2162.71
	5.92	-6409.59	217.07	-1272240.00	1210.60
7	4.40	-12371.30	275.11	-1272240.00	2323.65
	5.92	-6714.79	-290.70	-1272240.00	1267.89
9	4.40	-10491.60	-470.51	-1272240.00	1974.07
	5.92	-6052.66	810.55	-1272240.00	1143.57
11	4.40	-10493.00	-470.09	-1272240.00	1974.32
	5.92	-6053.06	810.05	-1272240.00	1143.64
13	4.40	-13378.80	675.19	-1272240.00	2510.53
	5.92	-7069.96	-882.02	-1272240.00	1334.51
15	4.40	-13380.20	675.61	-1272240.00	2510.78
	5.92	-7070.37	-882.52	-1272240.00	1334.59
17	4.40	-11500.50	-69.99	-1272240.00	2161.86
	5.92	-6408.24	218.75	-1272240.00	1210.35
19	4.40	-12366.70	273.73	-1272240.00	2322.80
	5.92	-6713.43	-289.03	-1272240.00	1267.63
21	4.40	-11505.10	-68.59	-1272240.00	2162.71
	5.92	-6409.59	217.07	-1272240.00	1210.60
23	4.40	-12371.20	275.13	-1272240.00	2323.65
	5.92	-6714.78	-290.70	-1272240.00	1267.89
25	4.40	-10491.60	-470.49	-1272240.00	1974.06
	5.92	-6052.66	810.56	-1272240.00	1143.57
27	4.40	-10493.00	-470.07	-1272240.00	1974.32
	5.92	-6053.06	810.06	-1272240.00	1143.64
29	4.40	-13378.80	675.21	-1272240.00	2510.53
	5.92	-7069.96	-882.01	-1272240.00	1334.51
31	4.40	-13380.20	675.63	-1272240.00	2510.78
	5.92	-7070.37	-882.51	-1272240.00	1334.59
33	4.40	-17441.40	142.89	-1005930.00	3260.42
	5.92	-10613.30	-46.81	-785575.00	1996.74

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA:

13. Conclusioni

Visti i risultati dell'analisi numerica effettuata, richiamando quanto indicato nei capitoli precedenti in cui si enuncia che "...la vulnerabilità dell'edificio è pari al più piccolo dei valori di iPGA determinato per ogni singolo elemento strutturale sismoresistente", è possibile concludere che la **vulnerabilità sismica dell'edificio oggetto di studio sia 0,985**, quindi l'edificio è capace di resistere ad una azione sismica leggermente inferiore rispetto quella di progetto.

Con gli interventi previsti non si è raggiunto l'adeguamento sismico, che si ottiene in presenza di verifiche completamente soddisfatte con il 100% di azione sismica di progetto ma, si è ottenuto un indice di vulnerabilità rasente l'unità migliorando decisamente la condizione attuale dell'edificio.

RELAZIONE INERENTE GLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO DI CONTENIMENTO DELLA PARATOIA PRINCIPALE

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO D'IMPRESA: