

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PARMA

Dottorato di ricerca in
INGEGNERIA INDUSTRIALE

Ciclo XXVIII

**COMPORTAMENTO SOTTO SISMA DI
STRUTTURE RIGIDE O DEFORMABILI:
DUE CASI STUDIO ESTREMI**

Coordinatore:

Chiar.mo Prof. MARCO SPIGA

Tutor:

Chiar.mo Prof. GIANNI ROYER CARFAGNI

Dottorando: SIMONE MASSIMIANI

INDICE

INTRODUZIONE	6
Capitolo 1	
STRUTTURE ESTREMAMENTE DEFORMABILI	8
1.1. SCAFFALATURE PARMIGIANO REGGIANO	8
1.1.1. Considerazioni introduttive	8
1.1.2. Modelli considerati e analisi sismica.....	11
1.1.3. Confronto tra i diversi input sismici	27
1.1.4. Interazione con la struttura di supporto	32
1.1.5. Protezione contro il ribaltamento delle forme di Parmigiano Reggiano.....	40
1.1.6. Discussioni finali riguardo alle scalere.....	42
1.2. TORRETTE SMORZANTI	45
1.2.1. Considerazioni introduttive	45
1.2.2. Progetto e analisi del sistema innovativo: la cella elementare.....	46
1.2.3. Applicazione del sistema innovativo proposto	48
1.2.4. Modalità di analisi	50
1.2.5. Risultati delle analisi	53
1.2.6. Discussioni finali per le torrette smorzanti	62
Capitolo 2	
STRUTTURE ESTREMAMENTE RIGIDE: PONTI AD ARCO IN MURATURA.....	65
2.1. INQUADRAMENTO FISICO E IDROLOGICO	65
2.1.1. Caratteristiche generali	66
2.1.2. Portate di piena e principali piene storiche.....	66
2.2. INQUADRAMENTO STORICO.....	67
2.2.1. Analisi storica e descrizione del manufatto	68
2.2.2. La piena del 1982	69
2.2.3. La realizzazione della nuova pista ciclabile	71
2.2.4. Documentazione disponibile	72
2.3. RILIEVO DEL PONTE.....	73
2.3.1. Confronto con altri ponti esistenti	73
2.3.2. Rilievo geometrico: ulteriori indagini	75
2.3.3. Analisi dello stato di conservazione del manufatto	75
2.4. INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI	78
2.4.1. Prove in situ	78
2.5. ANALISI DEI CARICHI E AZIONI SUI PONTI STRADALI	109
2.5.1. Pesi propri e carichi permanenti	109

2.5.2.	Sovraccarichi variabili da traffico e schema di carico.....	109
2.5.3.	Prove di laboratorio.....	110
2.5.4.	Azione sismica.....	115
2.5.5.	Combinazione delle azioni.....	117
2.6.	MODELLO DI CALCOLO.....	118
2.6.1.	Criteri generali.....	118
2.6.2.	Modello semplificato 2D.....	119
2.6.3.	Modello FEM 3D.....	122
2.7.	METODI DI ANALISI E RISULTATI.....	129
2.7.1.	Analisi statica lineare.....	131
2.7.2.	Analisi lineare dinamica.....	141
2.7.3.	Analisi sismica tramite metodo cinematico.....	165
2.8.	VERIFICHE.....	169
2.8.1.	Verifica delle sezioni della volta.....	170
2.8.2.	Verifica delle pile.....	176
2.8.3.	Meccanismi locali: verifiche di sicurezza.....	185
2.9.	PORZIONE DI PONTE DI NUOVA COSTRUZIONE - METODI DI ANALISI E VERIFICHE	199
2.9.1.	Analisi statica lineare.....	201
2.9.2.	Analisi lineare dinamica.....	207
2.10.	CRITICITÀ LOCALI.....	215
2.10.1.	Considerazioni generali.....	215
2.10.2.	Armilli delle volte (zona ponte di nuova costruzione).....	217
2.10.3.	Rostro delle pile in alveo.....	219
2.10.4.	Fessure nella pila N°6 (compresa fra le campate 5 e 6).....	223
2.10.5.	Fessure nella pila N°10 (compresa fra le campate 10 e 11).....	224
2.10.6.	Piastra metallica arcata N°16.....	224
2.10.7.	Pila spalla N°16 (compresa fra le campate 16 e 17).....	225
2.11.	DISCUSSIONI FINALI PER IL PONTE IN MURATURA.....	226
Capitolo 3		
CONCLUSIONI.....		229
BIBLIOGRAFIA.....		237
ALLEGATO A.....		244
ALLEGATO B.....		260

INTRODUZIONE

Con le nuove norme tecniche italiane NTC2008 (DM14/01/08 2008) tutto il territorio italiano è stato classificato come zona sismica nonostante le precedenti normative prevedessero l'esistenza di zone in cui non era necessario considerare l'azione sismica nella progettazione. Molti edifici quindi sono privi di specifici particolari e accorgimenti tecnici necessari per sopportare le azioni orizzontali.

In aggiunta, il territorio italiano è ricco di edifici storici e monumentali che fanno parte della nostra cultura ed è nostro compito preservarli dando alle generazioni future la possibilità di ammirarli nel loro splendore.

Nell'ultimo decennio il mercato immobiliare italiano ha ricevuto una forte battuta d'arresto e di conseguenza anche nel campo dell'edilizia i lavori riguardanti le nuove costruzioni hanno registrato un calo notevole.

Per questi motivi nasce la necessità di intervenire sulle strutture esistenti adeguandole (o quantomeno migliorandole) nei riguardi delle azioni prescritte dalla nuova normativa, considerando anche nelle verifiche la presenza del sisma. È compito dell'ingegnere mettere in sicurezza tali strutture servendosi dei metodi di analisi che ha a disposizione, distinguendo per ogni caso il metodo più opportuno. Trattandosi di strutture esistenti non sempre è possibile avere a disposizione il loro progetto ed anche solo riuscire a definire con precisione le caratteristiche meccaniche dei materiali e i legami costitutivi da inserire nelle analisi può non essere un'operazione così banale.

Ad oggi, per l'analisi delle strutture, l'ingegnere ha a disposizione molti metodi più o meno complessi e può far affidamento sull'utilizzo di molti software per il calcolo delle strutture più complesse. Spesso, metodi meno raffinati e più semplici riescono in maniera rapida a fornirci risultati più che soddisfacenti ed è buona regola utilizzarli come parametro di confronto.

È opportuno precisare che avere a disposizione strumenti complessi e raffinati per la risoluzione delle analisi non necessariamente comporta un'ideale progettazione e verifica delle strutture. Già solo le incertezze insite nella definizione dei parametri da utilizzare potrebbero condurre a un'erronea descrizione del modello e il rischio di perdere di vista il problema non è trascurabile. L'ingegnere svolge un ruolo fondamentale in tale senso perché deve saper interpretare i risultati delle analisi riconoscendo eventuali anomalie nei risultati.

A tal proposito, in questo lavoro di tesi sono state messe a confronto più metodologie di analisi, adoperando anche metodi semplificati ma dall'efficacia comprovata, adattandoli a diverse tipologie di strutture.

Il lavoro svolto è articolato in due sezioni principali e l'attenzione è concentrata sul differente comportamento sismico di due casi studio estremi: strutture particolarmente deformabili (valori alti dei periodi fondamentali di vibrazione) e strutture molto rigide (a cui corrispondono periodi fondamentali di vibrazione molto bassi).

Nella prima sezione (capitolo 0) sono considerati due esempi di strutture particolarmente deformabili e molti modelli di confronto sono stati sviluppati per determinare le soluzioni che meglio si prestano a un adeguamento (o miglioramento) della risposta sismica della struttura.

Il primo esempio di struttura deformabile, riportato al paragrafo 1.1, è rappresentato dalle scaffalature in acciaio adibite alla stagionatura del Parmigiano-Reggiano. Durante gli eventi sismici che hanno investito la regione Emilia Romagna nel maggio del 2012, molte scaffalature (dette in gergo scalere) sono collassate, causando la perdita di oltre 600000 forme di Parmigiano, con danni stimati nel settore agroalimentare superiori a 150 milioni di euro.

È dunque di fondamentale importanza intervenire sulle scalere sopravvissute, prevedendo delle soluzioni in grado garantire un adeguato livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche. All'interno di questa tesi sono state proposte diversi tipi d'intervento, e sono state effettuate analisi alla *Time History* su modelli 2D e 3D. Gli accelerogrammi spettro-compatibili come da normativa e quelli naturali registrati nelle medesime zone degli eventi sismici del maggio 2012 sono stati utilizzati come input sismico. Tra gli interventi proposti, quello forse più interessante consiste nell'utilizzo di dispositivi di smorzamento viscoso (damper). Un'analisi di sensitività è stata condotta per individuare il fattore di smorzamento più adatto. Sono state inoltre effettuate analisi considerando l'interazione che nasce, a seconda del modello considerato, tra le scalere e la struttura portante del magazzino che le contiene, valutando l'azione scambiata al variare del numero di scalere presenti.

Nel paragrafo 1.2 viene presentato il secondo esempio di struttura deformabile. Si tratta di una possibile soluzione per migliorare la risposta sismica di edifici esistenti a telaio tramite l'utilizzo di torri in acciaio disposte al loro esterno. Tale soluzione risulta particolarmente efficace quando non si possano interrompere le attività svolte all'interno dell'edificio. Per tale motivo, la sua applicazione può trovare largo utilizzo in edifici pubblici quali scuole, uffici comunali, biblioteche e ospedali.

Come per il caso delle scalere, risulta particolarmente interessante la soluzione in cui vengono inseriti dei dispositivi di dissipazione energetica. In letteratura sono già presenti degli esempi applicativi (Balducci 2011), ma la soluzione proposta risulta più efficace nel dissipare energia, a parità di altri parametri, e dall'impatto architettonico meno invasivo.

Nei modelli proposti sono state condotte le analisi alla *Time History* considerando accelerogrammi spettro-compatibili e naturali; sono state inoltre eseguite analisi di sensitività per determinare il fattore di smorzamento dei damper più efficace.

Nella seconda sezione (capitolo 0) viene considerato come caso studio duale, quale esempio paradigmatico di struttura estremamente rigida, il ponte in muratura sul fiume Taro a Fornovo (PR). Si tratta di una struttura massiccia e molto rigida, a cui corrispondono periodi dei modi fondamentali di vibrazione molto bassi. Nel laboratorio di Ingegneria Chimica, Civile e Ambientale dell'Università di Genova sono state condotte le prove distruttive di compressione sui provini prelevati durante la fase di rilievo utilizzando un metodo di prova sotto molti aspetti innovativo. I dati sono serviti per ottenere una curva di taratura ad hoc per prove sclerometriche, che sono poi state eseguite su più ampia scala nelle varie parti del ponte, al fine di ottenere parametri di confronto.

Differentemente dai due esempi trattati nel capitolo 0, sono state condotte analisi statiche e dinamiche lineari (analisi modale e spettrale) in accordo con quanto previsto da normativa (DM14/01/08 2008). A seconda del tipo di verifiche (statiche o sismiche) sono stati considerati diversi valori dei parametri che descrivono il comportamento meccanico dei materiali, utilizzando anche modelli geometrici differenti. In aggiunta sono state eseguite le verifiche delle sezioni caratteristiche delle volte e delle pile, compatibilmente con i valori di resistenza della muratura.

Capitolo 1

STRUTTURE ESTREMAMENTE DEFORMABILI

In questo capitolo viene analizzato il comportamento sismico di strutture snelle e si definiscono dei criteri e delle soluzioni per ottenere un miglioramento delle capacità portanti delle strutture analizzate. Diverse soluzioni e modelli sono stati proposti. Ottimi risultati sono stati ottenuti utilizzando dei dispositivi di dissipazione energetica (damper).

Il capitolo è strutturato in due parti in cui vengono considerati due differenti esempi di strutture deformabili:

- scaffalature adibite alla stagionatura del Parmigiano Reggiano (scalere);
- torrette smorzanti in acciaio (poste all'esterno degli edifici esistenti in c.a. con struttura portante a telaio).

1.1. SCAFFALATURE PARMIGIANO REGGIANO

1.1.1. Considerazioni introduttive

Gli eventi sismici che si sono verificati negli ultimi anni hanno messo in luce la vulnerabilità degli edifici esistenti presenti nel territorio italiano. In particolare, dai più recenti eventi è stato possibile constatare che le parti danneggiate spesso risultano quelle che comunemente non vengono considerate nel calcolo sismico della struttura.

Problematiche analoghe sono emerse anche in terremoti precedenti. Ad esempio, gli elementi utilizzati per la costruzione d'impianti industriali (Suzuki 2000) possono comunque subire seri danneggiamenti anche se solitamente non venivano considerati come parte dello scheletro portante e raramente venivano inclusi nelle verifiche sismiche.

I terremoti avvenuti il 20 Maggio e il 29 Maggio del 2012 in Emilia Romagna hanno provocato ingenti danni ai magazzini presenti nel territorio (Artioli, Battaglia and Tralli 2013, Braga, et al. 2014) e un gran numero di scaffalature in acciaio adibite alla stagionatura del Parmigiano Reggiano sono crollate. Queste scaffalature, più comunemente conosciute anche come scalere, sono strutture in acciaio solitamente non progettate per resistere all'azione sismica. Durante il sisma le scalere hanno incominciato vibrare e successivamente sono

crollate l'una sull'altra, causando un effetto domino che ha portato al crollo completo di tutti gli scaffali del magazzino (Figura 1). Molti operai sono rimasti feriti e centinaia di migliaia di forme di Parmigiano Reggiano sono state danneggiate sia nella zona del Consorzio Parmigiano Reggiano sia in quella del Consorzio Grana Padano e del Consorzio Trentingrana.

In caso di terremoto, la sicurezza dei lavoratori all'interno del magazzino dipende sia dalle prestazioni strutturali dell'edificio, sia dalla stabilità delle scaffalature di stoccaggio e del loro contenuto. Le accelerazioni sismiche possono causare il collasso delle scaffalature se queste non sono adeguatamente progettate, installate, mantenute o caricate. Inoltre, le forme di parmigiano possono cadere (Sideris, et al. 2010) e rappresentare un rischio per la sicurezza e la vita delle persone esposte che quotidianamente vi lavorano. Per non parlare poi della perdita del prodotto, il cui valore in termini economici spesso supera di gran lunga quello di tutto il fabbricato.

L'isolamento alla base della scaffalatura rappresenta una delle possibili contromisure da adoperare per contrastare la caduta delle forme di parmigiano e per ridurre i danni strutturali durante un evento sismico (A. Filiatrault, P. Higgins, et al. 2008, Kilar, et al. 2011, Johnson, et al. 2012). Questo metodo, tuttavia, non è compatibile con il funzionamento dei macchinari che correntemente sono utilizzati per ruotare le forme di parmigiano durante la fase di stagionatura.

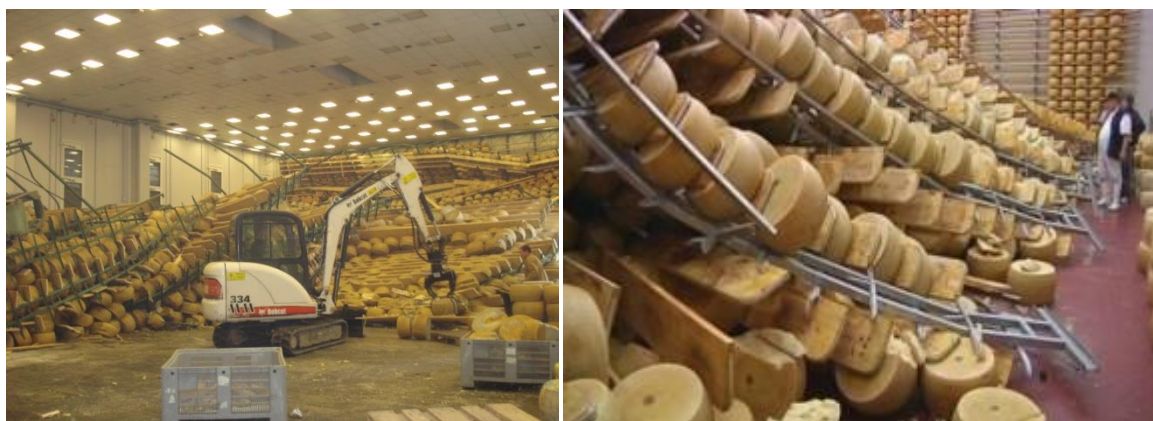


Figura 1 Scaffali rovesciati adibiti alla stagionatura del Parmigiano Reggiano in uno dei magazzini colpiti dal sisma che nel maggio 2012 ha investito la regione Emilia-Romagna.

A livello internazionale, esistono raccomandazioni esplicite e molto restrittive riguardanti la progettazione delle nuove scaffalature di stoccaggio, data la loro importanza e vulnerabilità. Queste raccomandazioni comprendono: *Storage Equipment Manufacturers Association (SEMA) Code of Practice (UK) (SEMA 1980)*, *Australian Standard AS4084 (AS4084:2012 2012)*, *Rack Manufacturers Institute (RMI) Specification (USA) (ANSI-MH16.1-2012 2012)* e *Federation Européenne de la Manutention (FEM) code (FEM 2000)* che sono state convertite nelle norme europee (EN15512:2009 2009). Per quanto riguarda la valutazione sismica di scaffalature di stoccaggio in aree accessibili al pubblico, sono state preposte le linee guida delle costruzioni da parte dell'Ente federale per la gestione delle emergenze (FEMA460 2005).

A livello italiano, le raccomandazioni progettuali per le scaffalature in condizioni sismiche sono definite da UNI (UNI/TS-11379:2010 2010). Queste considerano l'azione sismica così come indicata nella normativa italiana (NTC2008 2008), integrata con le norme specifiche europee per la progettazione di scaffalature, come la prEN 16681 (prEN16681:2013 2013). Va ricordato che tutte queste linee guida sono state sviluppate per le scaffalature in acciaio con sezioni sottili aperte e laminate a freddo, adibite allo stoccaggio dei pallet.

Un'altra questione che deve essere presa in considerazione riguarda l'interazione tra le scaffalature e la circostante costruzione. A tal proposito, le recenti linee guida emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici (D.L.06/06/2012n.74 2012) affermano che le verifiche sismiche dei magazzini vanno affrontate considerando le eventuali azioni trasmesse dalle scaffalature di stoccaggio, al fine di soddisfare i requisiti stabiliti dai codici strutturali per la prestazione sismica della struttura. Tuttavia, per le scaffalature che sono qui considerate, non sono disponibili specifiche linee guida per l'adeguamento sismico.

Le scalere di nuova costruzione sono progettate in modo tale da poter sopportare individualmente il sisma, senza che queste debbano essere ancorate alla struttura circostante. Sono stati condotti molti studi riguardo al comportamento sismico delle scaffalature in acciaio (Chen e Scholl 1984, Filiatrault, Bachman e Mahoney 2006, Bernuzzi, Chesi and Parisi 2004, Aguirre 2005, Ballio, Bernuzzi and Castiglioni 1999). Tra gli altri, Bernuzzi e Castiglioni (Bernuzzi e Castiglioni 2001) descrivono il comportamento ciclico del nodo in acciaio trave-colonna. Filiatrault et al (Filiatrault, Higgins e Wanitkorkul 2006) hanno eseguito dei test su tavola vibrante per determinare la risposta del momento resistente al nodo trave colonna in condizioni quasi statiche così come in presenza di forte sisma. Rosin et al. (Rosin, et al. 2009) hanno sviluppato una serie di linee guida per la progettazione delle scaffalature di stoccaggio come risultato finale di un progetto Europeo.

E' tuttavia importante stabilire possibili metodi per l'adeguamento delle scaffalature esistenti, le quali sono state costruite sulla base della pratica consolidata, senza alcun tipo di analisi che tenesse in considerazione l'azione sismica. Inoltre, poiché la parte superiore di molte scalere è collegata con dei controventi in acciaio alle pareti della struttura circostante, è importante controllare che i magazzini siano in grado di sopportare le azioni trasmesse delle scaffalature, così come prescritto dal (D.L.06/06/2012n.74 2012).

Un numero considerevole di scalere presenti nell'area interessata dal sisma, sono sopravvissute agli eventi sismici del maggio 2012. Alcune di queste avevano subito negli anni precedenti alcuni interventi di miglioramento e molti ritengono che siano stati questi interventi d'irrigidimento ad impedirne il collasso. Non essendo crollate, si tende erroneamente a pensare che non sia necessario effettuare ulteriori interventi di adeguamento perché non economicamente conveniente. Nelle aree non interessate dal sisma del 2012 è lecito chiedersi se il rischio associato a un futuro evento sismico possa giustificare il costo associato alla sostituzione delle scalere esistenti con delle nuove adeguatamente progettate anche per azioni sismiche. In tali situazioni il miglior compromesso è rappresentato da soluzioni economiche in grado di soddisfare completamente (o quantomeno migliorare) la prestazione sismica delle scalere esistenti. Questo studio mira ad analizzare le problematiche legate al miglioramento delle scalere esistenti tramite differenti soluzioni tra cui anche l'utilizzo di dispositivi dissipativi. Il fine è quello di analizzare le prestazioni attuali delle scalere proponendo possibili contromisure per aumentare la loro robustezza.

Essenzialmente, ci sono due aspetti fondamentali connessi con l'adeguamento sismico delle scalere esistenti: il primo è correlato alla loro resistenza strutturale; il secondo riguarda la tipologia di connessione con la struttura di supporto.

Al fine di classificare le scaffalature esistenti e i sistemi attualmente sul mercato, per determinare i profili in acciaio degli elementi che costituiscono la scalera e per valutare il sistema di ancoraggio al magazzino, sono stati eseguiti diversi sopralluoghi e rilievi in molti magazzini del territorio del consorzio Parmigiano Reggiano.

Nel presente lavoro sono state considerate le due tipologie di scalere più diffuse e sono state condotte analisi dinamiche per valutare le loro prestazioni e affidabilità nei riguardi delle accelerazioni sismiche. Sono state considerate varie configurazioni semplicemente cambiando il tipo di vincolo o inserendo ulteriori controventi. Ciò è servito per valutare la migliore soluzione in grado di ridurre la vulnerabilità complessiva delle scalere, intesa come struttura tridimensionale, sia in direzione longitudinale che in direzione trasversale.

Gli approcci convenzionali per l'adeguamento sismico si basano sulla capacità della struttura di attenuare o dissipare gli effetti degli input transitori tramite una combinazione di sforzo, flessibilità e deformabilità (M. Calvi 2013). Durante i forti movimenti e oscillazioni provocate dal sisma, la maggior parte delle strutture in genere si deforma oltre il proprio limite elastico e gran parte dell'energia viene dissipata localmente attraverso lo snervamento di alcune sue parti (Giannuzzi, et al. 2014).

Tuttavia, le scaffalature per lo stoccaggio sono tipicamente strutture molto snelle e deformabili, e non si riesce a dissipare energia plastica senza prima raggiungere l'instabilità degli elementi compressi. Pertanto, l'idea qui perseguita è quella di permettere alla struttura di rimanere in campo elastico, e ciò è reso possibile dall'aggiunta di dispositivi supplementari, come gli smorzatori, in grado di assorbire buona parte dell'energia

sismica riducendo le sollecitazioni interne e gli spostamenti della struttura. Recenti studi sul controllo strutturale e sui dispositivi di dissipazione energetica sono riportati negli articoli di Housner et al. (Housner, et al. 1997) e di Soong e Spencer (Soong e Spencer Jr 2002). Le applicazioni descritte in questi articoli riguardano la protezione sismica degli edifici, ma, a mia conoscenza, non è mai stato preso in considerazione il medesimo caso applicato alle scaffalature di stoccaggio.

Se la parte superiore delle scalere non è vincolata, in condizioni sismiche, gli spostamenti maggiori si verificheranno proprio in tale zona ottimizzando l'effetto dissipativo degli smorzatori (Silvestri e Trombetti 2007). Questa tecnica è talvolta utilizzata per prevenire il martellamento di due edifici adiacenti, attraverso l'accoppiamento viscoso delle loro oscillazioni (Kim, Ryu and Chung 2006, Xu, He and Ko 1999). Per omogeneità di confronto sono stati analizzati i seguenti tre casi:

- i) scalera libera, non vincolata in sommità;
- ii) scalera vincolata rigidamente alla struttura circostante;
- iii) scalera collegata alla struttura circostante con dispositivo viscoso in sommità.

In generale, la struttura di sostegno circostante può essere rappresentata da un diaframma rigido ausiliario, appositamente progettato e costruito per resistere alle azioni sismiche, oppure dalle pareti del magazzino stesso, se sufficientemente resistenti. È interessante confrontare il caso di collegamento rigido con collegamento tramite dissipatore viscoso, valutando in entrambi i casi l'azione trasmessa alla struttura di supporto. In generale, aumentando il fattore di smorzamento si ha una riduzione delle sollecitazioni nella scalera con conseguente aumento dell'azione trasmessa al magazzino. Di conseguenza, risulta necessario individuare il fattore di smorzamento che rappresenti il migliore compromesso tra la riduzione delle sollecitazioni nella scalera e l'azione trasmessa al circostante magazzino. Naturalmente, l'interazione tra l'oscillazione degli scaffali e la struttura di supporto deve essere valutata correttamente, e questo può essere ottenuto eseguendo un'analisi di sensitività su modelli semplici. Infine, è stata effettuata una stima dell'accelerazione sismica sufficiente a causare la caduta delle forme di parmigiano, avendo precedentemente determinato, tramite apposite prove sperimentali, il coefficiente d'attrito tra il formaggio parmigiano e le tavole su cui le forme sono poggiate per la stagionatura.

1.1.2. Modelli considerati e analisi sismica

1.1.2.1. *Anamnesi*

Le scaffalature di stoccaggio sono strutture snelle con profili sottili e hanno il compito di sostenere carichi anche nettamente superiori rispetto al loro peso. Tradizionalmente, le scalere per la stagionatura del Parmigiano Reggiano erano fabbricate da 3-4 produttori nella pianura padana secondo uno schema comune che poco le differenzia l'una dall'altra.

La configurazione tipica è mostrata in Figura 2. In direzione trasversale, le scalere sono composte da due colonne tubolari a sezione quadrata collegate da profili a *L* disposti orizzontalmente secondo il tipico schema alla Vierendeel.

I profili a *L* sporgono simmetricamente rispetto le colonne formando delle mensole su cui sono poggiate le tavole in legno che ospitano le forme di parmigiano per la stagionatura. Tipicamente le tavole hanno la profondità pari a 40 cm in accordo con la tipica dimensione delle forme di parmigiano.

Le colonne, tipicamente a interasse di 1.5 m, sono collegate tra loro in senso longitudinale da profili tubolari orizzontali e controventi (Figura 3a). Alla base di ogni colonna è saldata una trave che in molti casi è semplicemente poggiata a terra (Figura 3b) o più raramente ancorata con dei tirafondi. Nella parte superiore, le colonne sono imbullonate a dei controventi orizzontali ancorati alle pareti del magazzino (Figura 4).

CAPITOLO 1: STRUTTURE ESTREMAMENTE DEFORMABILI

L'altezza delle scalere varia tra i 6 e gli 8 metri, in modo da poter contenere mediamente 20 file di tavole. La lunghezza longitudinale può variare dai 15 ai 30 metri (10-20 colonne).

Il diametro tipico delle forme è pari a 40 cm ed il loro peso è di circa 40 kg. Nel seguito, con *direzione longitudinale* sarà indicata la direzione parallela ai corridoi tra una scalera e l'altra, mentre con *direzione trasversale* sarà indicata la direzione ortogonale a quella longitudinale.



Figura 2 Tipica configurazione delle scalere.



a)

b)

Figura 3 Dettaglio delle scalere. a) Sistema di controvento: diagonali di rinforzo; b) Configurazione tipica alla base delle colonne.



Figura 4 Sistema di ancoraggio alle pareti del magazzino.

Dalle indagini e ispezioni effettuate nei vari magazzini nel territorio del Consorzio Parmigiano Reggiano, sono state riscontrate poche differenze nella geometria e nelle dimensioni delle scalere. L'interasse tra due coppie consecutive di colonne può variare da 1.4 m a 1.6 m.

Nei controventi ad X, gli elementi diagonali sono collegati alle colonne in vari modi. In alcuni casi gli elementi orizzontali di completamento della travatura sono del tutto assenti; questa situazione limita l'efficienza del rinforzo poiché, in assenza di elementi orizzontali, la forza di compressione deve necessariamente ridistribuirsi sui diagonali che, essendo particolarmente snelli, sono ad alto rischio d'instabilizzazione. Inoltre, ci sono casi in cui i diagonali e il sistema di controvento non sono continui lungo l'intera altezza delle colonne: la base non è collegata con i diagonali e il controvento è impostato a circa 50-60 cm dal piano di calpestio. Questa discontinuità nel controvento crea una condizione simile a quella che si manifesta durante le azioni sismiche con i meccanismi di piano soffice degli edifici.

Un'altra differenza è stata osservata nel tipo di giunti. In generale, i profili di acciaio sono saldati a degli elementi particolarmente esili che accoppiano i profili. Queste zone localizzate sono di particolare interesse e gli elementi minuti di accoppiamento possono influenzare la rigidezza e la resistenza dei nodi e quindi vanno anch'essi considerati all'interno del modello.

1.1.2.2. *Casi studio*

Sono stati considerati due esempi tipici di scaffalature. Con riferimento alla Figura 5, le proprietà principali sono riportate in Tabella 1 e in Tabella 2.

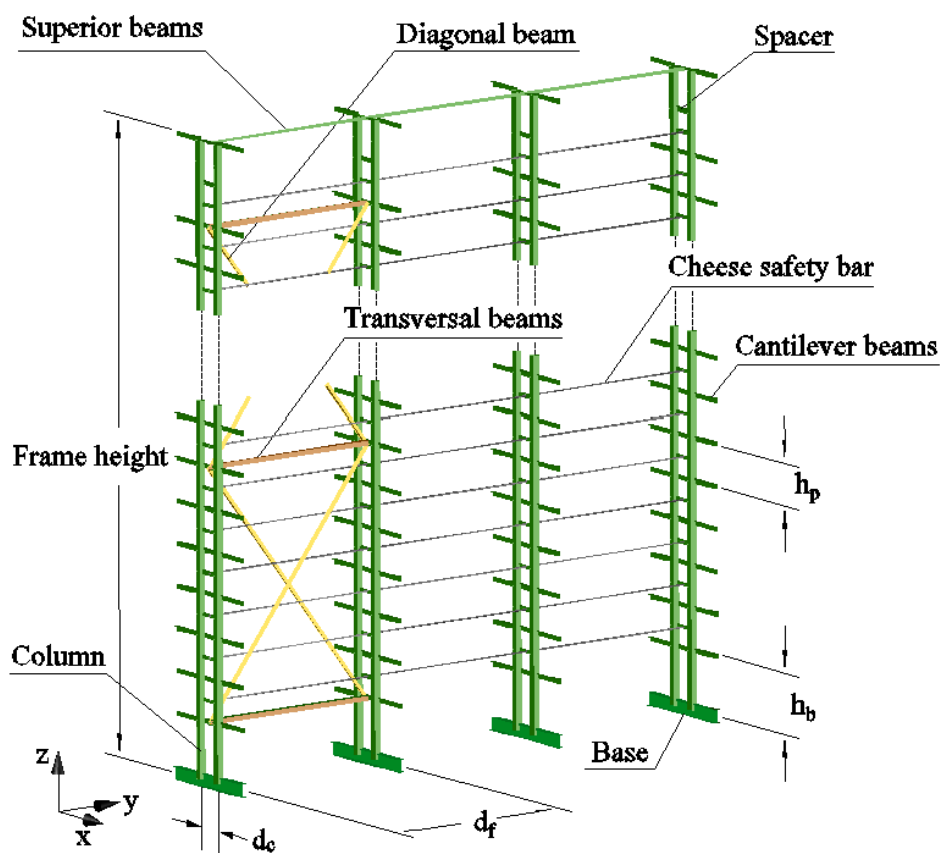


Figura 5

Tipica configurazione delle scalere considerate nel caso studio. Dati geometrici e caratteristiche dei profili riportati in Tabella 1 e in Tabella 2.

CAPITOLO 1: STRUTTURE ESTREMAMENTE DEFORMABILI

Tabella 1 Proprietà geometriche delle scalere per i due casi studio considerati (con riferimento alla Figura 5).

GEOMETRIA							
CASO STUDIO	d_c [mm]	d_f [mm]	h_p [mm]	h_b [mm]	N° di ripiani n_p	N° di controventi n_b	N° di telai n_f
N°1	220	1500	330	460	19	2	11
N°2	190	1500	320	320	19	4	23

Tabella 2 Profili in acciaio presenti nelle scalere dei due casi studio considerati (con riferimento alla Figura 5).

SEZIONE DEGLI ELEMENTI							
CASO STUDIO	Colonne	Diagonali	Montanti	Base	Travi superiori	Travi a sbalzo	Tavola in legno
N°1	TUB 50x50x4.5	L 40x25x4.5	TUB 30X40X2.5	IPE 100	L 40x25x4.5	L 25x40x5	285x35
N°2	TUB 50x50x4.5	L 30x30x4.5	None	IPE 100	L 40x25x4.5	L 20x40x5	285x35

Sono state eseguite analisi ad elementi finiti con SAP2000 v14 (SAP2000 2013) su modelli 3D (Figura 6), al fine di analizzare la risposta dinamica delle scaffalature.

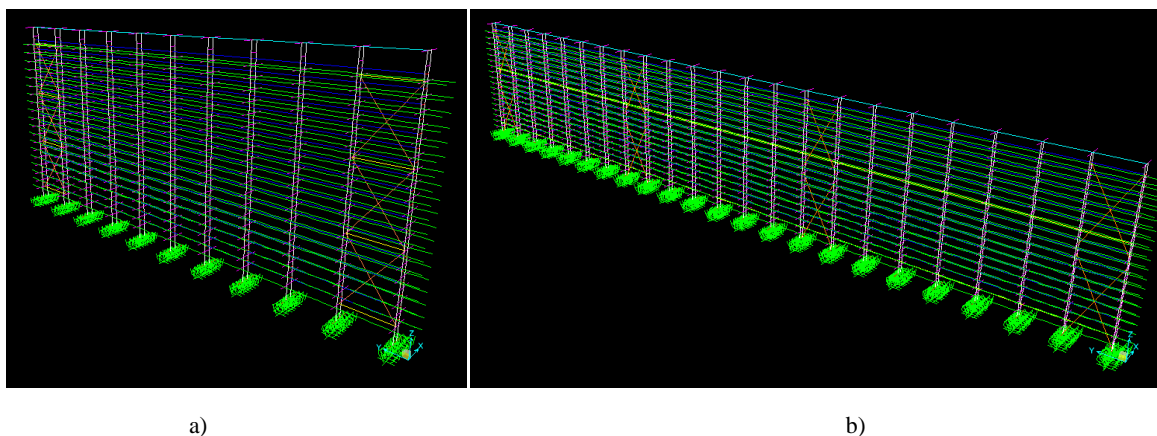


Figura 6 Modello strutturale 3D delle scaffalature di stoccaggio. a) Caso studio N°1; b) Caso studio N°2.

L'accelerazione sismica è stata considerata sia in direzione trasversale che in direzione longitudinale. La sovrapposizione dei due moti, anche se raccomandata dai codici strutturali e dalle normative, non viene qui mostrata poiché l'obiettivo importante che s'intende raggiungere è quello di distinguere chiaramente il comportamento della struttura in direzione longitudinale e in direzione trasversale. In ogni caso, le due direzioni considerate coincidono con le direzioni dei primi due modi naturali di vibrazione della struttura. Tutti gli elementi sono stati modellati come elementi di tipo frame. La trave di appoggio alla base è vincolata al suolo mediante cerniere sferiche alle estremità per simulare il vincolo reale offerto dai tirafondi.

Le tavole di legno sono fissate alla parte a sbalzo dei profili (Figura 5) con 2-3 viti. Tale vincolo è stato modellato con una cerniera cilindrica interna, in grado di permettere esclusivamente le rotazioni attorno alla direzione ortogonale all'asse delle tavole di legno. Nel modello è stato anche considerato che le tavole in

legno non sono continue lungo tutta l'estensione in direzione longitudinale, ma presentano delle disconnessioni ad intervalli pressochè costanti.

Il peso di ogni elemento della struttura è distribuito secondo la densità del materiale e la dimensione della sezione ad esso associata, mentre le forme di parmigiano sono state considerate come masse concentrate, aderenti alle tavole di legno.

1.1.2.3. Possibili contromisure per incrementare la capacità sismica.

In direzione trasversale sono state prese in considerazione tre differenti condizioni di vincolo alla sommità delle colonne. In accordo con la Figura 7, le tre configurazioni considerate sono le seguenti.

- **M_1** : la sommità della colonna non è vincolata (Figura 7a).
- **M_2** : la sommità della colonna è vincolata da un carrello che impedisce gli spostamenti in direzione orizzontale (Figura 7b). Questa configurazione potrebbe essere rappresentativa della condizione in cui la scalera è vincolata con un sistema di controventi collegati a una struttura rigida. Inoltre, questo tipo d'intervento è stato anche proposto in alcuni piani di consolidamento.
- **M_3** : la parte superiore della colonna è collegata a un elemento di rinforzo attraverso un ammortizzatore viscoso (Figura 7c). Nelle analisi numeriche, è stato considerato un coefficiente di smorzamento $C^* = 25 \text{ lib/ (inc/s)} = 4378.2 \text{ N/ (m/s)}^1$. Sarà mostrato in seguito che il valore scelto rappresenta il miglior compromesso tra la riduzione delle sollecitazioni nella scalera e la limitazione delle azioni trasmesse al magazzino.

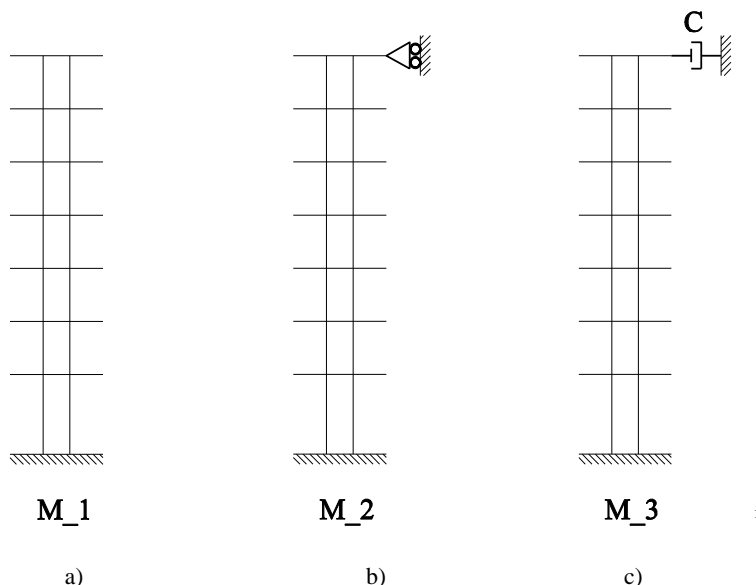


Figura 7 Modelli considerati in direzione trasversale: a) modello M_1 (estremità libera); b) modello M_2 (estremità fissa); c) modello M_3 (estremità con damper).

Per quanto riguarda la direzione longitudinale sono state considerate i seguenti schemi (Figura 8):

- **M_A** : il sistema di rinforzo è quello originario. In particolare, per il caso studio N°1, i controventi non raggiungono la base della struttura (Figura 8a) essendo il primo telaio controventato a una distanza di 46 cm dal pavimento; per il caso studio N°2, nello schema di Figura 5, sono del tutto assenti i montanti (Figura 8c).

¹ Corrisponde ad un ammortizzatore commerciale per ciclomotori.

CAPITOLO 1: STRUTTURE ESTREMAMENTE DEFORMABILI

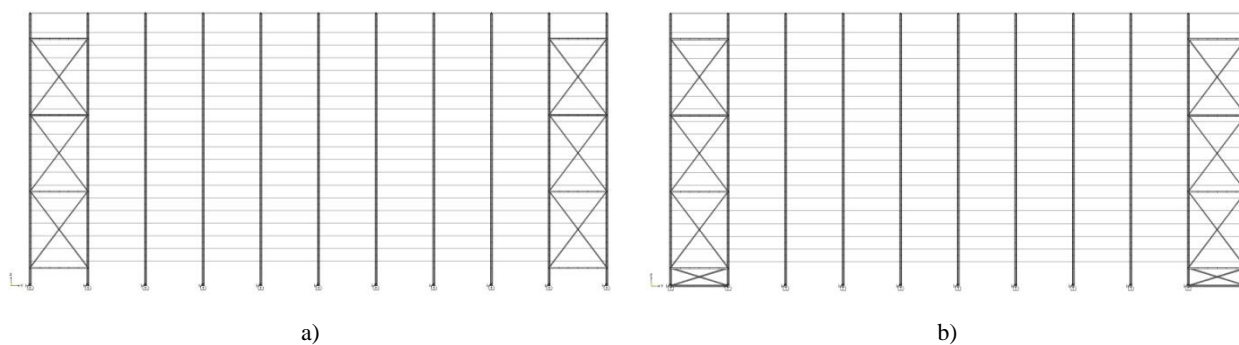
- M_B : il sistema di rinforzo è stato migliorato: per il caso studio N°1 sono stati inseriti gli elementi diagonali alla base del controvento (Figura 8b); per il caso studio N°2 sono stati aggiunti i montanti all'interno del sistema di controvento (Figura 8d).

Combinando gli schemi di Figura 7 e di Figura 8 è possibile ottenere sei differenti casi, denominati con le sigle M_{1-A} , M_{2-A} , M_{3-A} e M_{1-B} , M_{2-B} , M_{3-B} , così come indicato Tabella 3.

Tabella 3 I sei modelli considerati nelle analisi.

MODELLI CONSIDERATI			DIREZIONE LONGITUDINALE	
			<i>CONTROVENTO ORIGINALE</i>	<i>CONTROVENTO MODIFICATO</i>
			M_A	M_B
DIREZIONE TRASVERSALE	<i>ESTREMITÀ LIBERA</i>	M_1	M_1-A	M_1-B
	<i>ESTREMITÀ FISSA</i>	M_2	M_2-A	M_2-B
	<i>DAMPER</i>	M_3	M_3-A	M_3-B

CASO STUDIO N°1



CASO STUDIO N°2

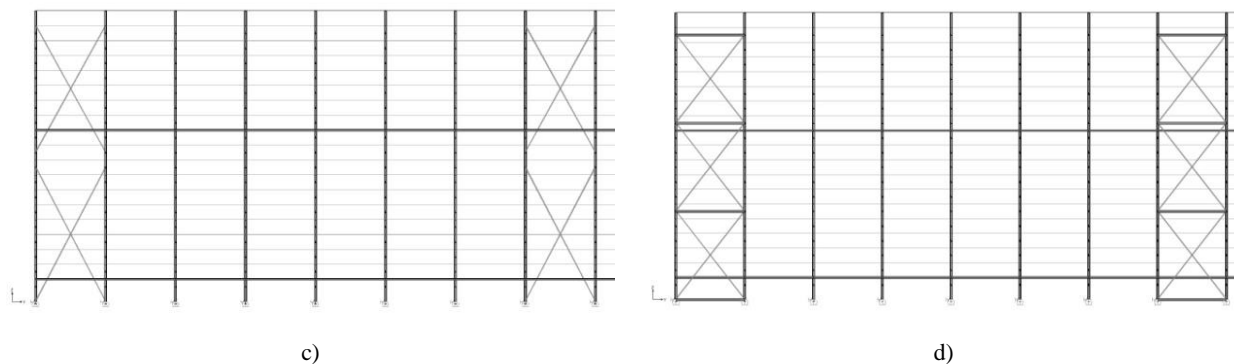


Figura 8 Soluzioni considerate per la direzione longitudinale: a)-c) sistema di rinforzo originale; b)-d) sistema di rinforzo modificato.

- Prestazioni statiche delle scalere

Per le condizioni di esercizio, indipendentemente dagli effetti del secondo ordine², le scalere devono rimanere in campo elastico. Sono riportati i risultati delle analisi elastiche al fine di valutare il coefficiente di sicurezza della struttura soggetta a carichi statici (peso della struttura e delle forme di parmigiano).

Sono state eseguite le verifiche a compressione uniforme per la sezione alla base della colonna, avendo considerato un'espressione del tipo (EN15512:2009 2009):

$$SI_{CS} = \frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove N_{Sd} rappresenta la forza di compressione dovuta al carico di progetto mentre $N_{c,Rd} = f_y \cdot A_{eff} / \gamma_M$ rappresenta il carico assiale resistente, f_y la tensione di snervamento del materiale, A_{eff} l'area effettiva della sezione e $\gamma_M = 1.0$ come per (EN15512:2009 2009).

La resistenza di progetto rispetto all'instabilità flessionale vale (EN15512:2009 2009):

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_M}$$

dove:

$$\chi = \min \left[1; \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \right]$$

è un fattore di riduzione determinato tramite il coefficiente ϕ , espresso da

$$\phi = 0.5[1 + \alpha \cdot (\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

con $\alpha = 0.34$ per sezioni tubolari e $\alpha = 0.49$ per sezionio ad L (Tabella 9 di (EN15512:2009 2009)). In questa formula, la snellezza relativa è definita da:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}}$$

dove N_{cr} rappresenta il carico critico elastico per l'instabilità considerata (flessionale, torsionale o flessio-torsionale). L'acciaio considerato è S235 a cui corrisponde una tensione di snervamento $f_y = 235$ MPa.

Per quanto riguarda i montanti, in aggiunta alla forza assiale N_{Sd} sono generalmente soggetti a momento flettente in direzione longitudinale, $M_{y,Sd}$ e in direzione trasversale $M_{x,Sd}$. In accordo con le normative europee per le scaffalature (EN15512:2009 2009), i montanti sono progettati correttamente se il coefficiente di sicurezza SI_{CS} soddisfa la seguente condizione:

$$SI_{CS} = \frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{c,x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{c,y,Rd}} \leq 1$$

dove $M_{c,j,Rd} = W_{eff,j} \cdot f_y / \gamma_M$, con $W_{eff,j}$ il modulo di resistenza della sezione trasversale efficace ed il pedice j indicante l'asse $x-x$ o l'asse $y-y$. Oltre a soddisfare tale condizione, gli elementi soggetti a sforzo normale e momento flettente devono soddisfare (in assenza di possibile instabilità torsionale) (EN15512:2009 2009):

$$SI_B = \frac{N_{Sd}}{\frac{\chi_{min} \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_M}} + k_x \frac{M_{x,Sd}}{\frac{W_{eff,x} \cdot f_y}{\gamma_M}} + k_y \frac{M_{y,Sd}}{\frac{W_{eff,y} \cdot f_y}{\gamma_M}} \leq 1$$

² L'influenza degli effetti del secondo ordine sarà analizzata alla fine del paragrafo 1.1.3; in questo paragrafo saranno analizzati nei riguardi dell'instabilità.

Il termine k_j (con pedice j per l'asse $x-x$ o quello $y-y$) è definito come:

$$k_j = \min \left[1.5; 1 - \frac{\mu_j \cdot N_{Sd}}{\chi_j \cdot A \cdot f_y} \right]$$

dove il termine adimensionale μ_j è valutato come:

$$\mu_j = \min [0.9; \lambda_j \cdot (2\beta_{Mj} - 4)]$$

Il fattore per il momento equivalente uniforme per l'instabilità flessionale β_{Mj} tiene in considerazione la distribuzione del momento flettente lungo l'asse longitudinale. In caso di distribuzione non lineare di momento, se $\Psi = M_{j,Ed,m} / M_{j,Ed,M}$, dove $M_{j,Ed,m}$ e $M_{j,Ed,M}$ rappresentano i momenti flettenti alle estremità (con $M_{j,Ed,M} > M_{j,Ed,m}$), il termine β_{Mj} è dato da:

$$\beta_{Mj} = 1.8 - 0.7\Psi, \quad \text{con } -1 \leq \Psi \leq 1$$

Per le proprietà delle sezioni di Tabella 2, i risultati delle analisi sono riportati in Tabella 4. Qui, sono stati riportati per gli elementi più sollecitati (diagonali dei controventi e colonne), i coefficienti di sicurezza per le verifiche della sezione, SI_{CS} , e per le verifiche ad instabilità, SI_B . Nei calcoli, si è ipotizzato che le tavole in legno, le quali sono saldamente avvitate agli elementi metallici, sono in grado di vincolare il movimento relativo delle colonne in direzione longitudinale, trasmettendo le azioni orizzontali e rendendo il sistema di controvento efficace per tutte le colonne della scalera.

Con riferimento alla Figura 8a e Figura 8c, in conformità con (EN15512:2009 2009), la lunghezza di inflessione della colonna inferiore è rappresentata dalla distanza tra il pavimento e la quota del montante del controvento, cioè, $L = 2440$ mm per il caso studio N°1 e $L = 2880$ mm per il caso studio N°2. Per quanto riguarda i diagonal, le lunghezze libere di inflessione considerate sono $L = 2484$ mm (caso studio N°1) e $L = 3247$ mm (caso studio N°2).

Tabella 4 Indici di sicurezza per verifica della sezione trasversale (SI_{CS}) e per l'instabilità (SI_B).

COEFFICIENTE DI SICUREZZA	CASO STUDIO N°1		CASO STUDIO N°2	
	COLONNE	DIAGONALI	COLONNE	DIAGONALI
SI_{CS}	0.19	0.04	0.20	0.03
SI_B	0.45	0.64	0.57	0.59

Risulta chiaro da questi risultati che, in condizioni statiche, la struttura è sufficientemente lontana dalla condizione critica.

- *Analisi modale*

La Tabella 5 (caso studio N°1) e la Tabella 6 (caso studio N°2) mostrano i risultati dell'analisi FEM in termini di periodi modali e rapporti di massa partecipante. Il fatto che i modelli M_1 e M_3 restituiscano gli stessi valori è una proprietà del codice numerico utilizzato (SAP2000). La configurazione M_3 è una struttura non classicamente smorzata, per cui la condizione di Caughey-O'Kelly non è soddisfatta (Kelly 1999). Ciò implica che il sistema di equazioni differenziali che governano la risposta strutturale non può essere diagonalizzato. Per tale caso, il software SAP2000 semplicemente non considera la presenza dello smorzatore durante l'esecuzione dell'analisi modale rendendo il modello M_1 ed il modello M_3

indistinguibili. Il primo modo di vibrare per la configurazione M_1 ed M_3 è associata ad oscillazioni in direzione trasversale mentre, vincolando la sommità della colonna (modello M_2), risulta che il primo modo di vibrare è associato ad oscillazioni in direzione longitudinale. In generale, si nota un aumento delle frequenze naturali dei modi in direzione trasversale passando dal modello M_A al modello M_B , legata all'aumento di rigidità del sistema di controvento più performante.

Tabella 5 Risultati dell'analisi modale per il caso studio N°1 (asse x ed asse y indicati in Figura 5).

CASO STUDIO N°1								
Modi di Vibrare	Modello	Periodo [s]	MASSA PARTECIPANTE		Modello	Periodo [s]	MASSA PARTECIPANTE	
			U_x	U_y			U_x	U_y
1	M_1-A	1.18	0.69	0	M_1-B	1.19	0.69	0
2		1.14	0	0		1.14	0	0
3		0.78	≈ 0	0.98		0.54	≈ 0	0.88
4		0.50	≈ 0	0		0.50	≈ 0	≈ 0
1	M_2-A	0.78	≈ 0	0.98	M_2-B	0.54	≈ 0	0.88
2		0.44	0.86	≈ 0		0.44	0.86	0
3		0.42	≈ 0	≈ 0		0.42	≈ 0	≈ 0
4		0.34	≈ 0	≈ 0		0.34	≈ 0	≈ 0
1	M_3-A	1.18	0.69	≈ 0	M_3-B	1.18	0.69	≈ 0
2		1.14	0	≈ 0		1.14	0	≈ 0
3		0.78	≈ 0	0.98		0.54	≈ 0	0.88
4		0.50	≈ 0	≈ 0		0.50	≈ 0	≈ 0

Tabella 6 Risultati dell'analisi modale per il caso studio N°2 (asse x ed asse y indicati in Figura 5).

CASO STUDIO N°2								
Modi di Vibrare	Modello	Periodo [s]	MASSA PARTECIPANTE		Modello	Periodo [s]	MASSA PARTECIPANTE	
			U_x	U_y			U_x	U_y
1	M_1-A	1.12	0.67	0	M_1-B	1.12	0.67	0
2		1.10	≈ 0	0		1.09	0	0
3		0.95	3.22E-03	0		0.95	2.99E-03	≈ 0
4		0.73	≈ 0	≈ 0		0.73	≈ 0	0
5		0.70	≈ 0	0.56		0.50	≈ 0	0.87
1	M_2-A	0.70	≈ 0	0.56	M_2-B	0.49	≈ 0	0.87
2		0.44	0	0.40		0.39	0.78	≈ 0
3		0.39	0.78	≈ 0		0.39	≈ 0	≈ 0
4		0.39	≈ 0	≈ 0		0.38	6.74E-02	≈ 0
5		0.38	6.88E-02	≈ 0		0.36	≈ 0	≈ 0
1	M_3-A	1.12	0.67	0	M_3-B	1.12	0.67	0
2		1.10	0	≈ 0		1.10	0	≈ 0
3		0.95	3.22E-03	≈ 0		0.95	3.00E-03	0
4		0.73	≈ 0	≈ 0		0.72	≈ 0	≈ 0
5		0.70	≈ 0	0.56		0.49	≈ 0	0.87

- *Analisi alla Time history*

Al fine di studiare gli effetti degli smorzatori, risulta necessario effettuare un'analisi alla *Time History*, utilizzando opportuni input sismici. In accordo con la normativa italiana (NTC2008 2008), questi devono essere scelti in modo da rispecchiare le caratteristiche delle sorgenti sismiche dominanti nei siti di costruzione.

Gli input sismici da utilizzare nelle analisi possono essere di tre tipi:

- i) accelerogrammi naturali registrati in eventi sismici passati;
- ii) accelerogrammi spettro compatibili con determinati spettri di risposta (funzione del rischio sismico) manipolando il contenuto in frequenza e l'intensità dello scuotimento;
- iii) accelerogrammi provenienti da simulazioni di moti artificiali.

Gli accelerogrammi artificiali utilizzati devono avere uno spettro di risposta elastico coerente con quello definito dalle norme e sono scelti in modo tale da poter essere correlati con le caratteristiche del sisma ed altri parametri fisici della zona d'interesse. Sono stati analizzati due casi, utilizzando l'input sismico relativo alla zona di Modena e di Pievepelago (MO), che rappresenta la zona sismicamente più attiva nel consorzio del Parmigiano Reggiano. I parametri³ che definiscono lo spettro di risposta elastico, come indicato nella normativa italiana (NTC2008 2008), sono riportati in Tabella 7. Una volta stabilito lo spettro di riferimento, il set di accelerogrammi artificiali deve rispettare i seguenti criteri:

- i) la media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi (valutati con coefficiente di smorzamento viscoso equivalente al 5 %) non deve avere uno scarto in difetto superiore al 10 % rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in alcun punto dell'intervallo:
 - a. il massimo tra $0.15 s \div 2.0 s$ e $0.15 s \div 2 T$ per le verifiche allo stato limite ultimo (SLU);
 - b. $0.15 s \div 1.5 T$ per le verifiche allo stato limite d'esercizio (SLE).

Dove T rappresenta il periodo fondamentale di vibrazione in campo elastico.

- ii) la durata degli accelerogrammi artificiali deve essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore a_g e di S_s . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 s; la parte pseudo-stazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e decrescente a zero, in modo che la durata complessiva dell'accelerogramma non sia inferiore a 25 s.

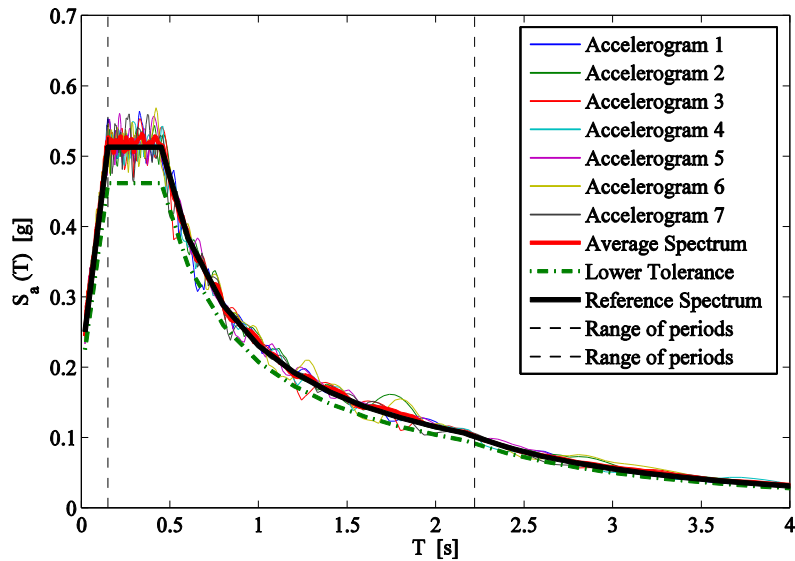
Seguendo questi criteri, utilizzando il software SIMQKE_GR (SIMQKE_GR 2007), è stato generato un set di sette diversi accelerogrammi spettro compatibili con durata pari a 25 s. In Figura 9 sono stati riportati con tratto sottile i sette accelerogrammi spettro compatibili e con tratto di spessore maggiore è stato riportato lo spettro medio. Inoltre, è stata indicata la curva con il 10 % di tolleranza (linea tratto-punto) rispetto allo spettro elastico di normativa (linea nera spessa) ed il suo intervallo di validità (linea tratteggiata) per verificarne la compatibilità.

³ All'interno dell'area del Consorzio Parmigiano Reggiano, la zona di Modena è quella in cui si sono registrate le accelerazioni sismiche maggiori nel Maggio del 2012. La zona di Pievepelago non è stata interessata da eventi sismici in quel periodo ma, per la normativa italiana, risulta quella con rischio sismico più alto.

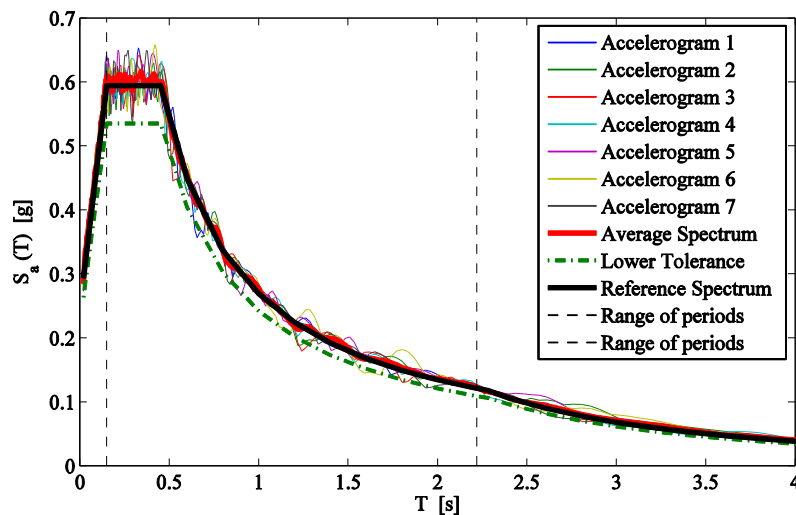
Tabella 7 Parametri sismici per la definizione degli spettri di risposta in accordo con la normativa italiana (NTC2008 2008).

Zona	a_g/g	F_0	T_C^*	Suolo	S_s	C_c	Topografia	S_T	Q	S_d/g	$a_{g,max}/g$
Modena	0.141	2.440	0.282	C	1.494	1.594	T1	1	1	0.231	0.210
Pievepelago	0.170	2.403	0.284	C	1.455	1.590	T1	1	1	0.269	0.247

Le analisi alla *Time History* sono poi state eseguite utilizzando il software SAP2000 (SAP2000 2013). Contrariamente alle norme italiane, non è stata considerata la combinazione delle azioni sismiche nelle due direzioni ortogonali, ma gli effetti in direzione trasversale ed in direzione longitudinale sono stati studiati separatamente per distinguere il contributo delle contromisure proposte.



a)

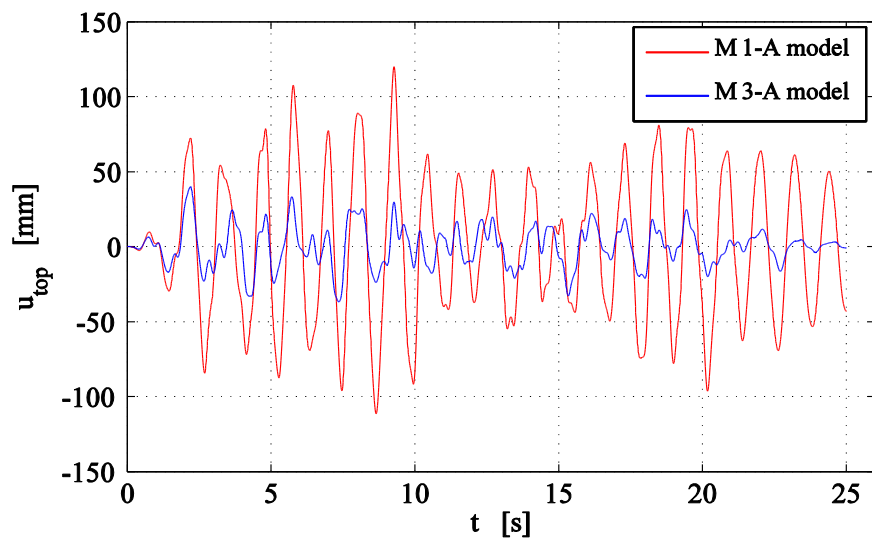


b)

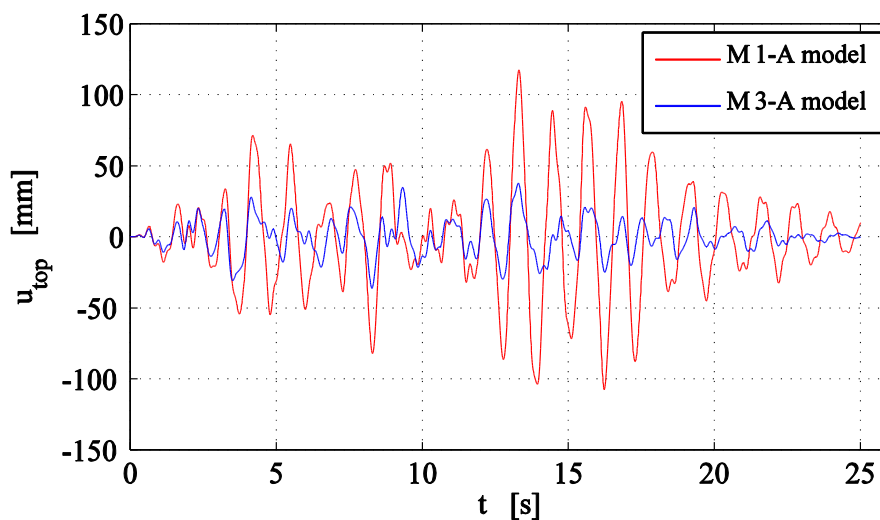
Figura 9 Spettro per i 7 differenti accelerogrammi artificiali considerati. Confronto tra lo spettro dell'area di interesse con la tolleranza inferiore del 10% per l'intervallo $[0.15s, 2T]$. a) Area di Modena; b) Area di Pievepelago.

Una tipica risposta delle scalere in direzione trasversale soggetta all'accelerazione di uno dei sette accelerogrammi generati artificialmente viene riportata in Figura 10. Qui viene mostrato l'andamento dello spostamento orizzontale in direzione trasversale del punto di controllo posto alla sommità della colonna per

il modello M_1-A (estremità libera) e per il modello M_3-A (modello con damper). In direzione trasversale non risulta importante fare distinzioni tra la configurazione A (sistema di controvento originale) e configurazione B (controvento migliorato). Mettendo a confronto i due andamenti di Figura 10 risulta che lo spostamento della struttura con smorzatore è nettamente inferiore di quello che si riferisce al caso di estremità libera.



a)



b)

Figura 10 Spostamenti trasversale in cima alla scalera per un accelerogramma spettro compatibile. a) Caso studio N°1; b) Caso studio N°2.

I valori dei momenti flettenti massimi ottenuti dalle analisi numeriche per gli accelerogrammi artificiali della zona di Modena sono riportati in Tabella 8 per il caso studio N°1 ed in Tabella 9 per il caso studio N°2. Per confronto, sono stati riportati nella stessa tabella i valori del momento di plasticizzazione $M_{c,Rd} = W_{eff} f_y / \gamma_M$ per la sezione tubolare della colonna, che risulta uguale in tutti i casi studiati. I valori di momento riportati sono riferiti alla colonna del telaio centrale e quello di bordo, dove è presente il sistema di controvento. Sono state eseguite per ogni caso studio e per assegnata zona di riferimento quattordici analisi (sette accelerogrammi nelle due direzioni) ed i massimi momenti flettenti sono stati valutati sia per la direzione longitudinale ($M_{2,max}$) che per quella trasversale ($M_{3,max}$).

i) *Accelerazione di direzione trasversale.*

Quando l'accelerazione sismica agisce in direzione trasversale, nel passare dalla configurazione M_1 a quella M_3 , vi è una notevole riduzione del momento flettente $M_{3,max}$ in entrambe le colonne considerate. Ciò dimostra l'efficacia nell'utilizzare dispositivi di smorzamento. Ovviamente, nel passare dal modello M_A al modello M_B , cioè considerando due distinte tipologie di controvento per la direzione longitudinale, non si osserva una sostanziale differenza nei valori di $M_{3,max}$.

È necessario fare un'ulteriore considerazione: quando si confronta il modello M_2 con il modello M_1 ed M_3 , si osserva un generale aumento del momento flettente. Si ricorda che, bloccando gli spostamenti orizzontali della sommità della scalera (modello M_2), il primo periodo naturale di vibrazione diminuisce e assume il valore $T_{M_2} = 0.437$ s (per caso studio N°1) a cui corrisponde un'accelerazione spettrale $S_{a,M_2} = 0.51$ g (Tabella 9) molto maggiore rispetto a quella associata al primo periodo naturale del modello M_1 ($T_{M_1} = 1.186$ s e $S_{a,M_1} = 0.19$ g). Dal momento che le azioni sismiche sono maggiori, di conseguenza le sollecitazioni e quindi il momento flettente (Tabella 8) assumeranno valori più elevati. Tale situazione conferma la constatazione generale che aumentando la rigidità strutturale, in generale, non si ottiene una riduzione delle sollecitazioni.

ii) *Accelerazione in direzione longitudinale.*

Modificando il sistema di controvento si nota un'efficace riduzione del momento $M_{2,max}$ per azione sismica in direzione longitudinale (Tabella 8 e Tabella 9). In particolare, si ha circa una riduzione del 50% del momento $M_{2,max}$ nel passare dal modello M_A al modello M_B . Questo miglioramento, per il caso studio N°1, è legato al fatto che il controvento è stato prolungato fino alla base delle colonne a quota pavimento. Ovviamente non si percepiscono differenze tra i momenti $M_{2,max}$ ed $M_{3,max}$ dei modelli M_1 , M_2 ed M_3 poiché una diversa configurazione di vincolo in direzione trasversale non va a modificare il comportamento in direzione longitudinale della struttura. Si ha tuttavia un leggero aumento del valore di $M_{3,max}$ nelle colonne del telaio esterno nel passare dal modello M_A al modello M_B (Tabella 8 e Tabella 9). Ciò è dovuto al fatto che lo sforzo normale nato nei diagonali inseriti nel nuovo sistema di controvento, si trasferisce alle colonne adiacenti.

La Tabella 10 riporta i massimi valori di sforzo normale negli elementi del controvento (sia nei montanti che nei diagonali) ed il corrispondente valore dello sforzo assiale resistente $N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_M$ (per la sezione degli elementi si deve fare riferimento ai valori riportati in Tabella 2). Ovviamente, tale forza assiale non è influenzata dal diverso sistema di vincolo utilizzato in direzione trasversale (modelli M_1 – M_3 di Tabella 10).

Nel caso studio N°1, si nota un leggero aumento dello sforzo normale dei diagonali passando dal modello M_A al modello M_B a causa dell'aumento di rigidità legato all'inserimento di nuovi controventi alla base della scalera. Per i montanti, vi è una riduzione della forza assiale nel modello M_B , a dimostrazione del fatto che il nuovo sistema di controvento ha contribuito a migliorare la risposta strutturale globale della scalera (oltre alla riduzione di momento flettente nelle colonne come riportato in Tabella 8).

Nel caso studio N°2, non erano presenti elementi trasversali nel sistema di controvento originario (modello M_A) ed è per questo che i corrispondenti valori di sforzo normale non sono stati riportati in Tabella 10. Si può notare la riduzione di forza assiale nelle diagonali passando al modello M_B . Anche in questo caso, non vi è alcuna sostanziale differenza tra i modelli M_1 , M_2 ed M_3 quando si considera il sisma in direzione longitudinale.

Tabella 8 Massimi momenti flettenti per il telaio centrale e di bordo. Azione sismica nelle due direzioni ortogonali. Caso studio N°1, accelerogrammi relativi alla zona di Modena.

	TELAIO DI BORDO ($M_{c,Rd}=2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$)								TELAIO CENTRALE ($M_{c,Rd}=2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$)							
	SISMA IN DIREZIONE TRASVERSALE				SISMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE				SISMA IN DIREZIONE TRASVERSALE				SISMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE			
	$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]	
	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B
M_1	0.01	0.01	2.16	2.16	4.63	1.34	1.15	1.46	~0	~0	2.46	2.46	3.13	0.87	~0	~0
M_2	0.02	0.02	2.36	2.36	4.63	1.34	1.15	1.46	~0	~0	2.99	2.99	3.13	0.87	~0	~0
M_3	0.00	0.00	1.02	1.02	4.63	1.34	1.15	1.46	~0	~0	1.13	1.13	3.13	0.87	~0	~0

Tabella 9 Massimi momenti flettenti per il telaio centrale e di bordo. Azione sismica nelle due direzioni ortogonali. Caso studio N°2, accelerogrammi relativi alla zona di Modena.

	TELAIO DI BORDO ($M_{c,Rd}=2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$)								TELAIO CENTRALE ($M_{c,Rd}=2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$)							
	SISMA IN DIREZIONE TRASVERSALE				SISMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE				SISMA IN DIREZIONE TRASVERSALE				SISMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE			
	$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]	
	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B
M_1	0.02	0.02	1.75	1.76	3.10	1.41	0.87	1.32	~0	~0	2.00	2.00	2.08	0.83	~0	~0
M_2	0.03	0.03	1.86	1.86	3.09	1.50	0.87	1.33	~0	~0	2.24	2.24	2.08	0.91	~0	~0
M_3	0.01	0.01	0.83	0.84	3.10	1.41	0.87	1.32	~0	~0	0.95	0.95	2.08	0.83	~0	~0

Tabella 10 Massimo sforzo normale nei diagonali e nei montanti del sistema di controvento per azione sismica in direzione longitudinale. Caso studio N°1 e caso studio N°2, accelerogrammi della zona di Modena.

		M_A	M_B	M_A	M_B
CASO STUDIO N°1	MODELLO	DIAGONALI (N _{c,Rd} =63.98 kN)		MONTANTI (N _{c,Rd} =91.41 kN)	
	M_1	78.40	81.85	0.34	0.13
	M_2	78.40	81.85	0.34	0.13
	M_3	78.40	81.85	0.34	0.13
CASO STUDIO N°2	MODELLO	DIAGONALI (N _{c,Rd} =58.69 kN)		MONTANTI (N _{c,Rd} =91.41 kN)	
	M_1	88.18	87.46	-	0.69
	M_2	87.95	86.39	-	0.73
	M_3	88.18	87.46	-	0.69

Osservando i valori riportati in Tabella 10 emerge che la dimensione della sezione trasversale dei diagonali non è sufficiente per sopportare le sollecitazioni sismiche e si ritiene necessario per un adeguamento sismico della struttura, sostituire tali elementi con degli altri più resistenti. Lo scopo è comunque quello di dimostrare, come visto in Tabella 8 ed in Tabella 9, che modificando semplicemente lo schema statico dei controventi, anche mantenendo i profili originali, è possibile migliorare fortemente lo stato tensionale delle colonne quando il sisma agisce in direzione longitudinale.

È interessante considerare le azioni che vengono trasferite dalla parte superiore delle scalere alla struttura circostante. Si riportano in Tabella 11 le reazioni massime dei dispositivi posti alla sommità delle colonne sia per il modello M_2 (dispositivo rigido) che per il modello M_3 (smorzatore viscoso).

La forza totale trasmessa è ottenuta moltiplicando la singola reazione per il numero di telai presenti nella scalera (11 per il caso studio N°1 e 22 per il caso studio N°2). Occorre notare la sostanziale riduzione dell'azione trasmessa quando s'inserisce lo smorzatore (modello M_3) e tale situazione è di fondamentale importanza quando la struttura di supporto è rappresentata dalle stesse pareti del magazzino.

Tabella 11 Azioni massime scambiate tra scalere e struttura di supporto per il caso studio N°1. Accelerogramma relativo all'area di Modena.

CASO STUDIO	MODELLO	FORZA DEL SINGOLO DISPOSITIVO [kN]	FORZA TOTALE DELL'INTERA SCALERA (X N° DI COLONNE) [kN]
N°1	M_2	4.65	51.19
	M_3	1.79	19.712
N°2	M_2	4.41	101.52
	M_3	1.74	40.11

Tutte le considerazioni finora fatte portano a concludere che l'uso di smorzatori riduce efficacemente, sia localmente che globalmente, gli effetti sismici. Rinforzare la struttura vincolando rigidamente la sommità delle colonne comporta un aumento di sollecitazioni (conseguenza di un periodo di vibrazione inferiore) e, allo stesso tempo, aumenta anche l'azione trasmessa alla struttura circostante. Infine, piccole modifiche nel sistema di controvento migliorano notevolmente la risposta strutturale in direzione longitudinale.

1.1.2.4. Analisi di sensitività per le caratteristiche del damper

Tutta la trattazione finora effettuata per il modello M_3 considerava il fattore di smorzamento $C^*=25\text{lib}\cdot\text{s}/\text{inc} = 4378 \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}$. Si vuole a questo punto eseguire un'analisi di sensitività con l'obiettivo di individuare il fattore di smorzamento C che rappresenti il migliore compromesso tra riduzione delle sollecitazioni nella scalera e riduzione delle azioni trasmesse al magazzino. Per brevità, si farà esclusivamente riferimento al caso studio N°2.

La Figura 11 mostra, in scala bilogarithmica, la reazione del damper per il modello M_3 -A in funzione del parametro $\alpha = C/C^*$, dove C è il fattore di smorzamento e $C^* = 4378 \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}$ rappresenta il valore di riferimento. Per confronto, nello stesso grafico, è stata anche riportata la reazione del carrello del modello M_2 -A. Ovviamente, all'aumentare del fattore di smorzamento, si avrà una riduzione delle sollecitazioni interne alla scalera e un aumento dell'azione trasmessa al magazzino. Per $\alpha = 3$ si osserva che la reazione che il damper trasmette al magazzino supera l'azione trasmessa dal vincolo fisso del modello M_2 .

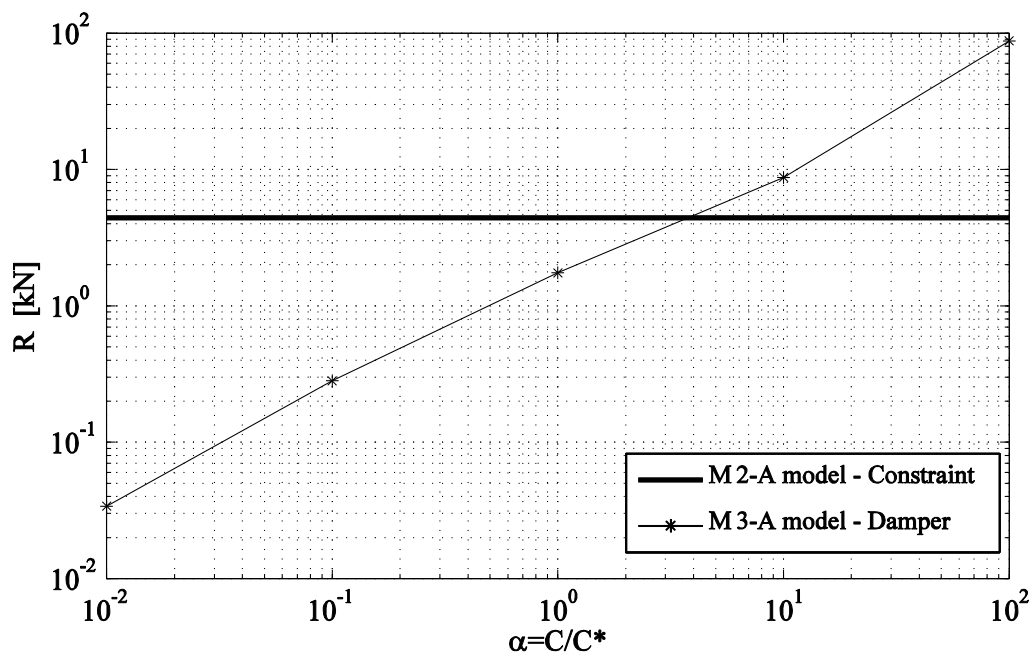


Figura 11 Reazione nel damper per il modello M_3 -A (caso studio N°2) in funzione del parametro $\alpha=C/C^*$. Confronto con la reazione del modello M_2 -A (vincolo fisso).

In maniera analoga, viene riportato in Figura 12 l'andamento del momento flettente M_3 in una delle colonne di bordo del modello M_3 -A in funzione del parametro α ed il corrispondente valore per il modello M_2 -A. Va notato che lo smorzatore ha sempre effetto benefico nel ridurre le sollecitazioni della colonna per azione sismica in direzione trasversale (indicato come X -earthquake in Figura 12), e non ha ovviamente alcun effetto per il sisma in direzione longitudinale (indicato come Y -earthquake in Figura 12). Per α maggiore dell'unità, il sisma in direzione longitudinale genera un momento flettente M_3 maggiore rispetto al momento legato al sisma in direzione trasversale. Per questo motivo aumentare notevolmente il fattore di smorzamento non produce alcun vantaggio aggiuntivo e la scelta ottimale risulta quella con $\alpha = 1$.

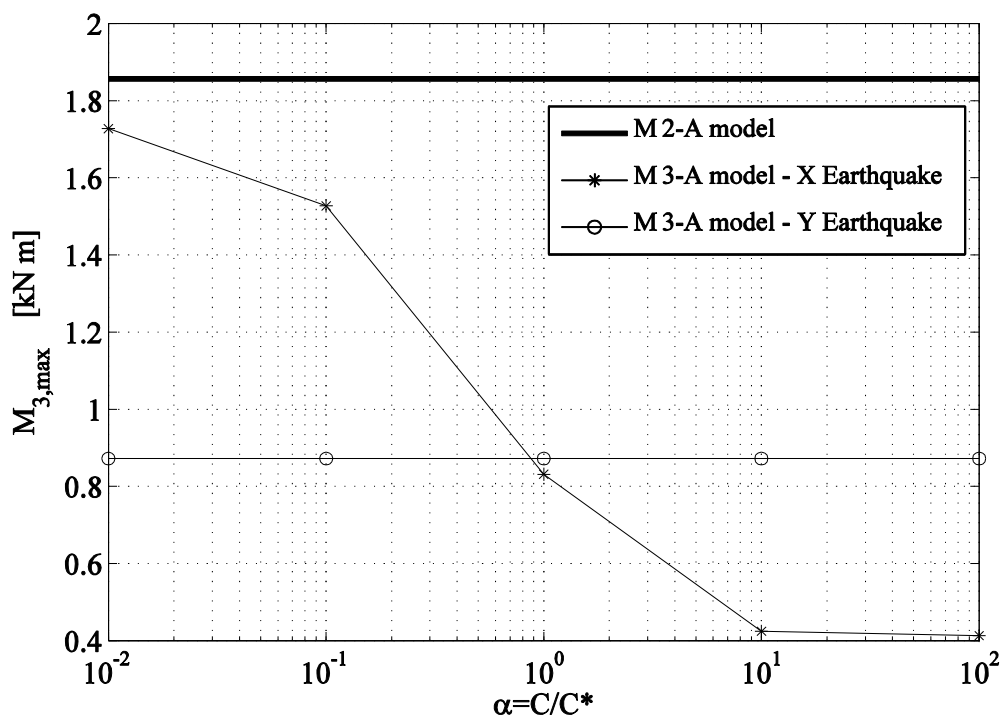


Figura 12 Massimo momento flettente nel modello M_{3-A} (caso studio N°2) per sisma in direzione trasversale (X earthquake) ed in direzione longitudinale (Y earthquake) in funzione del parametro $\alpha = C/C^*$. Confronto con il momento del modello M_{2-A} (vincolo fisso).

1.1.3. Confronto tra i diversi input sismici

Nei paragrafi precedenti sono state analizzate due differenti strutture con riferimento all'accelerogramma spettro compatibile della zona di Modena. Anche se per il caso studio N°2 l'analisi della struttura è stata più onerosa rispetto al caso studio N°1 per via delle dimensioni del problema, sono stati ottenuti risultati simili nei due modelli. In questa parte della trattazione si vuole mettere a confronto il comportamento strutturale della sola scalera riferita al caso studio N°2 utilizzando come input sismico diversi accelerogrammi. In particolare è stato utilizzato l'accelerogramma spettro compatibile della zona di Pievepelago (MO) e quello naturale registrato il 29 maggio 2012 nella zona di Mirandola (MO). I parametri che definiscono lo spettro di riferimento per la zona di Pievepelago sono riportati in Tabella 7 e in Figura 9b erano già stati mostrati i sette accelerogrammi spettro compatibili generati. La Figura 13 mostra le componenti orizzontali nelle direzioni Nord-Sud e Est-Ovest degli accelerogrammi naturali registrati a Mirandola. In Figura 14, gli spettri corrispondenti a questi accelerogrammi sono stati sovrapposti agli spettri calcolati per tre diversi periodi di ritorno secondo la normativa europea EC8 (EN1998-1:2004 1998).

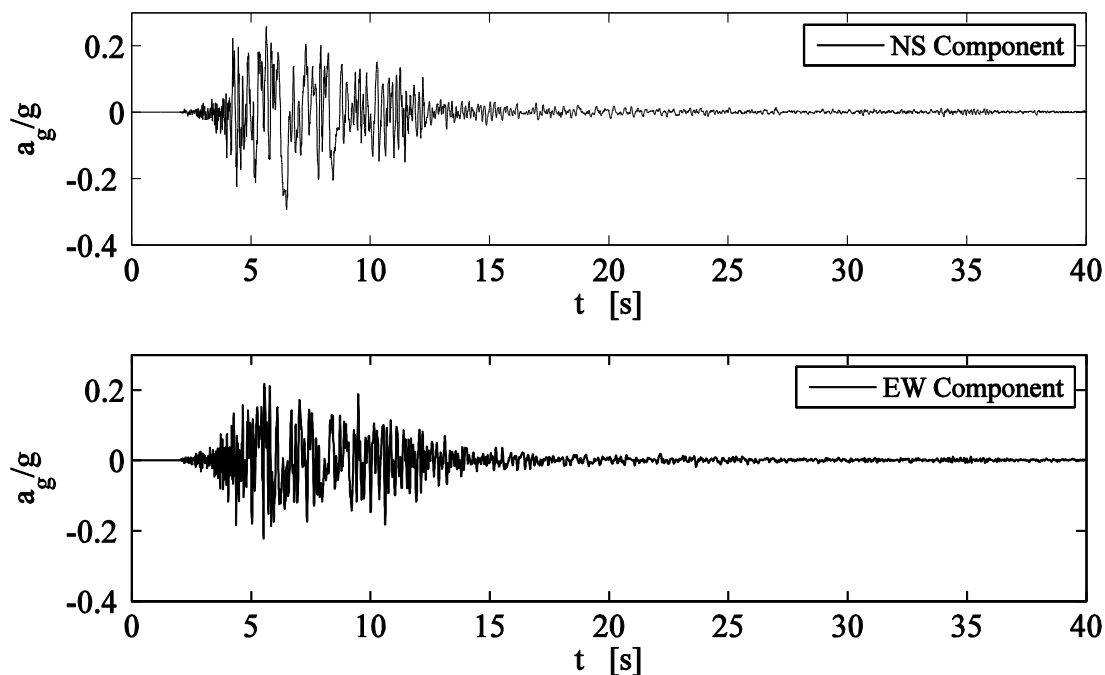


Figura 13 Componenti orizzontali dell'accelerogramma naturale registrato durante il sisma di Mirandola il 29 maggio 2012.

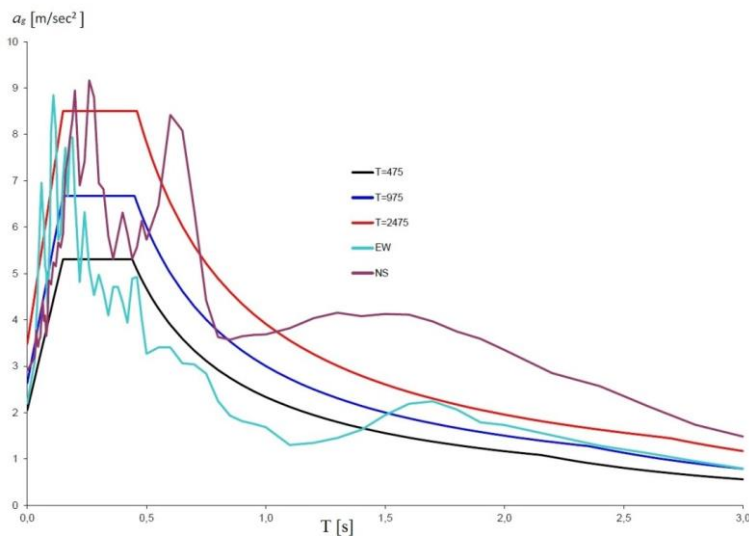


Figura 14 Confronto tra lo spettro reale registrato a Mirandola (componente orizzontale Nord-Sud e Est-Ovest) e lo spettro definito da EC8 (EN1998-1:2004 1998) per tre differenti periodi di ritorno.

In Tabella 12 sono stati riportati i valori di massimo sforzo normale negli elementi del controvento (diagonali e montanti) per sisma in direzione longitudinale considerando i 3 diversi input sismici (Modena, Pievepelago e Mirandola) per i sei modelli studiati. Da notare che l'accelerogramma naturale di Mirandola è quello più gravoso. Anche se la normativa italiana indica la zona di Pievepelago come quella con maggior rischio sismico tra le tre considerate, osservando la Figura 14 si nota che lo spettro Nord-Sud che si riferisce alla zona di Mirandola presenta un picco secondario anomalo tra $T = 0.6-0.7$ s (che corrisponde circa il primo periodo fondamentale per le scalere vincolate rigidamente in sommità). Anche in questo caso, il confronto con il valore di riferimento $N_{c,Rd} = A_{eff} f_y / \gamma_M$, conferma che i profili in acciaio dei diagonali non sono sufficienti a sopportare l'azione sismica (a meno che non vengano rinforzati per un corretto adeguamento tramite semplice ed economica sostituzione degli elementi).

Tabella 12

Sforzo normale massimo nei diagonali e nei montanti del controvento per azione sismica in direzione longitudinale. Caso studio N°2 e accelerogrammi della zona di Modena, Pievepelago e Mirandola.

		SFORZO NORMALE [kN]			
		DIAGONALI ($N_{c,Rd} = 56.89$ kN)		MONTANTI ($N_{c,Rd} = 91.41$ kN)	
		M_A	M_B	M_A	M_B
MODENA (accelerogramma artificiale)	M_1	88.18	87.46	-	0.69
	M_2	87.95	86.39	-	0.73
	M_3	88.18	87.46	-	0.69
PIEVEPELAGO (accelerogramma artificiale)	M_1	102.81	102.40	-	0.81
	M_2	102.54	101.61	-	0.84
	M_3	102.81	102.41	-	0.81
MIRANDOLA (accelerogramma naturale)	M_1	119.33	106.35	-	0.84
	M_2	119.51	108.39	-	0.84
	M_3	119.35	106.35	-	0.84

Considerazioni analoghe vanno fatte anche per le reazioni alla sommità delle scalere quando il sisma agisce in direzione trasversale. I principali risultati sono riportati in Tabella 13. Per il modello M_2 (vincolo fisso), le reazioni massime sono associate al sisma di Pievepelago ($R = 10.23$ kN) anche se la reazione associata al sisma di Mirandola è molto simile ($R = 10.02$ kN). Questo è dovuto al fatto che il primo periodo di vibrazione in direzione trasversale nel modello M_2 è $T = 0.396$ s, a cui corrisponde un'accelerazione spettrale media $a_g \cong 0.54$ g per lo spettro di Pievepelago e $a_g \cong 0.6$ g per lo spettro di Mirandola. Quando invece si considera il modello M_3 (o il modello M_1), il primo periodo di vibrazione è $T = 1.118$ s, a cui corrisponde un'accelerazione spettrale media $a_g \cong 0.22$ g per lo spettro di Pievepelago e $a_g \cong 0.4$ g per lo spettro di Mirandola. Dunque, in questo caso, la reazione del damper per il sisma di Pievepelago ($R = 2.01$ kN) risulta inferiore rispetto a quella associata al sisma di Mirandola ($R = 2.85$ kN). In ogni caso, inserire un dispositivo di smorzamento sismico contribuisce sempre a ridurre le azioni trasmesse rispetto al caso di collegamento rigido.

Tabella 13

Reazione massima del vincolo in cima alla scalera per il caso studio N°2. Accelerogrammi dell'area di Modena (accelerogramma artificiale), Pievepelago (accelerogramma artificiale) e Mirandola (accelerogramma naturale).

MODELLO	REAZIONE MASSIMA [kN]		
	MODENA	PIEVEPELAGO	MIRANDOLA
M_2 (VINCOLO FISSO)	8.83	10.23	10.02
M_3 (DAMPER)	1.74	2.01	2.85

In Tabella 14 sono stati riportati i valori di momento flettente massimo nella colonna del telaio centrale e di bordo per i tre input sismici considerati. Si osservi che i due accelerogrammi artificiali (Modena e Pievepelago) restituiscono risultati simili a differenza di quelli riguardanti l'accelerogramma naturale di Mirandola. Infatti, il modello M_2 (vincolo fisso) risulta meno gravoso rispetto al modello M_1 (estremità libera) per i due accelerogrammi artificiali ed è vero il contrario se si considera l'accelerogramma naturale. Come accennato in precedenza, tale situazione è legata all'anomala forma dello spettro di Figura 14 che presenta un picco elevato in corrispondenza dei periodi alti. In ogni caso, per qualsiasi accelerogramma, la soluzione del modello M_3 è la migliore in quanto, tramite il damper, si riesce a dissipare energia.

Tabella 14

Momento flettente massimo per due colonne rappresentative della scalera (telaio centrale e di bordo) per sisma che agisce nelle due direzioni ortogonali (trasversale e longitudinale). Caso studio N°2, accelerogramma di Modena, Pievepelago e Mirandola.

		COLONNA DI BORDO ($M_{c,Rd} = 2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$)								COLONNA CENTRALE ($M_{c,Rd} = 2.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$)							
		SISMA IN DIREZIONE TRASVERSALE				SISMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE				SISMA IN DIREZIONE TRASVERSALE				SISMA IN DIREZIONE LONGITUDINALE			
		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]		$M_{2,max}$ [kN·m]		$M_{3,max}$ [kN·m]	
		M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B	M_A	M_B
MODENA (accelerogramma artificiale)	M_1	0.02	0.02	1.75	1.76	3.10	1.41	0.87	1.32	~0	~0	2.00	2.00	2.08	0.83	~0	~0
	M_2	0.03	0.03	1.86	1.86	3.09	1.50	0.87	1.33	~0	~0	2.24	2.25	2.08	0.91	~0	~0
	M_3	0.01	0.01	0.83	0.84	3.10	1.41	0.87	1.32	~0	~0	0.95	0.95	2.08	0.83	~0	~0
PIEVEPELAGO (accelerogramma artificiale)	M_1	0.02	0.02	2.04	2.05	3.61	1.66	1.02	1.54	~0	~0	2.33	2.33	2.41	0.97	~0	~0
	M_2	0.03	0.03	2.16	2.17	3.61	1.74	1.01	1.56	~0	~0	2.60	2.60	2.41	1.05	~0	~0
	M_3	0.01	0.01	0.96	0.96	3.61	1.66	1.02	1.54	~0	~0	1.10	1.10	2.40	0.97	~0	~0
MIRANDOLA (accelerogramma naturale)	M_1	0.02	0.02	3.05	3.06	4.22	1.72	1.19	1.60	~0	~0	3.49	3.49	2.81	1.01	~0	~0
	M_2	0.02	0.02	2.25	2.26	4.22	1.71	1.19	1.60	~0	~0	2.83	2.83	2.80	1.04	~0	~0
	M_3	0.01	0.01	1.69	1.69	4.22	1.72	1.19	1.60	~0	~0	1.79	1.79	2.81	1.01	~0	~0

Gli effetti del secondo ordine possono svolgere un ruolo importante a causa dell'elevata flessibilità delle scalere. Per questo motivo, le normative internazionali richiedono che le analisi debbano essere eseguite utilizzando una matrice di rigidezza modificata che consideri la perdita di rigidezza legata alla compressione dei montanti⁴. Pertanto, sono state effettuate delle analisi alla *Time History* su dei modelli 2D (Figura 7) per valutare l'influenza degli effetti del secondo ordine. A scopo di esempio, è stato considerato il caso studio N°2 soggetto in senso trasversale all'accelerogramma Est-Ovest di Mirandola (Figura 13). La Tabella 15 mostra, per i modelli 2D appena menzionati, il confronto delle sollecitazioni tra il modello lineare e quello con non linearità di tipo geometrico. Come previsto, si nota solo una leggera differenza tra i due tipi di analisi e solitamente gli effetti del secondo ordine aumentano lo stato di sollecitazione interno.

Tabella 15 Confronto tra analisi lineare e non lineare (geometrico) dei modelli semplificati di Figura 7 per l'accelerogramma naturale di Mirandola (componente Est-Ovest).

MODELLO	TIPO DI ANALISI	MASSIMO SFORZO ASSIALE [kN] ($N_{c,Rd} = 192.47$ kN)	MASSIMO MOMENTO FLETTENTE [kN·m] ($M_{c,Rd} = 2.68$ kN·m)	MASSIMO SPOSTAMENTO [mm]
M_1	L	101.0	1.92	79.60
	NL	93.90	1.97	79.55
M_2	L	106.22	3.18	36.93
	NL	107.70	3.19	37.06
M_3	L	45.80	0.96	34.66
	NL	48.80	0.98	36.27

Tuttavia, è chiaro che in generale non vi sono differenze di rilievo tra un'analisi lineare e un'analisi non lineare.

1.1.4. Interazione con la struttura di supporto

In direzione longitudinale le scalere sono strutture autoportanti ed è stato appena dimostrato che collegarle in direzione trasversale con il magazzino attraverso dei dispositivi smorzanti permette di ottenere notevoli vantaggi. Nei paragrafi precedenti, per il modello M_2 ed M_3 , era stato ipotizzato che i dispositivi fossero collegati a parti estremamente rigide della struttura in grado di rimanere immobili. Tuttavia, è ora necessario verificare questa ipotesi indagando sulle possibili interazioni tra i due sistemi vibranti. La struttura di supporto può essere appositamente progettata oppure può essere utilizzato il magazzino originario se sufficientemente rigido e in grado di sopportare le azioni trasmesse. In Figura 15 viene mostrato uno schema semplificato 2D per considerare gli effetti dell'interazione tra struttura di supporto e le scalere.

Un elemento orizzontale, assunto inestensibile, collega l'estremità di due mensole verticali di rigidezza pari a $K/2$ sopra le quali sono state disposte due masse pari ad $M/2$. Essendo tutta la massa concentrata all'estremità della mensola, è possibile rappresentare la struttura come un oscillatore semplice (1GdL).

⁴ L'allegato A della prEN16681 (prEN16681:2013 2013) fornisce alcuni esempi semplificati per verificare che il software ad elementi finiti durante le analisi fornisca risultati che tengano correttamente conto degli effetti del secondo ordine. È stato verificato che il software qui utilizzato (SAP2000 2013) permette di utilizzare la rigidezza alla fine dell'analisi non lineare P-Delta per tutti i casi lineari.

Gli smorzatori viscosi collegano in parallelo l'elemento orizzontale alle colonne delle n scalere presenti. Questo schema, seppur semplice, riproduce molto bene le condizioni più comuni che si verificano quando un sistema di rinforzo s'interpone tra le scalere e le pareti dell'edificio circostante. L'intero sistema è stato analizzato per la direzione trasversale con la componente Est-Ovest dell'accelerogramma naturale di Mirandola registrato il 29 maggio 2012 (Figura 13).

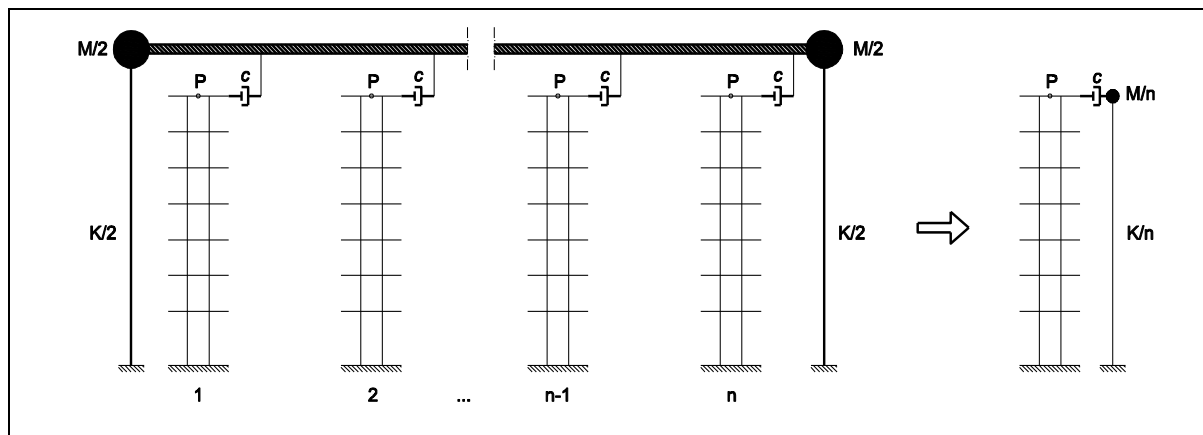


Figura 15 *Modello semplificato con n colonne collegate attraverso un elemento orizzontale alla struttura circostante. Sistema equivalente composto da una singola mensola con massa e rigidezza ridotte (rispettivamente M/n e K/n) collegata alla scalera tramite damper.*

Può essere stabilita una similitudine meccanica tra la risposta dinamica dell'intero sistema e quella di una singola scalera collegata tramite smorzatore ad un singolo oscillatore con massa M/n e rigidezza K/n (Figura 15). Infatti, le vibrazioni di n sistemi identici accoppiati in parallelo, indipendentemente dall'input sismico coincidono proprio con lo schema semplificato riportato nella parte destra di Figura 15.

L'ordine di grandezza di M e K è stato calcolato per il caso in cui la struttura circostante è un tipico magazzino, senza fare riferimento specifico alle sue prestazioni strutturali⁵. Il valore di rigidezza K è riferito a una mensola di altezza $L = 7$ m e larghezza pari all'interasse tra due telai della scalera ($i = 1.5$ m) che produce uno spostamento $\delta = L/300$ (NTC2008 2008) per un carico per unità di area uniformante distribuito pari a $p = 1 \text{ kN/m}^2$. È stato così possibile ottenere il valore di rigidezza della mensola K :

$$K = \frac{3 \cdot EI}{L^3} = p \cdot i \cdot \frac{3 \cdot 300}{8} \cong 169 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{con} \quad \delta = \frac{p \cdot i \cdot L^4}{8 \cdot EI} = \frac{L}{300}$$

Nota la rigidezza K , imponendo il periodo $T = 1$ s, è possibile calcolare la massa M da considerare tramite l'espressione:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad \rightarrow \quad M = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \cdot K = 4274 \text{ kg}$$

$T = 1$ s rappresenta il tipico valore di periodo fondamentale di vibrazione per questa tipologia di costruzioni.

Partendo dai valori di riferimento appena ricavati, è stata svolta un'analisi di sensitività per studiare come la variazione del periodo fondamentale di vibrazione T del magazzino potesse influenzare le vibrazioni delle scalere e quindi, di conseguenza, anche le loro azioni interne.

I risultati sono stati ottenuti considerando diversi valori del periodo T nel range compreso tra $T = 0$ s e $T = 2$ s variando prima la massa M e poi la rigidezza K dell'oscillatore semplice (mantenendo costante l'altro parametro).

⁵ Come già menzionato più volte, la resistenza ed il carico limite sopportabile dal magazzino vanno sempre considerati nelle verifiche, ma questo non riguarda lo studio parametrico e gli obiettivi che si vogliono raggiungere con questa ricerca.

Sono stati analizzati per confronto 5 differenti modelli come riportato in Figura 16:

- SM_0 : estremità libera senza alcun dispositivo di vincolo;
- SM_1 : estremità della scalera connessa a un supporto fisso tramite un damper (rappresenta il medesimo caso analizzato nei paragrafi precedenti con il modello M_3);
- SM_2 : struttura di supporto libera di vibrare senza alcuna interazione con le scalere all'interno del magazzino;
- SM_3 : modello di Figura 15;
- SM_4 : le n scalere sono collegate rigidamente alla struttura di supporto.

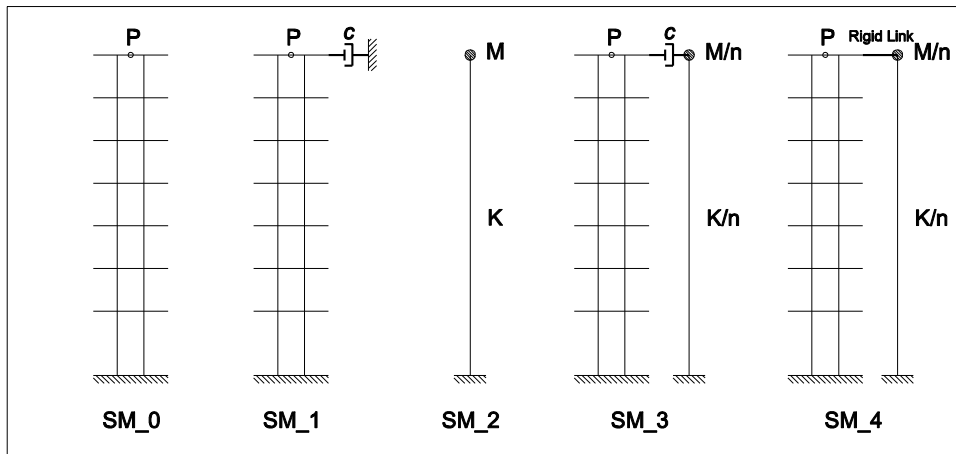


Figura 16 Modelli considerati per studiare gli effetti dell'interazione tra le vibrazioni delle scalere e la struttura di supporto.

In Figura 17 si riportano i risultati delle analisi effettuate in termini di spostamento considerando l'interazione del magazzino con cinque scalere ($n = 5$). In particolare in Figura 17a si riporta lo spostamento del punto di controllo P (posto in cima alla scalera) ed in Figura 17b lo spostamento del punto M (in cima alla struttura di supporto) avendo considerato $K = 169 \text{ kN/m} = \text{cost}$ e massa M variabile. Ovviamente lo spostamento del punto P (Figura 17a) è indipendente dal periodo T per i modelli SM_0 e SM_1 . Inoltre risulta che, per il modello SM_3 (collegamento con damper), lo spostamento del punto P risulta sempre inferiore rispetto a quello del modello SM_4 (collegamento rigido) e rispetto a quello del modello SM_0 (estremità libera) solo per i valori di periodo T tipici delle strutture reali.

Per quanto riguarda lo spostamento del punto M (Figura 17b) sono state messe a confronto le configurazioni SM_2 , SM_3 e SM_4 . Come per il caso precedente, gli spostamenti nel modello SM_3 sono inferiori rispetto a quelli del modello SM_4 . Gli spostamenti propri della struttura (SM_2) sono inferiori rispetto a quelli dei sistemi accoppiati (modello SM_3 e SM_4) per $T < 1.25 \text{ s}$, mentre risultano maggiori per $T > 1.25 \text{ s}$ (che rappresenta il primo periodo fondamentale di vibrazione della scalera). Quando il periodo della struttura di supporto è simile a quello delle scalere, la loro interazione è limitata e qualsiasi tipo di dispositivo, rigido o smorzante che sia, non ha alcun effetto sulla risposta globale. Per alti valori del periodo T (massa M grande se la rigidezza K si mantiene costante), è come se la struttura spingesse sulle scalere, mentre per periodi bassi accade la situazione contraria.

La Figura 18a mostra il massimo momento flettente nella colonna della scalera al variare del periodo T ($K = 169 \text{ kN/m} = \text{cost}$ e M variabile). La configurazione con il modello rigido (SM_4) è fortemente sollecitata e in molti casi la sollecitazione supera quella del modello con estremità libera (SM_0).

La configurazione con lo smorzatore (SM_3) manifesta una buona risposta contro le azioni sismiche. È possibile notare, infatti, che l'andamento del massimo momento flettente nella colonna in funzione del periodo T è sempre compreso tra i valori massimi dei modelli SM_0 e SM_1 (i quali invece sono indipendenti dal periodo T).

In Figura 18b è riportata la reazione dei dispositivi per le configurazioni SM_1 , SM_3 e SM_4 . Nel modello SM_4 si nota che la reazione del collegamento rigido assume valori elevati soprattutto per alti periodi. Invece, in presenza di damper (modello SM_3), le reazioni dei dispositivi e quindi le azioni trasmesse alla struttura di supporto assumono valori molto inferiori. Pertanto il modello proposto con la configurazione SM_3 garantisce una situazione benefica nei riguardi dell'interazione tra struttura di supporto e scalere.

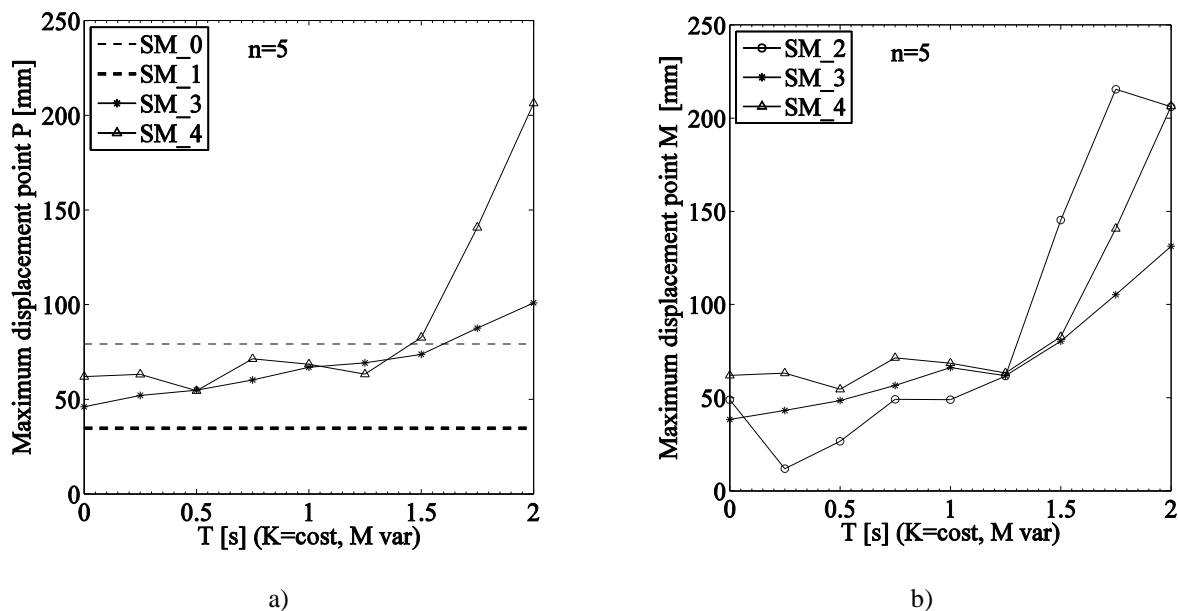


Figura 17 Spostamento massimo del punto di controllo in funzione del periodo T della struttura per le configurazioni considerate in Figura 16 ($K = 169$ kN/m, M variabile, $n=5$): a) punto P in cima alla scalera; b) punto M in cima alla struttura di supporto.

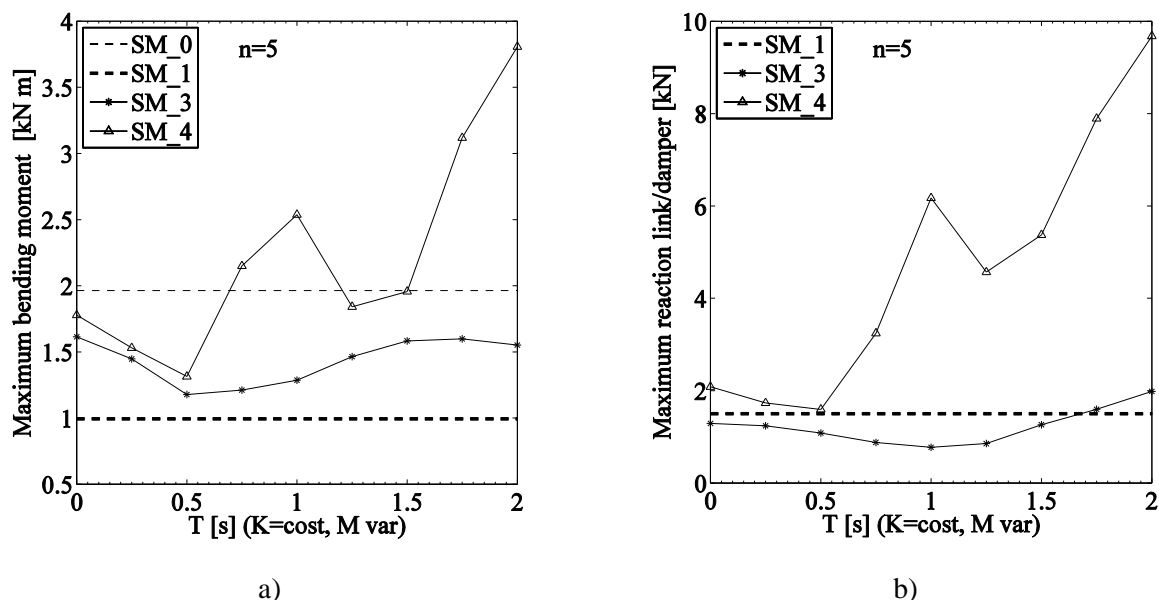


Figura 18 Azioni interne al variare del periodo T della struttura di supporto per le configurazioni considerate in Figura 16 ($K = 169$ kN/m, M variabile, $n = 5$): a) massimo momento flettente nella colonna; b) reazione massima nel collegamento (puntone per modello SM_4 e damper per modello SM_3).

È stata anche investigata l'influenza che il numero n di scalere ha sul comportamento della struttura. La Figura 19 mostra il massimo spostamento del punto P e del punto M (rispettivamente Figura 19a e Figura 19b) per il modello SM_3 al variare del periodo T (rigidezza costante e massa variabile) considerando un numero crescente n di scalere.

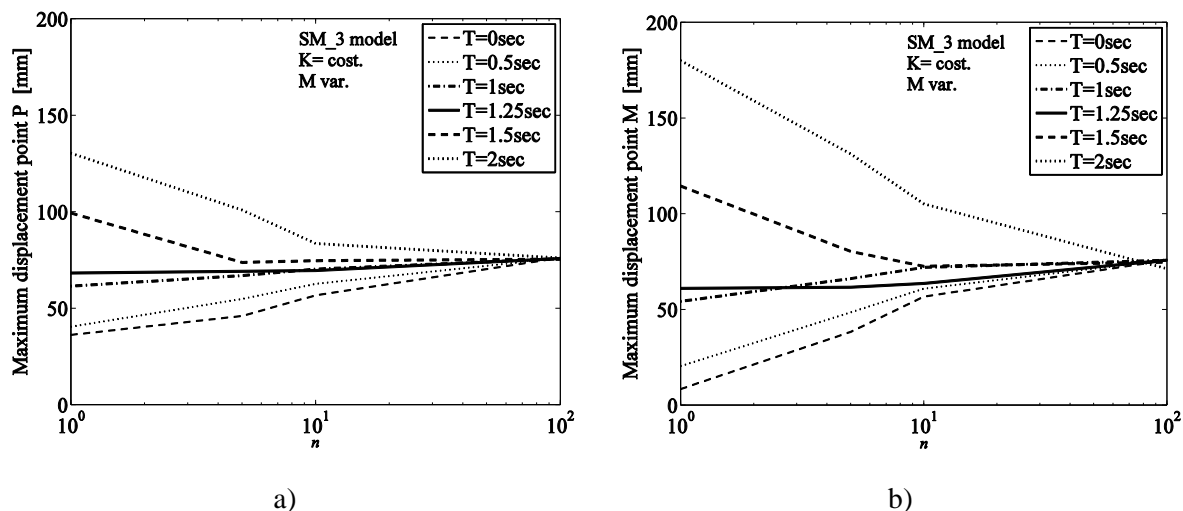


Figura 19 Influenza del numero n di scalere secondo lo schema del modello SM_3 considerando diversi valori di periodo T della struttura di supporto ($K = 169 \text{ kN/m}$, M variabile): a) Spostamento del punto P (in cima alla scalera); b) spostamento del punto M (in cima alla struttura di supporto).

Va notato che, quando n è piccolo, lo spostamento del punto P (Figura 19a) è inferiore rispetto a quello del punto M (Figura 19b) per i comuni valori di periodo dei magazzini. Infatti, quando la massa della struttura di supporto è dominante, il moto delle scalere risulta vincolato. D'altra parte, quando n è maggiore di 10, la massa delle scalere è considerevole rispetto a quella del magazzino e, indipendentemente dal periodo della struttura, il punto P e il punto M tendono ad avere gli stessi spostamenti. Questa osservazione risulta più chiara considerando gli andamenti di Figura 20, in cui vengono riportati i valori di spostamento del punto P e del punto M nel modello SM_3 in funzione di T (rigidezza costante e massa variabile) per diversi valori di n ($n = 1, 5, 10, 100$). Per periodi T inferiori a $T \cong 1.25 \text{ s}$, considerando un numero n di scalere maggiore, aumenta anche lo spostamento dei punti P ed M; per periodi superiori c'è un'inversione di tendenza. Inoltre, per valori molto alti di n , l'oscillazione tende ad essere come quella della scalera non vincolata (SM_0) e l'influenza della struttura circostante diventa trascurabile. Per un migliore confronto, i risultati di Figura 20a e di Figura 20b sono stati sovrapposti in Figura 21.

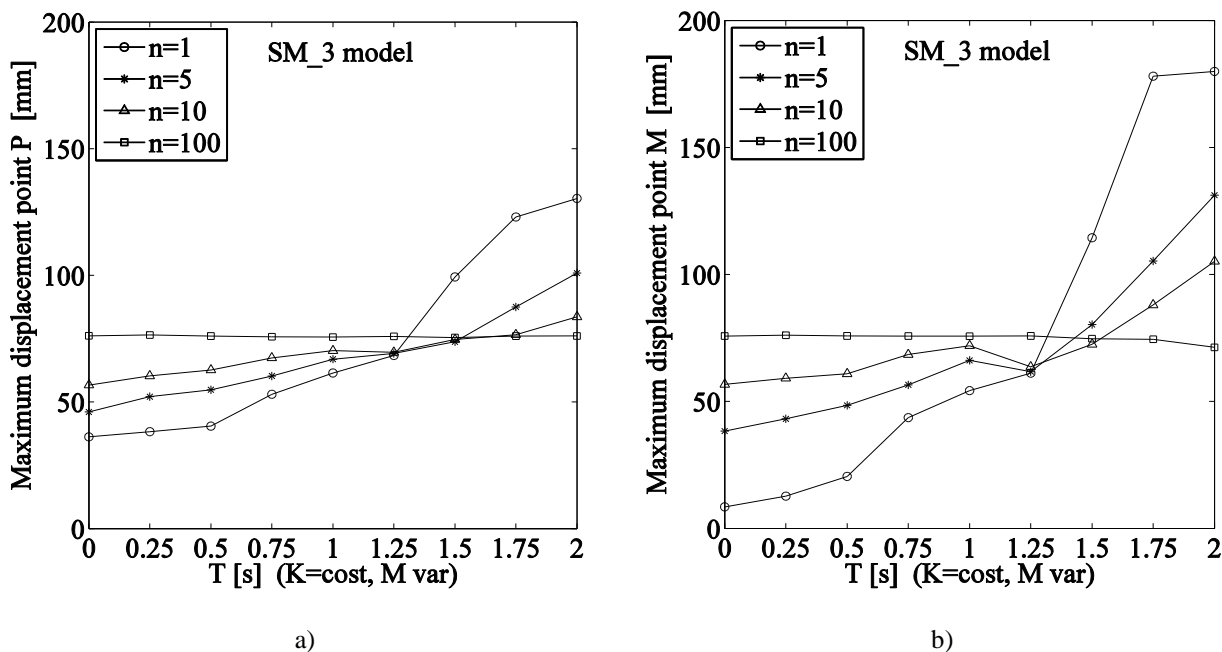


Figura 20 Massimo spostamento del punto P e del punto M al variare del periodo T della struttura di supporto per diversi valori del numero n di scalere presenti all'interno del magazzino per il modello SM_3 ($K = 169 \text{ kN/m}$, M variabile): a) Spostamento del punto P (in cima alla scalera); b) spostamento del punto M (in cima alla struttura di supporto).

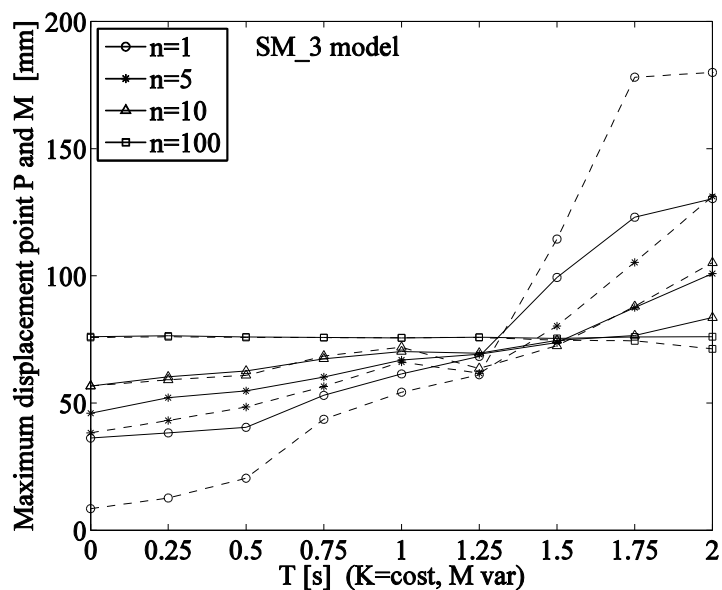


Figura 21 Massimo spostamento del punto P (linea continua) e del punto M (linea tratteggiata) al variare del periodo T della struttura di supporto per diversi valori del numero n di scalere presenti all'interno del magazzino per il modello SM_3 ($K = 169$ kN/m, M variabile).

Come mostrato in Figura 22a, il numero n di scalere non influenza il valore del momento flettente massimo alla base della colonna per alti valori del periodo T (massa M elevata) e rimane pressoché costante per $T > 1.25$ s. Per meglio chiarire, la Figura 23a mostra il massimo momento flettente per il modello SM_3 per diversi valori di n al variare di T . Si noti che per $T > 1.25$ s, il momento flettente non è sostanzialmente influenzato dal numero delle scalere. Al contrario, i momenti tendono ad assumere valori più discostanti per periodi T inferiori.

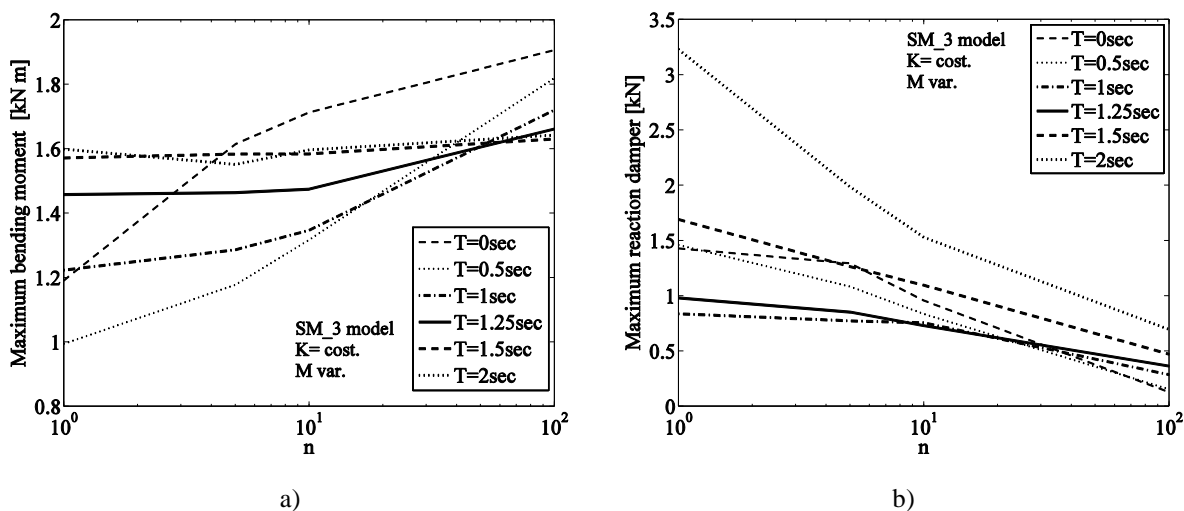


Figura 22 Influenza del numero n di scalere collegate alla struttura di supporto sulle azioni interne per diversi valori del periodo T della struttura di supporto secondo lo schema considerato col il modello SM_3 ($K = 169$ kN/m, M variabile): a) momento flettente massimo della colonna della scalera; b) massima reazione del damper.

Infine, la Figura 22b e la Figura 23b mostrano la massima reazione del damper quando si fa variare n oppure T . Maggiore è il numero di scalere, minore è la reazione e quindi l'azione trasmessa alla struttura circostante; tuttavia, per n fissato, l'azione interna tende ad aumentare al crescere di T .

Inoltre, quando n è minore di 10, la reazione tende a mantenere lo stesso valore per T compreso nell'intervallo $T = 1$ s e $T = 1.5$ s. In questo caso, i periodi fondamentali delle scalere e della struttura esterna sono comparabili e la reazione non dipende dal numero di scalere. Ovviamente per un numero maggiore di

scalere, la reazione del damper risulta fortemente ridotta perché la presenza della struttura di supporto tende ad essere trascurabile.

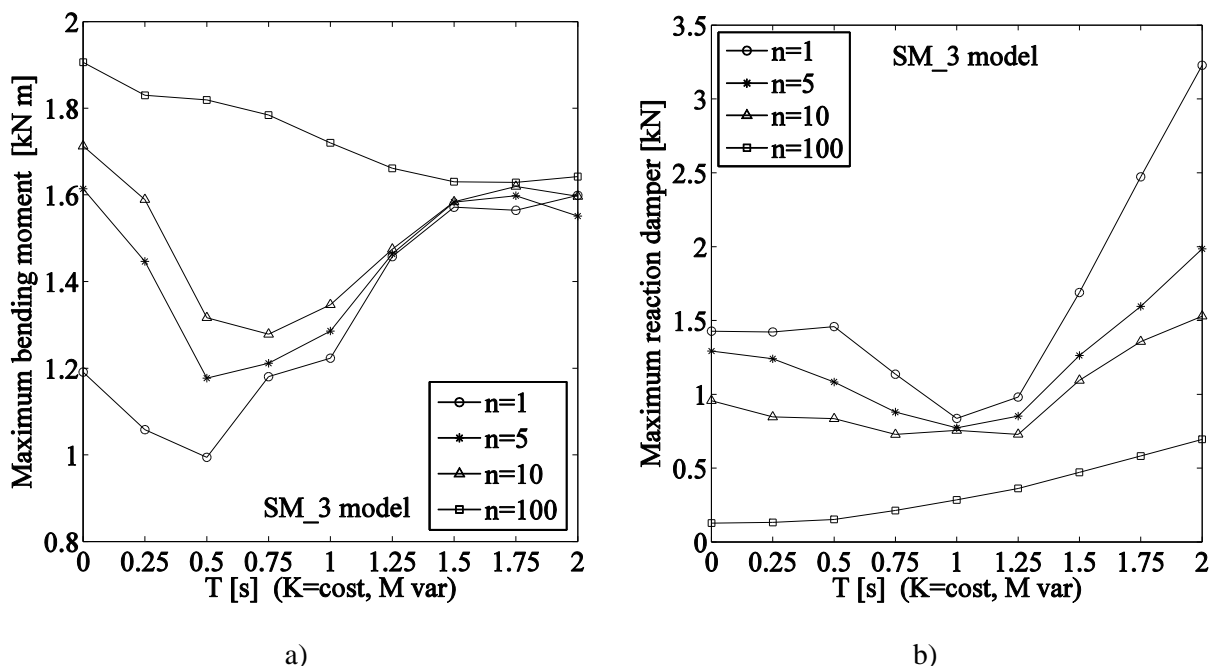


Figura 23 Azioni interne in funzione del periodo T per diversi valori del numero n di scalere secondo lo schema del modello SM_3 ($K=169$ kN/m, M variabile): a) momento flettente massimo nella colonna della scalera; b) reazione massima del damper.

In tutti i casi esaminati finora, la variabilità del periodo T è stata ottenuta mantenendo costante la rigidezza K e facendo variare la massa M . L'altra possibilità consiste nel far variare la rigidezza mantenendo costante la massa. In Figura 24 e in Figura 25 sono messi a confronto gli spostamenti e le azioni interne del modello SM_3 per $n = 5$ facendo variare il periodo T una volta mantenendo costante K e variando M e viceversa. Le curve contrassegnate dai cerchietti si riferiscono al caso in cui $M = 4274$ kg (K variabile) mentre quelle contrassegnate con le stellette si riferiscono al caso in cui $K = 169$ kN/m (M variabile).

Per quanto riguarda lo spostamento massimo, si osserva da Figura 24 che per $T = 0$ s (rigidezza infinita), lo spostamento del punto P tende al valore di spostamento del modello SM_1 (Figura 24a). Quando il periodo T è elevato (cioè quando $K \rightarrow 0$), la scalera è collegata a un elemento estremamente flessibile che agisce come un isolatore per la massa M . In questa situazione, lo spostamento del punto P tende a corrispondere a quello del modello SM_0 . Quando $T = 1$ s, sia K che M assumono i valori di riferimento.

Lo spostamento del punto M è rappresentato in Figura 24b, in cui si nota che per $T = 0$ s (cioè $K \rightarrow +\infty$) lo spostamento è nullo. Quando invece il periodo è elevato ($K \rightarrow 0$) è come se la scalera fosse collegata tramite un damper a una massa isolata e la risposta coincide con quella ottenuta nel modello SM_2 .

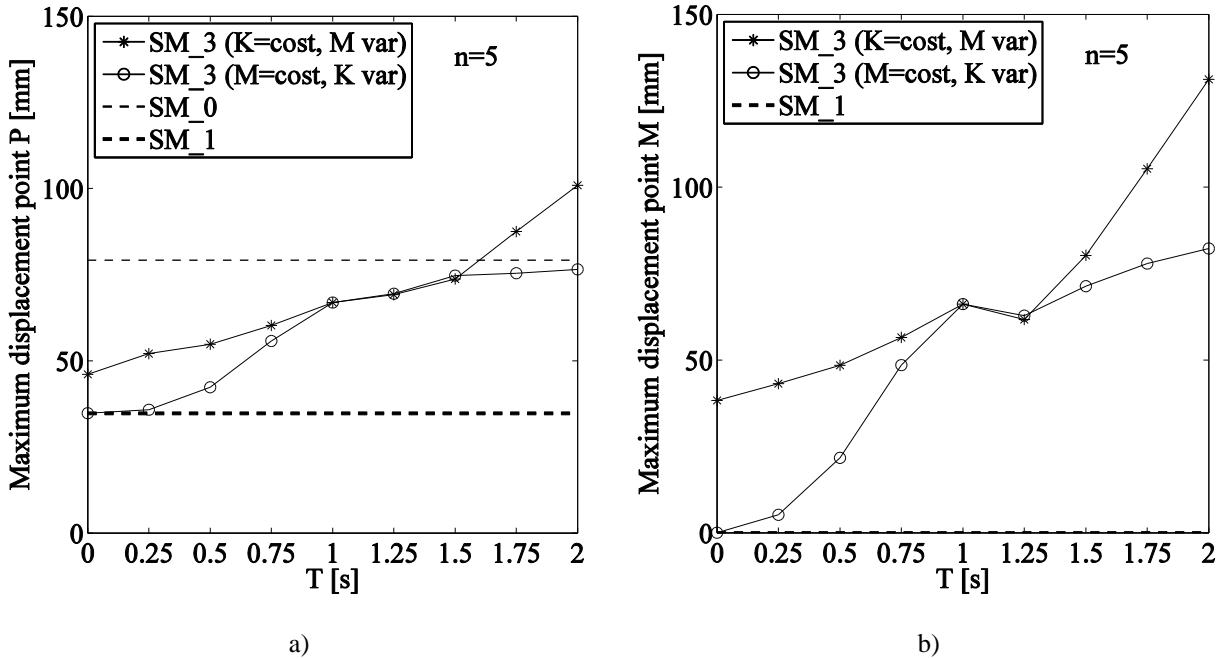


Figura 24 Massimo spostamento del punto P e del punto M in funzione del periodo T calcolato variando la rigidezza K (linea con stella) o la massa M (linea con cerchio) secondo lo schema considerato nel modello SM_3 ($n = 5$): a) Spostamento del punto P (in cima alla scalera); b) spostamento del punto M (in cima alla struttura di supporto).

Considerazioni analoghe possono essere tratte per il momento flettente massimo alla base della colonna e per la reazione del damper (Figura 25). In particolare, quando $T \rightarrow 0$ s (variando la rigidezza), il modello SM_3 corrisponde a un modello in cui la scalera è fissata tramite degli smorzatori a una parete fissa, cioè al limite tende al modello SM_1. Questo è confermato osservando che l'andamento del momento flettente e quello della reazione del damper, per $T = 0$ s, tende alla linea tratteggiata rappresentativa del modello SM_1.

Per quanto riguarda il modello SM_3 in cui è stata fatta variare la massa, per $T = 0$ s, si tende al modello con scalera collegata attraverso un damper ad una mensola di rigidezza $K = 169$ kN/m. In questo caso, lo spostamento del punto M coincide proprio con la massima reazione del damper diviso K/n (con $n = 5$ per il caso in esame).

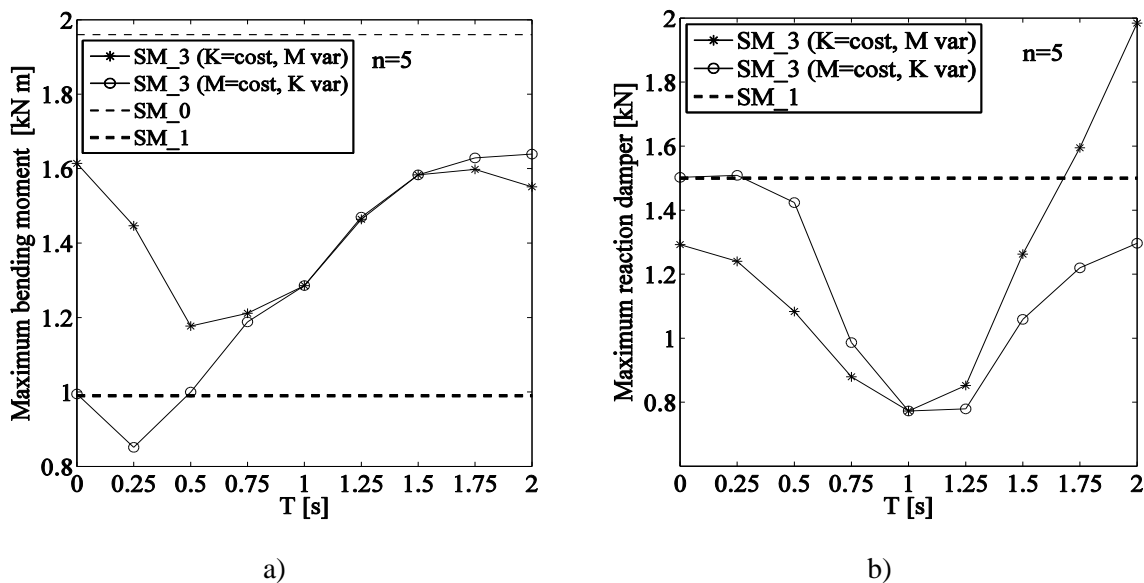


Figura 25 Azioni interne in funzione del periodo T della struttura di supporto calcolato variando la rigidezza K (linea con stella) o la massa M (linea con cerchio) secondo lo schema considerato nel modello SM_3 ($n = 5$): a) massimo momento flettente nella colonna della scalera; b) massima reazione del damper.

1.1.5. Protezione contro il ribaltamento delle forme di Parmigiano Reggiano

Durante un evento sismico, le forme di parmigiano presenti nelle scaffalature per la stagionatura potrebbero rovesciarsi e cadere a terra determinando situazioni rischiose per i lavoratori nelle vicinanze.

Inoltre, le accelerazioni derivanti dallo scuotimento del terreno possono essere amplificate dalle caratteristiche di resistenza e flessibilità della struttura. Una scalera dalle buone performance deve garantire che, durante un evento sismico, non si manifesti tale situazione garantendo l'integrità del prodotto e salvaguardando la vita dei lavoratori.

In assenza di dispositivi meccanici di ritenuta, la stabilità delle forme è affidata solo all'attrito che nasce nell'interfaccia tra le forme di parmigiano e le tavole in legno. Un modo pratico e semplice consiste nell'inclinare leggermente le tavole in legno verso l'interno della scalera. Sono state condotte delle campagne sperimentali (Collini e Royer-Carfagni 2014) per determinare il coefficiente d'attrito tra la forma di parmigiano e le tavole in legno per la stagionatura (Figura 26).



Figura 26 Prove sperimentali per la determinazione del coefficiente d'attrito tra forme di parmigiano e tavole in legno adibite per la stagionatura del parmigiano (per gentile concessione del Prof. Luca Collini).

La prova consiste nel determinare l'angolo di inclinazione della tavola in legno tale da far scivolare forma di parmigiano. Secondo quanto indicato dalla normativa (prEN16681:2013 2013), gradualmente è stato aumentato l'angolo d'inclinazione fin quando la condizione d'equilibrio è venuta meno.

In Figura 27, viene mostrato lo schema di corpo libero della forma di parmigiano su piano inclinato (di angolo α) soggetta a un'accelerazione orizzontale \ddot{u} . La condizione di equilibrio è rispettata se valgono le seguenti relazioni:

$$\begin{cases} \mu N \geq m(\ddot{u} \cdot \cos \alpha - g \cdot \sin \alpha) \\ N = m(g \cdot \cos \alpha + \ddot{u} \cdot \sin \alpha) \end{cases}$$

dove μ rappresenta il coefficiente d'attrito. L'equazione può essere anche scritta come:

$$\frac{\ddot{u}}{g} \leq \frac{\mu - \tan \alpha}{1 - \mu \cdot \tan \alpha}$$

dove l'uguaglianza rappresenta il limite di scorrimento.

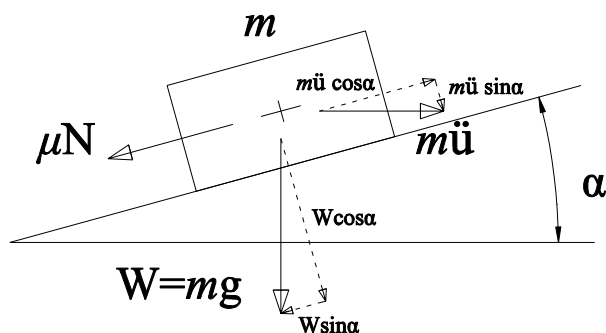


Figura 27 Schema di corpo libero della forma di parmigiano soggetta all'accelerazione sismica (orizzontale) su una superficie inclinata.

Prove sperimentali hanno dimostrato che i valori ragionevoli di coefficiente d'attrito legno-forma di parmigiano sono $\mu_s = 0.40$ (coefficiente d'attrito statico) e $\mu_d = 0.15-0.20$ (coefficiente d'attrito dinamico). In Figura 28 viene rappresentato l'andamento tra il rapporto \ddot{u}/g in funzione dell'angolo d'inclinazione α della tavola. Si noti che per angoli compresi nell'intervallo $-10^\circ < \alpha < 10^\circ$, il rapporto \ddot{u}/g cresce linearmente con α .

Quando $\alpha = 0$ (tavola orizzontale), l'accelerazione limite è ovviamente pari a $\ddot{u} = \mu \cdot g$. Assumendo $\alpha = 10^\circ$ (valore accettabile e compatibile con il corretto funzionamento dei macchinari utilizzati per ruotare le forme durante la stagionatura), l'accelerazione massima ammissibile è pari a 0.62 g assumendo $\mu_s = 0.4$. Analogamente, per il coefficiente d'attrito dinamico, le accelerazioni limite allo scorrimento sono comprese tra 0.33 g e 0.39 g. Naturalmente, è sempre a vantaggio della sicurezza considerare il coefficiente d'attrito dinamico, tenendo anche in considerazione che la componente sussultoria del sisma può attivare il movimento.

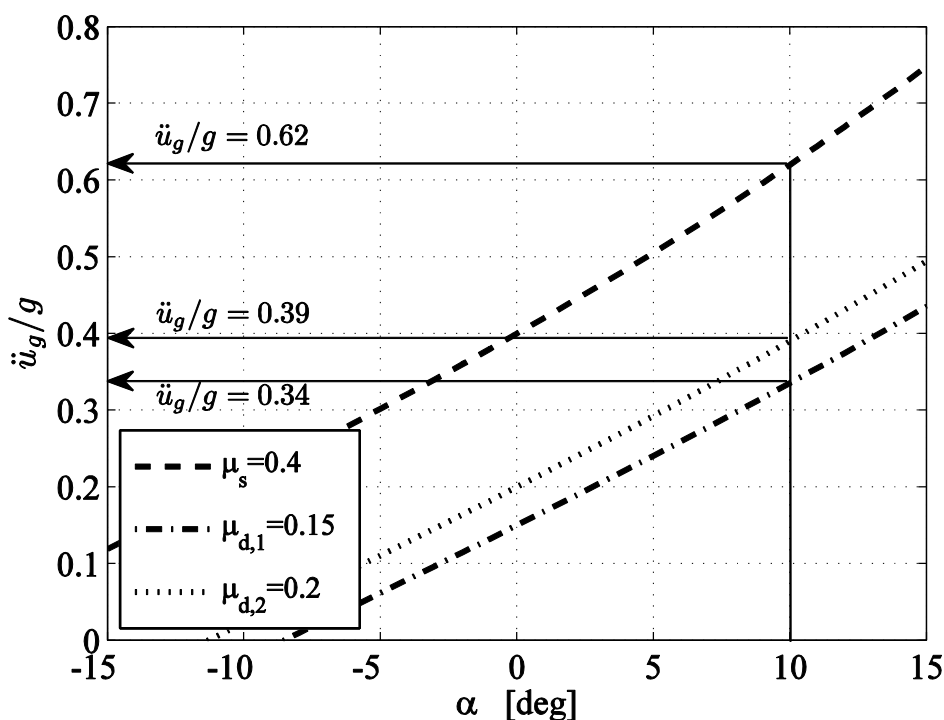


Figura 28 Condizione limite di scorrimento della forma di parmigiano per assegnati valori di coefficienti d'attrito (sia statico che dinamico) in funzione dell'inclinazione delle tavole in legno.

Dal grafico di Figura 28 è anche evidente che maggiore è l'angolo d'inclinazione della tavola in legno, maggiore è l'accelerazione massima ammissibile. Tuttavia, i requisiti di funzionamento per le macchine operatrici adibite a ruotare le forme durante la stagionatura, limitano il valore dell'angolo d'inclinazione. Ne consegue che $\alpha = 10^\circ$ rappresenta un limite superiore.

Per valutare la massima accelerazione assoluta che viene trasferita alle forme di parmigiano durante l'evento sismico, sono stati considerati i modelli M_1 , M_2 , M_3 di Figura 7, sia per il caso studio N°1 che per il caso studio N°2. I risultati dell'analisi indicano che le massime accelerazioni si raggiungono alla sommità delle scalere sia nel modello M_1 che nel modello M_3 ; mentre per il modello M_2 , la massima accelerazione viene raggiunta a una quota intermedia. Le accelerazioni assolute corrispondenti all'accelerogramma di Mirandola sono riportate in Tabella 16. Risulta subito evidente che le accelerazioni trasmesse alle forme di parmigiano sono nettamente superiori all'accelerazione massima del terreno (Figura 13). Ciò significa che le scalere tendono, tramite la loro vibrazione, ad amplificare l'accelerazione del suolo sulle singole forme.

Tabella 16 *Accelerazioni massime in corrispondenza delle forme di parmigiano per i due casi studio considerati con accelerogramma naturale di Mirandola.*

MIRANDOLA $\ddot{u}_{max} = 2.89 \text{ m/s}^2 = 0.29 \text{ g}$					
		Caso studio N°1		Caso studio N°2	
		$\ddot{u}_{max} [\text{m/s}^2]$	$\ddot{u}_{max} [\text{g}]$	$\ddot{u}_{max} [\text{m/s}^2]$	$\ddot{u}_{max} [\text{g}]$
M-ODELLI	M_1	10.58	1.08	10.71	1.09
	M_2	6.24	0.64	7.68	0.78
	M_3	5.68	0.58	6.69	0.68

Confrontando i valori di Tabella 16 con le accelerazioni massime ammissibili associate con la condizione di scorrimento (Figura 28), si può osservare che il modello M_1 non è compatibile con la stabilità delle forme di parmigiano durante un evento sismico, anche quando considerando il coefficiente d'attrito statico.

I modelli M_2 e M_3 offrono una migliore performance rispetto al modello M_0 e le accelerazioni ad essi associate sono quasi compatibili con la condizione di scorrimento ad attrito statico, ma non lo sono nel caso di scorrimento ad attrito dinamico.

Si può concludere che aumentando l'angolo d'inclinazione dei ripiani in legno può migliorare il comportamento nei riguardi del rovesciamento delle forme senza però ottenere buoni margini di sicurezza. Pertanto, per evitare che le forme possano cadere, è consigliabile inserire dispositivi meccanici di ritenuta compatibili con le operazioni di movimentazione dei macchinari utilizzati per rotazione automatizzata delle forme.

1.1.6. Discussioni finali riguardo alle scalere

Motivati dal considerevole danno economico e dai possibili rischi per la vita umana emersi con il terremoto che ha investito l'Emilia-Romagna nel 2012, sono state analizzate e studiate le risposte sismiche di diverse tipologie di scaffalature di stoccaggio per la stagionatura del Parmigiano Reggiano.

Da un esame dei sistemi di scaffalature utilizzati nella pianura padana, sono state selezionate due configurazioni tipiche per studiare l'effetto che possono avere gli accelerogrammi artificiali spettro compatibili corrispondenti a zone sismiche significative nel territorio del Comprensorio Parmigiano Reggiano.

In generale, le scalere sono ben progettate per resistere ai carichi statici verticali ma presentano delle problematiche nei riguardi delle sollecitazioni aggiuntive dovute all'evento sismico. Nell'ambito di questa ricerca, per sopperire alla scarsa resistenza nei riguardi delle azioni sismiche, sono state proposte diverse soluzioni e contromisure che riguardano sia la direzione trasversale della scalera che quella longitudinale. In particolare, è stata studiata la possibilità di utilizzare un sistema di controllo passivo, in cui degli smorzatori viscosi collegano la parte superiore della scalera (in direzione trasversale) con una struttura circostante di supporto. Questa può essere rappresentata da una struttura di supporto appositamente progettata per assorbire l'azione orizzontale, oppure può essere rappresentata dalle stesse pareti del magazzino se sufficientemente resistenti.

L'analisi alla *Time History* sulle diverse configurazioni proposte, ha dimostrato la notevole efficienza e i vantaggi nell'utilizzo degli smorzatori viscosi. I vantaggi sono in termini di riduzione delle sollecitazioni interne negli elementi della scalera, in termini di spostamenti massimi e di reazione trasmessa alla struttura di supporto. In particolare, per collegare la parte superiore delle scalere con le pareti del magazzino, non è consigliabile utilizzare un vincolo fisso, cioè privo di giunto viscoso, perché le forze trasmesse alla costruzione possono essere molto elevate e, in genere, non preliminarmente considerate nella progettazione della struttura esistente. Le analisi non lineari alla *Time History* su modelli 2D hanno confermato che gli effetti del secondo ordine generano una variazione dello stato tensionale rispetto al caso lineare che non supera il 10%.

Un'analisi di sensitività è stata condotta per determinare il fattore di smorzamento ottimale. L'aumento di tale fattore porta, da un lato, alla diminuzione dello stato tensionale della scalera, ma dall'altra parte all'aumento della forza trasmessa alla struttura di supporto. Tuttavia, ridurre le sollecitazioni al di sotto di determinati valori non risulta particolarmente efficace perché le scalere devono anche resistere alle azioni derivanti dal sisma in direzione longitudinale (cioè ortogonalmente alla direzione in cui gli smorzatori lavorano). Perciò, la condizione di smorzamento ottimale è quella in cui, per azione sismica in direzione trasversale e in direzione longitudinale, i momenti flettenti massimi alla base delle colonne delle scalere sono dello stesso ordine di grandezza e, allo stesso tempo, le forze trasmesse alla struttura circostante sono contenute.

Un altro punto di debolezza riscontrato è rappresentato dal sistema di controvento, indispensabile per assorbire le sollecitazioni derivanti dall'azione sismica in direzione longitudinale. L'assenza di alcuni elementi come i montanti o in alcuni casi anche dei diagonali comporta la nascita di eccessivi momenti flettenti nelle colonne. Semplici ed economici interventi di sostituzione/aggiunta di elementi, migliorano sensibilmente la risposta strutturale con conseguente riduzione delle sollecitazioni nelle colonne. In generale, anche l'area della sezione trasversale dei controventi non è idonea ad assorbire l'azione sismica e deve perciò essere aumentata.

Sono state eseguite, per omogeneità di confronto, analisi alla *Time History* con tre diversi input sismici: due accelerogrammi artificiali spettro compatibili relativi alle zone di Pievepelago e Modena ed uno spettro naturale registrato durante il sisma del 2012 nella zona di Mirandola. Lo spettro corrispondente all'accelerogramma naturale di Mirandola presenta una forma anomala rispetto agli spettri forniti da normativa per le medesime zone, con dei picchi ad alto contenuto energetico per periodi compresi tra 0.6 - 0.7 s. Pertanto, irrigidire la struttura inserendo, ad esempio, dei vincoli in sommità per bloccare gli spostamenti, fa sì che il periodo fondamentale di vibrazione della struttura ricada proprio all'interno della zona ad alto contenuto energetico, peggiorando la prestazione sismica del sistema.

Sono state considerate le possibili interazioni tra scalere e struttura circostante (schematizzata in via semplificata come un oscillatore semplice con diversi periodi di vibrazione). Sono state analizzate differenti configurazioni per avere un quadro chiaro e completo sui possibili vantaggi raggiungibili utilizzando il damper piuttosto che un collegamento rigido. I parametri di confronto utilizzati sono il numero n di scalere presenti all'interno del magazzino e le proprietà meccaniche della struttura di supporto (rigidezza, massa e periodo fondamentale di vibrazione). In tutti i casi considerati, il damper è in grado di dissipare energia e gestire passivamente il sistema accoppiato di vibrazione. D'altra parte, un collegamento rigido tra le scalere e

la struttura di supporto può addirittura peggiorare le prestazioni del sistema accoppiato rispetto a quello disaccoppiato.

Infine, sono state calcolate per tutte le configurazioni considerate, le accelerazioni assolute agenti sulle forme di parmigiano ed è stata valutata la possibilità di una loro eventuale caduta dall'alto. In generale, l'attrito tra le forme di parmigiano e le tavole in legno su cui sono adagiate per la stagionatura, non è in grado di evitare un loro movimento relativo. Una leggera inclinazione del piano d'appoggio verso l'interno della scalera può migliorare le prestazioni (grazie al contributo stabilizzante del peso della forma), ma i margini di sicurezza rimangono piuttosto limitati. Pertanto, è preferibile installare dei dispositivi di ritenuta meccanica compatibili con l'operatività dei macchinari presenti.

In conclusione, un sistema passivo di controllo, che si avvale di dispositivi come i damper per collegare le scalere con la struttura circostante, aumenta le prestazioni sismiche in termini di sollecitazioni e spostamenti. Questa contromisura è semplice ed economica, poiché l'installazione e gli eventuali interventi di manutenzione/sostituzione non vanno a compromettere e a interrompere le attività svolte all'interno del magazzino eliminando i costi di stoccaggio qualora si decidesse di sostituire le scalere esistenti con delle altre opportunamente progettate. In ogni caso, ad oggi, gli unici riferimenti riguardano le scaffalature di stoccaggio per i pallet. Di conseguenza, è altamente auspicabile l'introduzione di normative specifiche per il calcolo di queste particolari strutture, data la loro importanza economica.

1.2. TORRETTE SMORZANTI

1.2.1. Considerazioni introduttive

Nel corso degli ultimi 20 anni, sono stati raggiunti ottimi risultati nella ricerca e nello sviluppo di tecnologie innovative per la riqualifica di edifici esistenti al fine di aumentare le loro prestazioni sismiche. Come dato di fatto, i recenti terremoti hanno evidenziato la necessità di riabilitare le strutture sismicamente carenti aumentandone la resistenza, rigidezza e duttilità. Poiché non si può far molto per ridurre il livello di rischio naturale cui le strutture sono esposte, negli ultimi anni i ricercatori hanno focalizzato la loro attenzione sulla riduzione della risposta dinamica, utilizzando diverse metodologie di controllo strutturale per migliorare la sicurezza e le prestazioni delle strutture civili. Tra le possibili soluzioni e contromisure vi sono l'isolamento passivo e ibrido alla base, la dissipazione passiva di energia e metodi di controllo attivo e semiattivo.

L'isolamento alla base è ad oggi il sistema di controllo più comunemente usato. Gli isolatori vengono inseriti tra la fondazione e la struttura con l'obiettivo principale di ridurre l'energia sismica legata allo scuotimento del terreno. Fondamentalmente, gli isolatori sono dei supporti altamente deformabili nel piano orizzontale e piuttosto rigidi nei confronti delle azioni verticali, cioè si comportano come una sorta di cuscinetto di gomma. In questa situazione, il periodo fondamentale di vibrazione del sistema accoppiato isolatore-struttura assume valori elevati a cui corrisponde un'ordinata spettrale molto bassa. Tuttavia, questo sistema richiede che la fondazione sia opportunamente progettata e spesso, per edifici esistenti, è necessario eseguire interventi molto invasivi per installare i dispositivi d'isolamento.

I sistemi di dissipazione passiva di energia comprendono una vasta gamma di materiali e soluzioni per migliorare lo smorzamento e si avvalgono di diversi valori di resistenza e rigidezza. In generale, questi sistemi sono caratterizzati dalla capacità di assorbire l'energia di vibrazione che altrimenti avrebbe investito direttamente la struttura deformandola ed eventualmente danneggiandola. Molti dispositivi sfruttano l'attrito che nasce per scorrimento per esempio tra piastre metalliche, oppure sfruttano la plasticizzazione localizzata di alcuni elementi o altri ancora la compressione di fluidi viscosi (Soong and Spencer Jr 2002).

Nei sistemi di controllo attivi e semiattivi invece sono applicate delle forze esterne per controllare la risposta della struttura; tuttavia attualmente sono dispositivi particolarmente costosi. Significativo è stato lo studio svolto per sviluppare algoritmi in grado di elaborare in tempo reale lo stato della struttura, intervenendo per ridurre efficacemente il rischio sismico.

Poiché l'affidabilità dei sistemi di controllo attivi è difficile da stabilire, spesso sono usati sistemi di controllo ibridi in grado di utilizzare una corretta combinazione tra sistemi attivi e passivi come isolatori alla base con l'aggiunta di controlli attivi o isolatori a scorrimento controllato in cui viene regolato l'attrito nell'interfaccia (Housner, et al. 1997).

Recentemente, è stato proposto un nuovo sistema dissipativo che richiede la costruzione di torri esterne in acciaio, libere di ruotare rigidamente poiché vincolate alla base con un supporto a cerniera sferica (Balducci 2011). Alla base della torretta sono disposti dei damper che, tramite dei leveraggi, riescono a dissipare energia lavorando sugli spostamenti legati alla rotazione della torretta. L'efficacia di questo sistema si basa sulla possibilità di garantire lo *Stato Limite di Operatività* (SLO) anche per terremoti ad alta intensità e gli spostamenti che possono essere imposti per lo *Stato Limite di salvaguardia della Vita* (SLV) possono essere inferiori di quelli suggeriti dalla normativa per lo SLO. Ciò comporta una notevole riduzione dei costi. Rispetto alle soluzioni classiche, questo sistema è anche in grado di ridurre i costi indiretti relativi alla disposizione degli spazi, dando la possibilità di utilizzare le torrette come spazi per accogliere ascensori o vani scala per le uscite di sicurezza, permettendo così una riqualificazione architettonica del fabbricato. Nonostante la quantità di vantaggi del sistema, l'uso di torri dissipative spesso si traduce in un notevole impatto visivo caratterizzato dalle grandi dimensioni in pianta della struttura in acciaio. Inoltre, un tale sistema tende a irrigidire la struttura originale. Tale sistema, infatti, è caratterizzato da una torre rigida a

travatura reticolare collegata rigidamente alla struttura a quota impalcato. In pratica, durante gli eventi sismici, la torre condiziona l'edificio a deformarsi secondo una configurazione prestabilita non permettendo un controllo della risposta ai diversi livelli della struttura.

Lo scopo di questo studio consiste nel proporre un nuovo e innovativo sistema dissipativo in grado di modulare la risposta strutturale in condizioni sismiche lungo l'altezza dell'edificio, senza modificare la rigidità complessiva del sistema.

1.2.2. Progetto e analisi del sistema innovativo: la cella elementare

Ogni cella è costituita da elementi in acciaio incernierati e presenta al suo interno un elemento orizzontale piatto cui è collegato il dissipatore sismico. Il sistema proposto è rappresentato da un modulo ripetitivo capace di amplificare il movimento relativo d'interpiano tramite un sistema di leve (Figura 29). La leva vera e propria è rappresentata dall'elemento orizzontale piatto che, per il particolare schema di vincolo, è libero di muoversi all'interno della cella. Nel complesso ogni cella possiede un grado di libertà ed è quindi in grado di assecondare gli spostamenti relativi d'interpiano della struttura senza modificarne la rigidità.

Essenzialmente la singola cella è composta da due colonne, una trave superiore (che rappresenta anche la trave inferiore della cella soprastante), dalla leva e da due elementi diagonali che collegano la colonna esterna con la leva. Nella connessione tra elementi diagonali e leva è presente un foro asolato dove la cerniera di connessione è libera di scorrere.

Le colonne (come anche gli elementi diagonali e la trave orizzontale) sono realizzate con due profili a C accoppiati all'interno dei quali è inserito l'elemento orizzontale piatto.

Per determinare le dimensioni degli elementi da utilizzare valutando lo stato tensionale che nasce al loro interno bisogna prima analizzare in dettaglio il comportamento della cella e la sua cinematica (in Figura 29b è stata riportata la generica configurazione deformata della cella).

Il parametro che influenza l'efficacia del modello proposto è rappresentato dal fattore di amplificazione FA , che rappresenta il rapporto tra l'allungamento dello smorzatore viscoso δ_d e il drift d'interpiano δ .

Il fattore di amplificazione FA dipende dalla geometria scelta per il sistema e può facilmente essere stimato con la seguente equazione:

$$FA = \frac{\delta_d}{\delta} = \frac{L}{H} \cdot \left(\frac{B}{b} - 1 \right) = \frac{L}{H} \cdot \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) \quad \text{con} \quad \alpha = b/B$$

dove:

- H : distanza tra le cerniere nelle colonne (è prossima all'altezza d'interpiano dell'edificio);
- B : distanza tra gli interassi delle due colonne;
- L : lunghezza della leva (è prossima all'ingombro del sistema proposto);
- b : distanza tra i due fori della leva;
- α : rapporto tra b e B .

L'equazione per la determinazione del fattore di amplificazione FA è fortemente dipendente dal parametro α cioè dal rapporto tra b e B . Ricostruendo la cinematica del sistema considerando le non-linearità geometriche, in realtà risulta che questa equazione è anche funzione del drift d'interpiano δ , ma la sua variabilità è trascurabile per i comuni valori di δ .

Affinché gli smorzatori possano adempiere correttamente la loro funzione fruttando al massimo le loro potenzialità, è necessario massimizzare il fattore di amplificazione FA (minimizzando quindi il parametro α) compatibilmente con gli ingombri della soluzione proposta.

La lunghezza L della leva e la distanza b tra i fori della leva sono strettamente connessi alla lunghezza B della trave orizzontale da questioni d'ingombro e funzionamento del sistema. Ciò significa che per fissata base B della cella è possibile determinare dalla cinematica della cella il valore opportuno di lunghezza L da utilizzare.

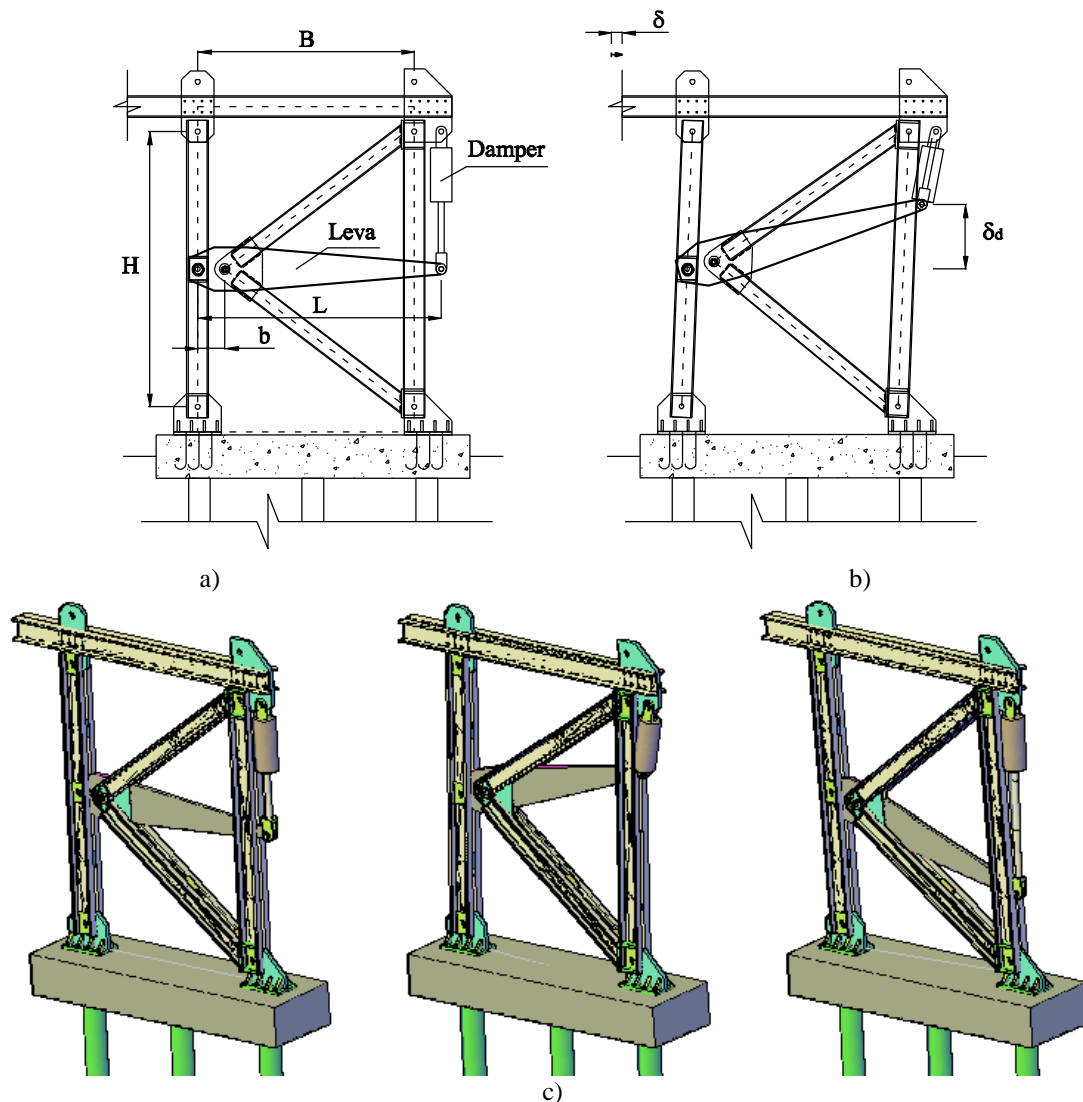


Figura 29 Dettaglio della cella proposta: a) Configurazione indeformata; b) configurazione deformata; c) vista 3D della configurazione indeformata e deformata.

Per valutare l'influenza del contributo del fattore di amplificazione FA sono state analizzate per la cella proposta due differenti soluzioni:

- *Modello M_1A:*
 - $B= 1.5$ m;
 - $b= 0.25$ m;
 - $L= 1.75$ m;
 - $H= 2.54$ m;
 - $FA= 3.4$;

- *Modello M_1B:*
 - $B= 2.0$ m;
 - $b= 0.25$ m;
 - $L= 2.25$ m;
 - $H= 2.54$ m;
 - $FA= 6.2$.

Nel seguito, le due soluzioni sono analizzate in dettaglio.

1.2.3. Applicazione del sistema innovativo proposto

Gli effetti del sistema di adeguamento proposto sono stati studiati al fine di indagare i reali benefici nel ridurre l'azione sismica per il caso studio di un telaio 2D in c.a. Sono state analizzate anche altre soluzioni e i risultati sono stati poi confrontati con quelli relativi alla struttura di partenza, per stimare la riduzione delle azioni interne.

1.2.3.1. Caso studio: modello M_0

Come caso studio è stato considerato il telaio di un edificio a quattro piani a pianta rettangolare 15x8 m² costituito da due campate di 4 m nella direzione X e da tre campate da 5 m nella direzione Y che sarà indicato come *modello M_0* (Figura 30).

Le colonne hanno altezza pari a 3 m e sezione quadrata 30x30 cm, mentre le travi hanno lunghezza pari a 4 m e sezione rettangolare 30x40 cm.

Viene rappresentata esclusivamente l'ossatura portante della struttura e tutti gli altri elementi non strutturali sono stati rappresentati nella modellazione come pesi portati. È stato ipotizzato un solaio latero-cementizio di altezza pari a 25 cm (5 cm di soletta e 20 cm di altezza per l'anima della sezione a T del travetto) con luce pari a 5 m. Lo spessore dell'anima del travetto è pari a 10 cm.

Dall'analisi del peso del solaio per aree d'influenza risulta un carico da peso proprio distribuito sulle travi del telaio pari a 33 kN/m. Al carico da peso proprio va sommata l'aliquota di peso legata al carico accidentale del calpestio moltiplicato per l'opportuno coefficiente di combinazione come indicato in Tab. 2.5.I delle NTC2008. Il carico da calpestio è pari a 3 kN/m² e il coefficiente di combinazione per ambienti suscettibili ad affollamento (categoria C) è pari a 0.6. Pertanto sulle travi del telaio è stato considerato un carico distribuito complessivo pari a 42 kN/m. In corrispondenza dei nodi esterni del telaio sono anche state inserite ulteriori forze concentrate pari a 54 kN che rappresentano il peso delle tamponature esterne.

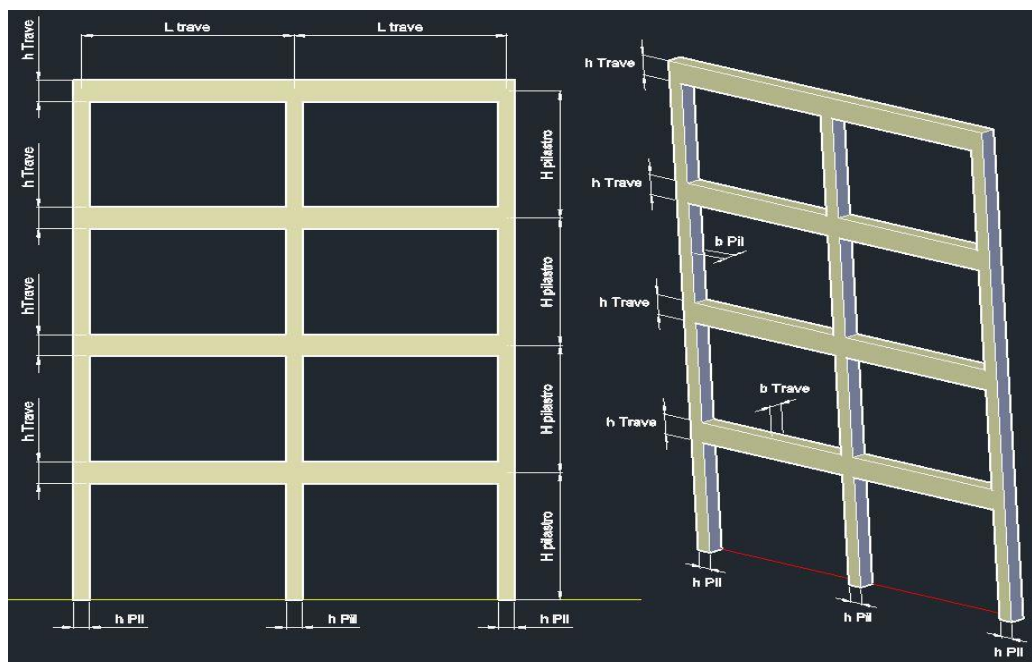


Figura 30 Modello M_0: geometria.

Le caratteristiche meccaniche e il peso dei materiali utilizzati per il telaio e per la cella sono riportati in Tabella 17.

Tabella 17 Proprietà meccaniche e peso dei materiali utilizzati.

		CALCESTRUZZO	ACCIAIO
Modulo di Young	E [MPa]	30000	210000
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	0.3
Peso specifico	γ [kN/m ³]	25	78.5

Sono state effettuate analisi ad elementi finiti tramite il software SAP2000 (SAP2000 2013) al fine di analizzare il comportamento dinamico del sistema strutturale in termini di modi di vibrazione, caratteristiche di sollecitazione negli elementi del telaio e spostamenti assoluti e relativi dei nodi rappresentativi. Gli elementi del telaio sono stati modellati come “frames” e nelle analisi è stato considerato in automatico anche il loro peso proprio. La struttura si presenta vincolata a terra con degli incastri perfetti in corrispondenza della base delle colonne.

1.2.3.2. Modelli considerati per l'adeguamento sismico

In Figura 31a-b sono mostrati due differenti sistemi di adeguamento che prevedono l'utilizzo di dispositivi dissipativi passivi. Al telaio in c.a. del *modello M_0* sono state collegate esternamente delle strutture in acciaio in grado di assorbire l'energia proveniente dal moto sismico. La differenza tra i due modelli riguarda la posizione d'installazione dei damper e quindi, di conseguenza, il funzionamento di ogni singolo sistema. Di seguito sono introdotti i modelli studiati e viene spiegato il loro funzionamento:

Modello M_1: La struttura in acciaio è collegata all'edificio con dei puntoni rigidi ed è dotata di dispositivi dissipativi che agiscono sul drift d'interpiano (Figura 31a). Grazie un sistema di leve si riesce ad amplificare lo spostamento relativo d'interpiano migliorando l'efficienza dei damper. La struttura in acciaio è composta dall'assemblaggio di più moduli rappresentati dalla cella innovativa introdotta nel paragrafo 1.2.2. Per valutare l'efficacia del modello proposto indagando sulle differenze ed i benefici nell'utilizzare differenti valori del fattore di amplificazione FA (compatibilmente con valori ragionevoli d'ingombro), sono stati considerati per la torre in acciaio due differenti basi, $B = 1.5$ m e $B = 2$ m, cui corrispondono rispettivamente i modelli M_{1A} e M_{1B} .

Modello M_2: La struttura in acciaio è costituita da una travatura reticolare rigida connessa tramite dei damper all'edificio (Figura 31b). I damper sono disposti in direzione orizzontale in corrispondenza delle travi del telaio e agiscono sugli spostamenti assoluti d'interpiano dell'edificio.

In aggiunta, per confrontare la risposta sismica delle soluzioni proposte con quella delle torri dissipative proposte dall'Ing. Balducci, è stato considerato un ultimo modello 2D (Figura 31c):

Modello M_3: La struttura in acciaio è rappresentata da una travatura reticolare rigida collegata rigidamente con dei puntoni all'edificio. La torre poggia su un supporto sferico che permette la rotazione dell'intera torre. Dei dispositivi dissipativi posti alla base della torre agiscono su gli spostamenti amplificati legati alla rotazione della torre. Affinché questo sistema riesca efficacemente a dissipare energia, necessita per questioni geometriche di una base molto ingombrante che nel caso specifico è pari a 4 m.

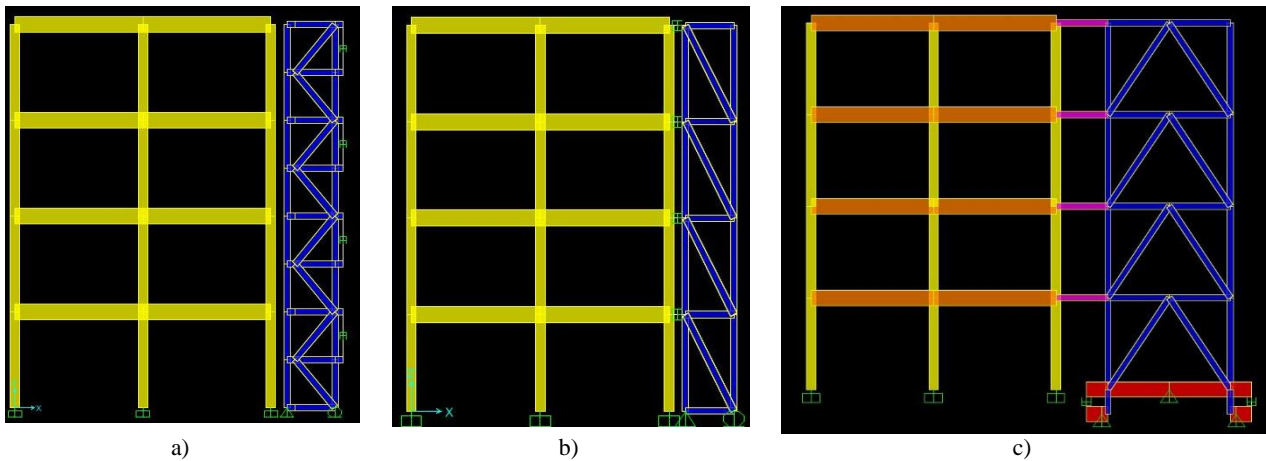


Figura 31 Modelli considerati per l'adeguamento sismico di un telaio in c.a.: a) modello *M_1*; b) modello *M_2*; c) modello *M_3*.

In Tabella 18 sono stati riportati i profili utilizzati per gli elementi costituenti le torri dissipative.

Tabella 18 Profili utilizzati per le sezioni degli elementi delle torrette.

MODELLO	COLONNE	DIAGONALI	TRAVI E COLONNE	LEVA	PUNTONE DI CONNESSIONE
<i>M_1</i>	2xUPN 200	2x UPN 160	2x UPN 200	RECT 30x600	2x UPN 200
<i>M_2</i>	2x UPN 200	2x UPN 160	2x UPN 200	-	-
<i>M_3</i>	2x UPN 200	2x UPN 160	2x UPN 200	-	2x UPN 200

Le torri dei tre modelli sono connesse con dei vincoli perfetti a terra e sono sottoposte alla medesima accelerazione sismica cui è sottoposto l'edificio. Il damper, cioè il dissipatore viscoso, è stato modellato come elemento "NLINK" nella libreria del software di calcolo utilizzato (SAP2000 2013). Le proprietà lineari dell'elemento NLINK sono basate sul metodo di Voigt ed è costituito da una molla di rigidità K disposta in parallelo con un damper con fattore di smorzamento C . Per simulare il contributo di puro smorzamento del damper, è possibile trascurare il contributo della molla annullando la sua rigidità. La reazione che nasce nei dissipatori viscosi durante azioni dinamiche è direttamente proporzionale alla velocità relativa delle due estremità del dispositivo.

Per valutare la riduzione delle azioni sismiche e i suoi effetti sono stati considerati cinque diversi valori del fattore di smorzamento: $C = 0, 25, 50, 100, 250 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$.

1.2.4. Modalità di analisi

Per valutare le prestazioni dei modelli considerati in condizioni sismiche, è stata eseguita l'analisi dinamica. Inizialmente è stata eseguita l'analisi lineare modale per determinare i modi di vibrare della struttura e quindi i valori di periodo fondamentale di vibrazione associati. Successivamente è stata eseguita l'analisi alla *Time History* considerando in input l'accelerogramma naturale registrato durante l'evento sismico che ha investito l'Emilia Romagna nel maggio del 2012 (componente Nord-Sud di Figura 13).

1.2.4.1. *Analisi modale*

In Tabella 19 sono stati riassunti i risultati in termini di periodo fondamentale di vibrazione e massa partecipante per i primi 4 modi di vibrare dei modelli considerati. Va notato che la presenza di smorzatori viscoelastici rende il sistema non classicamente smorzato. Quindi per valutare correttamente le caratteristiche dinamiche del sistema edificio-smorzatore dovrebbe essere usato un metodo di sovrapposizione modale complesso il quale non viene supportato dal software utilizzato.

Di seguito sono riportate le immagini che si riferiscono alle prime tre deformate modali rispettivamente dei modelli M_0 , M_{1A} , M_2 , M_3 .

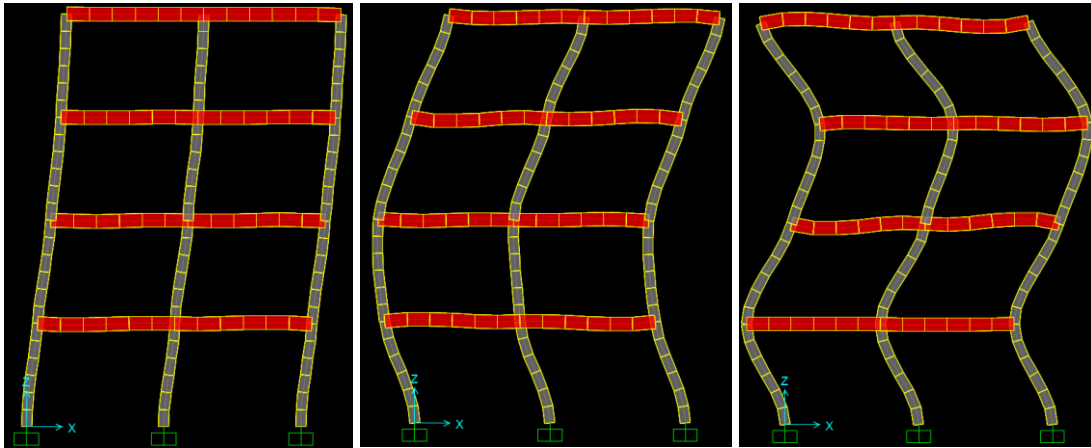


Figura 32 Modello M_0 : deformate modali associate ai primi tre modi di vibrazione.

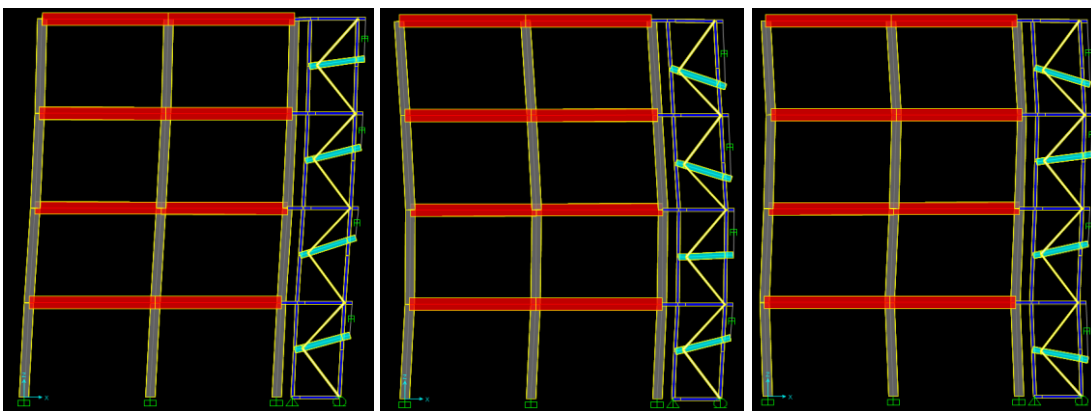


Figura 33 Modello M_{1A} : deformate modali associate ai primi tre modi di vibrazione.

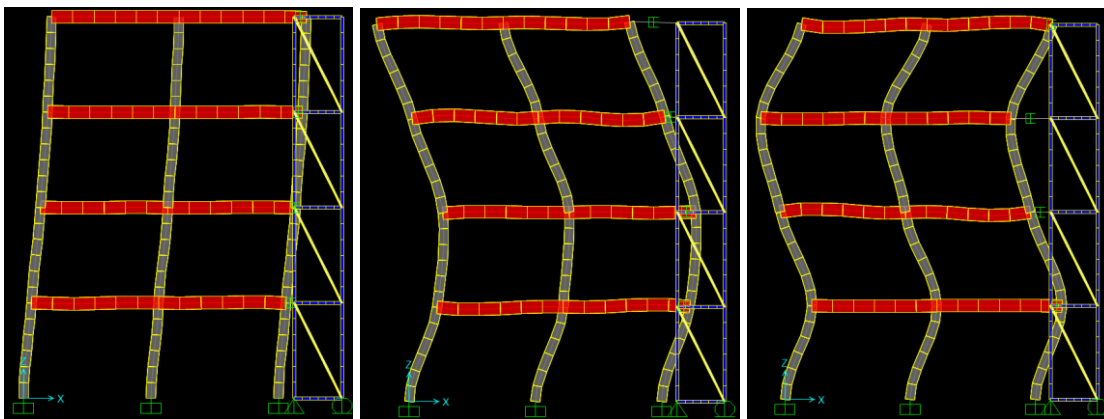


Figura 34 Modello M_2 : deformate modali associate ai primi tre modi di vibrazione.

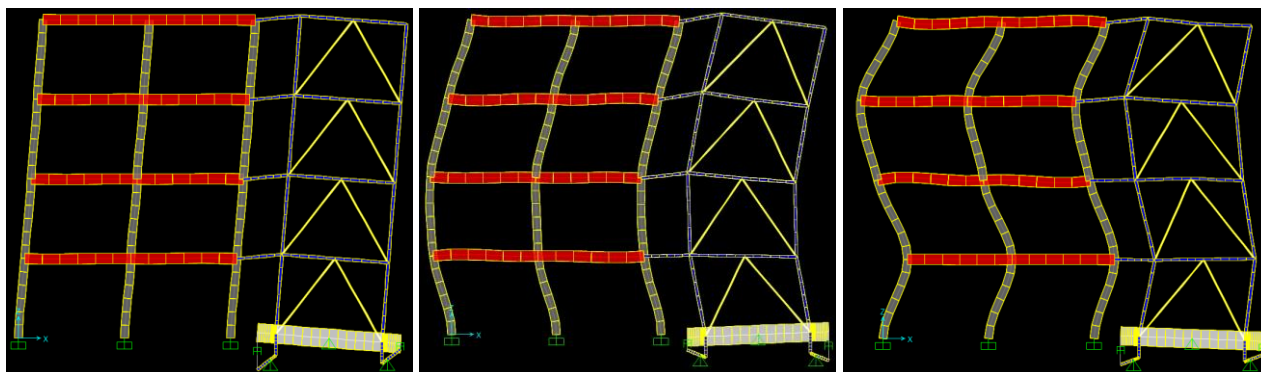


Figura 35 Modello M_3 : deformate modali associate ai primi tre modi di vibrazione.

Tabella 19 Risultati dell'analisi modale.

Modi di vibrazione	Modello	Periodo [s]	MASSA PARTECIPANTE	
			U_x	R_y
1	M_0	1.07	0.86	0.720
2		0.35	0.10	0.004
3		0.21	0.03	0.002
4		0.16	0.01	0.000
1	M_1-A	1.08	0.85	0.700
2		0.36	0.097	0.003
3		0.22	0.03	0.001
4		0.17	0.008	0.000
1	M_1-B	1.09	0.84	0.670
2		0.38	0.09	0.001
3		0.25	0.03	0.000
4		0.20	0.01	0.001
1	M_2	1.07	0.84	0.700
2		0.35	0.10	0.004
3		0.21	0.03	0.002
4		0.16	0.01	0.000
1	M_3	1.05	0.79	0.650
2		0.16	0.13	0.000
3		0.10	0.02	0.000
4		0.09	0.01	0.000

Osservando i valori di Tabella 19 è possibile notare che il primo periodo fondamentale di vibrazione associato a tutti i modelli considerati assume all'incirca lo stesso valore ($T \approx 1$ s). Mentre i modelli M_1 ed M_2 non vanno sostanzialmente a modificare la rigidezza della struttura di partenza per il particolare schema di vincolo, per il modello M_3 non può essere fatta la stessa considerazione in quanto, come già detto, obbliga la struttura a deformarsi secondo uno schema *shear type* (qualora si considerassero aste assialmente

inestensibili). Nonostante ciò, osservando solo il valore del primo periodo fondamentale di vibrazione, si dedurrebbe che la rigidità sia rimasta invariata. Questa situazione è puramente un caso poiché la deformata modale associata al primo modo di vibrare del *modello M_0* coincide proprio alla deformata dei telai *shear type*. In generale, per edifici non regolari in altezza o non regolari in pianta, tale situazione difficilmente accade e la configurazione deformata è tutt'altro che simile alla configurazione deformata dei telai di tipo *shear type*. Osservando i valori di periodo associati agli altri modi di vibrazione, si nota che quelli concernenti il *modello M_3* si discostano di molto rispetto a quelli degli altri modelli per le considerazioni appena fatte sulla rigidità complessiva del sistema edificio-torretta.

Nel passare dal *modello M_1A* al *modello M_1B* si nota un'impercettibile differenza nei valori di periodo e massa partecipante che è da imputare al differente peso della torretta per i due casi. Nel *modello M_2* invece si ha una perfetta corrispondenza con i valori del *modello M_0* poiché i damper sono posizionati proprio tra torretta e edificio creando una vera e propria disconnessione nei modelli indipendentemente dalla massa, dalla rigidità o dalle dimensioni della torretta.

Osservando i valori di massa partecipante è possibile capire quali sono i modi di vibrare predominanti della struttura. La normativa italiana (DM14/01/08 2008) indica di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5 % e tutti quelli necessari per il raggiungimento di una massa partecipante almeno pari all'85 % di quella complessiva. In virtù di tale fatto, per una struttura a telaio di partenza così semplice, sarà necessario considerare esclusivamente i primi due modi di vibrare.

1.2.4.2. Analisi non lineare dinamica (Time History)

Per analizzare correttamente il comportamento delle strutture in esame, sono state effettuate le analisi alla *Time History* considerando l'accelerogramma naturale registrato a Mirandola (MO) durante gli eventi sismici che nel maggio 2012 hanno investito la regione Emilia Romagna (componente Nord-Sud di Figura 13).

Tramite il software SAP2000 (SAP2000 2013) è stato possibile risolvere le analisi con l'integrazione diretta al passo del record in input attraverso una matrice di smorzamento completa che accoppia i modi. L'analisi alla *Time History* con integrazione diretta è un metodo dinamico non lineare di analisi in cui le equazioni del moto sono completamente integrate qualora la struttura risulta sottoposta a carichi dinamici. L'analisi comporta l'integrazione delle proprietà strutturali in una serie d'intervalli temporali più piccoli rispetto alla durata del carico.

La matrice di smorzamento completa è calcolata come combinazione lineare della matrice delle rigidità e quella delle masse (smorzamento alla Rayleigh) e i coefficienti di proporzionalità sono stati valutati assumendo lo stesso valore di smorzamento (5%) per due frequenze di controllo (cioè la frequenza associata al primo modo di vibrare e la frequenza associata all'ultimo modo di vibrare con contributo significativo alla risposta dinamica). Questo espediente permette di eliminare il contributo dei modi ad alta frequenza e i loro alti rapporti di smorzamento.

1.2.5. Risultati delle analisi

Per individuare il coefficiente di smorzamento C appropriato da utilizzare nei damper e per ottenere una riduzione in termini di sollecitazioni e spostamenti massimi nel telaio in c.a. è stata condotta un'analisi di sensitività considerando differenti valori di coefficiente di smorzamento: $C=0, 25, 50, 100, 250$ kN·s/m.

Inizialmente, il valore coefficiente C dei damper è stato considerato costante su tutti i livelli dell'edificio e poi sono state condotte ulteriori analisi variando il fattore di smorzamento C all'interno dello stesso modello.

Nei paragrafi che seguono, sono riportati i risultati delle analisi alla *Time History* dei modelli considerati. Inizialmente, per valutare l'influenza sulla risposta sismica dell'edificio in funzione del fattore di amplificazione *FA* sono stati messi a confronto, a parità di fattore di smorzamento *C*, i modelli *M_1A* e *M_1B*. Individuato poi il modello più opportuno da utilizzare, sono stati confrontati i risultati delle analisi del modello proposto con le altre soluzioni introdotte al paragrafo 1.2.3.2. Infine, per il modello proposto, è stata anche considerata la possibilità di variare con l'altezza il valore del fattore di smorzamento *C* per ottimizzare il comportamento sismico del sistema edificio-torretta.

1.2.5.1. Modelli M_1A e M_1B a confronto

Nelle figure che seguono sono stati riportati i risultati delle analisi relativi al *modello M_1A* (*b* = 1.5 m) ed al *modello M_1B* (*b* = 2 m) evidenziando i parametri di interesse per un opportuno adeguamento dell'edificio e progetto della torretta:

- massima reazione del damper ai vari livelli della torretta (Figura 36);
- massimo allungamento/accorciamento dei damper ai vari livelli della torretta (Figura 37);
- massimo spostamento di piano dell'edificio (Figura 38);
- massimo momento flettente nella pilastrata di bordo dell'edificio (Figura 39);
- massimo sforzo normale nei puntoni di collegamento tra edificio e torretta (Figura 40).

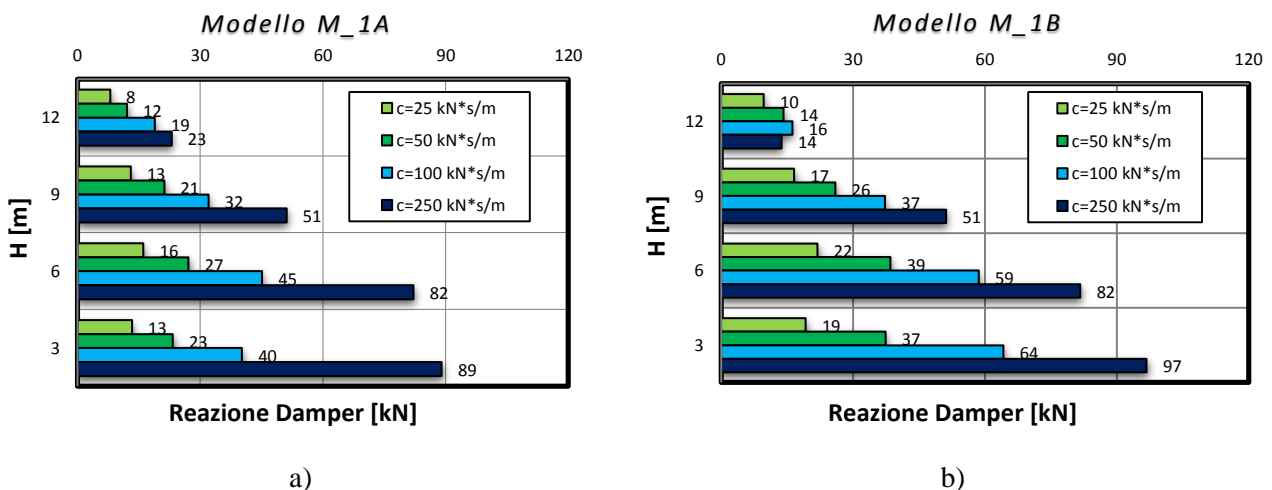


Figura 36 Reazione massima nei Damper su i vari livelli dell'edificio al variare del coefficiente di smorzamento *C*: a) modello *M_1A*; b) modello *M_1B*.

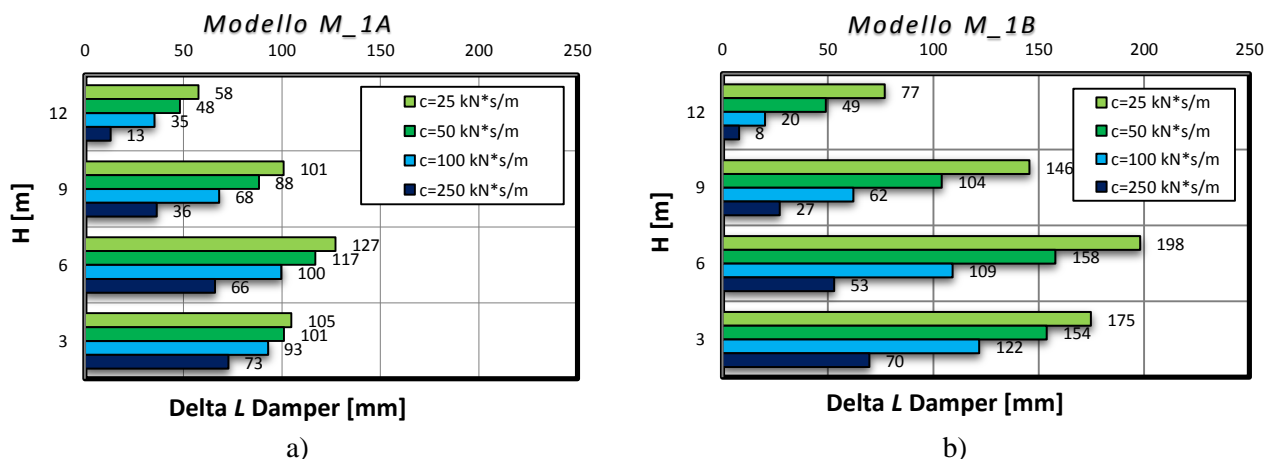


Figura 37 Massima variazione di lunghezza dei Damper su i vari livelli dell'edificio al variare del coefficiente di smorzamento *C*: a) modello *M_1A*; b) modello *M_1B*.

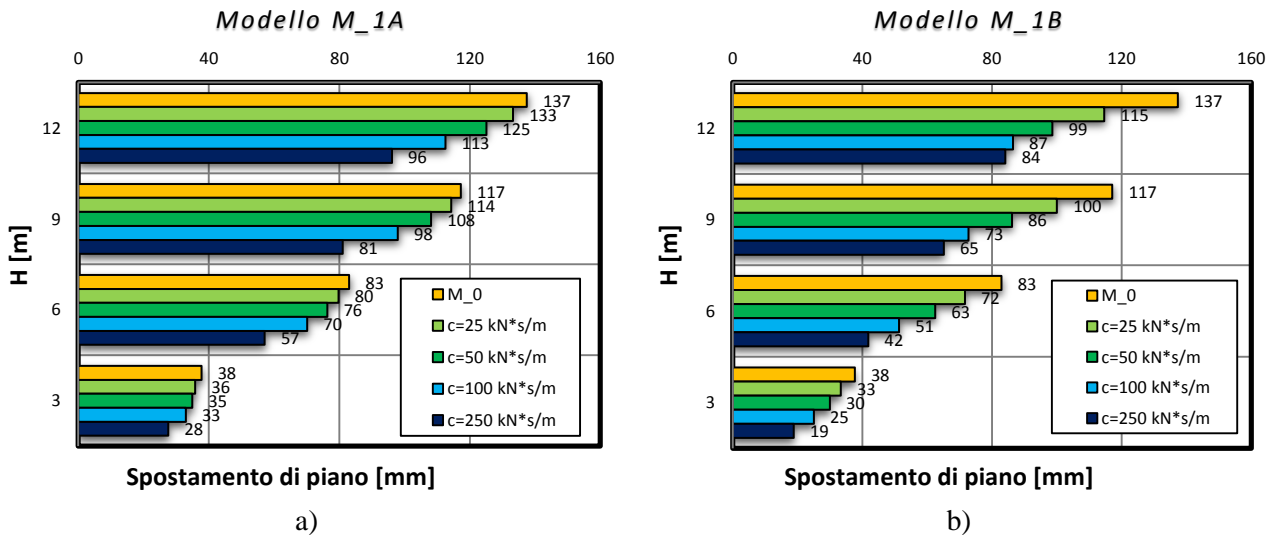


Figura 38 Massimo spostamento orizzontale assoluto di piano dell'edificio al variare del coefficiente di smorzamento C: a) modello M_1A; b) modello M_1B.

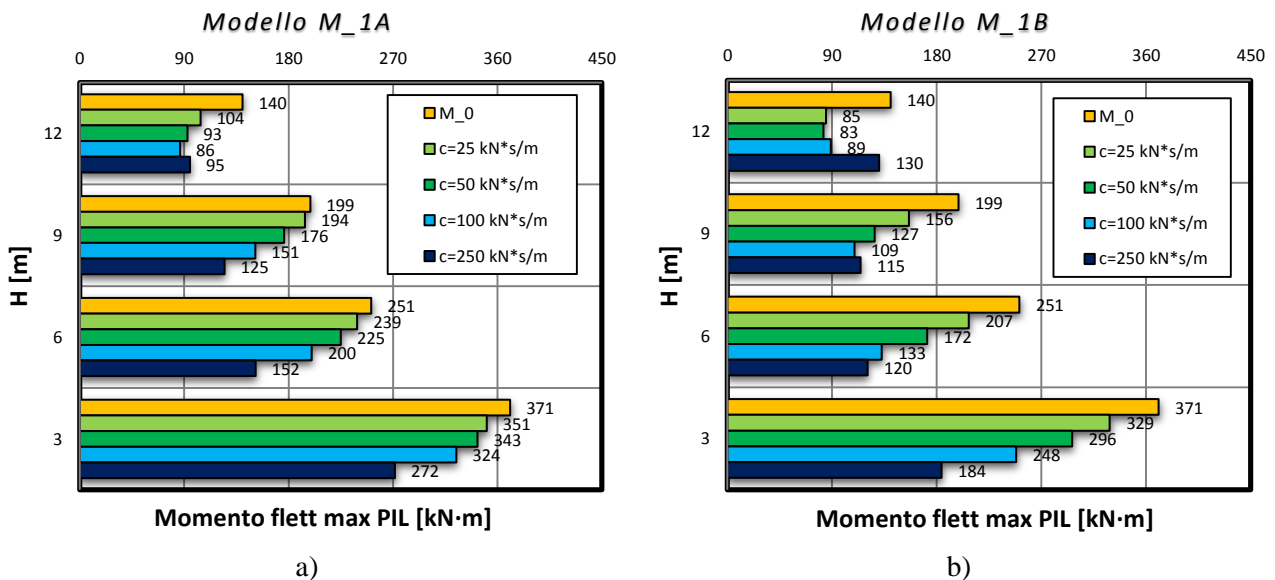


Figura 39 Massimo momento flettente della pilastretta di bordo dell'edificio al variare del coefficiente di smorzamento C: a) modello M_1A; b) modello M_1B.

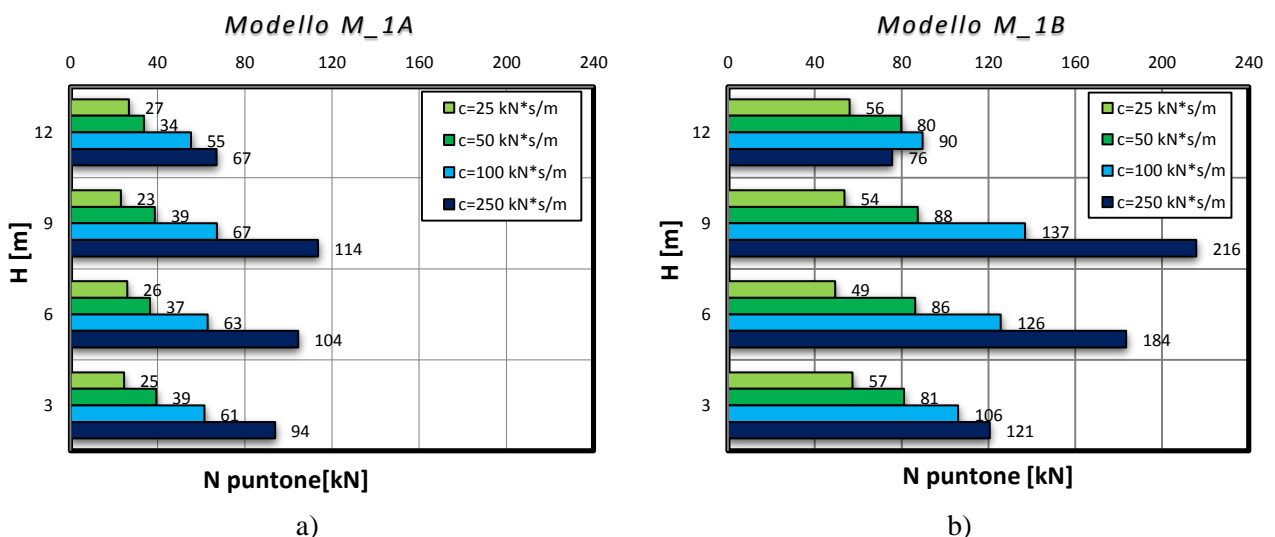


Figura 40 Massimo sforzo normale nei puntone di collegamento tra edificio e torretta al variare del coefficiente di smorzamento C: a) modello M_1A; b) modello M_1B.

All'aumentare del fattore di smorzamento C si nota un miglioramento generale della risposta strutturale dell'edificio in termini di spostamenti massimi di interpiano e in termini di caratteristiche di sollecitazione. In particolare è possibile ottenere una notevole riduzione del momento flettente massimo nei pilastri dell'edificio per alti valori di C . Alla riduzione delle azioni nell'edificio corrisponde però un aggravio in termini di sollecitazioni massime nella torretta. Infatti, all'aumentare del fattore di smorzamento C , aumenta la reazione dei damper e aumenta lo sforzo normale massimo negli elementi della torretta (sia colonne che diagonali) e l'azione scambiata tra torretta e edificio. Ne consegue che i benefici legati al sistema smorzante edificio-torretta sono direttamente proporzionali alla reazione del damper.

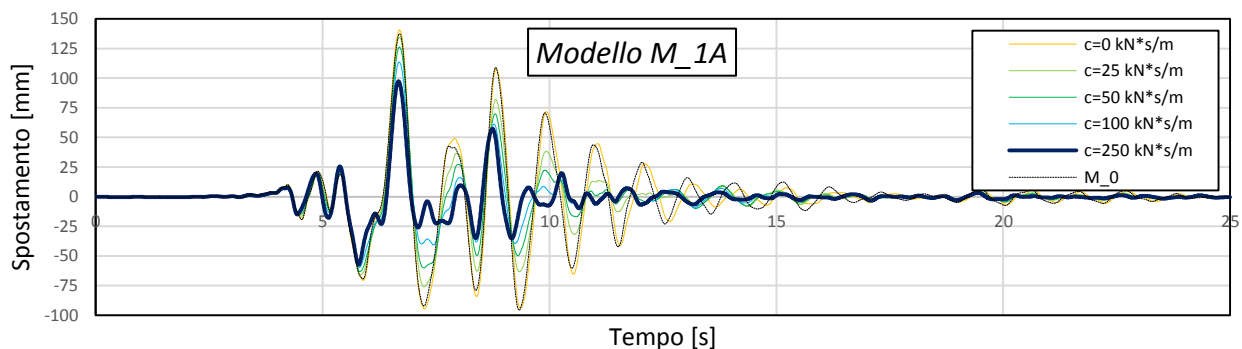
A parità di fattore di smorzamento C , la reazione del damper nel modello M_{1B} è maggiore di quella che si riferisce al modello M_{1A} poiché differisce il fattore di amplificazione FA . Ciò significa che a parità di fattore di smorzamento, il modello M_{1B} riesce ad assorbire e dissipare le azioni dinamiche molto meglio rispetto al modello M_{1A} a scapito di un ingombro maggiore. A tal riguardo si osservi anche la riduzione di momento flettente massimo nei pilastri dell'edificio nel passare dal modello M_{1A} al modello M_{1B} .

Per i motivi appena descritti, nelle successive trattazioni sarà esclusivamente considerato il modello M_{1B} .

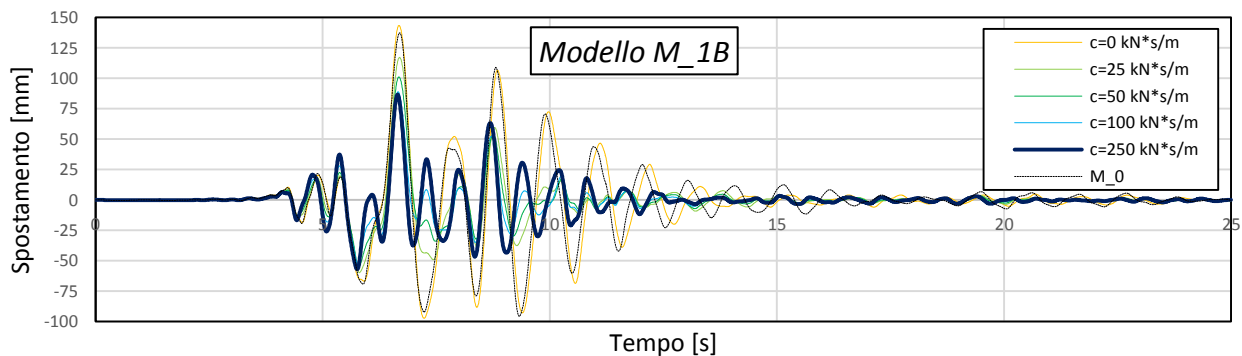
1.2.5.2. Confronto tra i diversi modelli

In Figura 41 è stato riportato l'andamento nel tempo dello spostamento orizzontale assoluto del punto di controllo posto in sommità dell'edificio al variare del coefficiente di smorzamento C per il sisma di Mirandola (accelerogramma naturale, componente Nord-Sud di Figura 13) nei modelli considerati al paragrafo 1.2.3.2.

Aumentando il coefficiente C si nota che lo spostamento considerato tende ad assumere valori sempre inferiori a conferma dell'efficacia del modello nei confronti dell'adeguamento sismico. Rispetto al modello di partenza (modello M_0) i benefici in termini di risposta strutturale che nascono utilizzando dispositivi dissipativi sono tangibili.



a)



b)

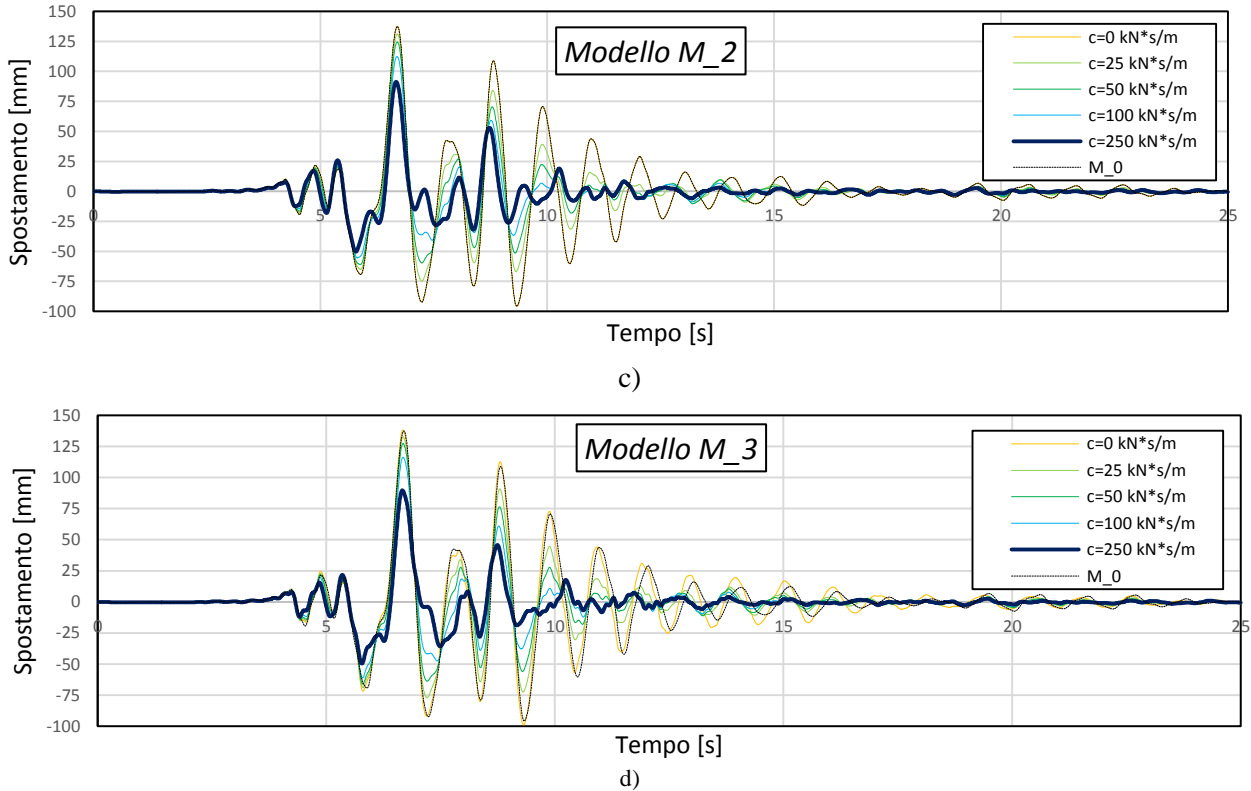


Figura 41 Spostamento orizzontale nel tempo del punto di controllo in cima all'edificio per diversi valori del coefficiente di smorzamento C : a) modello M_{1A} ; b) modello M_{1B} ; c) modello M_2 ; d) modello M_3 .

Appurata l'efficacia del sistema innovativo proposto e i vantaggi legati all'utilizzo di un sistema con fattore di amplificazione FA maggiore, si procede ora a confrontare i risultati delle analisi relative al *modello M_{1B}* con quelli delle analisi del *modello M_2* e del *modello M_3* (introdotti al paragrafo 1.2.3.2) valutando le diverse prestazioni sismiche in termini di azioni interne e spostamenti.

Nelle figure seguenti vengono messi a confronto al variare del fattore di smorzamento gli spostamenti e le caratteristiche di sollecitazione nell'edificio per i tre diversi modelli considerati e sono stati confrontati con il corrispettivo valore di riferimento del *modello M_0* (linea tratteggiata):

- spostamento orizzontale assoluto della sommità dell'edificio (Figura 42);
- massimo sforzo normale nella pilastrata di bordo (Figura 43);
- massimo momento flettente nella pilastrata di bordo (Figura 44).

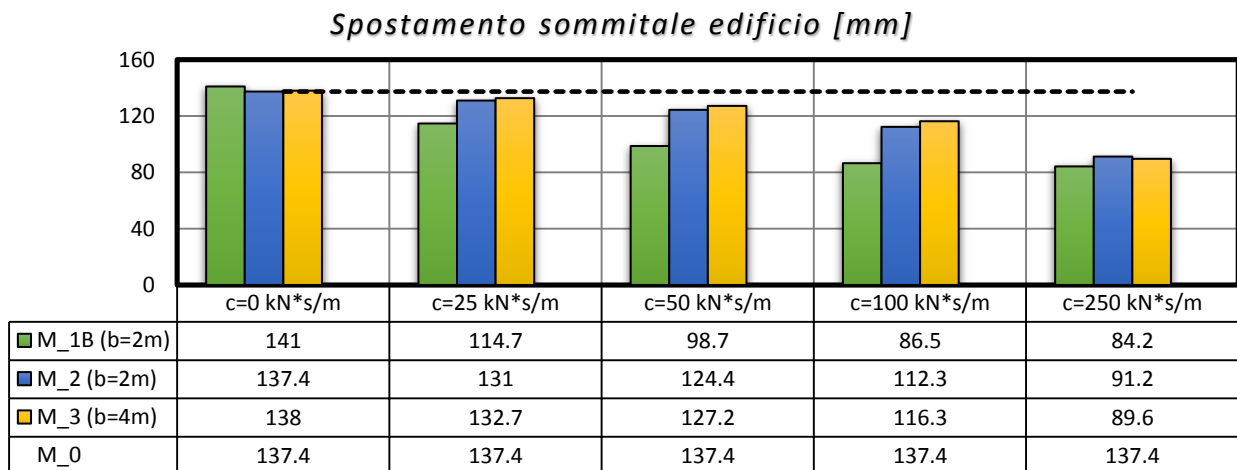


Figura 42 Spostamento orizzontale assoluto della sommità dell'edificio per i tre modelli considerati al variare del fattore di smorzamento C .

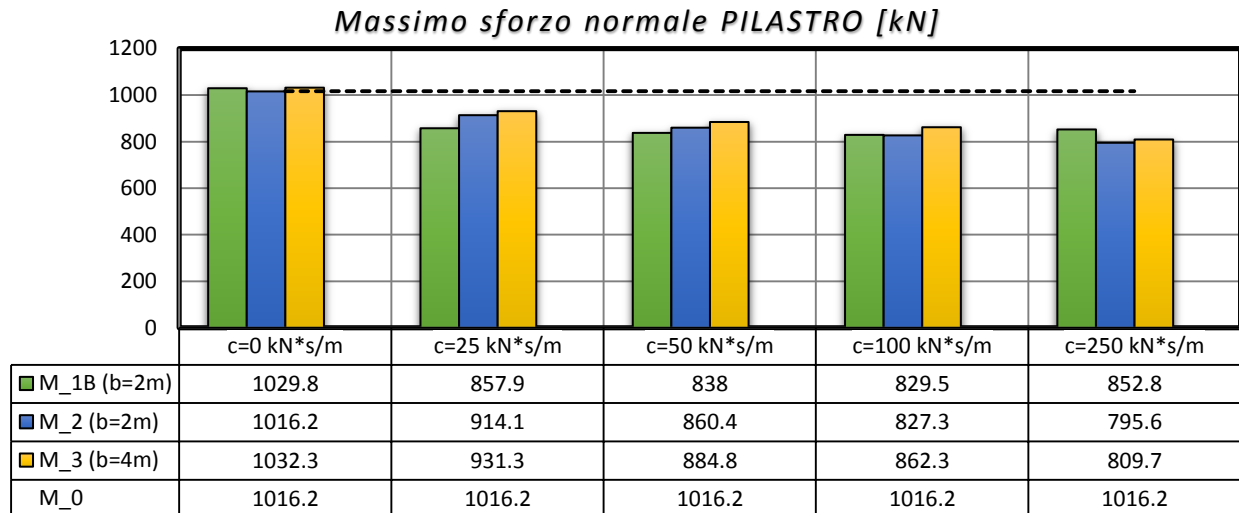


Figura 43 Massimo sforzo normale nella pilastrata di bordo dell'edificio al variare del fattore di smorzamento C per i tre modelli considerati

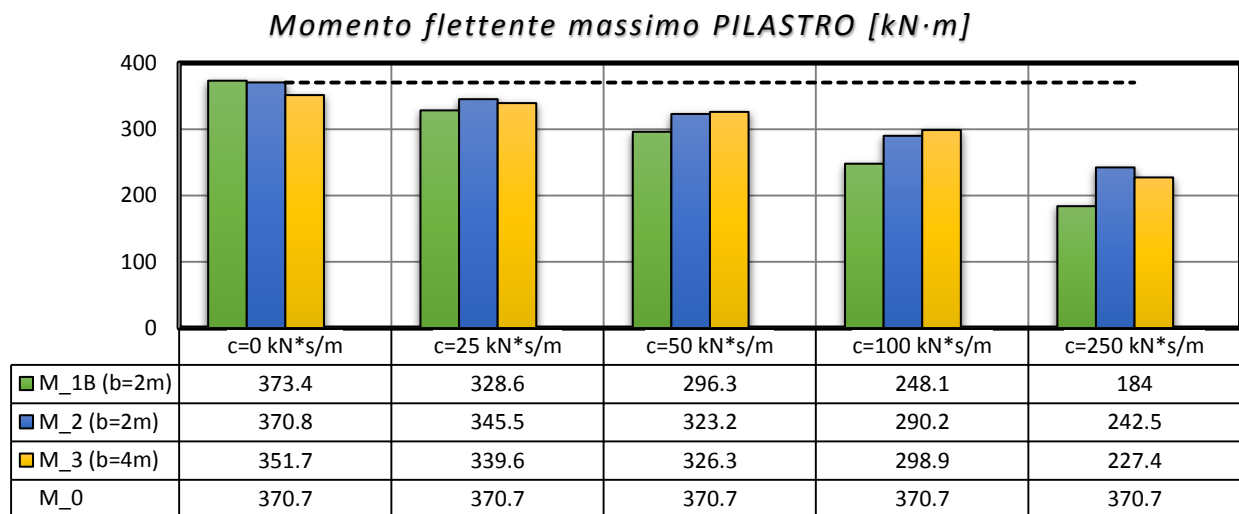


Figura 44 Massimo momento flettente nella pilastrata di bordo dell'edificio al variare del fattore di smorzamento C per i tre modelli considerati.

In particolare, il modello M_{1B} rappresenta quello a cui corrisponde una riduzione maggiore in termini di spostamento sommitale e momento flettente massimo nei pilastri. Per quanto invece riguarda la massima sollecitazione assiale della pilastrata, non si notano sostanziali differenze tra i modelli per fissato valore di C .

Maggiore è il fattore di smorzamento, maggiore è la riduzione delle caratteristiche nell'edificio. È possibile osservare che, per il modello M_{1B} e per $C = 250$ kN·s/m, il momento flettente massimo alla base della pilastrata esterna ha subito una riduzione di circa il 50% rispetto al modello M_0 (184 kN·m del modello M_{1B} contro 370 kN·m del modello M_0).

In Figura 45 sono stati riportati i valori di forza che nascono dall'interazione tra l'edificio e la torretta. Per quanto riguarda il modello M_{1B} ed il modello M_3 , rappresenta il valore di sforzo normale nei puntoni mentre per il modello M_2 rappresenta la reazione dei damper.

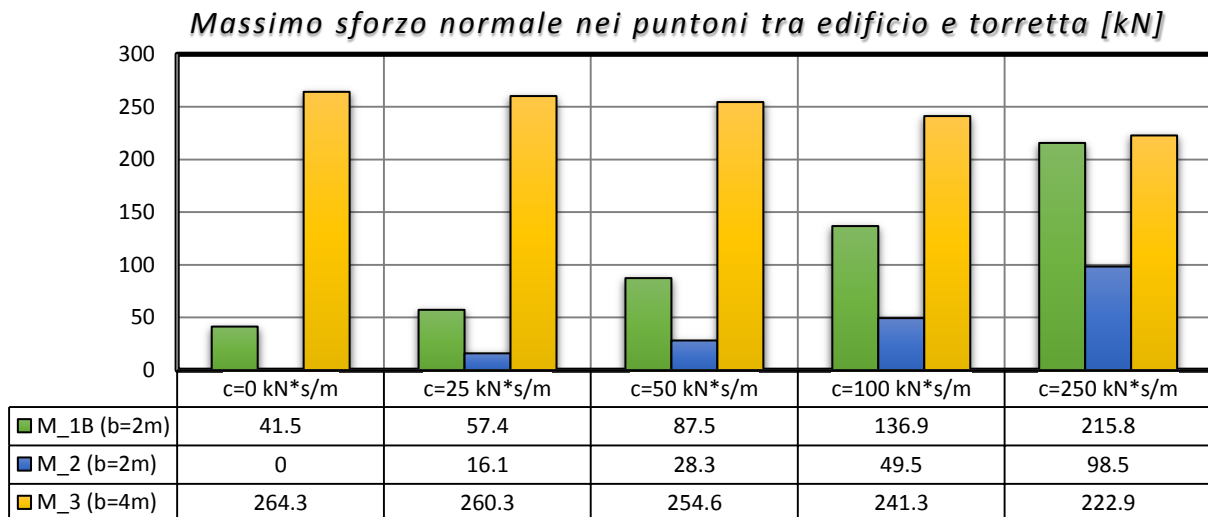


Figura 45 Interazione tra edificio e torretta al variare di C nei modelli considerati.

Come già detto al paragrafo 1.2.3.2, nel *modello M_3* la torretta è rappresentata da una struttura rigida collegata rigidamente all'edificio. Per tale motivo, l'azione scambiata nel *modello M_3* tra torretta e edificio è nettamente superiore rispetto a quella ottenuta con il *modello M_1B* e con il *modello M_2*. Inoltre, al variare del coefficiente di smorzamento C, non si apprezzano significative variazioni della reazione nel *modello M_3*. Per i modelli *M_1B* e *M_2* l'interazione tra edificio e torretta assume valori crescenti al crescere del fattore di smorzamento in quanto alla torretta è affidata una funzione via via maggiore di assorbimento dell'azione sismica.

È inoltre possibile notare che nel *modello M_1B* l'azione scambiata tra edificio e torretta cresce molto più velocemente all'aumentare del fattore C rispetto al *modello M_2*. Questo trend è legato al fatto che il *modello M_1B* riesce a sfruttare meglio le potenzialità dei damper rispetto al *modello M_2* e quindi riesce meglio ad assorbire le azioni sismiche come anche confermato in Figura 44.

Per quanto invece riguarda gli effetti sugli elementi della torretta, in Figura 46 e in Figura 47 sono stati riportati i valori di sforzo normale massimo attinto rispettivamente nelle colonne e nei diagonali.

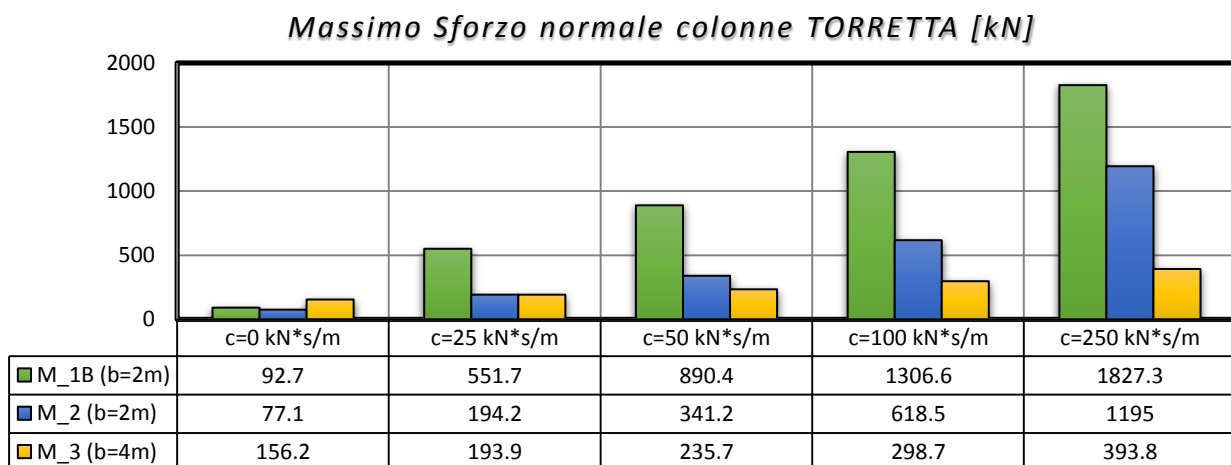


Figura 46 Sforzo normale nelle colonne della torretta al variare di C nei modelli considerati.

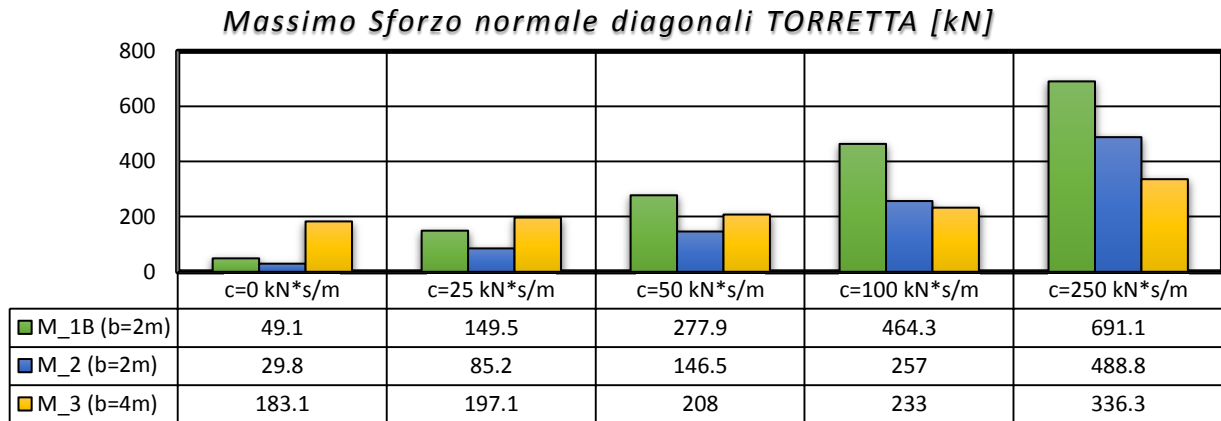


Figura 47 Sforzo normale nelle diagonali della torretta al variare di C nei modelli considerati.

Sia nei diagonali che nelle colonne, la torretta del modello M_{1B} è quella più sollecitata a conferma ancora del fatto che rispetto alle altre riesce meglio ad assorbire l'azione sismica. Tuttavia, l'obiettivo principale rimane quello di ridurre le sollecitazioni della struttura esistente ovviamente a scapito del sistema utilizzato. Anche se le sollecitazioni negli elementi della torretta assumono valori elevati, questi saranno poi dimensionati in base alle sollecitazioni di progetto.

1.2.5.3. Ottimizzazione del sistema proposto

È possibile ottimizzare il sistema proposto variando il coefficiente di smorzamento ai diversi livelli dell'edificio. L'obiettivo è quello di ottenere valori simili di momento flettente massimo lungo tutta la pilastrata. Per la versatilità del modello proposto inoltre è possibile pensare di installare la torretta sfruttando anche solo una porzione dell'edificio per ridurre l'impatto visivo. In Figura 48 si mostra una possibile applicazione nella quale la torretta viene disposta solamente su tre dei quattro piani dell'edificio e vengono utilizzati coefficienti di smorzamento C decrescenti al crescere dell'altezza ($C = 300 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$ per il primo livello, $C = 200 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$ per il secondo livello e $C = 100 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$ per il terzo livello).

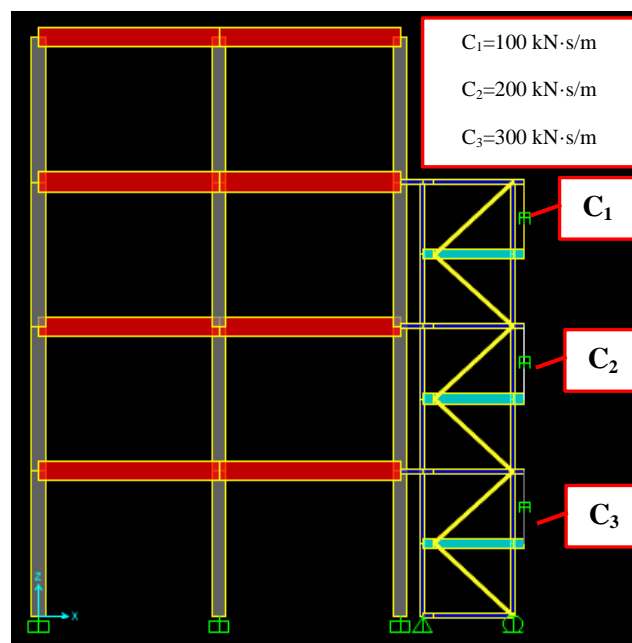


Figura 48 Ottimizzazione del modelli M_{1B} con coefficiente di smorzamento dei damper variabile lungo l'altezza.

Di seguito sono stati riportati i risultati delle analisi mettendo direttamente a confronto la risposta del modello *M_1B* ottimizzato (indicato in Figura 49 con il colore rosso) con i risultati riportati nel paragrafo 1.2.5.1 per il modello *M_1B* con fissati valori del coefficiente di smorzamento *C* per i diversi livelli dell'edificio:

- massima reazione del damper ai vari livelli della torretta (Figura 49a);
- massimo sforzo normale nei puntoni di collegamento tra edificio e torretta (Figura 40b);
- massimo spostamento di piano dell'edificio (Figura 49c);
- massimo momento flettente nella pilastriata di bordo dell'edificio (Figura 49d).

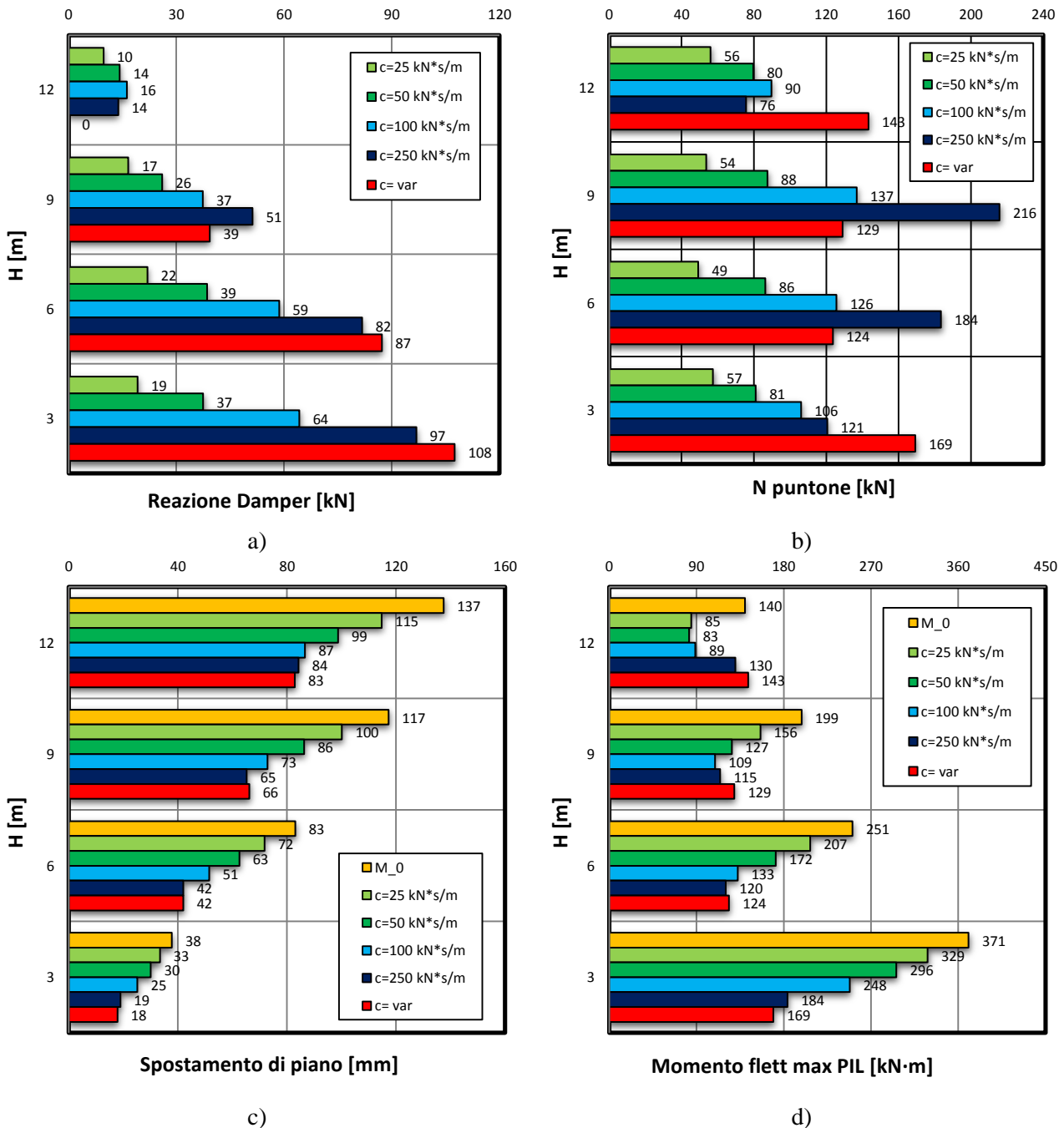


Figura 49 Risultati delle analisi del modello con *C* variabile e confronto ai vari livelli con il modello *M_1B*: a) reazione massima dei damper; b) interazione tra edificio e torretta; c) spostamento massimo assoluto di piano per l'edificio; d) momento flettente massimo sulla pilastriata dell'edificio.

Si può osservare che è possibile ottenere ottimi risultati modificando il valore del fattore di smorzamento ai diversi livelli dell'edificio e il sistema proposto risulta particolarmente efficiente per la sua elevata versatilità e flessibilità di utilizzo. È possibile riuscire ad ottenere, modificando opportunamente le caratteristiche dei damper, distribuzioni pressappoco costanti del momento flettente massimo ai diversi livelli della pilastrata, e gli spostamenti massimi ottenuti a quota impalcato risultano prossimi a quelli del modello con fattore di smorzamento $C = 250 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$.

Questo permette di considerare la possibilità di variare le caratteristiche degli smorzatori lungo l'altezza al fine di migliorare le prestazioni della costruzione originale senza aumentare il costo dell'intero sistema di smorzamento.

Dato che gli smorzatori sismici che riescono dissipare energia lavorando sulla velocità relativa dei due punti agli estremi del dispositivo, è anche importante conoscere l'entità dei loro spostamenti. Per il particolare sistema adottato, gli spostamenti degli estremi dei damper e quindi il loro allungamento/accorciamento è direttamente legato tramite al fattore di amplificazione FA al drift d'interpiano. Per questo motivo, in Figura 50 si riporta il valore del drift d'interpiano a ogni livello dell'edificio per i diversi valori del coefficiente di smorzamento C e per il modello con smorzamento variabile.

Per ottimizzare la risposta sismica dell'edificio è importante che gli spostamenti relativi d'interpiano siano contenuti entro determinati limiti poiché le caratteristiche di sollecitazioni che nascono sono direttamente correlate agli spostamenti. È importante che il drift relativo d'interpiano assuma valori simili ai diversi livelli dell'edificio in modo tale da avere una distribuzione di sollecitazioni simile negli elementi resistenti dell'edificio potendo così sfruttare nel miglior modo le capacità di resistenza della struttura di partenza.

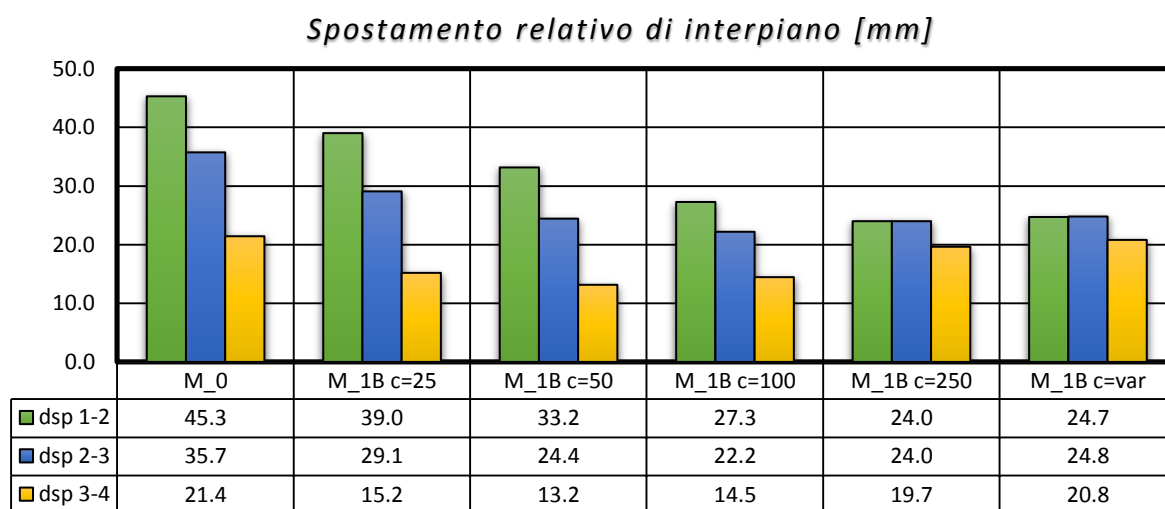


Figura 50 Spostamento relativo d'interpiano in funzione del fattore di smorzamento per il modello M_1B e per il modello M_1B ottimizzato.

Si può osservare che solamente nel caso di $C = 250 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$ e nel caso di C variabile è possibile ottenere valori simili di drift d'interpiano. Ciò conferma ancora una volta l'efficacia del sistema proposto.

1.2.6. Discussioni finali per le torrette smorzanti

Con le nuove norme tecniche per le costruzioni nasce l'esigenza di adeguare sismicamente gli edifici esistenti. Nello studio effettuato sono stati presi in considerazione edifici in cui è possibile effettuare gli interventi di adeguamento al loro esterno. Le motivazioni sono molteplici, dall'impossibilità di intervenire all'interno, al non poter interrompere le attività svolte, oppure questioni puramente economiche. Il loro campo di applicabilità non coinvolge direttamente edifici privati a uso abitativo, ma può trovare un largo

utilizzo in edifici pubblici come scuole, biblioteche o ospedali. La possibilità di intervenire all'esterno degli edifici rappresenta un'ottima soluzione per abbattere i costi riguardanti l'interruzione delle attività svolte all'interno dell'opera oggetto d'intervento. Inoltre, spesso l'installazione di sistemi di adeguamento all'interno degli edifici comporta lo smantellamento di porzioni di pareti e/o solai e le lavorazioni necessitano di tempi relativamente lunghi.

Sicuramente non è possibile affermare che intervenire all'esterno degli edifici risulti sempre una soluzione esteticamente valida, ma tramite dei semplici accorgimenti è possibile rendere meno pesante l'impatto visivo, anzi forse dando un carattere di "modernità" all'edificio esistente.

Tali interventi prevedono l'installazione di telai in acciaio in cui sono inseriti dei dispositivi passivi di dissipazione energetica. In letteratura sono già presenti esempi applicativi di strutture esterne in grado di assorbire l'azione sismica, ma si tratta di torri rigide piuttosto ingombranti. Queste torri sono libere di ruotare rigidamente poiché sono vincolate a terra con un supporto di tipo sferico e alla loro base è presente un sistema di leve in grado di amplificare gli spostamenti legati alla rotazione della torre. La dissipazione di energia avviene grazie l'utilizzo di smorzatori posti proprio in corrispondenza delle leve alla base.

Lo studio qui effettuato ha come obiettivo quello di ridurre gli ingombri legati a questi sistemi migliorandone l'efficacia. Affinché sia possibile raggiungere un tale traguardo è necessario intervenire modificando del tutto lo schema di funzionamento rispetto alle soluzioni esistenti. L'idea è di adottare un sistema in grado di agire direttamente sulla risposta sismica del singolo piano dell'edificio esistente. Innanzitutto è stata progettata la cella elementare (riportata in Figura 29): si tratta di un modulo ripetitivo di elementi in acciaio incernierati tra loro. Per la particolare geometria, ogni cella elementare possiede un grado di labilità e permette di amplificare il drift d'interpiano della struttura originaria tramite un sistema di leve, cui è collegato il dispositivo di dissipazione energetica. A seconda dell'ingombro scelto è possibile ottenere un diverso fattore di amplificazione FA che rappresenta il rapporto tra l'escursione del damper e il drift d'interpiano. Per valutare e capire i benefici in termini di dissipazione energetica sono state analizzate e messe a confronto due differenti celle elementari (come riportato al paragrafo 1.2.5.1):

- cella elementare del *modello M_1A*: base d'ingombro $b = 1.5$ m, cui corrisponde un fattore di amplificazione $FA = 3.4$;
- cella elementare del *modello M_1B*: base d'ingombro $b = 2.0$ m, cui corrisponde un fattore di amplificazione $FA = 6.2$.

Sono state svolte le analisi alla *Time History* considerando l'input sismico dell'accelerogramma naturale (componente Nord-Sud di Figura 13) registrato nella zona di Mirandola (MO) nel maggio 2012 e sono state svolte analisi di sensitività variando il coefficiente di smorzamento C dei damper per valutare la dipendenza da questo parametro.

È stato studiato il telaio tipo di un edificio in c.a. a pianta regolare di tre piani (indicato come *modello M_0*) e sono state effettuate le analisi confrontando diverse possibili soluzioni per individuare la più performante nei confronti delle azioni sismiche. Lo scopo di questa trattazione non è tanto quello di soddisfare determinati requisiti raggiungendo specifici valori di spostamenti e sollecitazione nell'edificio di partenza, ma quello di verificare, in un esempio rappresentativo, come l'utilizzo di diverse soluzioni sia in grado di migliorare la risposta sismica della struttura, individuando la più efficace.

Dal confronto tra il *modello M_1A* e *modello M_1B* è emerso come l'efficacia della soluzione proposta, a parità di coefficiente di smorzamento C , dipende fortemente dal fattore di amplificazione FA . Maggiore è il fattore di amplificazione e maggiori sono i benefici in termini di sollecitazioni massime e spostamenti nell'edificio esistente. Per tale motivo, il *modello M_1B* è il più adatto nei riguardi dell'adeguamento sismico degli edifici nonostante abbia un ingombro maggiore rispetto al *modello M_1A*.

Successivamente, nel paragrafo 1.2.5.2, sono stati confrontati i risultati del modello proposto con le soluzioni attualmente esistenti e con altre possibili soluzioni (introdotte al paragrafo 1.2.3.2). Ancora una volta, a parità di fattore di smorzamento, il modello proposto si conferma come la soluzione più efficiente. Utilizzando un fattore di smorzamento $C = 250 \text{ kN}\cdot\text{s/m}$ è possibile addirittura dimezzare il momento flettente massimo nei pilastri dell'edificio, ottenendo una riduzione significativa degli spostamenti massimi a quota impalcato.

Differentemente dalle soluzioni attualmente esistenti, data l'elevata versatilità del sistema proposto, è anche possibile modulare la risposta ai diversi livelli dell'edificio. L'idea è quella di ottimizzare le risorse di resistenza della struttura esistente. Per far ciò occorre che la distribuzione delle sollecitazioni massime negli elementi resistenti dell'edificio sia pressappoco la stessa. Nel paragrafo 1.2.5.3 sono stati utilizzati per il modello proposto differenti valori di coefficiente di smorzamento C ai diversi livelli della torretta e i risultati ottenuti sono pienamente soddisfacenti.

Gli elementi che compongono la torretta del sistema proposto sono maggiormente sollecitati rispetto alle altre soluzioni. Tuttavia, l'obiettivo principale rimane quello di ridurre le sollecitazioni della struttura esistente ovviamente a scapito del sistema utilizzato. Anche se le sollecitazioni negli elementi della torretta assumono valori elevati, questi saranno poi dimensionati in base alle sollecitazioni di progetto.

Capitolo 2

STRUTTURE ESTREMAMENTE RIGIDE: PONTI AD ARCO IN MURATURA

Si riporta nel seguito l'analisi di vulnerabilità sismica effettuata sul ponte ad arco in muratura, a campate multiple, che scavalca il fiume Taro collegando il centro di Fornovo (Pr) con la frazione di Ramiola. Tale opera rappresenta un esempio caratterizzante di struttura estremamente rigida.

2.1. INQUADRAMENTO FISICO E IDROLOGICO

Il bacino del Taro ha una superficie complessiva di circa 2.030 km², il 77 % dei quali in ambito montano, corrispondente al 2.9 % della superficie complessiva del bacino del Po in territorio italiano. Il fiume Taro nasce dal Monte Penna (1735 m s.l.m.) e rappresenta l'affluente principale del Po in provincia di Parma, nel quale confluisce presso Gramignazzo tra i comuni di Roccabianca e Sissa.



Figura 51 Vista aerea del bacino del fiume Taro in prossimità di Fornovo.

Il corso del fiume Taro, fatte salve alcune deviazioni nella parte alta del bacino, imputabili anche a fenomeni di cattura fluviale, si sviluppa in direzione sud-ovest nord-est sino allo sbocco in pianura, dove crea un'ampia conoide con apice tra Fornovo e Collecchio. Successivamente muta direzione, assumendo andamento meridiano fino alla confluenza in Po, dopo aver compiuto, a partire dalle sorgenti, un percorso di circa 150 km.

Gli affluenti più importanti sono i torrenti Gotra, Tarodine e Manubiola nella parte alta del bacino, il torrente Mozzola nella media montagna, i torrenti Ceno (il cui sottobacino si estende per 536 km²), Sporzana e Dordone nella fascia collinare e Recchio e Stirone nel tratto di pianura.

La Figura 51 mostra una veduta aerea del bacino del Taro nei pressi di Fornovo, dove è distinguibile il ponte oggetto dell'intervento.

2.1.1. Caratteristiche generali

I bacini del massiccio centrale appenninico, di esposizione sud-ovest nord-est, sono caratterizzati da rilievi non molto elevati, in genere tra i 1000 e 2000 m s.l.m.; il regime pluviale, di tipo sub-litoraneo appenninico, è contraddistinto da elevata piovosità solo nelle zone prossime al crinale, dovuta alla particolare intensità dei fronti che, per ragioni orografiche e per la vicinanza del mar Ligure, tendono ad amplificare la loro azione; nella parte collinare e di pianura la piovosità è invece modesta.

Eventi meteorici intensi sono possibili in tutte le stagioni; il periodo compreso tra settembre e novembre è quello con la massima incidenza di eventi gravosi. Le caratteristiche morfologiche e litologiche del bacino, la forma e l'acclività media dei versanti implicano ridotti tempi di corrivazione, con rapida formazione delle piene ed elevati valori delle portate al colmo.

Nel bacino idrografico le precipitazioni medie variano da 800 mm/anno a circa 2000 mm/anno.

2.1.2. Portate di piena e principali piene storiche

Le stazioni di misura nel bacino idrografico del Taro per le quali sono disponibili valori storici delle portate di piena sono elencate in Tabella 20. L'evento maggiormente gravoso che ha colpito il bacino è stato quello del novembre 1982 (non riportato in Tabella): in alta Val Taro le precipitazioni di 12 ore raggiunsero i 280 mm; le massime portate al colmo stimate nelle sezioni di Fornovo e S. Quirico sono rispettivamente di 3200 e 2000 m³/s.

Lungo l'asta fluviale si sono verificate rotte arginali in destra, in prossimità della confluenza in Po, nei comuni di Parma, Sissa, San Secondo Parmense, Trecasali e in sinistra nel comune di Fontanellato.

Durante la piena sono inoltre crollati il ponte della linea ferroviaria Bologna-Milano e il ponte stradale in comune di Fornovo. Gli allagamenti sul fondovalle hanno interessato 5000 ettari di terreni agrari.

Tabella 20 Valori storici delle portate in corrispondenza delle varie stazioni di misura.

Sezione	Superficie km ²	Hmedia m s.m.	Hmin m s.m.	Qmax m ³ /s	qmax m ³ /s km ²	Data
Sissola (Taro) a Ponte Strambo	16.7	1072	590	167	10.00	18/11/1959
Taro a S. Maria	30.0	1065	712	340	11.33	04/09/1963
Taro a Piane di Camiglia	90.5	970	512	438	4.84	15/10/1953
Ceno (Taro) a Pione	115	1081	519	530	4.61	17/11/1940
Taro a Pradella	298	834	425	1250	4.19	17/11/1940
Taro a Ostia	408	824	342	1350	3.31	17/11/1940
Taro a S. Quirico	1476	660	26	1370	1.08	17/11/1940

2.2. INQUADRAMENTO STORICO

Il ponte oggetto dell'intervento collega Fornovo di Taro con la frazione di Ramiola, situata nel comune di Medesano; il ponte costituisce un punto fondamentale e molto trafficato di scavalcamento del Fiume Taro e di accesso alla vallata del Ceno (Figura 52). Il ponte è il luogo di incrocio di tre importanti direttrici, l'Autocamionale della Cisa A15, la SS 62 della Cisa e la strada provinciale 357R della val Ceno.



Figura 52 Vista aerea con indicazione del ponte oggetto di intervento.

In corrispondenza del ponte, il corso d'acqua si presenta con un alveo tipico per un flusso di carattere stagionale, ossia con portate in genere ridotte e con eventi di piena consistenti; per tale ragione, l'alveo si presenta molto esteso.

Tale conformazione del letto del fiume in passato ha reso possibile l'attraversamento con piccoli traghetti (Figura 53), o nei periodi di secca, con un semplice guado, ancora presente fino ai primi anni del novecento quando fu costruito l'attuale manufatto.



Figura 53 Foto d'epoca prima della costruzione del ponte.

2.2.1. Analisi storica e descrizione del manufatto

Il ponte fu realizzato agli inizi del XX secolo per volere della Provincia su progetto dell'ing. Bianchi. Le tecniche di realizzazione sono tipiche della scuola francese, a cui si richiama strettamente la tradizione costruttiva italiana. Il cantiere ebbe inizio nel 1901 sulla sponda del comune di Medesano (Figura 54) e la solenne inaugurazione ebbe luogo il 24 giugno 1905.

Il nuovo ponte prendeva il posto dell'antico ponte distrutto in epoca medievale e di cui si vedono ancora parte delle pile circa 200 m a monte dell'attuale manufatto (Figura 55). Il ponte è stato realizzato in muratura di mattoni, è composto da venti arcate ed ha lunghezza complessiva di circa 520 m. Le arcate sono suddivise in cinque gruppi di quattro; i gruppi di archi sono separati da una pila-spalla di maggiori dimensioni, che forma un allargamento del marciapiede. Sulle due rive i muri di testa sono realizzati anch'essi in muratura di mattoni.

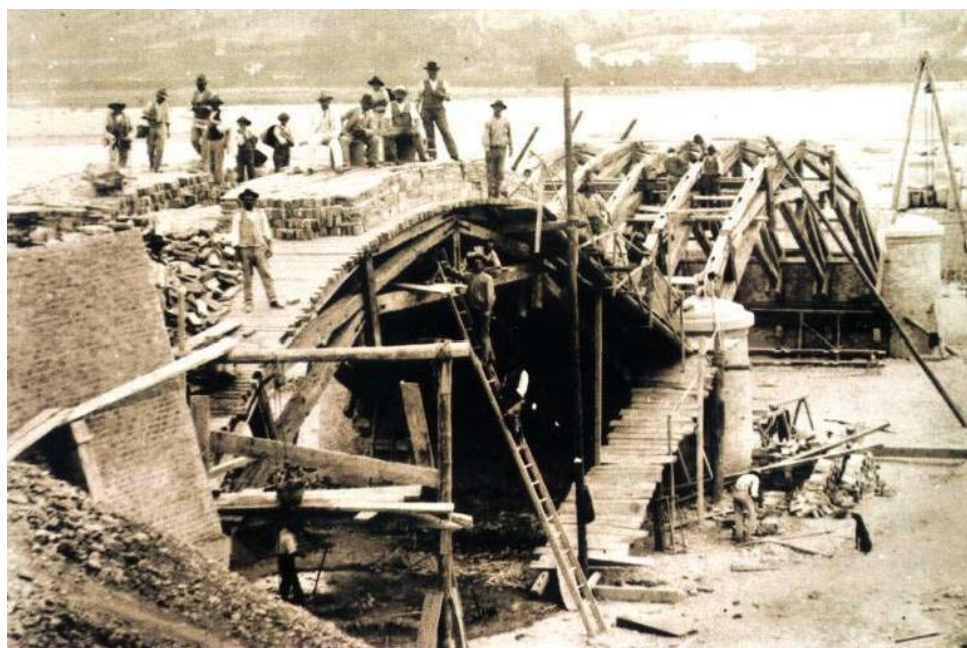


Figura 54

Foto d'epoca del ponte durante la costruzione.



Figura 55

Antico ponte distrutto in epoca medievale circa 200 m a monte dell'attuale manufatto: resti delle pile.

Gli archi sono regolari ed hanno identica geometria, a sesto ribassato, con luce di 22 m circa e freccia di 3.9 m circa. Lo spessore degli archi è costante, approssimativamente di 1.20 m; la ghiera è costituita da quattro teste di mattoni disposti di coltello (i mattoni impiegati hanno misure 28x14.5x5.5 cm); l'arco ha una profondità di 7.4 m.

Sull'armilla sono realizzati muri di testa in mattoni a contenimento del riempimento della volta. Le pile sono in muratura di mattoni, con spessore pari a 2.5 m e altezza di circa 4.5 m. A monte e a valle presentano rostri di forma semicircolare che sporgono rispetto alla ghiera dell'arco di circa 1.30 m. I rostri in sommità presentano una doppia cornice e un cappello a sezione stondata in pietra arenaria grigia.

Le pile sono costituite da un paramento in laterizi, mentre i rostri di forma semicircolare realizzati sui lati di monte e di valle delle pile sono in muratura piena di laterizio. Le pile-spalle hanno una larghezza di circa 6.5 m ed aggettano dal piano degli archi del ponte di circa 1.5 m per tutta l'altezza dell'elemento fino a formare un allargamento del marciapiede.

Tale ampliamento del marciapiede fu realizzato poiché il percorso pedonale in origine era estremamente ridotto e quindi tali spazi erano una sorta di "rifugio" che permetteva ai pedoni di trovarvi riparo. Le pile-spalle presentano sul fronte verso monte, per un'altezza di circa 5 m, un allargamento di forma semicilindrica che sosteneva i tralicci reticolari in acciaio per le linee elettriche. I tralicci furono rimossi dopo l'alluvione del 1982 e le linee furono ancorate direttamente al ponte in appositi cavidotti sul fronte di valle.

Il marciapiede, in origine, era formato da un leggero allargamento della struttura principale del manufatto sostenuta mediante fitte mensole in pietra arenaria, il parapetto era formato, come ora, da una ringhiera in acciaio con decori in ghisa intervallata con parti in muratura. Negli anni '70 i marciapiedi furono ampliati con la realizzazione di una trave a sbalzo continua in cemento armato, le parti piene del parapetto furono realizzate anch'esse in cemento armato e a queste fu agganciata la balaustra metallica.

Durante la Seconda Guerra Mondiale, Fornovo di Taro fu oggetto di numerose incursioni aeree che avevano come obiettivi principali la linea ferroviaria e la raffineria; anche il ponte fu oggetto di bombardamenti, che non lo danneggiarono in maniera grave: fu demolito solamente un rostro di una pila sul lato a valle e parte di un vicino arco. Questi furono ricostruiti ed oggi presentano la necessità di ulteriori interventi di consolidamento. Evidenti sono ancora i segni di armi leggere o mitragliamenti aerei; tali proiettili causarono solamente danni superficiali che richiedono interventi di restauro localizzati sulla muratura per ripristinare la continuità del paramento.

2.2.2. La piena del 1982

Nel novembre del 1982 il bacino del fiume Taro fu investito da piogge che originarono un'ondata di piena eccezionale; questa investì il ponte di Fornovo e provocò lo scalzamento delle prime tre pile in riva destra ed il conseguente crollo delle relative arcate (Figura 56).

La parte di ponte crollata (Figura 57) fu ricostruita con le medesime dimensioni dell'originaria ma con tecnica diversa: la volta in mattoni fu sostituita con archi prefabbricati in cemento armato, realizzati dall'impresa Pizzarotti, rivestiti nelle facce di monte e valle con paramento in laterizio (Figura 58). In tale occasione si consolidarono le pile superstiti del manufatto originario con la realizzazione di micropali di sottofondazione.



Figura 56 Il ponte subito dopo il crollo durante la piena del 1982.

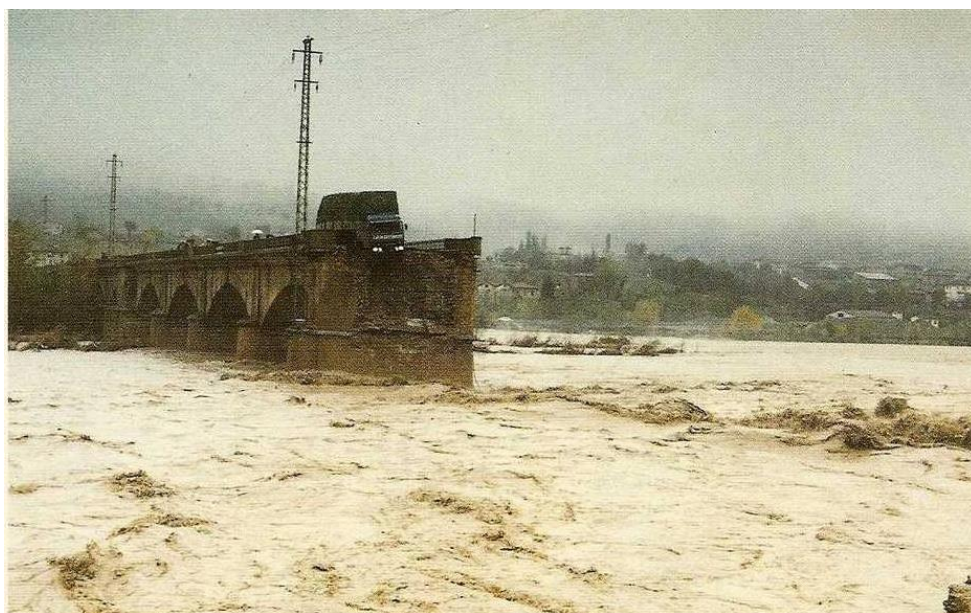


Figura 57 La parte di ponte crollata durante la piena del 1982.



Figura 58 Rifacimento in cemento armato della volta dopo la piena del 1982.

2.2.3. La realizzazione della nuova pista ciclabile

Di recente è stata realizzata una nuova pista ciclo pedonale sul lato a monte del ponte esistente. Questa è costituita da una struttura principale formata da archi e puntoni in tubolare di acciaio appoggiati sulle pile del ponte esistente (Figura 59).



Figura 59 La nuova pista ciclabile.

La struttura si va ad innestare sul manufatto esistente. L'obiettivo del progettista era di creare un ampliamento della carreggiata stradale senza che questa interferisse col normale utilizzo della strada.

La struttura tubolare sostiene delle travi perpendicolari all'asse del ponte, vincolate a questo mediante delle barre in acciaio che attraversano la struttura esistente e trovano riscontro in piastre sul lato a valle. Questo

sistema sostiene due travi correnti e l'impalcato costituito da lastre in c.a. tipo predalle con getto collaborante e finitura superficiale in mattonelle di cemento colorato.

Per la posa delle barre sono state effettuate delle perforazioni orizzontali al di sotto del piano stradale per tutta la larghezza del manufatto.

Il nuovo percorso, di larghezza pari a 2.5 m, è separato dal marciapiede esistente mediante uno stacco di 35 cm. Quest'ultimo è stato utilizzato per ancorarvi un nuovo guardavia a delimitazione della sede stradale; l'attuale parapetto del ponte, invece, è stato riutilizzato per la nuova passerella sul lato verso il fiume.

Per la posa della struttura sono state rimosse le coperture in calcestruzzo dei pulvini a monte, è stata demolita parte della muratura interna dei rostri, mantenendo però la cornice in arenaria, sono stati posati degli elementi metallici con funzione di chiave di taglio; questi ultimi sono connessi con gli elementi di trattenuta degli archi e del puntone ed inghisato nella muratura delle pile.

Sulle pile di maggiore dimensione gli appoggi sono realizzati a sbalzo con mensole in acciaio ancorate alla muratura.

2.2.4. Documentazione disponibile

È stata effettuata un'accurata indagine, alla ricerca di documenti relativi al progetto del ponte.

Per quanto riguarda il progetto originale dei primi anni del '900, purtroppo nulla è stato trovato, né in letteratura né presso gli archivi storici dei comuni interessati.

Riguardo al progetto del rifacimento del 1986, nulla è reperibile presso gli archivi comunali e provinciali, né presso l'impresa Pizzarotti che ha realizzato l'intervento di ricostruzione. Da colloqui personali con vecchi tecnici, si è comunque potuto appurare che il progetto dell'opera è stato redatto dall'Ing. Piacentini di Pavullo (MO), purtroppo deceduto alcuni anni fa. È stato preso contatto il figlio del tecnico, anch'egli ingegnere, il quale ha esaminato con attenzione l'archivio del padre. Purtroppo anche in questo non sono emerse documentazioni al riguardo.

In definitiva, nonostante gli sforzi compiuti, non è stato possibile trovare alcuna documentazione tecnica riguardante l'opera in esame.

2.3. RILIEVO DEL PONTE

I principali dati geometrici che descrivono sinteticamente il ponte, così come desunti dalla documentazione a disposizione, sono i seguenti:

- Volta (sezione rettangolare):
 - luce (s): 22 m;
 - raggio: 18.067 m;
 - monta (r): 3.75 m;
 - spessore dell'arco (atc): 1.2 m costante;
 - spessore del riempimento in chiave (f_c): 0.36 m.
- Pila (sezione rettangolare con due semicerchi):
 - altezza: 5.7 m;
 - spessore: 7.5 m;
 - base: 2.6m;
 - raggio semicerchi: 1.3m.

Se ne deducono i seguenti rapporti notevoli:

- monta/luce (r/s): 0.17;
- spessore dell'arcata/luce (atc/s): 0.054;
- spessore dell'arcata in chiave/spessore dell'arcata alle reni (atc/ats): 1.00;
- riempimento in chiave/luce (f_c/s): 0.016
- riempimento in chiave/spessore arco (f_c/atc): 0.3.

2.3.1. Confronto con altri ponti esistenti

Il confronto di questi dati con le informazioni statistiche disponibili per i ponti in muratura italiani, particolarmente quelli dell'Italia nord-occidentale, evidenzia come si tratti di un ponte che rientra nelle dimensioni medie per questa tipologia di manufatti (si veda la Figura 60).

Unica eccezione è rappresentata dallo spessore del riempimento in chiave e dai suoi rapporti che si collocano al di fuori dei valori medi ma pur sempre all'interno della base dati disponibile (Figura 61).

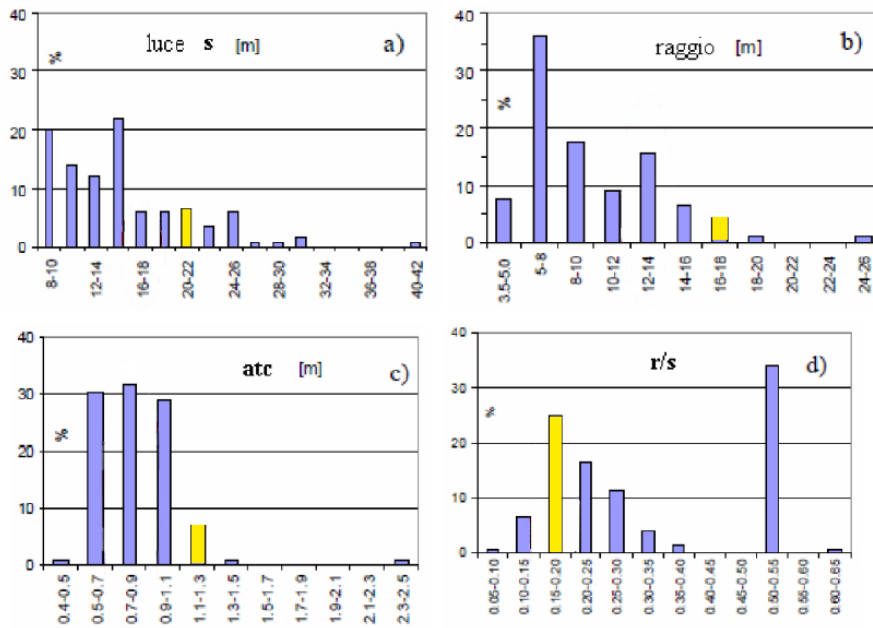


Figura 60

Distribuzione statistica del numero di ponti storici italiani in funzione delle caratteristiche geometriche principali.

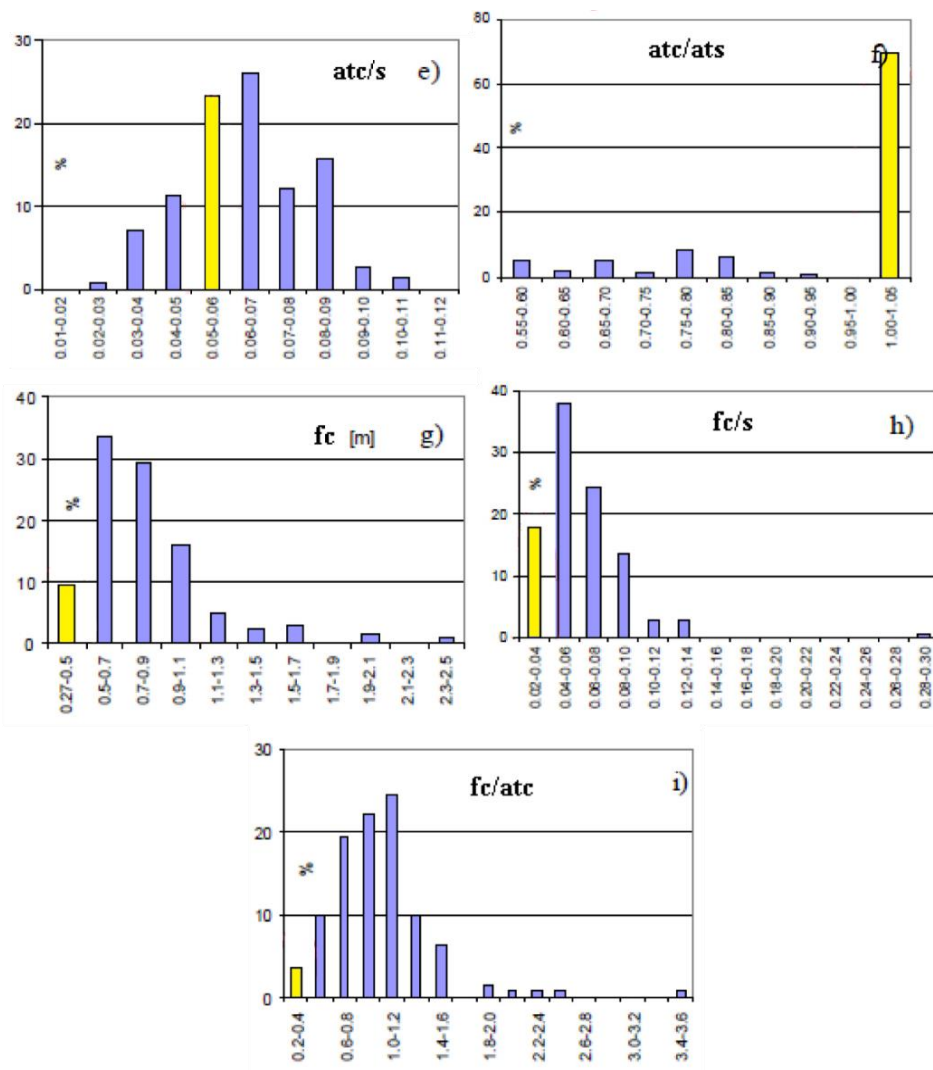


Figura 61

Distribuzione statistica del numero di ponti storici italiani in funzione di ulteriori parametri caratteristici.

2.3.2. Rilievo geometrico: ulteriori indagini

I dati precedentemente elencati sono stati forniti dall'Amministrazione Provinciale di Parma. Alcuni dati geometrici rilevanti ai fini della verifica di sicurezza del ponte, e della definizione dei criteri di consolidamento, necessitano però di un'accurata verifica.

In particolare, sono di cruciale rilevanza due dati:

- i) lo spessore dei timpani;
- ii) lo spessore dell'arcata che, in genere, è costante sia nello sviluppo dell'arcata sia trasversalmente (ma per la quale esistono diversi esempi di ponti con spessore dell'arcata maggiore rispetto a quanto rilevabile dall'esterno e di ponti con arcata più sottile in chiave, sebbene dall'esterno nulla lo lasci intuire). La differenza tra struttura interna ed aspetto esteriore del ponte deriva dalla scuola francese, a cui si richiama strettamente la tradizione costruttiva italiana, che tendeva a realizzare ponti visivamente eleganti, mascherando le loro reali dimensioni.

Inoltre, è necessario chiarire altri due aspetti:

- i) non è chiara l'estensione della soletta a sbalzo in c.a. che sostiene il vecchio marciapiede; è necessario appurare se il cordolo aggettante in c.a., realizzato diversi decenni fa, è limitato alla parte laterale del ponte oppure costituisce un solettone continuo su tutto l'impalcato;
- ii) stante le dimensioni delle pile e dei blocchi di pietra, occorre verificare se le pile siano costituite da muratura massiccia. Infatti, ci sono diversi esempi di ponti con pile rivestite esternamente da una muratura diversa da quella che ne costituisce la parte più interna, per cui si rende necessario effettuare un carotaggio per accertare la struttura interna della pila, anche mediante endoscopia nel foro del carotaggio.

Per chiarire questi aspetti, indispensabili all'attività prevista nell'ambito di questa convenzione, si è reso quindi necessario eseguire pozzetti d'ispezione o carotaggi nella sede stradale con scavo approfondito fino all'arcata (o al sistema d'impermeabilizzazione, la cappa). Per minimizzare l'effetto di queste indagini sulla circolazione stradale, gli scavi saranno eseguiti ai margini della carreggiata, in prossimità dei timpani.

Nel paragrafo 2.4 verranno descritte le fasi di esecuzione delle operazioni di carotaggio effettuate, le prove endoscopiche, la prova MASW e le prove sclerometriche necessarie per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti l'opera, nonché l'effettiva geometria e stratificazione dei materiali di riempimento di volte e pile.

2.3.3. Analisi dello stato di conservazione del manufatto

2.3.3.1. *Smaltimento delle acque*

Lo smaltimento delle acque meteoriche in origine era realizzato mediante tubazioni che, in corrispondenza del culmine della volta, smaltivano l'acqua raccolta dal piano stradale (Figura 62).

Prima della realizzazione della nuova pista ciclabile, lo smaltimento delle acque meteoriche avveniva mediante dei semplici fori che conducevano l'acqua sulle due facciate del ponte. Questo era fonte di degrado del paramento in laterizio che presenta evidenti sfogliature dovute ai cicli di gelo e consistenti depositi di sporco portati dalle acque della strada. Per interrompere i processi di degrado della muratura, durante l'ultimo intervento realizzato sul ponte (la pista ciclabile mostrata in Figura 59) si è provveduto a realizzare un sistema di raccolta delle acque meteoriche, sia dal piano stradale che dal percorso ciclopedonale, ed allo smaltimento delle stesse mediante la messa in opera di un impianto di raccolta e trattamento dell'acqua di prima pioggia.

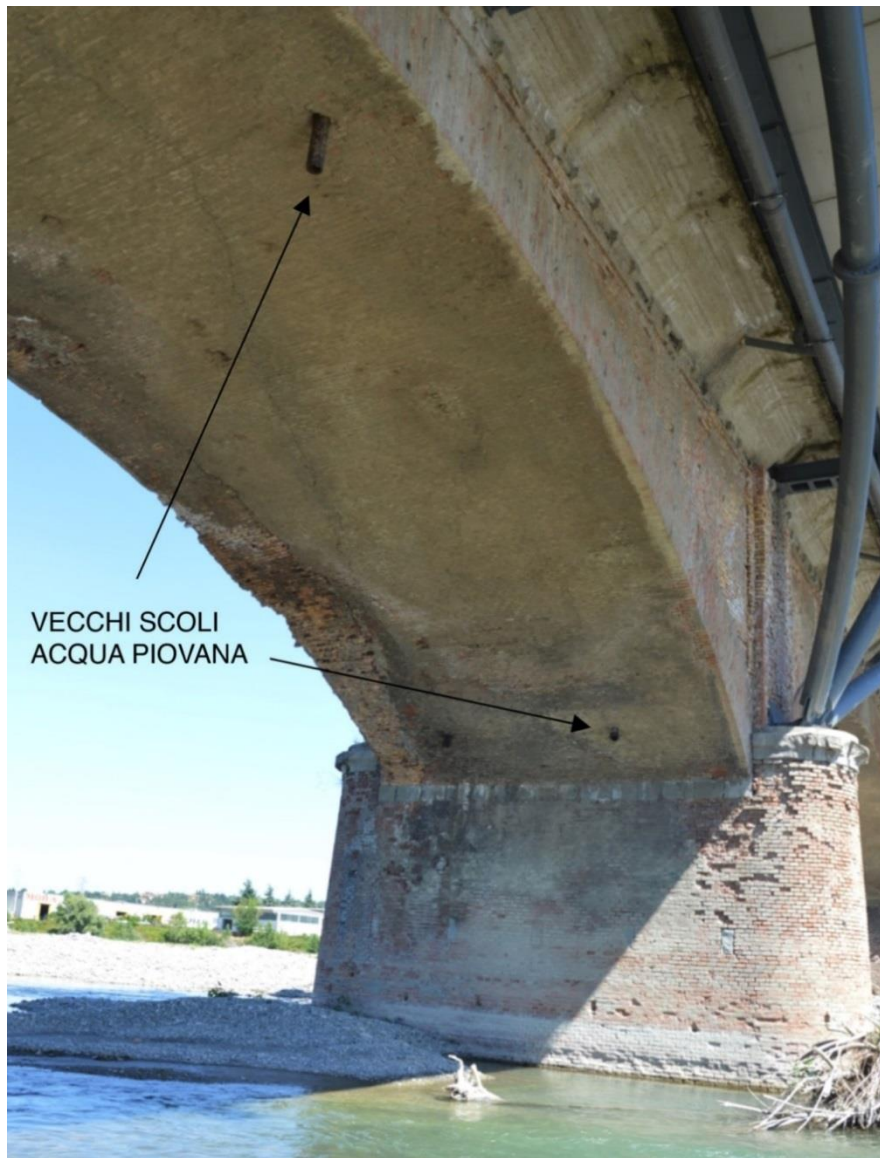


Figura 62 Scoli dell'acqua piovana.

2.3.3.2. Analisi del degrado delle superfici

Il manufatto presenta ancora oggi un considerevole degrado delle superfici, dovuto agli eventi atmosferici e alla scarsa manutenzione. Dall'analisi del degrado delle superfici è stato possibile osservare come il loro stato conservativo non sia ottimale: sono diversi i danni provocati dal percolamento delle acque meteoriche, dall'umidità e sono diffuse su tutto il manufatto anche efflorescenze saline. Tutto questo porta a diverse conseguenze: i giunti di malta sono erosi pressoché ovunque, col conseguente distacco dei singoli laterizi, questi ultimi presentano inoltre diversi gradi di danneggiamento, che vanno dalla scheggiatura alla rottura.

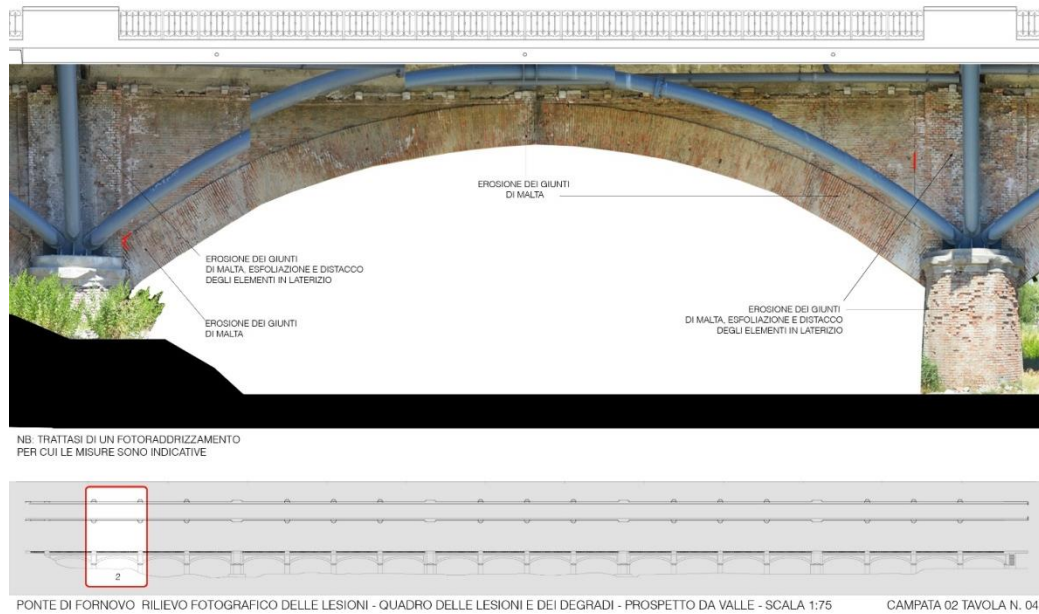


Figura 63 *Esempio di tavola contenente il raddrizzamento fotografico del prospetto e l'analisi delle fonti di degrado (le interruzioni del tubolare in acciaio sono dovute al fotoraddrizzamento, che non permette di raddrizzare piani diversi).*

È stata eseguita un'analisi dettagliata, secondo lo schema illustrato nella Figura 63 e nella Figura 64, per individuare il degrado delle superfici e le principali lesioni presenti nel manufatto. È stato possibile condurre detta analisi attraverso la realizzazione di dettagliati raddrizzamenti fotografici (dei prospetti e delle volte di ogni arcata del ponte), grazie ai quali è stato possibile individuare e documentare le diverse tipologie di degrado e le lesioni presenti.

Dette analisi, insieme all'analisi storica e al rilievo geometrico, costituiscono la base conoscitiva esteriore del manufatto nelle sue condizioni attuali.

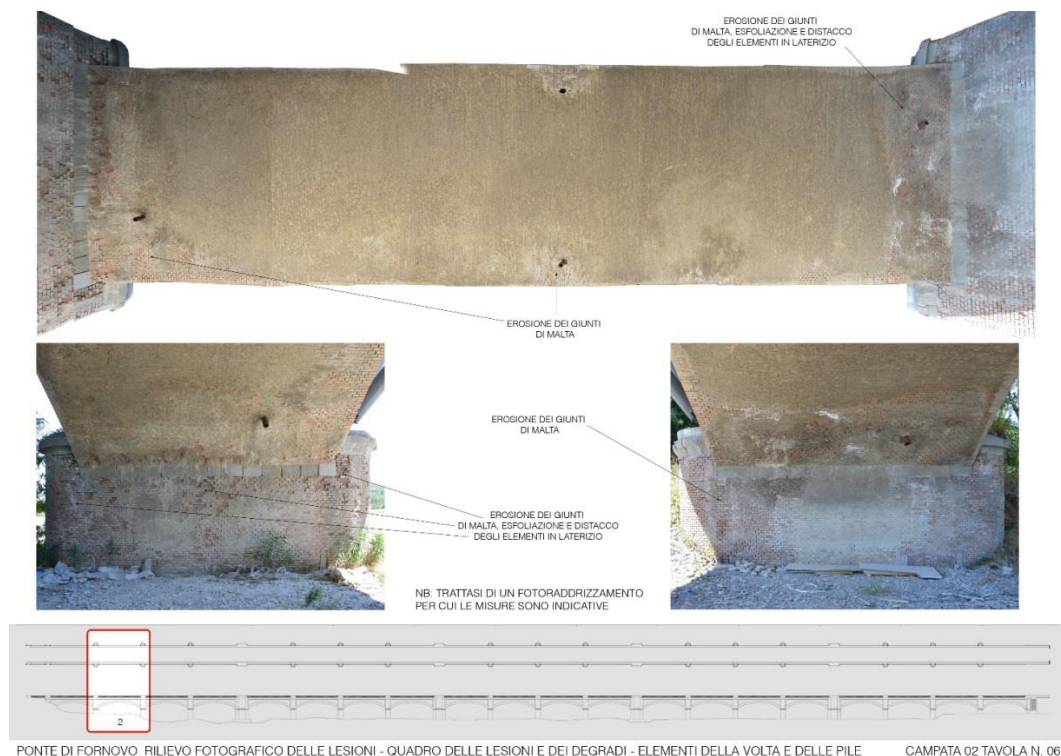


Figura 64 *Esempio di tavola contenente il raddrizzamento fotografico della volta e l'analisi delle fonti di degrado.*

2.4. INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Come anticipato nel paragrafo 2.3.2, nel periodo compreso tra luglio e ottobre 2014 sono stati effettuati numerosi sopralluoghi volti alla determinazione dei parametri meccanici dei materiali costituenti l'opera ed all'individuazione di dimensioni e spessori degli elementi strutturali d'interesse che compongono il ponte. Durante i sopralluoghi sono stati effettuati:

- Rilievo fotografico;
- Carotaggi (con diverse dimensioni del foro);
- Prove endoscopiche;
- Prova MASW;
- Prove sclerometriche;
- Ispezione fondazioni.

2.4.1. Prove in situ

2.4.1.1. Carotaggi

È stato eseguito un congruo numero di prelievi di elementi cilindrici di diametro di 150 cm e lunghezza dell'ordine di 40 cm, mediante carotaggio. Prima del prelievo sono state effettuate delle prove sclerometriche secondo la modalità indicata nel paragrafo 2.4.1.4. I campioni prelevati sono stati sottoposti a prova di compressione e i risultati hanno permesso di costruire una curva di taratura affidabile per interpretare i valori ottenuti dalle battute sclerometriche (Figura 114).

Tramite apposita attrezzatura (Figura 65) è stato effettuato il prelievo dei campioni che presentano la tipica forma ad "H" nei giunti di malta (Figura 66); la lunghezza è standardizzata per le prove di laboratorio.



Figura 65 Carotiere utilizzato per le prove sulla muratura.



Figura 66 a) sezione ad H del provino; b) altezza del provino.

Al fine di valutare la stratigrafia dei diversi materiali e gli spessori degli elementi costituenti il ponte, sono state prelevate carote dal diametro ridotto (100 mm per le pile, le volte e i timpani e 60 mm per le pile spalla) e di lunghezza variabile.

Per l'esecuzione dei carotaggi è stata utilizzata una piattaforma mobile (Figura 67), in modo tale da permettere il raggiungimento del punto in cui effettuare la prova. Al termine dell'esecuzione di ogni carotaggio, deve essere inoltre previsto il ripristino dell'elemento su cui è stata eseguita l'estrazione della carota.



Figura 67 Piattaforma aerea utilizzata per l'esecuzione dei carotaggi.

- *Soletta a sbalzo in c.a., carreggiata-zona archi in muratura*

Al fine di valutare l'estensione della soletta a sbalzo in c.a. che ospita il marciapiede originario della campata N°13, sono stati effettuati due carotaggi verticali lungo la carreggiata del ponte (senza previa scartificazione dell'asfalto componente il manto stradale).

Il primo foro (carota N°1, a 3 metri dall'asse della carreggiata) è stato effettuato con due differenti diametri del carotiere: per i primi 15 cm di strato bituminoso si è utilizzato un diametro di 150 mm (Figura 68) e successivamente è stata raggiunta la profondità di un metro circa utilizzando il carotiere dal diametro di 100 mm (Figura 69).



Figura 68 a) esecuzione del foro N°1 (diametro 150 mm); b) usura e binder del pacchetto stradale; c) foto del foro N°1.

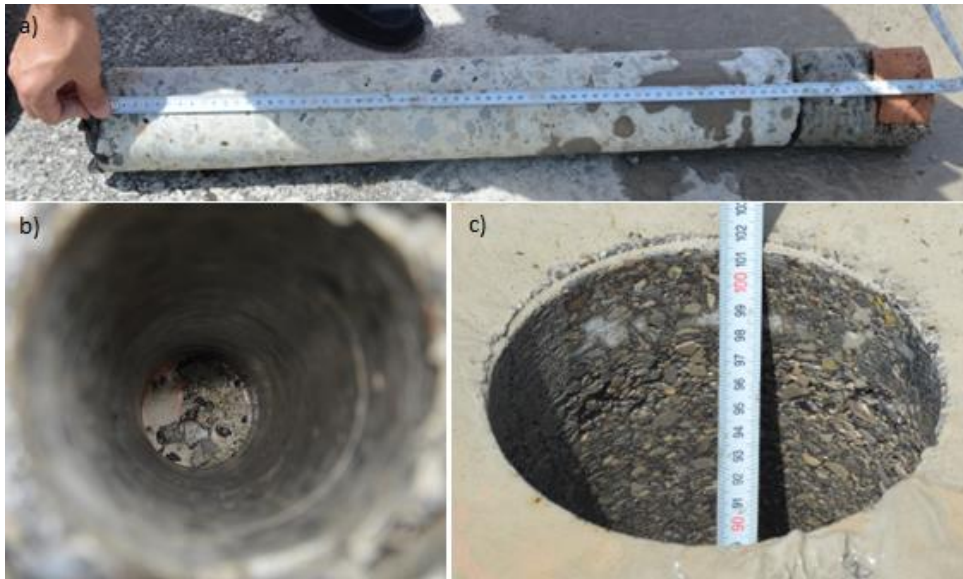


Figura 69 a) carota N°1 estratta con diametro 100 mm; b) e c) dettagli del foro N°1.

Considerando l'intera carota N°1 si riconosce un primo strato di circa 15 cm di manto bituminoso (usura e binder) che compone l'asfalto superficiale del manto stradale, seguito poi da circa 65 cm di soletta in c.a e da un ulteriore strato composto da mattoni e calcestruzzo.

Un secondo foro dal diametro di 150 mm (carota N°2) è stato effettuato a circa un metro di distanza dall'asse della carreggiata in una zona esterna alla soletta in c.a. (Figura 70).



Figura 70 a) foro al di fuori della soletta; b) carota N°2.

CAPITOLO 2: STRUTTURE ESTREMAMENTE RIGIDE: PONTI AD ARCO IN MURATURA

Con il secondo carotaggio è stata estratta una carota con lunghezza pari a 35 cm, in cui si può riconoscere lo strato composto dal pacchetto stradale (7 cm di usura, 8 cm di binder e 10 cm di sottofondo) seguito dal riempimento di ghiaia e calcestruzzo.

Scopo del secondo carotaggio è quello di poter valutare la larghezza della soletta in c.a. Questo è un dato importante per la verifica sismica del manufatto, in quanto tale soletta non è continua per la larghezza del ponte: si tratta invece di due elementi realizzati parzialmente a sbalzo, che penetrano all'interno solo per un tratto, in modo da bilanciare il peso dello sbalzo. In altre parole, i marciapiedi sono realizzati su "bilancini" in calcestruzzo. Nelle verifiche sismiche si dovrà tenere conto della stabilità di questi elementi sotto le azioni dovute al terremoto.

Dai fori effettuati è stato possibile ricostruire la geometria della soletta in c.a. il cui scopo è di bilanciare, con il suo peso, la parte a sbalzo del marciapiede. In Figura 71 è rappresentata la sezione della volta in corrispondenza delle imposte ed il dettaglio della soletta in c.a. con la posizione dei fori effettuati.

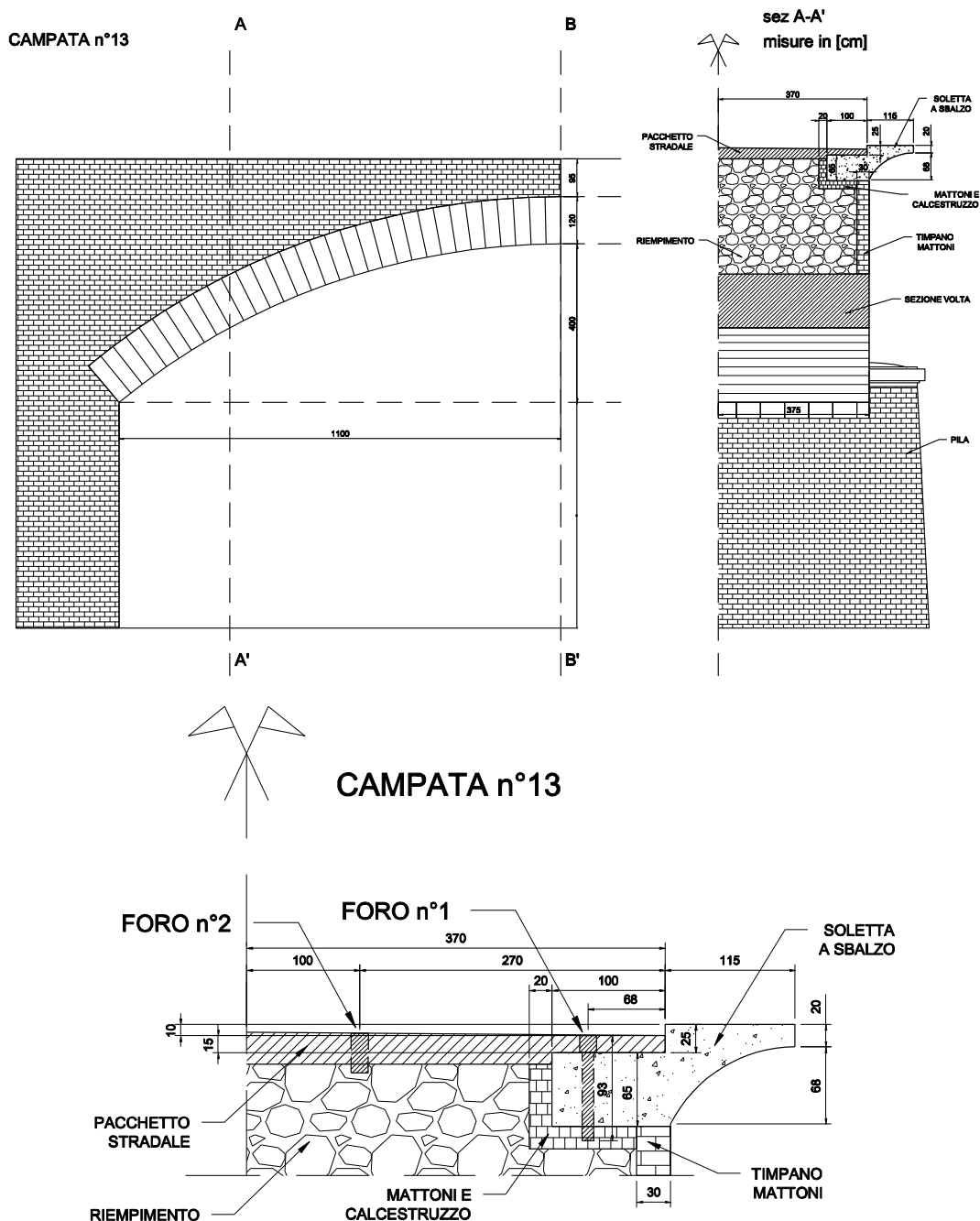


Figura 71 Sezione della campata N°13 e posizione dei fori effettuati.

- *Soletta a sbalzo in c.a., carreggiata-zona archi in c.a.*

Dato che le arcate crollate (Figura 57) sono state ricostruite dall'impresa Pizzarotti con volte in c.a. (Figura 58), si rende necessario ripetere indagini simili anche in questa zona. Trattasi infatti di un manufatto completamente diverso da quello originario, per il quale non esiste una documentazione specifica. Al fine di valutare l'estensione della soletta a sbalzo in c.a. nella zona ricostruita dall'impresa Pizzarotti, sono stati effettuati due carotaggi (Figura 72 e Figura 73).

Inizialmente è stato effettuato un foro a 62 cm dal ciglio del marciapiede in prossimità di una lunga fessura che corre parallelamente all'asse stradale.

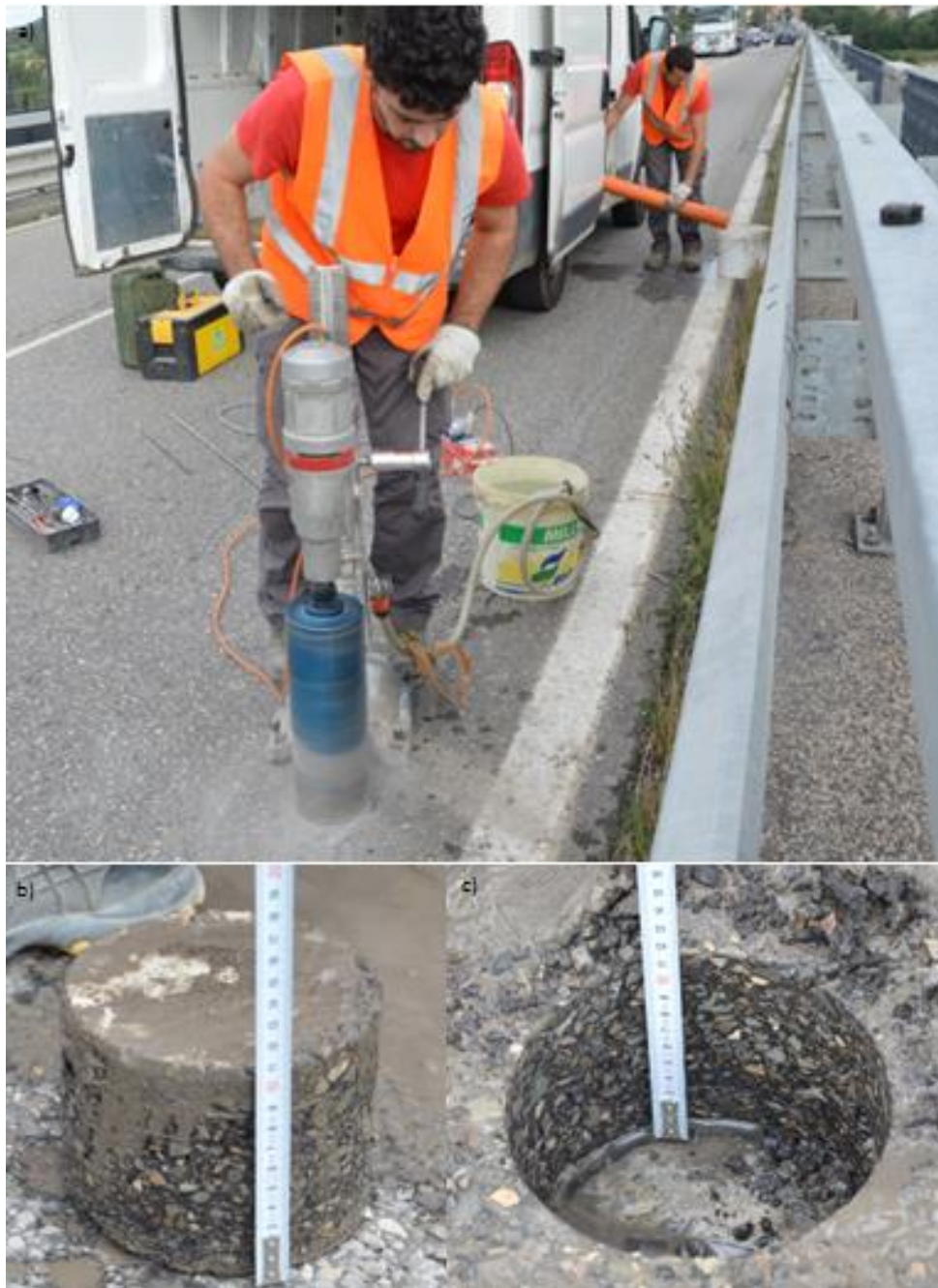


Figura 72 a) esecuzione del foro e fessura longitudinale; b) carota N° 3; c) foro N°3.

È stata estratta una carota (carota N°3) con diametro pari a 150 mm e altezza di 11 cm, interamente composta dal manto bituminoso del pacchetto stradale. Osservando il foro si nota che il carotaggio è stato effettuato proprio in corrispondenza della sezione a ridosso tra il timpano in c.a ed il riempimento. È stato quindi possibile valutare con esattezza l'estensione della soletta in c.a. individuando la causa della presenza in superficie della fessura longitudinale.

Un secondo foro (estrazione della carota N°4) è stato effettuato a 32 cm dal ciglio del marciapiede per valutare la profondità e la stratigrafia presente al di sotto della soletta (Figura 73).



Figura 73 a) esecuzione del foro; b) foro N°4; c) carota N°4.

È stata estratta dal foro una carota di lunghezza pari a 120 cm, interamente in calcestruzzo e all'interno dello spessore del timpano. La carota presenta una discontinuità a circa 67 cm al di sotto del manto stradale, legata alla ripresa di getto nella fase di realizzazione del marciapiede al di sopra del timpano.

In Figura 74 viene mostrata la ricostruzione della sezione della campata realizzata dall'impresa Pizzarotti a seguito dei sondaggi effettuati.

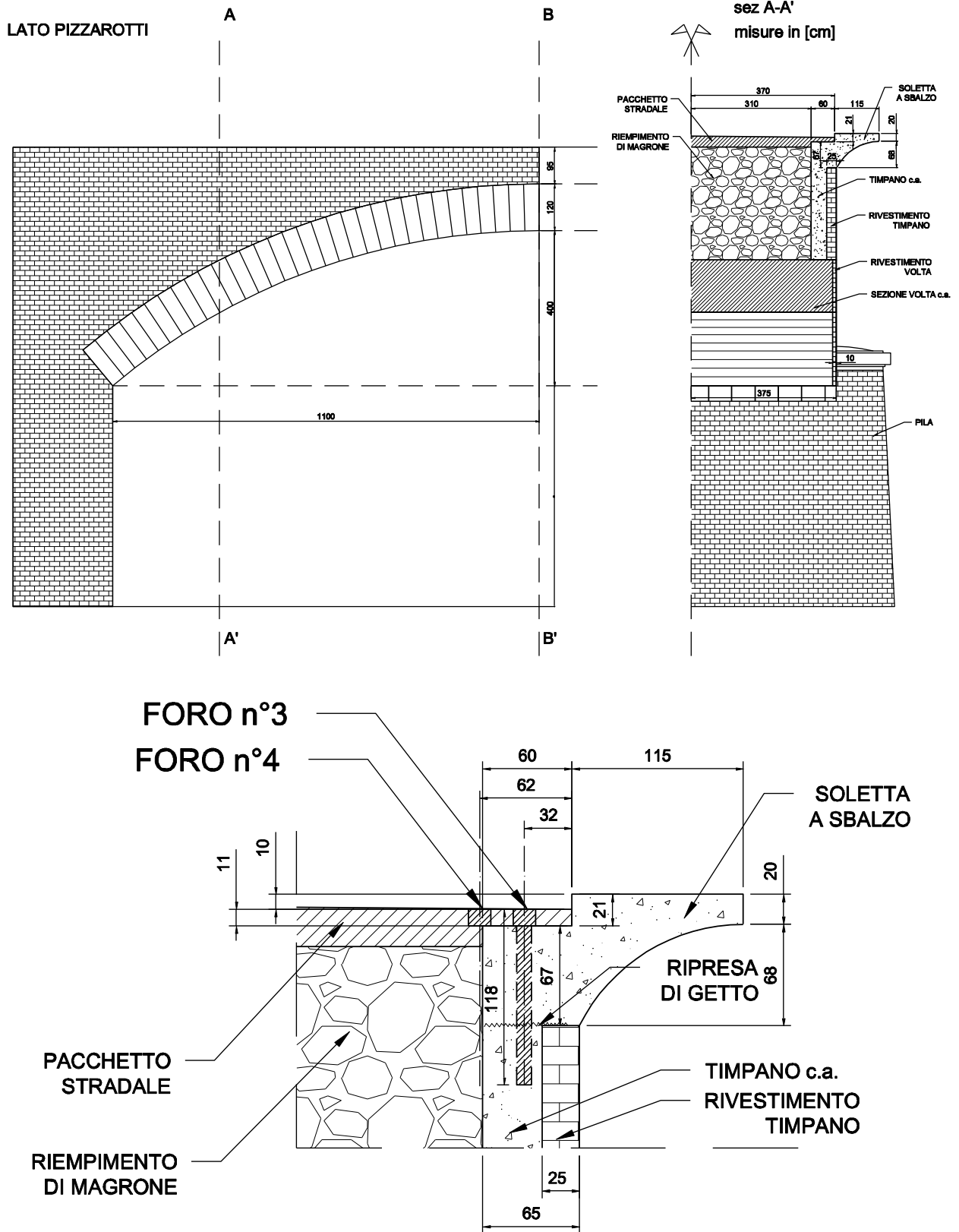


Figura 74 Sezione della campata lato Pizarotti e posizione dei fori effettuati.

Dai sopralluoghi effettuati è stato possibile ricostruire la geometria della soletta a sbalzo e del sottostante timpano. Il timpano presenta uno spessore di circa 65 cm (di cui i primi 25 cm sono costituiti da un rivestimento in mattoni e calcestruzzo) ed è costituito da calcestruzzo armato, con schema statico a mensola con funzione di contenimento del riempimento al di sopra della volta.

- *Pila-zona archi in muratura*

In corrispondenza della pila N°2 sono stati effettuati 3 carotaggi dal diametro di 150 mm e lunghezza 40 cm denominati con le sigle 12A, 12B (sul lato dell'arcata N°2) e 12C (sul lato dell'arcata N°3), mostrati in Figura 75.



Figura 75 a) posizione dei fori N°12A e N°12B pila N°2 (lato arcata N°2); b) posizione del foro N°12C pila N°2 (lato arcata N°3).

Di seguito (Figura 76, Figura 77 e Figura 78) vengono riportate le foto relative ad i fori effettuati, il dettaglio dei fori e le rispettive carote estratte.



Figura 76 a) foro N°12A; b) carota N°12A.



Figura 77 a) foro N°12B; b) dettaglio del foro N°12B; c) carota N°12B



Figura 78 a) foro N°12C; b) dettaglio del foro N°12C; c) carota N°12C.

Per valutare la stratigrafia della pila e la composizione del materiale al suo interno, è stato effettuato un carotaggio di lunghezza pari a 150 cm con un foro di diametro 100 mm sfruttando lo stesso foro utilizzato per l'estrazione della carota N° 12A. In Figura 79 viene mostrato il dettaglio del foro e il provino estratto relativo al carotaggio N° 11.



Figura 79 a) foro N°11; b) dettaglio del foro N°11; c) carota N°11; d), e) dettaglio del riempimento della pila.

Osservando in dettaglio la carota N° 11, è possibile ricostruire la sua stratigrafia della pila e quella delle altre pile, assumendo ragionevolmente che siano state tutte realizzate alla stessa maniera. In particolare, risulta che le pile sono costituite da uno strato esterno di muratura (con spessore pari a 30 cm) e il riempimento al loro interno è costituito da pietre di grossa pezzatura e calcestruzzo.

- *Pila-zona archi in c.a.*

In corrispondenza della pila N°19 (lato arcata N°19) sono stati effettuati 2 fori dal diametro di 150 mm e lunghezza 40 cm denominati con le sigle 13A e 13B, riportati in Figura 80.



Figura 80 a) carota N°13A; b) carota 13B.

Dalle immagini si nota che il primo strato delle pile è costituito da mattoni forati e malta cementizia, diversamente da quanto visto dalle carote estratte nelle pile della parte originaria del ponte; infatti, a seguito del crollo per la piena eccezionale del 1982, le pile corrispondenti alle ultime tre arcate crollate sono state interamente ricostruite ex novo.

Per valutare la stratigrafia della pila ricostruita dall'impresa Pizzarotti è stato effettuato un carotaggio dal diametro di 100 mm e lunghezza pari a 160 cm denominato con la sigla 13C, mostrato nella Figura 81.



Figura 81 a) esecuzione del foro N°13C; b) foro N°13C; c) carota N°13C.

Si riconosce un primo strato di 30 cm composto da mattoni forati riempiti di calcestruzzo, seguito poi da uno strato omogeneo e compatto di calcestruzzo armato per la restante parte del provino estratto.

- *Pila spalla-zona archi in muratura*

In corrispondenza della pila N°4 sono stati effettuati 3 carotaggi dal diametro di 150 mm e lunghezza 40 cm denominati con le sigle 15A, 15B e 15C sul lato dell'arcata N°4 come mostrato in Figura 82.



Figura 82 Posizione dei fori N°15A, N°15B e N°15C.

Di seguito (Figura 83, Figura 84 e Figura 85) vengono riportate le foto relative ai fori effettuati, il dettaglio dei fori e le rispettive carote estratte.



Figura 83 a) foro N°15°; b) carota N°15A.



Figura 84 a) foro N°15B; b) carota N°15B.



Figura 85 a) foro N°15C; b) carota N°15C.

Per valutare la stratigrafia della pila spalla e valutare la composizione del materiale al suo interno, è stato effettuato un carotaggio di lunghezza pari a 300 cm con un foro di diametro 60 mm sfruttando lo stesso foro utilizzato per l'estrazione della carota N° 15A. In Figura 86 viene mostrato il dettaglio del foro e la carota estratta relativa al carotaggio N° 14.



Figura 86 a) foro N°14; b) carota N°14.

Le pile-spalle sono costituite da uno strato esterno di muratura (con spessore di circa 45 cm) e al loro interno sono riempite con pietre di grossa pezzatura e calcestruzzo fino circa la profondità di 200 cm. Durante l'esecuzione del foro è emersa la presenza di una zona cava, poi ispezionata in dettaglio tramite l'ausilio di un endoscopio.

- *Pila spalla-zona archi in c.a.*

In corrispondenza della quarta pila spalla (pila N°16, lato arcata N°17) sono stati eseguiti due fori dal diametro di 150 mm e lunghezza 40 cm denominati con le sigle 17A e 17B, come mostrato in Figura 88 e Figura 89, per l'estrazione delle carote da utilizzare in laboratorio per le prove sperimentali sulla caratterizzazione meccanica del materiale.



Figura 87 Pila spalla nella zona archi in c.a.

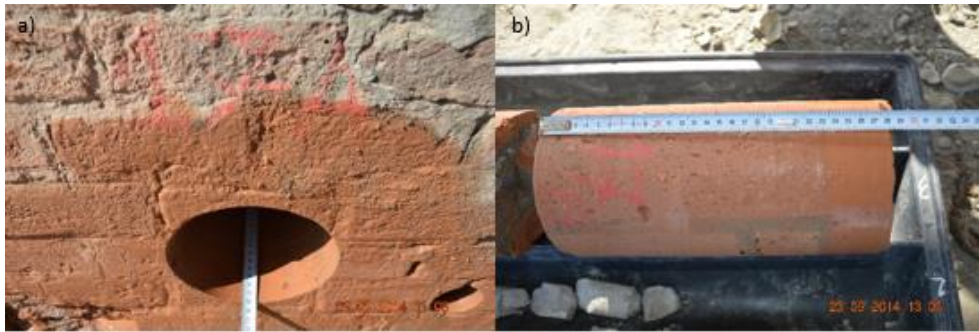


Figura 88 a) foro N°17A; b) carota N°17A.



Figura 89 a) foro N°17B; b) carota N°17B.

Successivamente, è stato eseguito un foro dal diametro di 60 mm e lunghezza di 300 cm per valutare la stratigrafia della pila spalla. Di seguito (Figura 90) vengono riportate le immagini relative al foro effettuato e alla carota estratta (carota N°16).



Figura 90 a) esecuzione del foro N°16; b) foro N°16; c), d) carota N°16.

Osservando la carota estratta, si nota che la pila spalla è costituita per i primi 2 metri di lunghezza da mattoni pieni mentre l'ultimo metro è realizzato con riempimento di pietra e malta (diversamente da quanto visto con la pila spalla relativa alla porzione originale di ponte).

Come anche è possibile vedere dalle foto storiche (Figura 56), a seguito della piena eccezionale del 1982 la pila spalla è stata parzialmente danneggiata e successivamente riparata tramite un massiccio muro in mattoni inglobato all'interno della pila spalla originale.

- *Volta-zona archi in muratura*

In corrispondenza dell'arcata N°2 sono stati effettuati 2 carotaggi dal diametro di 150 mm e lunghezza 40 cm denominati con le sigle 6A (sezione di chiave) e 6B (sezione d'imposta).

Di seguito (Figura 91, Figura 92 e Figura 93) vengono riportate le foto relative ai fori effettuati, la loro collocazione, il dettaglio dei fori e le rispettive carote estratte.



Figura 91 Posizione dei fori nell'arcata N°2: a) sezione di chiave; b) sezione di imposta.

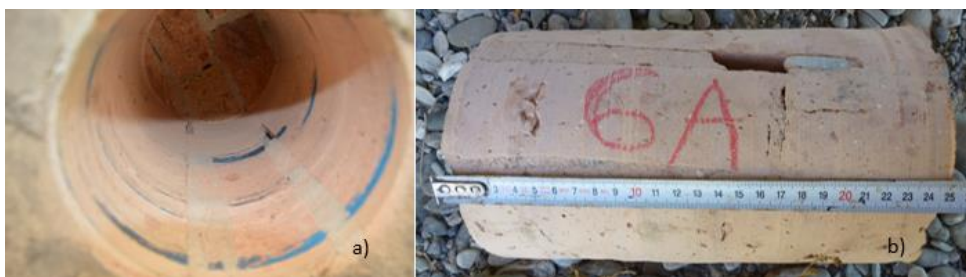


Figura 92 a) dettaglio foro N°6A; b) carota N°6A.



Figura 93 Dettaglio della Carota N°6B.

In corrispondenza dell'imposta sono stati effettuati 3 fori per estrarre una carota di lunghezza tale da poter essere utilizzata nelle prove di laboratorio ma, ad ogni tentativo, la carota si è spezzata. La lunghezza massima ottenuta dal carotaggio si aggira intorno ai 15 cm.

Per valutare la stratigrafia della volta e la composizione del materiale al suo interno, è stato effettuato un carotaggio di lunghezza pari a 100 cm con un foro di diametro pari a 100 mm sfruttando lo stesso foro utilizzato per l'estrazione della carota N° 6B. In Figura 94 viene mostrato il dettaglio del foro e la carota estratta relativa al carotaggio N° 5.

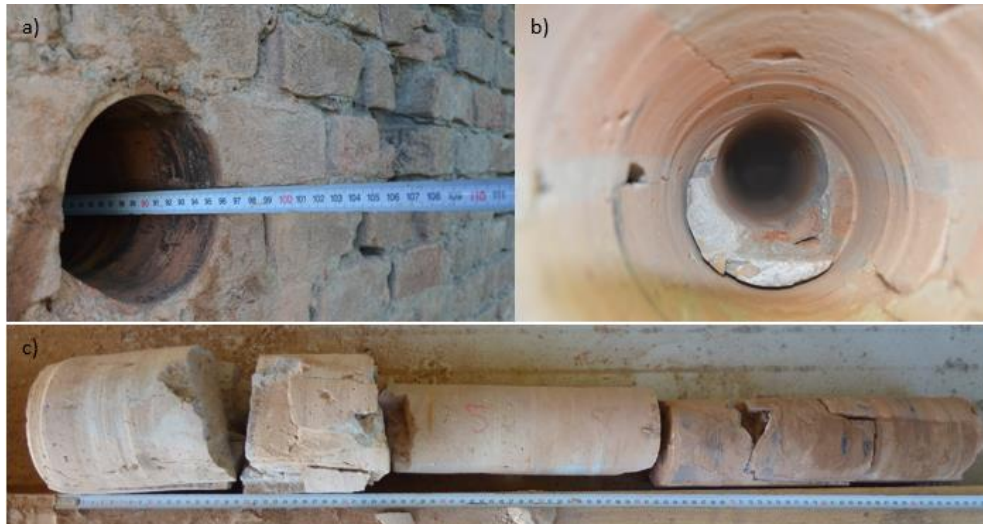


Figura 94 a) foro N°5; b) dettaglio del foro N°5; c) carota N°5.

Per questioni tecniche legate all'attrezzatura utilizzata, non è stato possibile raggiungere lo strato di riempimento sovrastante la volta; osservando la carota N° 5 estratta dalla volta, si nota che essa è costituita, almeno per il primo metro, da muratura piena. Ulteriori indagini dovranno essere eseguite per stabilire l'effettivo spessore della volta, determinare la sua stratigrafia e valutare la composizione del materiale costituente il riempimento.

- *Volta-zona archi in c.a.*

Nell'arcata N°19 si è tentato di effettuare un carotaggio dal diametro di 100 mm in corrispondenza dell'imposta della volta in c.a. di nuova costruzione. L'eccessiva presenza di barre di armatura ha però ostacolato la fase di esecuzione del foro la quale è stata dunque interrotta. In un secondo momento, verrà ispezionata la stratigrafia della volta con videoendoscopio forando la volta tramite un trapano dalla punta lunga.



Figura 95 a) esecuzione del foro; b) barre di armatura.

- *Timpano-zona archi in muratura*

Al fine di valutare lo spessore del timpano e valutare la stratigrafia e la composizione del materiale di riempimento è stato effettuato un carotaggio (carota N° 9) nel lato valle dell'arcata N° 2 (Figura 96) utilizzando un carotiere dal diametro di 100 mm fino al raggiungimento di una profondità pari a 100 cm.



Figura 96 a), b) posizione ed esecuzione del foro N°9.

In Figura 97 viene mostrato il foro e la carota estratta relativa al carotaggio N° 9.



Figura 97 a) foro N°9; b) dettaglio del foro N°9; c) carota N°9.

Osservando il foro e la carota estratta, è stato possibile identificare la composizione dello strato di riempimento al di sopra della volta, il quale risulta costituito da rocce con pezzatura grossolana prive di

alcun tipo di malta o calcestruzzo. Dalle misurazioni effettuate, inoltre, siamo riusciti a determinare che lo spessore del timpano è pari a 30 cm.

Al fine di valutare la stratigrafia al di sopra delle pile e tra i timpani delle arcate è stato effettuato il carotaggio N°18 dal diametro di 100 mm e lunghezza 150 cm al di sopra della pila N°1 lato valle. In Figura 98 è possibile osservare il foro e la carota estratta.



Figura 98 a), b) posizione ed esecuzione del foro N°18; c), d) foro e dettaglio foro N°18; e) carota N°18.

La carota estratta mostra che la parete al di sopra delle pile è costituita da due distinti e disconnessi strati in mattoni, il primo di 30 cm ed il secondo di 20 cm, per poi essere costituita da pietra e malta.

- *Timpano-zona archi in c.a.*

Al fine di valutare lo spessore del timpano, la stratigrafia e la composizione del materiale di riempimento della zona ricostruita dall'impresa Pizzarotti a seguito della piena eccezionale del 1982, è stato effettuato un carotaggio (carota N° 10) nel lato valle dell'arcata N° 19 (Figura 99) utilizzando un carotiere dal diametro di 100 mm fino al raggiungimento di una profondità pari a 150 cm.



Figura 99 a) foro N°10; b) dettaglio del foro N°10; c) carota N°10.

Osservando la carota estratta è emerso che il riempimento è composto da un calcestruzzo di scarsa qualità (magrone) mentre il timpano è costituito da due strati: il primo strato di rivestimento con spessore pari a 25 cm formato da mattoni e calcestruzzo ed un secondo strato con spessore pari a 40 cm di calcestruzzo compatto.

2.4.1.2. Prove endoscopiche

Le indagini endoscopiche permettono il rilievo stratigrafico della muratura e l'individuazione di eventuali vuoti o cavità all'interno dei corpi murari. L'endoscopia si esegue praticando un foro di piccolo diametro nei punti da indagare. Possono essere sufficienti fori di 10 mm e genericamente inferiori ai 20 mm. La profondità del foro è variabile a seconda dell'indagine da effettuarsi. Le informazioni contenute includono le misure di grandi cavità e una visione generale del materiale, tuttavia l'interpretazione dei fotogrammi può essere un'operazione difficile. Va ricordato quindi che l'endoscopia può essere utilizzata solamente per avere informazioni generiche sulla stratigrafia (Binda, Saisi e Tiraboschi 2000).

Una più attenta valutazione del materiale costituente il riempimento di volte e pile è stata effettuata utilizzando il videoendoscopio (Figura 100), tramite il quale è stato possibile osservare e filmare l'interno del foro. Osservando le immagini, si è avuta conferma di quanto già dedotto dall'analisi visiva delle carote estratte nella zona delle volte e delle pile.



Figura 100 Ispezione con videoendoscopio in corrispondenza del timpano nel foro N°9.

2.4.1.3. La prova MASW

Sono state inoltre condotte le prove MASW per determinare il profilo di velocità delle onde di taglio $V_{s,30}$ e quindi la tipologia di suolo sismico e le azioni sismiche da considerare in fase progettuale e di verifica delle opere di ingegneria civile (OPCM 3274/2003). Sono prove rapide e di facile esecuzione, apprezzate per la loro versatilità in terreni con stratigrafia pseudorizzontale, anche in presenza di falda. La prova consiste nel colpire tramite una mazza una sorgente; il segnale, tradotto in onde, viene letto da un sistema di accelerogrammi disposti in linea ad una fissata distanza, collegati ad una centralina per la registrazione dei dati (Figura 101).

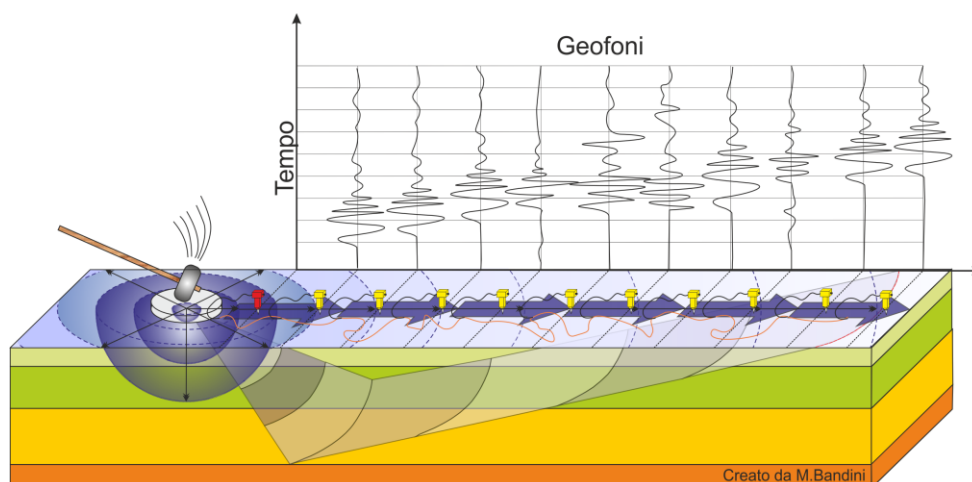


Figura 101 Rappresentazione schematica della prova MASW.

In Figura 102 viene mostrata la strumentazione utilizzata e la fase di esecuzione della prova.



Figura 102 a), b), c) strumentazione; d) esecuzione prova MASW.

Si ricorda che le NTC2008 definiscono l'azione sismica di progetto sulla base della zona sismica di appartenenza del sito e la categoria sismica di suolo su cui sarà realizzata l'opera. All'interno del territorio nazionale fino ad oggi sono state individuate 4 zone sismiche, contraddistinte dal valore a_g dell'accelerazione di picco al suolo, normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità (ord. 3274 del 2003 e succ. modifiche). La classificazione del suolo (Tab 3.2 II e 3.2 III de "Nuove norme tecniche per le costruzioni" D.M. 14/01/2008) è invece convenzionalmente eseguita sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

Dove V_{Si} e h_i sono le velocità delle onde di taglio verticali e lo spessore dello strato i -esimo.

2.4 INDAGINI PER LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Tab. 3.2.II (*Categorie di sottosuolo*) e Tab 3.2.III (*Categorie di sottosuolo aggiuntive*) così come introdotto nelle NTC2008.

Suolo	Descrizione geotecnica	$V_{s,30}$ [m/sec]
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.	> 800
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 $N_{SPT} > 50$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).	360-800 ($N_{SPT} > 50$) ($C_{u,30} > 250$ kPa)
C	<i>Depositi 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 $15 < N_{SPT} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < C_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).	180-360 ($15 < N_{SPT} < 50$) ($70 < C_{u,30} < 250$ kPa)
D	<i>Depositi 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 $N_{SPT} < 15$ nei terreni a grana grossa e $C_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fine).	< 180 ($N_{SPT} < 15$) ($C_{u,30} < 70$ kPa)
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).	
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < C_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.	< 100 ($10 < C_{u,30} < 20$ kPa)
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.	

La prova MASW fornisce il profilo di velocità monodimensionale, assumendo un valore medio di velocità lungo lo stendimento dei ricevitori. La lunghezza dello stendimento dipende sia dal numero dei ricevitori utilizzati, sia dallo spazio disponibile. Normalmente si dispongono a un interasse costante compreso tra 0.5 m e 4 m. A parità di numero di ricevitori, un interasse maggiore consente di avere uno stendimento più lungo e quindi una maggiore risoluzione della curva di dispersione lungo la coordinata numero d'onda K ; tuttavia si riduce il numero d'onda di Nyquist oltre cui diminuisce l'affidabilità del segnale misurato. Viceversa, un interasse piccolo può essere necessario in piccoli spazi e consente un intervallo più ampio di numeri d'onda, ma comporta una minore risoluzione della curva di dispersione lungo i numeri d'onda.

In questo caso, si è deciso di adottare un interasse pari a 2.5 metri che con 24 ricevitori consente di coprire una lunghezza totale di 60 metri. Per ottimizzare il rapporto segnale/rumore, la sorgente è stata posta ad una distanza pari a 2.5–5–7.5 metri.

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in corrispondenza del sito da investigare, una sollecitazione, e nel registrare le vibrazioni prodotte sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate.

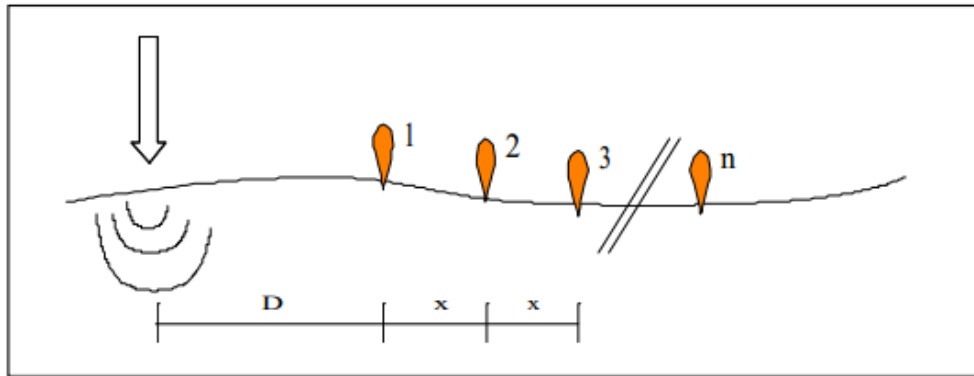


Figura 103 Schema di acquisizione multicanale.

Con tale tecnica si ottiene una modellazione del sottosuolo, tramite l'analisi delle onde di Rayleigh (che costituiscono un particolare tipo di onde di superficie), che si trasmettono sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo e sono il risultato dell'interferenza e della combinazione di onde sismiche di pressione (P-waves) e onde di taglio polarizzate verticalmente (Sv-waves).

In un mezzo stratificato avviene una dispersione delle onde prodotte cioè una deformazione del treno d'onda, dovuto alla variazione di propagazione di velocità con la frequenza.

Le componenti a frequenza minore penetrano quindi più in profondità con velocità di fase in genere più alta, rispetto alle componenti a frequenza maggiore. Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh è visualizzato tramite grafici V (fase) / frequenza, e convertito tramite calcoli e programmi appropriati in profili V_s /profondità.

Si ottiene quindi una dettagliata ricostruzione della distribuzione nel sottosuolo, della velocità delle onde S, anche se sono possibili incertezze nella determinazione (10/20 %), in particolare quando la stratigrafia è completamente sconosciuta. L'interpretazione delle tecniche di rilievo sismico MASW traggono spunto dalle prime tecniche studiate da Nazarian e Stokoe (Nazarian e K.H 1984) che per primi hanno presentato il metodo SASW, che utilizza una sorgente d'impulso e 2 soli sismometri di rilevazione (1 Hz) con spaziatura da 1 sino a 500 m. Tale tecnica è però poco significativa in ambienti rumorosi o nel caso di treni d'onda di pressione molto energetici, che quindi coprivano gli arrivi delle onde di Rayleigh. A tale scopo, Park et Alii (1999) hanno sviluppato il metodo MASW, per sopperire in parte alle difficoltà di applicazione della tecnica SASW in alcune situazioni.

Le tracce dei sismogrammi possono essere salvate nel dominio temporale, permettendo quindi di distinguere ed evidenziare (nel record di registrazione) le onde di Rayleigh, caratterizzate da elevata ampiezza di segnale (circa il 60% dell'energia prodotta si ripartisce nelle onde di Rayleigh).

Si può così costruire un grafico ampiezza/frequenza, che consente di individuare il segnale proprio, relativo alle onde superficiali che interessano tale metodologia.

Caratteristiche della prova:

- Lunghezza stendimento 60 m;
- Numero geofoni 24 (4.5 Hz);
- Distanza interfonica 2.5 m;
- Sismografo Dolang DBS280 con relativo software di registrazione dati;
- Massa battente da 10 kg.

In assenza di una stratigrafia del terreno certa e ubicata nell'area in esame, durante questo studio sono state utilizzate informazioni bibliografiche e pubblicazioni web. Le analisi dei dati della stesa di acquisizione e la relativa post elaborazione hanno pertanto permesso di determinare il profilo di $V_{s,30}$ (come riportato in Figura 104) e di ottenere un valore pari a:

$$V_{s,30} = 465 \text{ m/s}$$

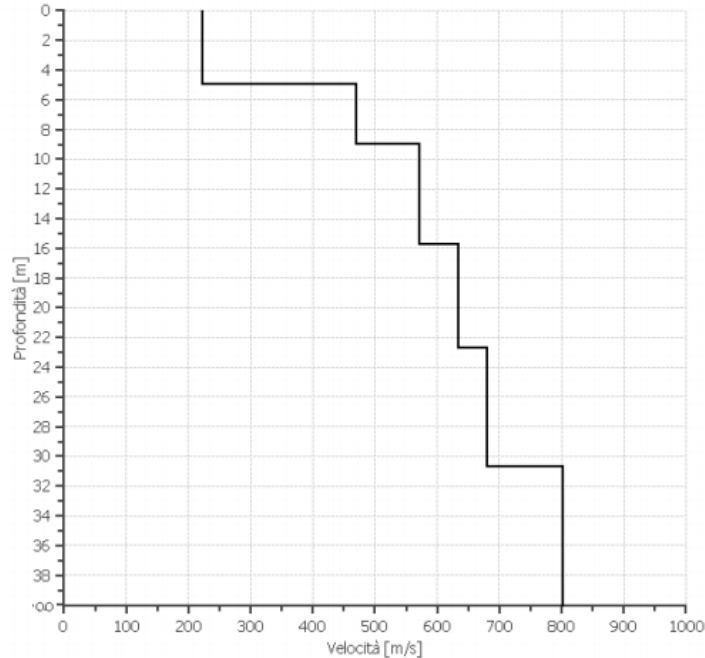


Figura 104 Profilo di velocità $V_{s,30}$ così come ottenuto in situ.

2.4.1.4. Prove sclerometriche

A completamento della campagna di prove sono state eseguite una serie di battute sclerometriche sulla muratura delle arcate, delle pile e delle pile-spalle (Figura 105).

L'indagine sclerometrica è semplice ed efficace e permette di valutare in poco tempo un gran numero di punti di misura. Studi recenti, ai quali si farà riferimento più in dettaglio nella sezione 2.5.3.2, permettono in fatti di stabilire la resistenza del laterizio e da questo, per malte di buona qualità, la resistenza della muratura.



Figura 105 Indagine sclerometrica.

In Tabella 22 e in Tabella 23 (paragrafo 2.5.3.1) sono stati riportati i valori medi di battuta sclerometrica riferiti alle zone in cui sono stati effettuati i fori dei carotaggi.

2.4.1.5. Scavi

Al fine di valutare la consistenza del sistema di fondazione e per determinarne la geometria sono stati effettuati, con l'ausilio di un escavatore, degli scavi in prossimità delle pile e delle pile spalla sia nella zona originale del ponte risalente ai primi anni del '900, sia nella zona di nuova costruzione a seguito del crollo dovuto alla piena eccezionale del 1982.

Di seguito vengono riportate le immagini relative agli scavi effettuati sulla pila N°3 e sulla prima pila spalla (o pila N°4) per quanto riguarda la parte originale del ponte.



Figura 106 a) ispezione pila; b), c) ispezione pila spalla.

Dalle ispezioni è emersa la presenza di un cordolo in pietra alto 30 cm adagiato su uno strato di mattoni. La presenza di acqua non ha permesso di valutare l'altezza dello strato di mattoni, si presume che i mattoni siano adagiati su una solida base riempita in pietra e ciottoli (come è solito nelle costruzioni risalenti a quel periodo).

In corrispondenza della pila N°6 è visibile un'importante lesione verticale imputabile a un possibile cedimento differenziale della fondazione; per controllare l'estensione della lesione è stato eseguito uno scavo fino al piano di fondazione (Figura 107).



Figura 107 a), b) lesione verticale fino al piano di fondazione; c) cordolo di fondazione in pietra.

Dallo scavo, si è accertata la continuità della lesione fino al piano di fondazione ma, a causa dell'eccessiva presenza di acqua, non è stato possibile approfondire oltre.

Per quanto invece riguarda la parte di ponte di nuova costruzione sono state esaminate la pila N°17 (lato arcata N°18) e la pila spalla N°16 (lato arcata N°17).



Figura 108 a) ispezione pila-zona archi in c.a.; b), c) ispezione pila spalla-zona archi in c.a..

Per quanto riguarda la zona di nuova costruzione, è possibile notare la presenza di un rostro di fondazione in calcestruzzo armato lungo tutto il perimetro della pila e della pila spalla adagiato su uno strato di 30-50 cm di magrone. Il rostro presenta una sezione di altezza complessiva pari a circa 70 cm, sporgente circa un metro rispetto la pila come mostrato in Figura 109.



Figura 109 a) rostro di fondazione; b), c), d) misurazioni del rostro.

Inoltre, anche i rostri delle pile originali comprese tra la pila N°12 e la pila N°15 (adiacenti a quelle di nuova costruzione) sono stati ricostruiti contemporaneamente al rifacimento delle arcate crollate (Figura 110).



Figura 110 *Rostrì delle pile dalla N°12 alla N°15.*

2.5. ANALISI DEI CARICHI E AZIONI SUI PONTI STRADALI

Come indicato nel paragrafo 5.1.3 delle NTC2008 (DM14/01/08 2008), le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

Per quanto riguarda i ponti in muratura, le azioni associate agli effetti di distorsione sono trascurabili perché mitigate dalla viscosità del materiale costituente, e pertanto non saranno qui prese in esame.

2.5.1. Pesì propri e carichi permanenti

Le azioni permanenti, che verranno poi successivamente combinate, come indicato nel paragrafo 2.5.3 delle NTC2008 (DM14/01/08 2008), sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi specifici dei materiali di cui è composto il ponte, sia nelle parti strutturali sia in quelle non strutturali.

Solitamente, i carichi permanenti strutturali (G_1) ed i carichi permanenti non strutturali (G_2) vengono considerati separatamente nelle combinazioni di carico relative allo Stato Limite Ultimo (SLU). Tali carichi vengono moltiplicati per dei coefficienti parziali differenti (γ_{G1} e γ_{G2}) come indicato in Tab 5.1.V delle NTC2008. Tuttavia, se i carichi permanenti non strutturali sono ben definiti, il corrispondente coefficiente può essere preso pari a quello dei carichi permanenti strutturali, senza fare la distinzione.

Di seguito vengono riportati, per i diversi materiali costituenti il ponte, i valori di densità utilizzati nelle analisi:

- | | |
|------------------|---------------------------|
| - muratura | 1800 kgm/m ³ ; |
| - riempimento | 1700 kgm/m ³ ; |
| - pavimentazione | 1700 kgm/m ³ ; |
| - calcestruzzo | 2500 kgm/m ³ . |

2.5.2. Sovraccarichi variabili da traffico e schema di carico

I carichi variabili da traffico, disposti su corsie convenzionali, sono definiti dagli schemi di carico descritti nel paragrafo 5.1.3.3.3 delle NTC2008. Nel caso in esame, sono state considerate due corsie convenzionali di larghezza pari a 3 m; sono state utilizzate le azioni variabili da traffico riguardante lo *Schema di Carico 1*, che è costituito da carichi concentrati su due assi tandem, Q_{ik} , applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata 0.40x0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti q_{ik} .

Nella Tabella 21 sono indicati i valori associati al carico Q_{ik} dell'asse tandem e al carico distribuito q_{ik} delle colonne di carico per ponti di 1° categoria, in base al numero di corsie convenzionali considerate, secondo le NTC2008, Tabella 5.1.II.

Tabella 21 Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2.5

2.5.3. Prove di laboratorio

La caratterizzazione dei materiali si riferisce sia alla muratura di mattoni che alla muratura di pietra in blocchi squadrati secondo una procedura comune:

- i) Caratterizzazione dei singoli componenti;
- ii) Caratterizzazione della muratura (possibile solo per la muratura di mattoni pieni);
- iii) Definizione della resistenza di progetto sulla base dei dati sperimentali e delle relazioni teoriche disponibili in letteratura e sulla base dei coefficienti di sicurezza definiti dalle normative nazionali ed internazionali.

La prova che consente di stimare direttamente la resistenza a compressione della muratura, limitando l'entità dei prelievi di campioni dal ponte, è quella di compressione di carote di grosso diametro (140-150 mm) prelevate dagli elementi principali del ponte.

2.5.3.1. Prove distruttive di compressione sulla muratura

Le prove standard su carote di calcestruzzo consistono in prove di compressione sulle basi di cilindri di 70-100 mm di diametro, con diametri il più possibile contenuti per limitare il danno alla struttura. Diametri così piccoli possono essere usati poiché la dimensione caratteristica del calcestruzzo è, al più, uguale alla massima dimensione dell'inerte, ovvero 15-20 mm. La scelta di comprimere la carota sulle basi, ovvero in direzione diversa da quella in cui agisce il carico nella struttura reale, è giustificata dalla sostanziale omogeneità e isotropia del materiale.

Per le murature, invece, la dimensione caratteristica è pari alla dimensione trasversale del mattone, cioè circa 55-110 mm. Pertanto la dimensione minima delle carote rappresentative, tenuto conto della necessità di limitare i danni alla struttura, è pari a 150 mm. L'impiego di carote di diametro 70-100 mm è privo di significato per murature di mattoni pieni: a seconda della posizione di carotaggio la carota può essere rappresentativa del laterizio (che interessa la maggior parte, ma non la totalità della carota), oppure non essere rappresentativa.

Poiché la muratura è un materiale fortemente anisotropo, la prova di compressione non è significativa se non viene eseguita nella medesima direzione in cui il carico sollecita la muratura nella struttura d'origine. Poiché le carote vengono prelevate orizzontalmente nelle murature verticali e radialmente negli archi, la compressione delle carote non può essere applicata sulle basi ma deve essere applicata sulla superficie laterale, mediante interposizione di blocchi opportunamente profilati, secondo lo schema mostrato in Figura 111.

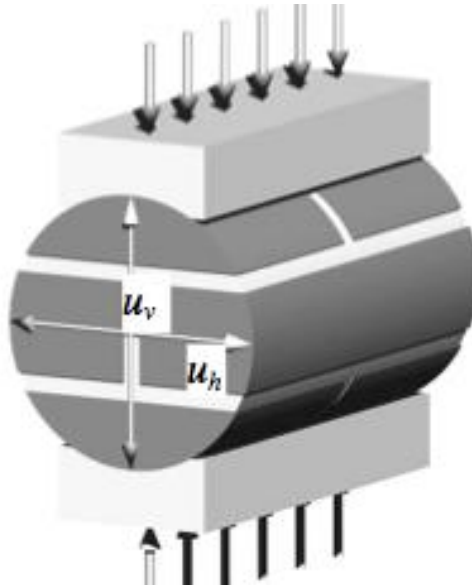


Figura 111 Prova di compressione laterale su cilindri di grosso diametro (150 mm).

Tra la piastra curva di prova e la superficie laterale (sostanzialmente regolarizzata dal processo di carotaggio ma non dotata della regolarità necessaria per una compressione uniforme), viene interposto uno strato di piombo. La velocità di applicazione del carico deve essere costante e non superiore a 1/120 del carico massimo previsto per secondo, in modo da arrivare a collasso in circa 2 minuti. Ovviamente la velocità di carico può essere solo stimata in fase iniziale poiché la resistenza della muratura e il carico massimo non sono noti a priori.

La resistenza della muratura è fornita dalla relazione:

$$f_M = q \frac{F_{ult}}{\phi \cdot L}$$

dove q è un fattore di correzione nell'intervallo (1.8, 2.2), ϕ è il diametro del cilindro, L la sua lunghezza (valore tipico per L : 100-240 mm). Tipicamente, per mattoni ordinari e di media resistenza, il valore tipico di q è 1.8, mentre per mattoni ad alta resistenza (oltre 40 MPa) si ha un valore di 2.2. Sostanzialmente, il fattore q è pari al fattore di sicurezza M sul materiale.

A proposito di questo tipo di prove è utile osservare quanto segue:

- i) Prove su carote di diametri inferiori a 100 mm non sono significative per la muratura; carote di diametro 40-50 mm possono essere significative per il solo laterizio;
- ii) A causa della disomogeneità del materiale e delle ridotte dimensioni del campione, la stima del modulo elastico e del coefficiente di Poisson, pur citati da alcuni riferimenti tecnici e normativi, non è affidabile; i valori ottenuti devono essere considerati valori di prima approssimazione;
- iii) Per le difficoltà operative e tecniche del prelievo, il numero minimo di campioni è 3; il numero di carote consigliato per una caratterizzazione affidabile della muratura è 6;
- iv) La prova può essere impiegata anche su muratura di blocchi squadrati di pietra secondo gli Standard internazionali di prova UIC 778-3R.

Nel laboratorio di Ingegneria Chimica, Civile e Ambientale dell'Università di Genova sono state condotte le prove distruttive di compressione per la determinazione dei parametri meccanici della muratura e necessarie per la costruzione della curva di taratura con i valori delle battute sclerometriche.

In Figura 112 sono riportati i diagrammi carico-spostamento relativi ai soli tre provini prelevati in corrispondenza della pila N°3. La tensione di rottura è calcolata dividendo il carico di rottura per l'area (diametro del provino per la sua lunghezza) e moltiplicando il risultato per il coefficiente di correzione (preso pari a 1.8). Per la muratura costituente le pile è stata ricavata una tensione di rottura compresa tra i 6.5 e i 9.0 MPa circa, in accordo con i valori tipici di tensione di rottura delle murature da ponte.

La prova è codificata nella normativa ferroviaria europea sui ponti in muratura. Un provino fessurato a seguito dell'applicazione del carico durante la prova è riportato in Figura 113.

E' importante osservare che durante l'esecuzione della prova vengono riprodotte condizioni analoghe a quelle in cui, nella realtà, le murature sono sollecitate all'interno della struttura.

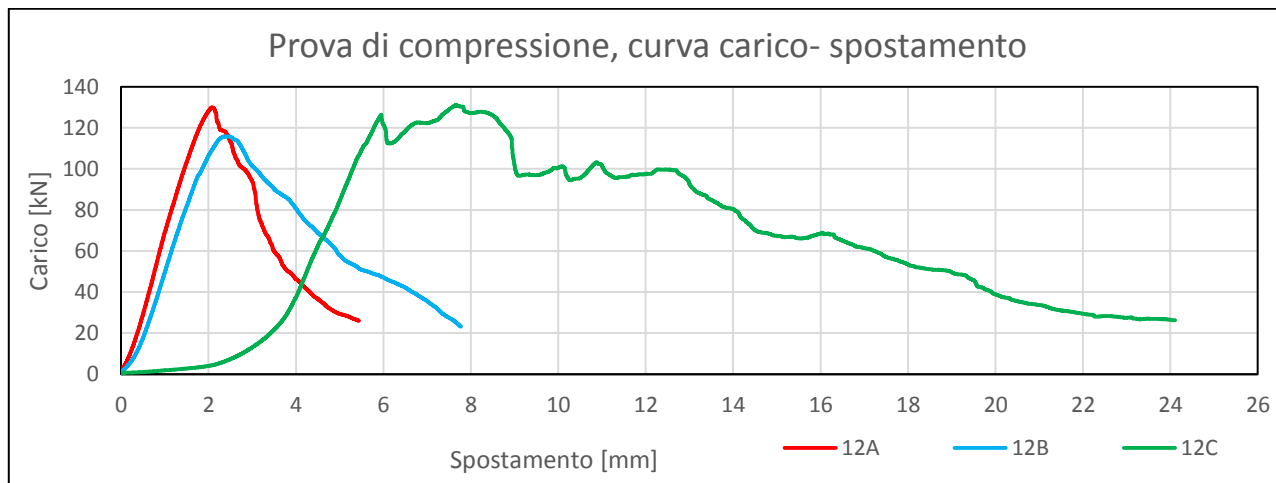


Figura 112 Prova di compressione sulle tre carote prelevate dalla pila N°3.



Figura 113 Fase finale della prova di schiacciamento del provino.

In Tabella 22 ed in Tabella 23 sono riassunte le caratteristiche dei provini prelevati, la corrispondente posizione di prelievo e il valore di tensione di rottura ottenuto dalla prova UIC.

2.5 ANALISI DEI CARICHI E AZIONI SUI PONTI STRADALI

Tabella 22 Risultati della prova UIC per gli elementi delle pile e delle volte.

Identificativo		6A	6B	12A	12B	12C
Posizione		Chiave arco	Imposta arco	Pila	Pila	Pila
Diametro	[mm]	142	142	142	142	142
Lunghezza provino	[mm]	178	150	174	186	226
Area sez nominale	[mm ²]	25276	21300	24708	26412	32092
Area sez circolare	[mm ²]	15836.8	15836.8	15836.8	15836.8	15836.8
Volume	[mm ³]	2818944.8	2375515.3	2755597.7	2945639.0	3579109.7
Peso	[kg]	---	3.764	4.811	5.284	7.548
Densità	[kg/m ³]	---	1584.5	1745.9	1793.8	2108.9
Peso specifico	[kN/m ³]	---	15.54	17.12	17.59	20.68
Carico di rottura F _{ult}	[kN]	87.11	101.86	129.96	115.84	131.19
Tensione di rottura f _M	[MPa]	6.20	8.61	9.47	7.89	7.36
Prova sclerometrica			32 a 45°	34	33	32

Tabella 23 Risultati della prova UIC per gli elementi delle pile spalla.

Identificativo		15A	15C	15B	17A	17B
Posizione		Pila spalla-zona archi in muratura	Pila spalla-zona archi in muratura	Pila spalla-zona archi in muratura	Pila spalla-zona archi in c.a.	Pila spalla-zona archi in c.a.
Diametro	[mm]	142	142	142	142	142
Lunghezza provino	[mm]	267	267	267	267	267
Area sez nominale	[mm ²]	37914	37914	37914	37914	37914
Area sez circolare	[mm ²]	15836.8	15836.8	15836.8	15836.8	15836.8
Volume	[mm ³]	4228417.2	4228417.2	4228417.2	4228417.2	4228417.2
Peso	[kg]	7.594	7.363	7.393	7.343	7.372
Densità	[kg/m ³]	1795.9	1741.3	1748.4	1736.6	1743.4
Peso specifico	[kN/m ³]	17.61	17.08	17.15	17.03	17.10
Carico di rottura F _{ult}	[kN]	138.28	201.33	173.4	192.29	169.23
Tensione di rottura f _M	[MPa]	6.56	9.56	8.23	9.13	8.03
Prova sclerometrica		31	34	33		

2.5.3.2. Confronto con le prove sclerometriche

La correlazione fra i risultati ottenibili con lo sclerometro e la resistenza meccanica della muratura è stata effettuata attraverso un lungo lavoro di ricerca da parte dei ricercatori dell'Università di Genova. I risultati principali dello studio sono riportati in (Brencich, Corradi e Sterpi 2004), (Bilello, et al. 2006), (Brencich e Sterpi 2006).

Un'applicazione specifica del metodo al caso di ponti ad arcata multipla in muratura, del tipo di quello in esame, è riportata in (Brencich e Sabia 2008).

Nell'ultima riga di Tabella 22 e di Tabella 23 sono stati inoltre riportati i valori medi di rimbalzo, valutati sulle numerose misurazioni effettuate con prova di battuta sclerometrica, riferiti alle zone in cui sono stati eseguiti i carotaggi. Si osserva che i valori registrati sono piuttosto simili, a dimostrazione di una notevole omogeneità dei mattoni nel ponte.

I valori medi di rimbalzo sono stati correlati nel grafico di Figura 114 con i valori di resistenza a rottura valutati nelle medesime zone con le prove UIC.

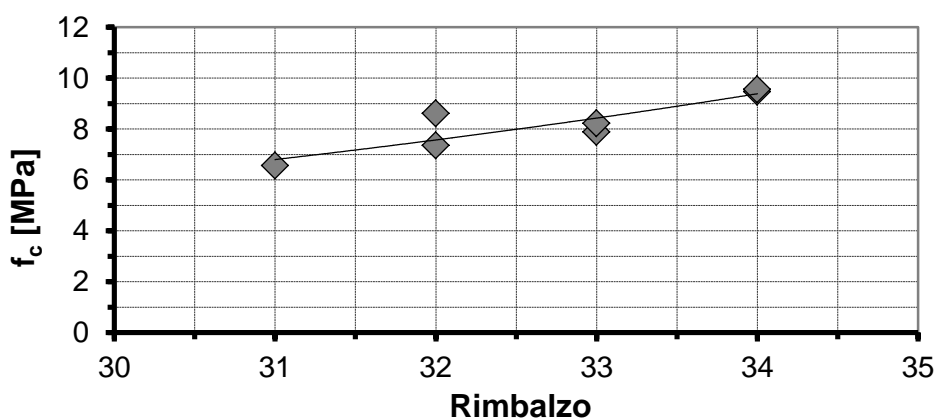


Figura 114 Correlazione dei valori di rimbalzo della prova sclerometrica con i valori di tensione di rottura della prova UIC.

È possibile a questo punto calcolare il valore medio della resistenza a rottura della muratura, che risulta essere pari a $f_M \cong 8\text{MPa}$.

L'uso dello sclerometro è frequente sul calcestruzzo come prova speditiva. L'utilizzo della medesima prova sulla muratura di mattoni è un'applicazione recente, che si è dimostrata di affidabilità non inferiore a quella delle applicazioni sul calcestruzzo.

Le informazioni dedotte, insieme alla conoscenza anche statistica delle caratteristiche della muratura di mattoni pieni, hanno consentito di avere un quadro piuttosto completo della consistenza delle strutture del ponte, evidenziando difetti e soluzioni di continuità. È stato quindi possibile stimare la resistenza delle murature derivando, di conseguenza, i valori di progetto da confrontare con i risultati del modello di calcolo.

La definizione della resistenza a compressione di progetto deriva dal confronto dei dati sperimentali, spesso limitati nel numero e talora non univoci, e dall'applicazione di teorie consolidate. Il valore di progetto f_{Md} della resistenza si ottiene dividendo il valore caratteristico f_{Mk} (valore medio $f_M/1.4$) per il fattore parziale previsto nel paragrafo 4.5.6 delle NTC2008 (DM14/01/08 2008) e dall'EuroCodice 6 ($\gamma_M=3$). Per muratura di mattoni pieni si ricava: $f_{Md} = 8 / 1.4 / 3 = 1.9\text{ MPa}$.

Tale valore è una stima ragionevole per le murature ordinarie di mattoni pieni, ulteriormente confermato dalle indicazioni che la normativa italiana fornisce riguardo ai valori di resistenza di progetto da utilizzare. Per quanto riguarda il caso specifico delle murature per strutture da ponte, la letteratura scientifica non è però così ampia come per il caso delle murature per gli edifici.

2.5.4. Azione sismica

Occorre premettere che la previsione della risposta sismica di un ponte in muratura presenta non poche difficoltà, e allo stesso tempo non esistono modelli di comportamento certi, soprattutto nei confronti di azioni trasversali al ponte, per non parlare dei ponti a tracciato curvo o addirittura sbieco. Il comportamento certamente non lineare della struttura, deriva principalmente dalla debole resistenza a trazione del materiale (che al limite è nulla), da fenomeni di schiacciamento, e dal possibile dislocamento del pietrame nel corso dello scuotimento sismico. Un dato di fatto, comunque, è che in generale i ponti in muratura mostrano di essere poco vulnerabili all'azione sismica.

Per la determinazione degli effetti delle azioni sismiche si fa riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri e ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico, a meno che tale valore risulti rilevante. In tal caso, il paragrafo 3.2.4 della bozza del documento tecnico CNR-DT 213 (CNR-DT213/2012 2012) propone di utilizzare un coefficiente di combinazione $\psi_{2j} = 0.2$ da moltiplicare alle masse associate ai carichi accidentali. Solitamente, essendo i ponti in muratura strutture pesanti e massicce di per sé, l'incidenza dei carichi accidentali nelle combinazioni sismiche non modifica in maniera sostanziale la risposta della struttura. Tuttavia, a vantaggio di sicurezza, l'aliquota di massa associata ai carichi accidentali è stata considerata nelle analisi sismiche effettuate tramite un opportuno incremento della massa associata alla pavimentazione.

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.

Grazie all'ausilio del programma Spettri-NTC ver.1.0.3, è stato possibile ricavare lo spettro di risposta elastico verticale e orizzontale, e quindi quello di progetto tramite il fattore di struttura q , relativi al comune di Fornovo, per i diversi stati limite. Nell'appendice C8A4.2.3 della circolare del 2 febbraio 2009 delle NTC2008 è indicato il coefficiente di struttura da utilizzare nelle verifiche allo SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita) per la componente orizzontale, mentre il coefficiente di struttura per la componente verticale è indicato nel paragrafo 7.3.1, specifico per i ponti.

Di seguito, vengono riportati tutti i parametri utilizzati per ricavare gli spettri di progetto per i diversi stati limite, i cui andamenti sono mostrati in Figura 115. In Tabella 24 sono riassunti i valori di accelerazione al suolo di picco (PGA).

Comune di Fornovo

Latitudine:	44°41' Nord
Longitudine:	10°6' Est
Terreno di fondazione:	B
Categoria topografica:	T1
Vita nominale della struttura V_n :	100 anni
Classe d'uso IV, coefficiente d'uso C_u :	2.00
Coefficiente di struttura q per spettro verticale:	1
Coefficiente di struttura q per spettro orizzontale:	2

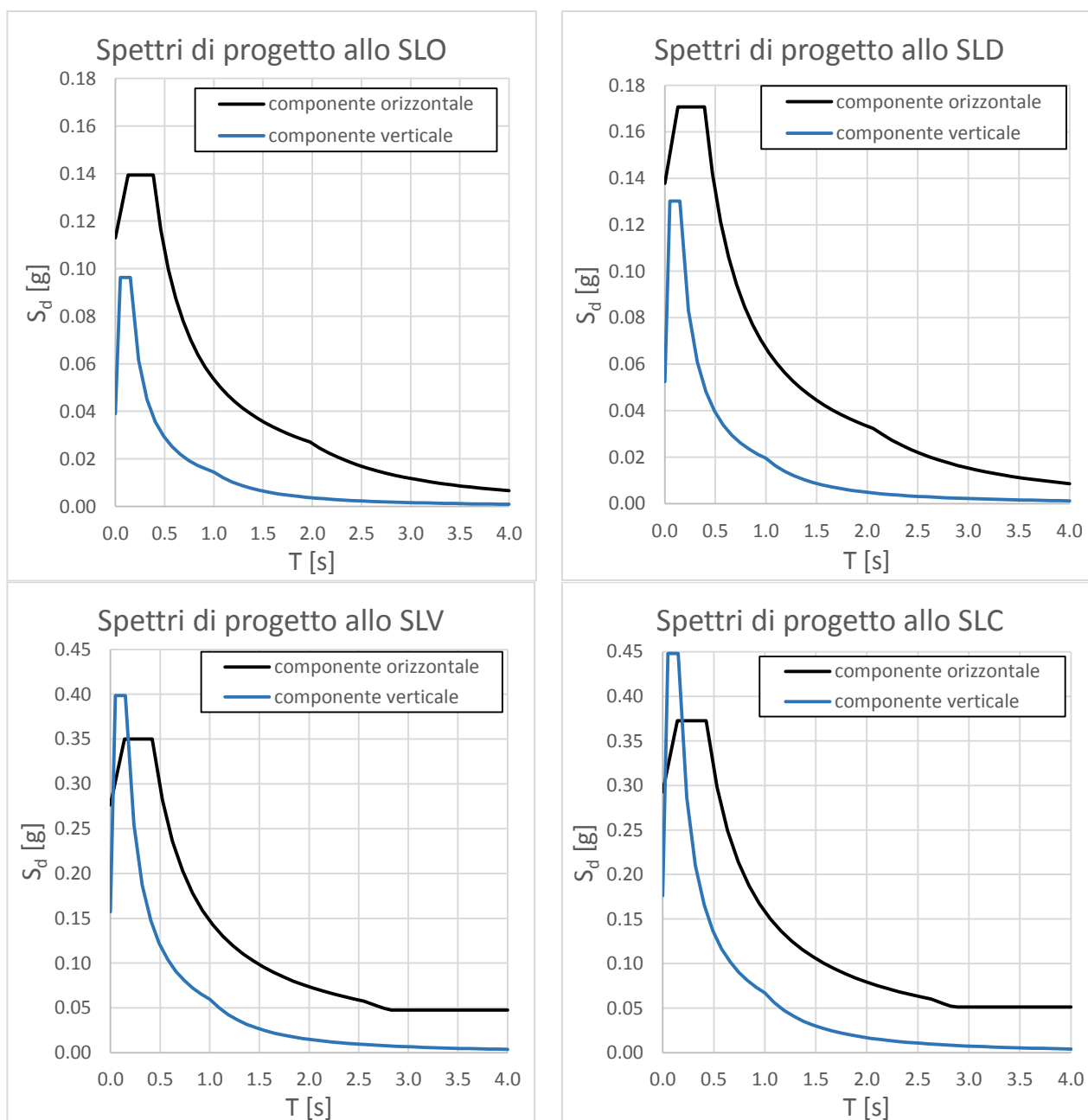


Figura 115 Spettri di progetto nelle componenti verticale ed orizzontale per i diversi stati limite considerati.

Tabella 24 Valori di PGA per i diversi stati limite.

Stato Limite	SLO	SLD	SLV	SLC
pga orizzontale	0.094 g	0.115 g	0.239 g	0.257 g
pga verticale	0.039 g	0.053 g	0.157 g	0.176 g

Come indicato nella sezione C8.3 della Circolare 617/2009, non saranno eseguite verifiche di sicurezza nei confronti dello SLC; quindi, come indicato in C8A.8.2, la valutazione della sicurezza per i ponti esistenti in condizioni sismiche sarà valutata solo nei confronti dello SLV.

2.5.5. Combinazione delle azioni

Combinazione fondamentale SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Combinazione sismica per lo Stato Limite Ultimo:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

dove $E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$, secondo quanto indicato nella combinazione quadratica completa (CQC) per l'analisi lineare dinamica (o spettrale) esposta nel paragrafo 7.3.3 delle NTC2008.

Per il calcolo delle masse da utilizzare nella combinazione sismica si rimanda a quanto detto nel paragrafo 2.5.3.

In Tabella 25 si riportano i valori dei coefficienti di combinazione e dei coefficienti parziali per le azioni secondo la *combinazione 1, approccio 1* (strutturale) secondo quanto indicato nel paragrafo 2.6.1 e nelle Tabelle 5.1.V e 5.1.VI delle NTC2008. Per le strutture ad arco, i coefficienti parziali di sicurezza verranno sempre considerati nella condizione sfavorevole.

Tabella 25 *Coefficienti di combinazione e coefficienti parziali delle azioni utilizzati.*

	Coefficiente	A1 STR
Carichi permanenti strutturali	γ_{G1}	1.35
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.35
Carichi variabili da traffico	γ_Q	1.35

Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV NTC2008)	Coefficiente y_0 di combinazione	Coefficiente y_2 (valori quasi permanenti)
Schema 1,5 e 6 (carichi distribuiti)	0.4	0.2

2.6. MODELLO DI CALCOLO

2.6.1. Criteri generali

Solitamente, quanto più complessa è una struttura (per quanto riguarda sia la geometria che il modello utilizzato per descrivere il comportamento meccanico dei materiali), tanto più si ritiene che lo strumento d'analisi che meglio ne descrive il comportamento sia anch'esso complesso. Questo è solo parzialmente vero, poiché anche modelli ad elementi finiti che non includono le opzioni più avanzate riescono, specialmente per quanto riguarda la muratura in generale, ed i ponti in muratura in particolare, a fornire una visuale d'insieme del problema. Da un lato molte sono le incertezze riguardo ai parametri meccanici del materiale; dall'altro più aumenta la complessità del modello, maggiori sono i rischi di instabilità numeriche.

La muratura, essendo costituita da malta e mattoni (pieni e non), si presta ad essere modellata come un materiale anisotropo, il cui comportamento in fase elastica deve essere definito tramite sei costanti. Nella pratica, a causa delle incertezze insite nelle procedure sperimentali e al limitato numero di campagne sperimentali, dettato da condizionamenti economici o dalla necessità di preservare l'integrità della struttura, risulta praticamente impossibile riuscire a definire univocamente tali parametri. Spesso, è necessario ricorrere a valori disponibili in letteratura, seguendo le indicazioni imposte dalla normativa vigente, utilizzando dunque parametri meccanici diversi da quelli che si riferiscono all'oggetto di studio.

Altre incertezze provengono dalla conoscenza dell'effettiva struttura interna degli elementi costituenti le varie parti dei ponti in muratura o semplicemente dalla giacitura dei letti di malta del tessuto murario.

Anche il concetto stesso di tensione va considerato con attenzione. I programmi ad elementi finiti riescono bene a gestire questa grandezza meccanica, che rappresenta un vettore forza applicato su una superficie infinitesima. Ha quindi senso definire la tensione soltanto per materiali omogenei. La muratura è, per sua natura, un materiale eterogeneo anche su scala macroscopica; di conseguenza, la grandezza "tensione" non è rappresentativa, a meno che la muratura non venga modellata come un materiale omogeneo equivalente. Il concetto di tensione, applicato alle murature, perde quindi il significato di grandezza meccanica puntuale e deve essere considerato come una grandezza meccanica cui attribuire significato solo "in media".

Il mattone rappresenta un'unità ripetitiva per la muratura, e quindi le sue massime dimensioni possono essere utilizzate per definire un limite oltre il quale il concetto di tensione assume il significato di grandezza meccanica mediamente rappresentativa del sistema di forze interne al materiale, e al di sotto del quale ogni grandezza è da ritenersi come non rappresentativa per la struttura in esame.

Com'è ben noto, la muratura ha un'ottima capacità di resistenza nei confronti delle azioni di compressione e scarsa resistenza a trazione. Per un ponte ad arco ben progettato, lo stato di tensione risulta prevalentemente di compressione. Nelle analisi che seguono, la muratura verrà considerata come un materiale elastico lineare isotropo ed omogeneo e solo a posteriori verrà eseguito un controllo sullo stato tensionale verificando che la compressione non superi i valori di ammissibilità del materiale e che la trazione sia contenuta (non maggiore di 0.2-0.4 MPa).

Per quanto riguarda la disposizione ed il numero di corsie convenzionali da considerare nelle combinazioni di carico, queste vengono determinate in modo da introdurre le più sfavorevoli condizioni di progetto e sono indipendenti dalle corsie fisiche disegnate sulla carreggiata mediante la segnaletica orizzontale. Per ogni singola verifica il numero di corsie caricate, la loro disposizione sulla carreggiata (lunghezza e disposizione longitudinale) e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi siano i più sfavorevoli secondo quanto indicato nello schema di carico definito nel paragrafo 2.5.2.

2.6.2. Modello semplificato 2D

Per effettuare le verifiche, è necessario individuare le condizioni di carico in cui, nelle sezioni da verificare, risulta essere massima/minima una caratteristica di sollecitazione o di deformazione. Per fare questo, si utilizza la corrispondente “linea di influenza”. Questa è rappresentata da un grafico che indica, tra le infinite combinazioni in cui è possibile segmentare i carichi, dove e come disporre i carichi per massimizzare/minimizzare la grandezza d’interesse per la sezione in esame. La linea d’influenza fornisce quindi la risposta della struttura (sollecitazioni o spostamenti) in un punto, in funzione della posizione del carico.

La definizione stessa offre un procedimento diretto per la costruzione di una qualsiasi linea di influenza per punti. Operativamente, si pone il carico $P=1$ sull’ascissa ξ_1 e si calcola l’effetto che si desidera nella prefissata sezione S ; si sposta poi il carico P su un’altra ascissa ξ_2 e si trova il corrispondente valore dell’effetto studiato sulla sezione S ; si ripete il procedimento, applicando il carico P su altre ascisse $\xi_3 \dots \xi_i, \dots \xi_n$ e ricavando, in S , i valori dell’effetto. Si determina così, una serie di coppie di valori (ξ_i, η_i) , costituite dall’ascissa dove agisce il carico $P=1$ e dal valore che ha assunto l’effetto nella sezione S . A questo punto basta riportare in un diagramma i valori sulla verticale dei corrispondenti valori di S per ottenere la linea di influenza dell’effetto sulla sezione S .

In via semplificata, si può considerare un modello 2D ed assumere l’arco come se fosse costituito dalla sola linea d’asse curva o spezzata a tratti. Solitamente, le sezioni d’interesse in un arco sono la sezione di chiave e la sezione d’imposta. Per valutarne le caratteristiche di sollecitazione si è utilizzato il software SAP2000 v.15 della CSI (si riporta in Figura 116 una porzione del modello considerato).

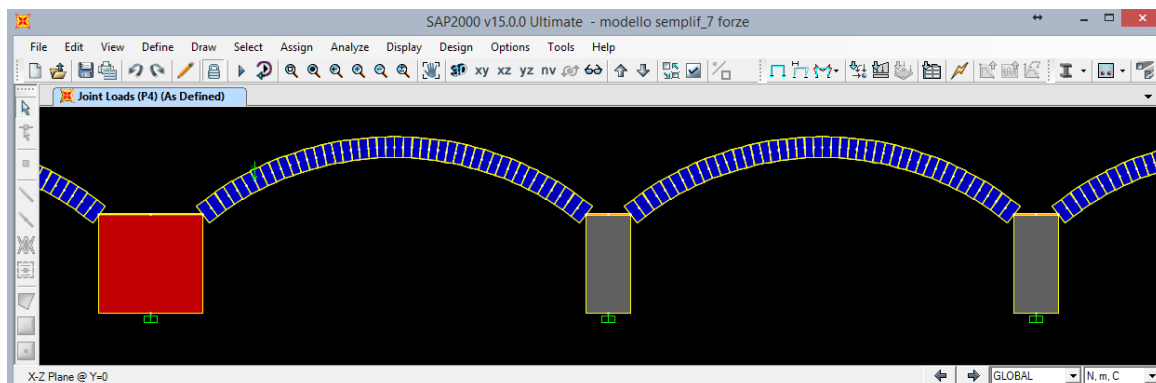


Figura 116 Modello semplificato 2D.

Gli archi sono solitamente sottoposti alla contemporanea presenza di sforzo normale N e momento flettente M_y (oltre che a sforzi di taglio) ed è possibile calcolare la tensione al lembo superiore (estradosso) o inferiore (intradosso) utilizzando le note formule di Navier, secondo cui le tensioni possono essere espresse in forma binomia o monomia (utilizzando i momenti di nocciolo M_m o M_n).

$$\sigma' = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W'} \quad \sigma'' = \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W''} \quad \text{Formulazione binomia}$$

$$\sigma' = \frac{M_m}{W'} \quad \sigma'' = -\frac{M_n}{W''} \quad \text{Formulazione monomia}$$

Il vantaggio delle formule monomie diventa considerevole quando si studia il problema mediante le linee di influenza, perché in generale, la disposizione dei carichi che rende massimo N non rende contemporaneamente massimo M , e viceversa. Quindi, di solito, la tensione in un lembo diventa massima per

una disposizione dei carichi intermedia, che rende massima la somma dei due termini della formula binomia, senza che essi singolarmente assumano i massimi valori (in tal caso bisognerebbe procedere per tentativi).

Nella formulazione monomia invece, la tensione nei lembi dipende esclusivamente dalla sollecitazione M_m (o M_n), e quindi dalla sola linea di influenza di M_m (o M_n) dove i pedici m ed n indicano i punti di nocciolo superiore ed inferiore, come mostrato in Figura 117.

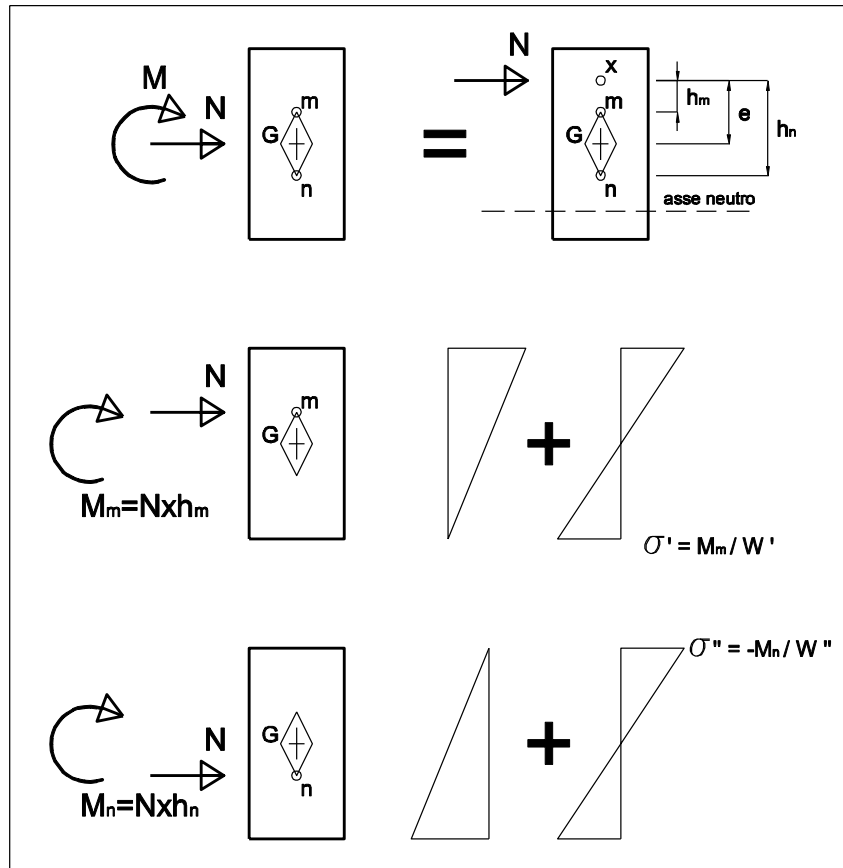


Figura 117 Rappresentazione schematica dei momenti di nocciolo.

Sono stati disposti singolarmente carichi unitari in corrispondenza dei nodi (posti a distanza un metro l'uno dall'altro) e di volta in volta sono stati riportati in un grafico i valori delle caratteristiche di sollecitazione valutati nella sezione considerata, riportandoli nella sezione d'applicazione del carico. In questo modo, si ottengono le linee di influenza per la sezione di chiave e per quella d'imposta. Tramite il metodo dei momenti di nocciolo, combinando opportunamente sforzo normale e momento flettente, è possibile individuare le quattro linee di influenza, riportate sinteticamente in Figura 118, Figura 119, Figura 120, Figura 121:

- linea di influenza del momento di nocciolo M_n per la sezione di chiave
- linea di influenza del momento di nocciolo M_m per la sezione di chiave
- linea di influenza del momento di nocciolo M_n per la sezione d'imposta
- linea di influenza del momento di nocciolo M_m per la sezione d'imposta

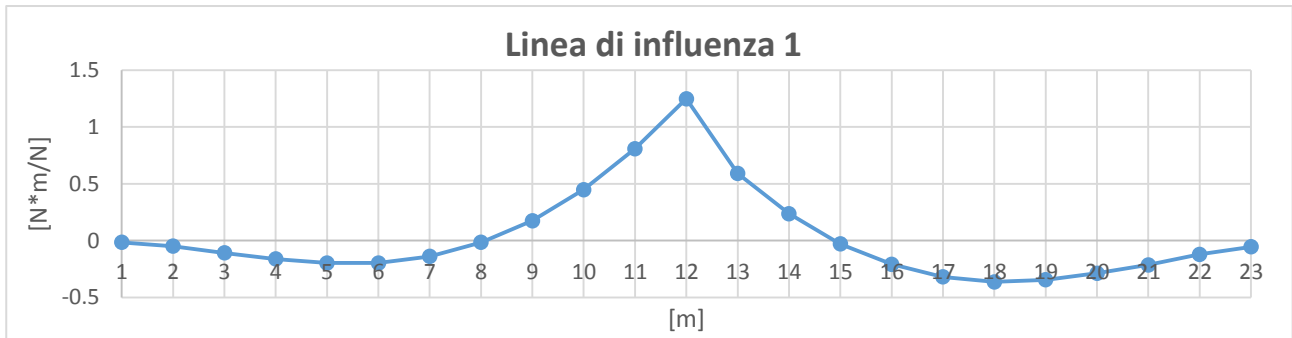


Figura 118 Linea di influenza del momento di nocciolo M_n per la sezione di chiave.

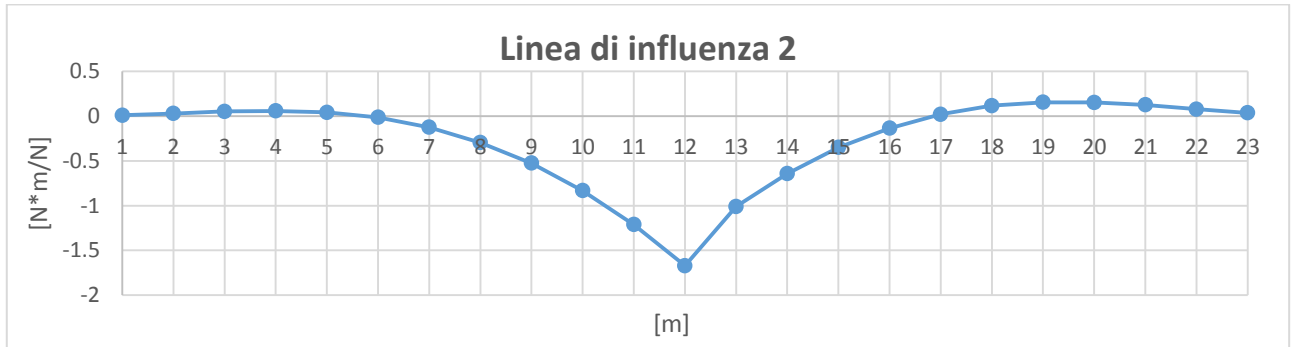


Figura 119 Linea di influenza del momento di nocciolo M_m per la sezione di chiave.

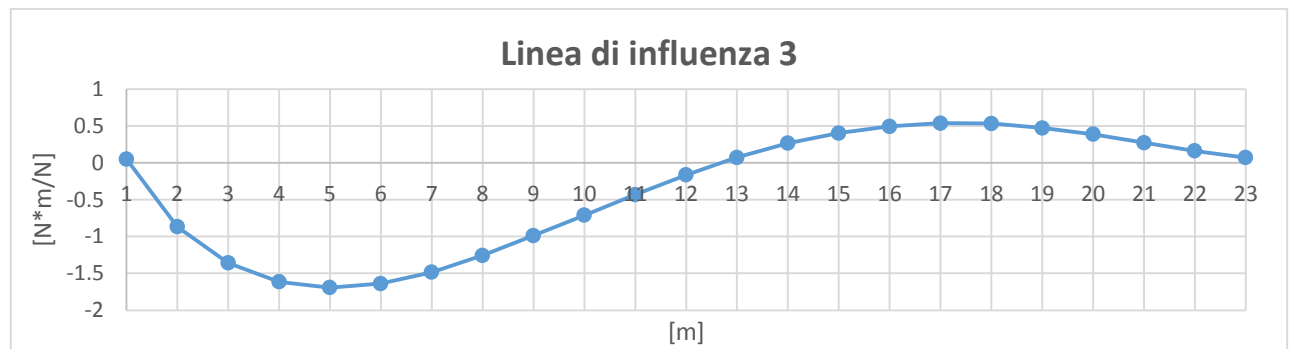


Figura 120 Linea di influenza del momento di nocciolo M_n per la sezione d'imposta.

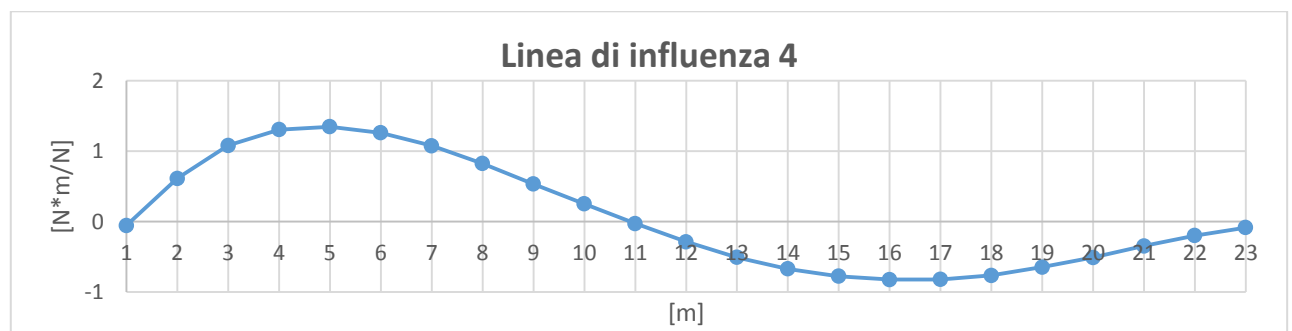


Figura 121 Linea di influenza del momento di nocciolo M_m per la sezione d'imposta.

Alla luce di questa analisi, è chiara la disposizione del carico accidentale da utilizzare per ottenere i risultati desiderati; in particolare, per ottenere la massima tensione di compressione all'estradosso della sezione di chiave (linea di influenza 1), sarà necessario disporre il carico accidentale nell'intervallo compreso tra l'ascissa ad 8 m e l'ascissa a 15 m.

In maniera del tutto analoga, per minimizzare la tensione di trazione all'intradosso della sezione di chiave (linea di influenza 2), il carico accidentale sarà disposto nell'intervallo compreso tra l'ascissa a 6 m e quella 17 m; per minimizzare la tensione di trazione all'estradosso dell'imposta (linea di influenza 3), il carico sarà disposto nell'intervallo compreso tra l'origine e l'ascissa a 13 m; infine, qualora si volesse massimizzare la tensione di compressione all'intradosso dell'imposta (linea di influenza 4), si dovrà disporre il carico nell'intervallo compreso tra l'origine e l'ascissa a 11 m.

In Figura 122 viene riassunta la disposizione del carico accidentale per le quattro condizioni di carico (CdC) considerate successivamente nel modello 3D, riferite alle quattro linee di influenza appena determinate.

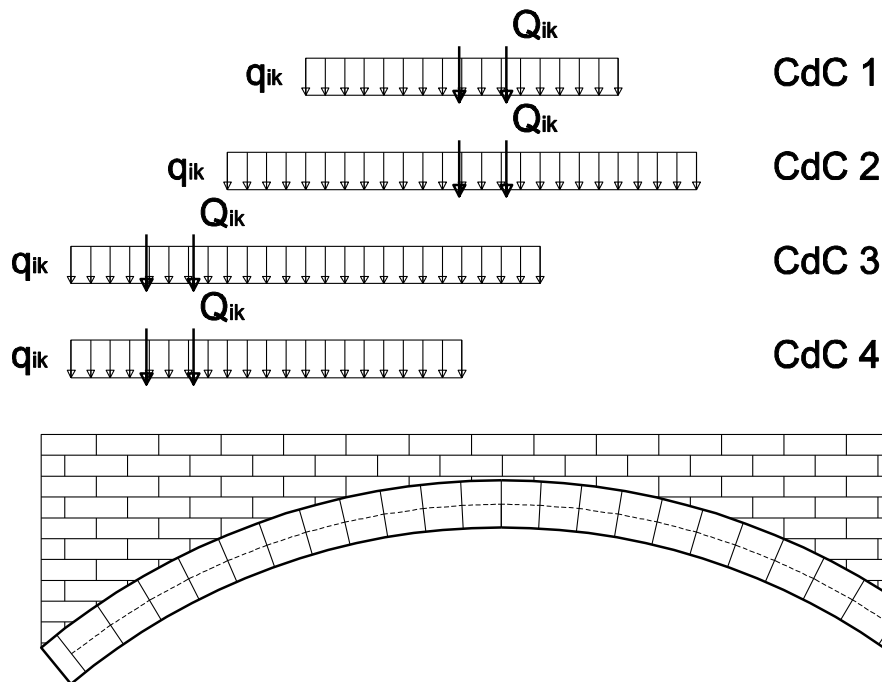


Figura 122 Disposizione dei carichi per le condizioni di carico.

2.6.3. Modello FEM 3D

Per una trattazione più completa e per poter tenere in considerazione anche la risposta della struttura in direzione trasversale, sono state condotte delle analisi FEM 3D tramite il software di calcolo Abaqus/CAE 6.12-3 di SIMULIA, utilizzando elementi solidi C3D8R (8 nodi *linear brick* con *reduced integration* e *hourglass control*). Geometria, caratteristiche meccaniche e carichi sono stati assegnati in accordo con il sistema internazionale di misura (SI) e la struttura è stata vincolata con degli incastrati alla base delle fondazioni. La mesh utilizzata è stata raffinata fino ad un livello di dettaglio opportuno (280526 nodi e 226539 elementi). La muratura e il riempimento sono stati modellati come un continuo equivalente, ossia un mezzo omogeneo in cui i singoli elementi costituenti non sono rappresentati distintamente.

Nonostante la struttura originale sia costituita da un numero di campate pari a 20, nel modello ne sono state considerate solamente quattro. Tale scelta, che consente di ridurre l'onere computazionale e quindi i rischi d'instabilità numerica, è giustificata dal fatto che questo modulo di quattro campate è delimitato dalla presenza di due massicce e rigide pile spalla che lo rendono praticamente indipendente dalle altre campate.

Innanzitutto, sono stati costruiti dei sotto-modelli fedeli alla situazione reale grazie ai numerosi rilievi effettuati *in situ*. Nelle figure successive (da Figura 123 a Figura 127) vengono riportati i sotto-modelli considerati con la mesh utilizzata, le quote sono espresse in metri mentre i diversi colori indicano le parti del

ponete ognuna costituita da uno specifico materiale. Successivamente, tali sotto-modelli sono stati assemblati per ottenere il modello da analizzare, mostrato in Figura 128.

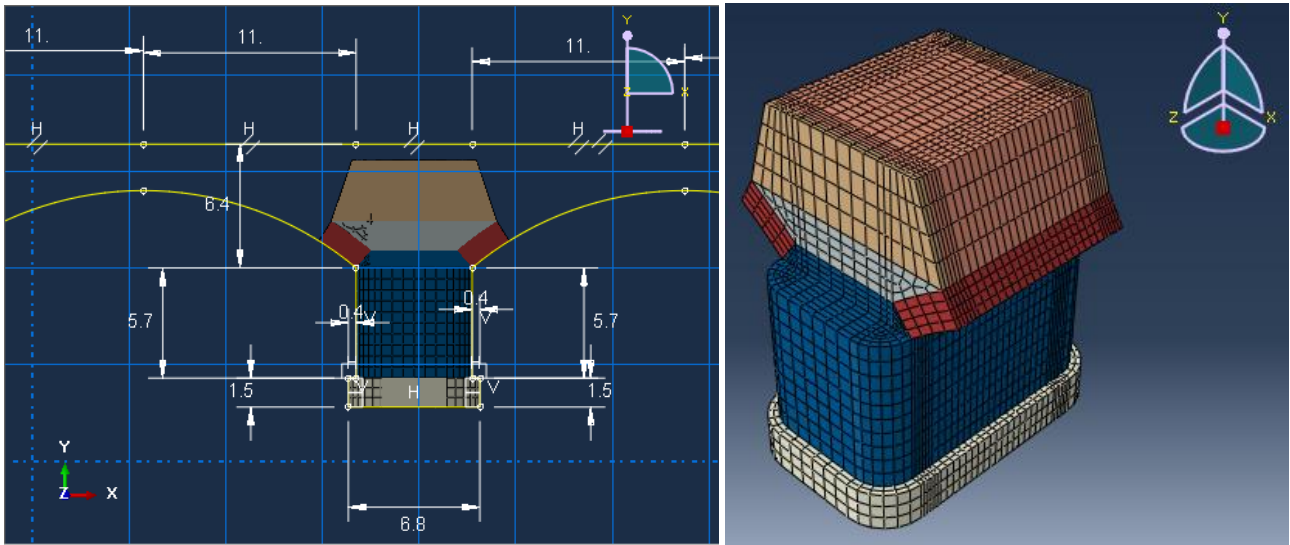


Figura 123 Sotto-modello "Pila spalla".

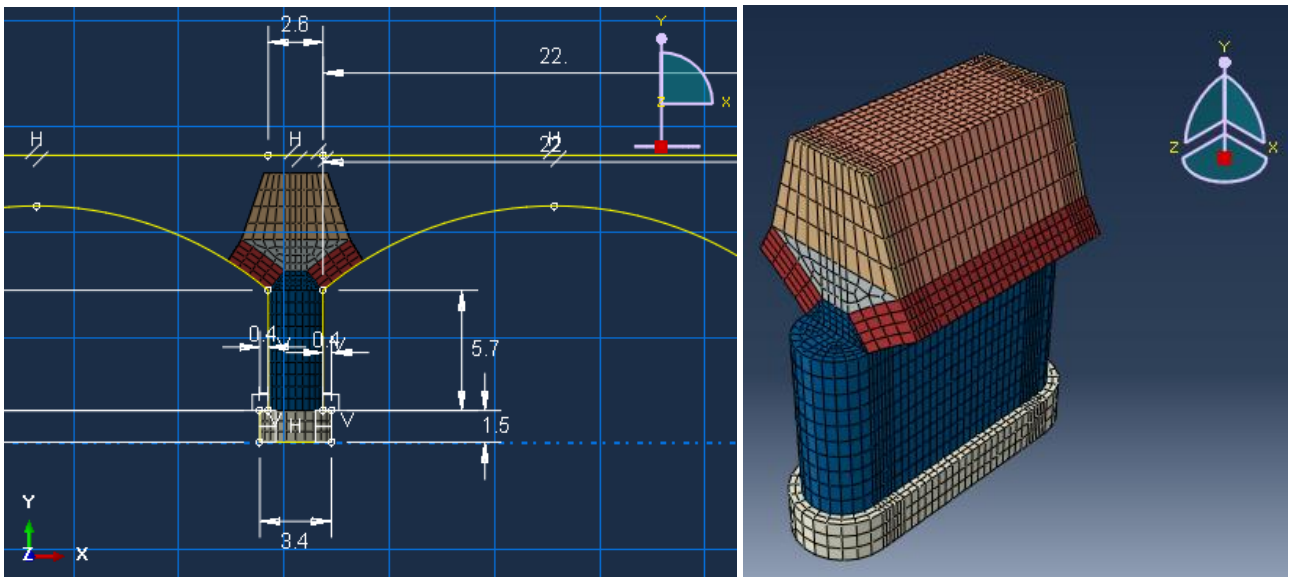


Figura 124 Sotto-modello "Pila".

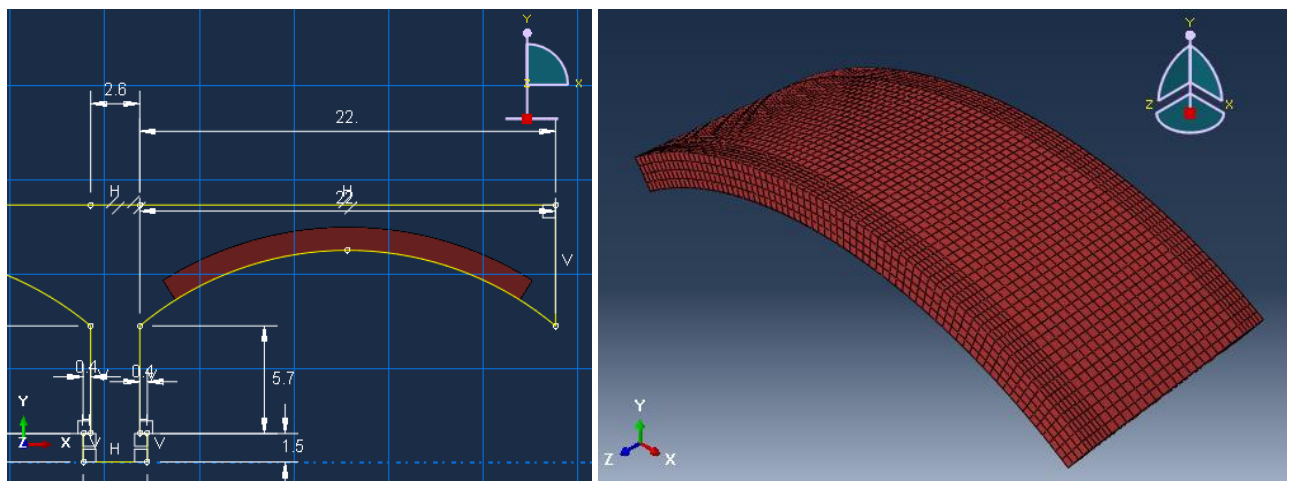


Figura 125 Sotto-modello "Volta".

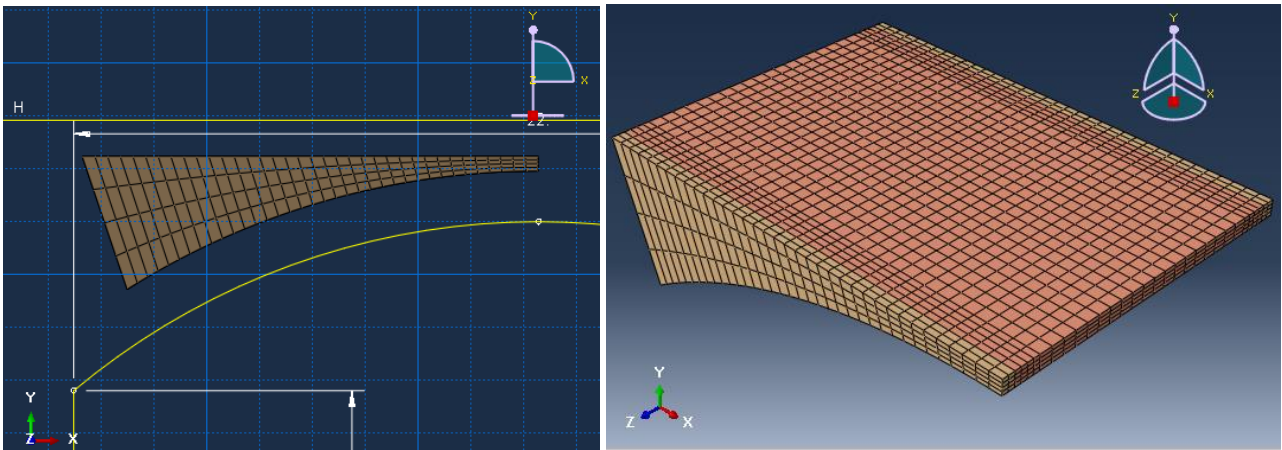


Figura 126 Sotto-modello "Riempimento".

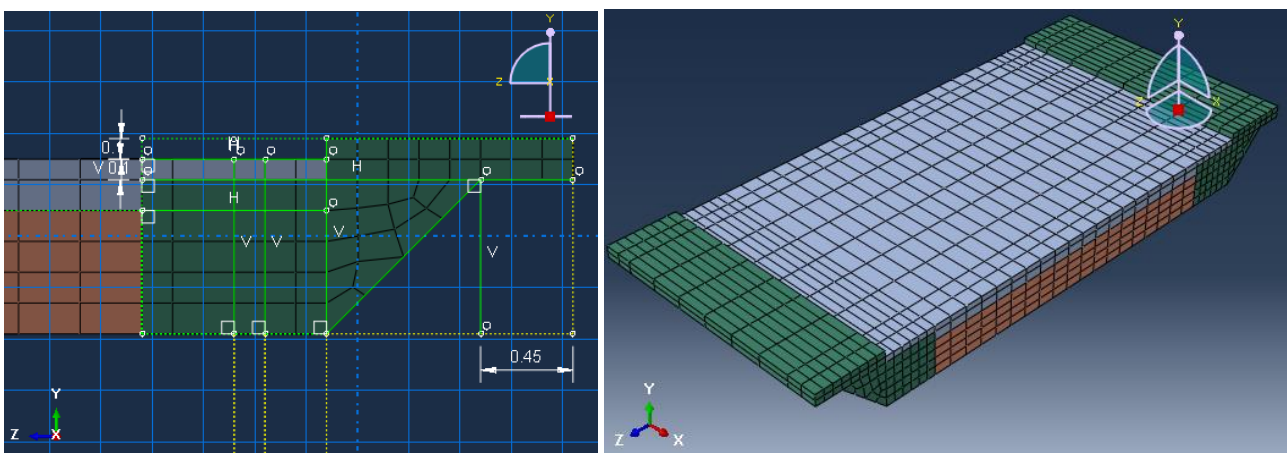


Figura 127 Sotto-modello "Pavimentazione".

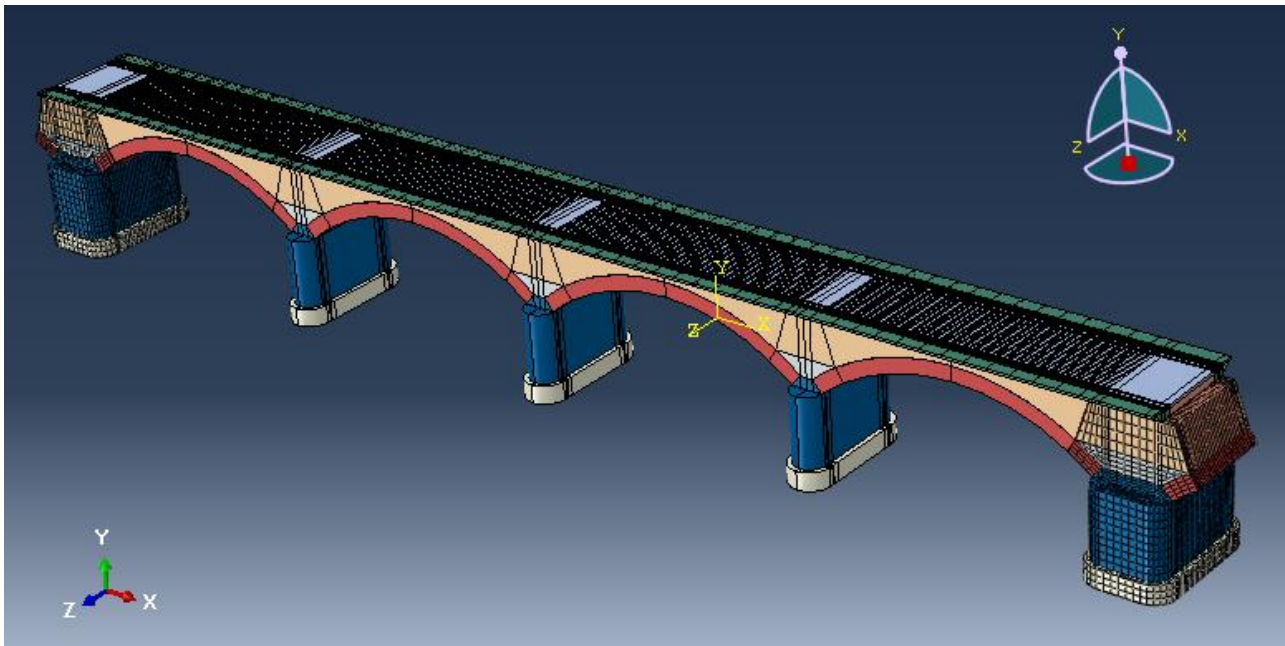


Figura 128 Modello FEM 3D.

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di un'adeguata analisi e può essere ottenuta con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. In seguito alle numerose indagini

e prove effettuate, secondo quanto indicato nell'appendice A al capitolo 8 delle NTC2008, è stato raggiunto per la struttura un *livello di conoscenza* LC3 a cui corrisponde un *fattore di confidenza* $FC=1$. In questa condizione, avendo a disposizione un numero di valori sperimentali di resistenza maggiore di 3, dalla tabella C8A.1.A.4 delle NTC2008 si possono stimare i moduli elastici da utilizzare nel calcolo. Il modulo elastico è stato scelto pari al valore medio dell'intervallo riportato in Tabella C8A.2.1, opportunamente moltiplicato per i coefficienti correttivi riportati in Tabella C8A.2.2.

In Tabella 26 e Tabella 27 vengono riportati i valori degli intervalli dei parametri meccanici d'interesse e i coefficienti correttivi relativi assunti per il caso in esame, in accordo con quanto indicato nelle Tab. C8A.2.1 e Tab. C8A.2.2 delle NTC2008.

Tabella 26 Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio.

TIPOLOGIA MURARIA	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6	1200	400	18
	400	9.2	1800	600	

Tabella 27 Coefficienti correttivi dei parametri meccanici.

Coefficienti correttivi per i parametri meccanici	Malta buona	Giunti sottili (< 10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1.5	1.5	-	1.3	0.7	1.5	1.5

Generalmente, i timpani sono considerati come elementi preposti al contenimento laterale del materiale di riempimento e, di conseguenza, il loro contributo alla risposta del ponte viene trascurato. In realtà, evidenze sperimentali ed analitiche dimostrano che il contributo dei timpani alla risposta meccanica del ponte e alla sua capacità portante è tutt'altro che trascurabile.

E' inoltre possibile fare un'ulteriore considerazione riguardo all'effettiva partecipazione del timpano alla risposta strutturale. Per quanto riguarda gli effetti a lungo termine, e quindi per azioni pseudo statiche (quali quelle legate al peso proprio e al carico degli accidentali), i timpani non contribuiscono in maniera sostanziale all'incremento di resistenza della struttura a causa di fenomeni di rilassamento e riassetto interni alla stessa muratura. Per quanto invece riguarda azioni impulsive ed istantanee, per esempio quelle derivanti da azioni dinamiche e, più in particolare, da azioni sismiche, tale fenomeno di rilassamento non ha il tempo di svilupparsi e quindi in questo caso i timpani riescono a contribuire alla rigidità/resistenza della struttura.

Per quanto riguarda il riempimento, questo è solitamente realizzato in materiale incoerente, drenante, incomprimibile e leggero, ed ha prevalentemente lo scopo di offrire alla via portata un piano di posa quanto più possibile orizzontale, non assolvendo quindi funzioni strutturali per la stabilità del ponte.

Sono stati dunque proposti due differenti modelli a seconda del tipo di verifica da effettuare: nel primo modello, da utilizzare per le verifiche nella combinazione fondamentale agli SLU, timpano e riempimento

superiore non partecipano alla risposta strutturale d'insieme. Nel secondo modello, da utilizzare nella combinazione sismica allo SLV, il riempimento e il timpano partecipano con la loro rigidità alla risposta strutturale.

Sono stati quindi realizzati due diversi modelli, a seconda del tipo di analisi da effettuare, che presentano differenze sia per quanto riguarda la geometria che per quanto riguarda il materiale. Infatti, anche nei confronti dell'azione sismica si dovranno utilizzare moduli elastici diversi da quelli utilizzati per i carichi di lunga durata, per tenere conto di eventuali fenomeni viscosi. In Tabella 28 sono riportati i materiali utilizzati per le diverse parti costituenti il ponte a seconda del tipo di analisi effettuata. I corrispondenti parametri meccanici sono riportati nella Tabella 29.

Tabella 28 Parti costituenti il ponte e relativi materiali considerati con nomi di riferimento.

Parti del ponte	Analisi statica allo SLU	Analisi sismica/dinamica allo SLV
Rivestimento pile	muratura	Muratura
Rivestimento pile spalla	muratura	Muratura
Volte	muratura	Muratura
Timpani	riempimento scadente 1	riempimento scadente 2
Riempimento volte	riempimento scadente 1	riempimento scadente 2
Riempimento pile	riempimento buono	riempimento buono
Riempimento pile spalla	riempimento buono	riempimento buono
Fondazioni	pietra	Pietra
Pavimentazione	manto bituminoso 1	manto bituminoso 2
Bilancini	calcestruzzo 1	calcestruzzo 2
Rinfianco ("pulvino")	muratura	Muratura

In base alle considerazioni fatte nel paragrafo 2.5.3, riguardanti la massa da considerare nella combinazione sismica, per la pavimentazione vengono distinti due tipi di materiale.

Il riempimento è stato modellato come un materiale elastico lineare omogeneo ed isotropo. Nel modello statico, per tenere in considerazione quanto detto riguardo alla sua funzione, sono state appositamente realizzate, a vantaggio di sicurezza, superfici di distacco in corrispondenza della sezione di chiave e di rinfianco, come mostrato in Figura 129. Tale soluzione permette di considerare il riempimento esclusivamente come peso gravante, che ha come funzione al più quella di redistribuire sulla volta i carichi accidentali da traffico agenti sulla soprastante pavimentazione. Invece nelle analisi sismiche, per tenere conto che anche il riempimento giuoca un ruolo essenziale, sono state utilizzate caratteristiche meccaniche migliori per il riempimento e sono state eliminate le superfici di distacco nel riempimento e nei timpani. Per quanto riguarda i marciapiedi, essendo realizzati in calcestruzzo massiccio, possono svolgere un ruolo rilevante nell'interazione fra le rigidità. Si è comunque osservato che i marciapiedi presentano delle disconnessioni in corrispondenza della sezione di chiave e di imposta: nella modellazione si è pertanto mantenuta questa interruzione.

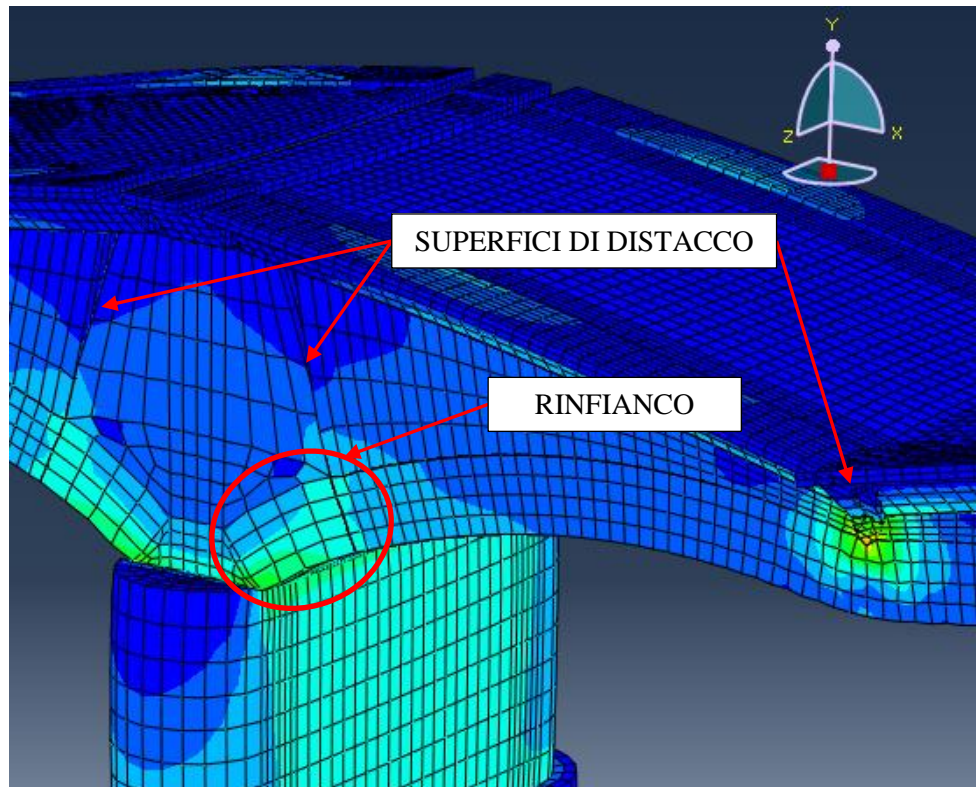


Figura 129 Superfici di distacco nel riempimento in corrispondenza della sezione di chiave e della sezione di rinfiango per il modello statico.

Inoltre, per il riempimento è stato utilizzato un modulo elastico ridotto, espresso come percentuale di quello della muratura, ed un coefficiente di Poisson tale da assicurare lo stesso modulo di rigidezza volumetrico (modulo di Kelvin) della muratura. Per il riempimento e per il timpano, in condizione sismica, sono state considerate caratteristiche meccaniche migliori, come riportato in Tabella 29.

$$K_{vol}^M = \frac{E^M}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu^M)} = \frac{E^R}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu^R)} = K_{vol}^R \quad \text{MODULO DI RIGIDEZZA VOLUMETRICA}$$

Tabella 29 Caratteristiche meccaniche e densità dei materiali considerati.

Materiali	Modulo elastico E [MPa]	Coefficiente di Poisson ν [-]	Densità ρ [kg/m ³]
Muratura	2250	0.15	1800
Riempimento scadente 1	22	0.496	1700
Riempimento scadente 2	450	0.43	1700
Riempimento "buono"	1125	0.15	1800
Pietra	2250	0.15	2500
Manto bituminoso 1	22	0.496	1700
Manto bituminoso 2	450	0.43	2150
Calcestruzzo 1	22	0.496	2500
Calcestruzzo 2	25000	0.15	2500

In assenza d'indagini specifiche riguardo alle caratteristiche meccaniche del riempimento, sono stati adoperati valori plausibili di modulo elastico e coefficiente di Poisson, scelti in base all'esperienza e in accordo con quelli disponibili in letteratura. Sono inoltre state condotte alcune analisi, per valutare come la variazione di tali parametri influenzi la risposta della struttura; essendo questa influenza trascurabile, sono stati utilizzati per le analisi FEM 3D i valori riportati in Tabella 29.

Per quanto riguarda la passerella di nuova realizzazione, essendo questa realizzata in acciaio, e per di più con profili tubolari arcuati, si suppone che non svolga un ruolo determinante nei confronti del ponte durante l'evento sismico. Le verifiche sismiche della passerella stessa sono state effettuate durante la sua progettazione.

2.7. METODI DI ANALISI E RISULTATI

Come già anticipato nei capitoli precedenti, sono state effettuate due tipi di analisi:

- analisi statica lineare per la combinazione fondamentale degli SLU;
- analisi dinamica lineare o analisi modale con spettro di risposta allo SLV per la combinazione sismica.

Per valutare l'affidabilità del modello utilizzato e l'ordine di grandezza dei risultati, sono stati effettuati dei calcoli preliminari, considerando la struttura soggetta al solo peso proprio.

Infatti, per strutture massicce e pesanti come i ponti in muratura, l'incidenza del carico accidentale da traffico non modifica in maniera sostanziale lo stato tensionale complessivo del ponte. Si considera quindi, inizialmente, il solo peso proprio, moltiplicato per il coefficiente di combinazione relativo agli SLU ($\gamma_{G1} = 1.35$) e si valuta, in modo approssimato supponendo che lo schema statico sia a tre cerniere (in chiave e alle imposte), la tensione media agente nelle sezioni di chiave e d'imposta della volta. Per il solo peso proprio, la condizione di carico è simmetrica e la determinazione dello stato tensionale medio risulta immediata, tramite semplici equazioni di equilibrio. In Figura 130 si riporta lo schema approssimato utilizzato per ricavare le tensioni medie nelle sezioni d'interesse della volta seguito dalle relative equazioni per il calcolo.

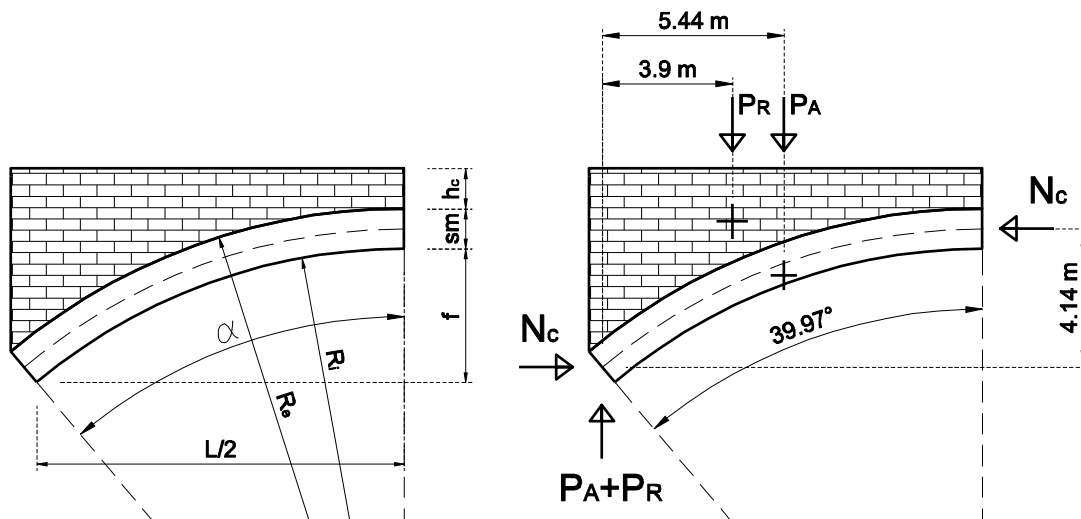


Figura 130 Schema approssimato per la determinazione delle tensioni medie nella volta.

$$h_c = 1.2m \quad L = 22m \quad sm = 1.2m \quad ss = 7.5m \quad f = 4m$$

$$\rho_M = 1800 \frac{kg}{m^3} \quad \rho_R = 1700 \frac{kg}{m^3} \quad g = 9.807 \frac{m}{s^2}$$

$$\alpha = 2 \cdot \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot f}{L} \right)$$

$$R_i = \frac{L}{2 \cdot \sin \alpha}$$

$$R_e = R_i + sm$$

$$A_R = R_e \cdot \sin(\alpha) \cdot \left[R_e \cdot (1 - \cos(\alpha)) + h_c \right] - \left(\frac{\alpha}{2} \cdot R_e^2 - R_e^2 \cdot \frac{\sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha)}{2} \right)$$

$$A_A = \frac{\alpha}{2} \cdot (R_e^2 - R_i^2)$$

$$P_R = 1.35 \cdot \rho_R \cdot A_R \cdot ss \cdot g = 5.07 \times 10^3 kN$$

$$P_A = 1.35 \cdot \rho_M \cdot A_A \cdot ss \cdot g = 2.65 \times 10^3 kN$$

$$x_{G_R} = 3.9m$$

$$x_{G_A} = 5.44m$$

$$y_{N_c} = 4.14m$$

La risultante dei carichi accidentali è decisamente inferiore rispetto al peso della struttura; di conseguenza, come verrà confermato dai risultati delle analisi riguardanti lo SLU (paragrafo 2.7.1), non ci saranno sostanziali differenze nei risultati relativi alle diverse condizioni di carico.

E' inoltre opportuno calcolare i valori di tensione in due distinte sezioni della pila (indicate in Figura 131) poiché l'area della sezione da considerare nei due casi è differente:

- *Sezione 1* $\begin{cases} A_M = 5.7 \text{ m}^2 \\ A_R = 13.8 \text{ m}^2 \end{cases}$, $N = P_1 + P_2 + P_{q1k} + P_{q2k} + 2 \cdot P_A + 2 \cdot P_R$
- *Sezione 2* $\begin{cases} A_M = 11 \text{ m}^2 \\ A_R = 13.8 \text{ m}^2 \end{cases}$, $N = P_2 + P_{q1k} + P_{q2k} + 2 \cdot P_A + 2 \cdot P_R$

Per valutare la tensione media nella muratura (che compone il rivestimento) e nella malta cementizia (che compone il riempimento) si deve eseguire un'omogeneizzazione della sezione, come indicato nelle equazioni che seguono, imponendo la congruenza nelle deformazioni tra i due materiali.

$$\begin{cases} \varepsilon_M = \varepsilon_R \\ \sigma_R = E_R \cdot \varepsilon_R \\ \sigma_M = E_M \cdot \varepsilon_M \end{cases} \rightarrow \sigma_R = \alpha \cdot \sigma_M \quad \text{con} \quad \alpha = \frac{E_R}{E_M} = 0.5$$

$$N = \sigma_M \cdot A_M + \sigma_R \cdot A_R = \sigma_M \cdot (A_M + \alpha \cdot A_R) \rightarrow \sigma_M = \frac{N}{A_M + \alpha \cdot A_R}$$

È evidente che il rapporto tra le tensioni agenti nella muratura e nel riempimento delle pile è pari al rapporto tra i loro moduli elastici; in vantaggio di sicurezza è stato considerato il modulo elastico del riempimento pari a metà di quello della muratura.

Si riporta schematicamente in Tabella 30 la sintesi dei risultati ottenuti.

Tabella 30 Tensioni nella pila.

	N [x10 ³ ·kN]	A _M [m ²]	A _R [m ²]	σ _M [MPa]	σ _R [MPa]
Sezione 1	18.4	5.7	13.8	1.46	0.73
Sezione 2	21.8	11	13.8	1.22	0.61

Nonostante nella *Sezione 1* sia presente uno sforzo normale complessivo inferiore rispetto a quello della *Sezione 2*, i valori della tensione risultano maggiori poiché l'area interessata dallo sforzo normale è inferiore. Questi risultati saranno poi confrontati con quelli valutati tramite il modello FEM.

2.7.1. Analisi statica lineare

Per effettuare l'analisi statica lineare, si sono considerate la combinazione fondamentale agli SLU, con i coefficienti di amplificazione dei pesi propri e carichi accidentali trattati nel paragrafo 2.5.5, e le quattro condizioni di carico accidentale ricavate nel paragrafo 2.6.2 con le linee di influenza relative al modello 2D. Sono state considerate le due colonne di carico distribuito come indicato nel paragrafo 5.1.3.3.2 delle NTC2008 (per la *Corsia Numero 1* e la *Corsia Numero 2*) e il carico dovuto al tandem. Il carico accidentale è stato considerato segmentato esclusivamente per la campata N°3, ritenendo trascurabile l'influenza del carico per le campate adiacenti. Su tali campate, è stata considerata l'intera colonna di carico distribuito (sia

quello relativo alla *Corsia Numero 1* che quello della *Corsia Numero 2*). Inoltre, per massimizzare gli effetti legati alla disposizione dei carichi accidentali, questi sono stati collocati al limite esterno della carreggiata.

Nelle seguenti figure viene mostrata la disposizione delle colonne e degli assi tandem per le quattro condizioni di carico considerate.

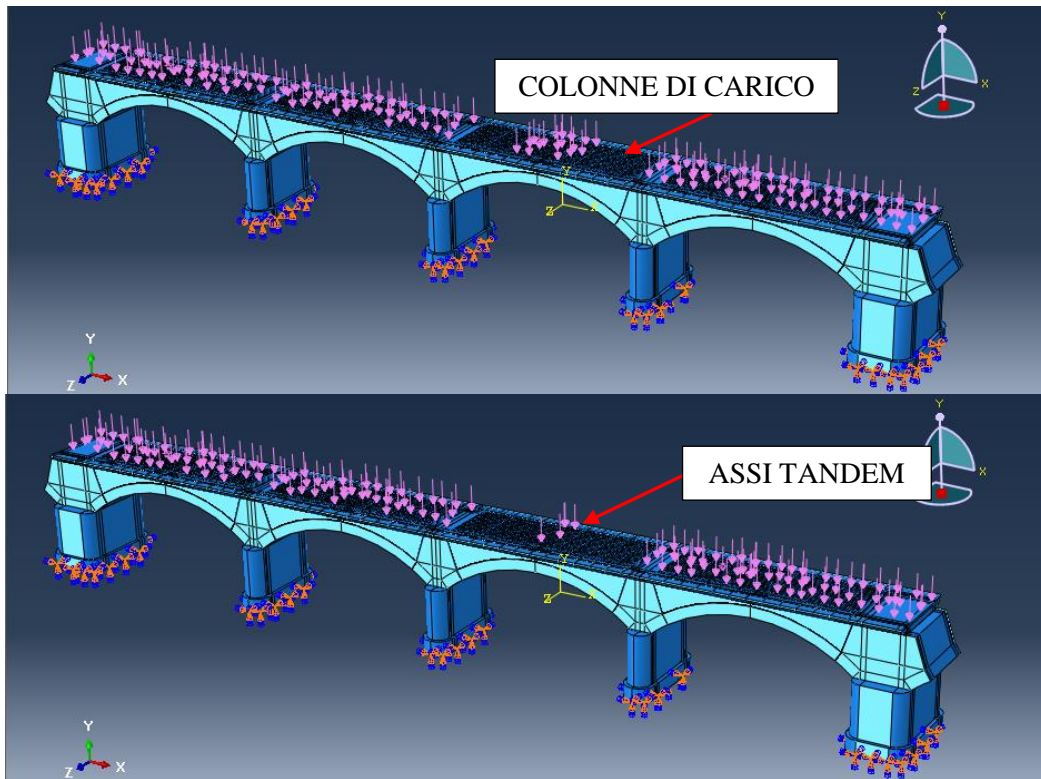


Figura 132 Condizione di Carico 1 (CdC 1): carico distribuito e carico asse tandem per corsia N°1 e corsia N°2.

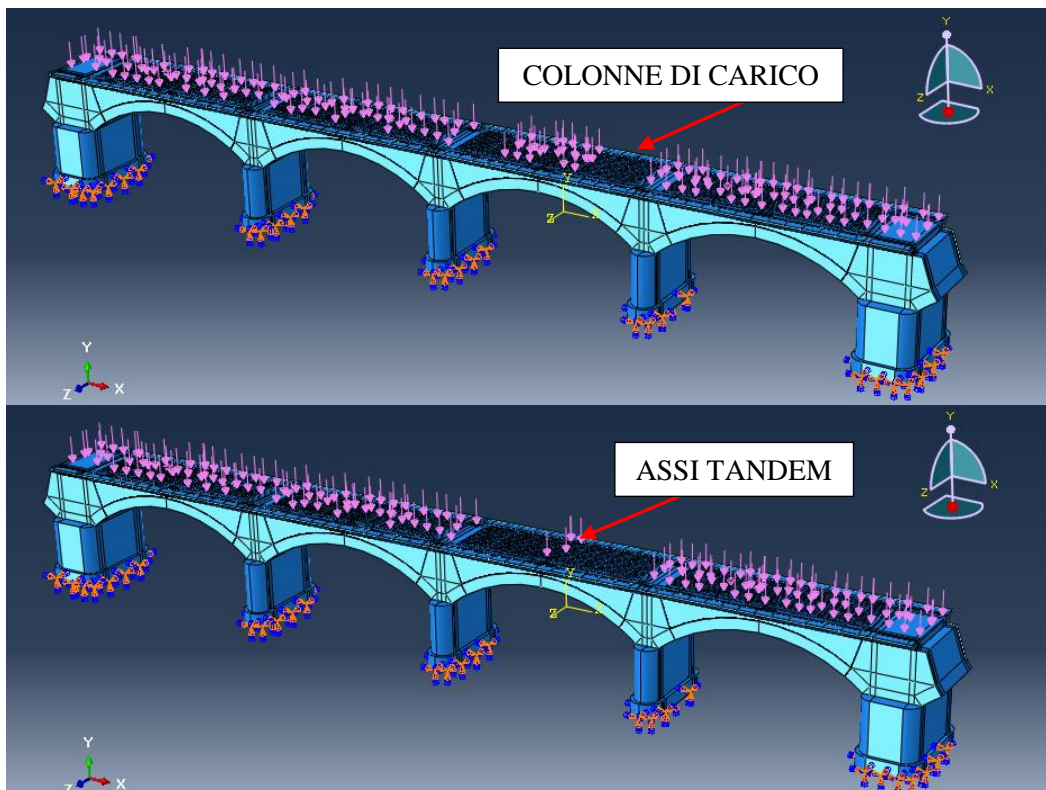


Figura 133 Condizione di Carico 2 (CdC 2): carico distribuito e carico asse tandem per corsia N°1 e corsia N°2.

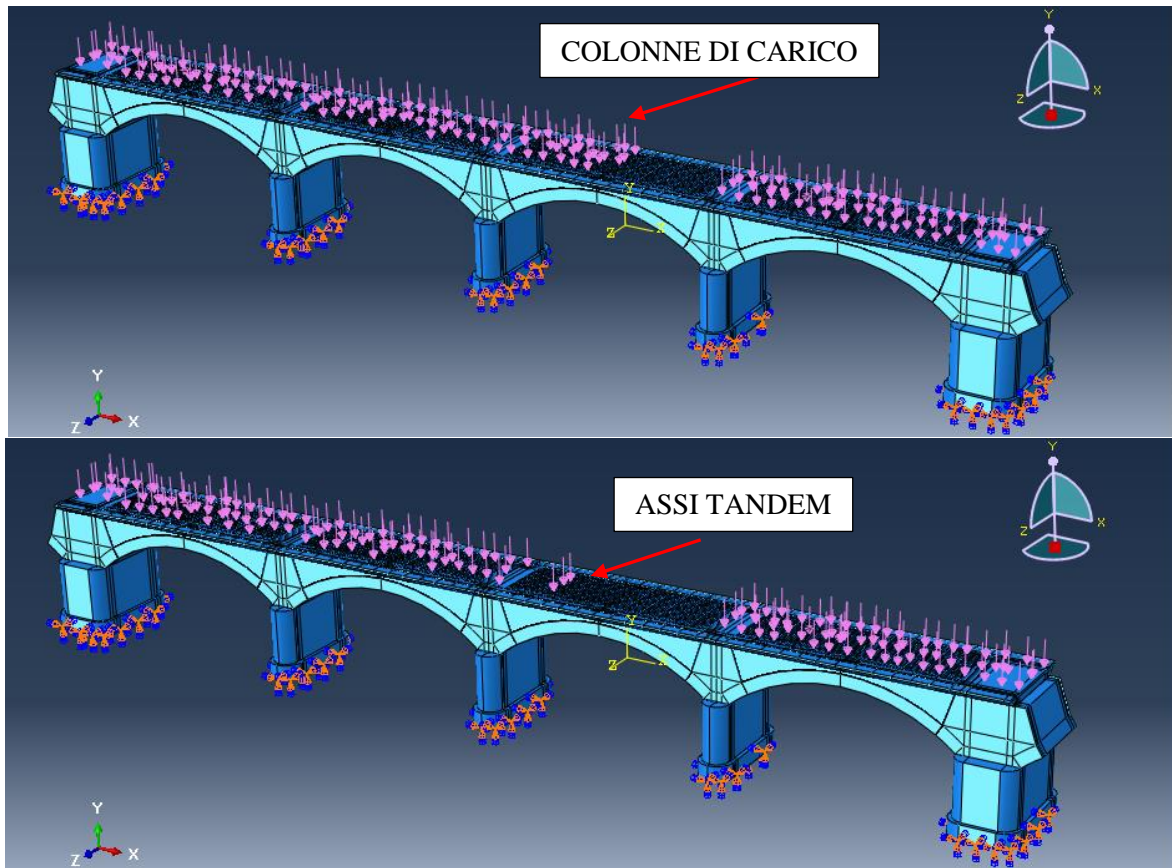


Figura 134 Condizione di Carico 3 (CdC 3): carico distribuito e carico asse tandem per corsia N°1 e corsia N°2.

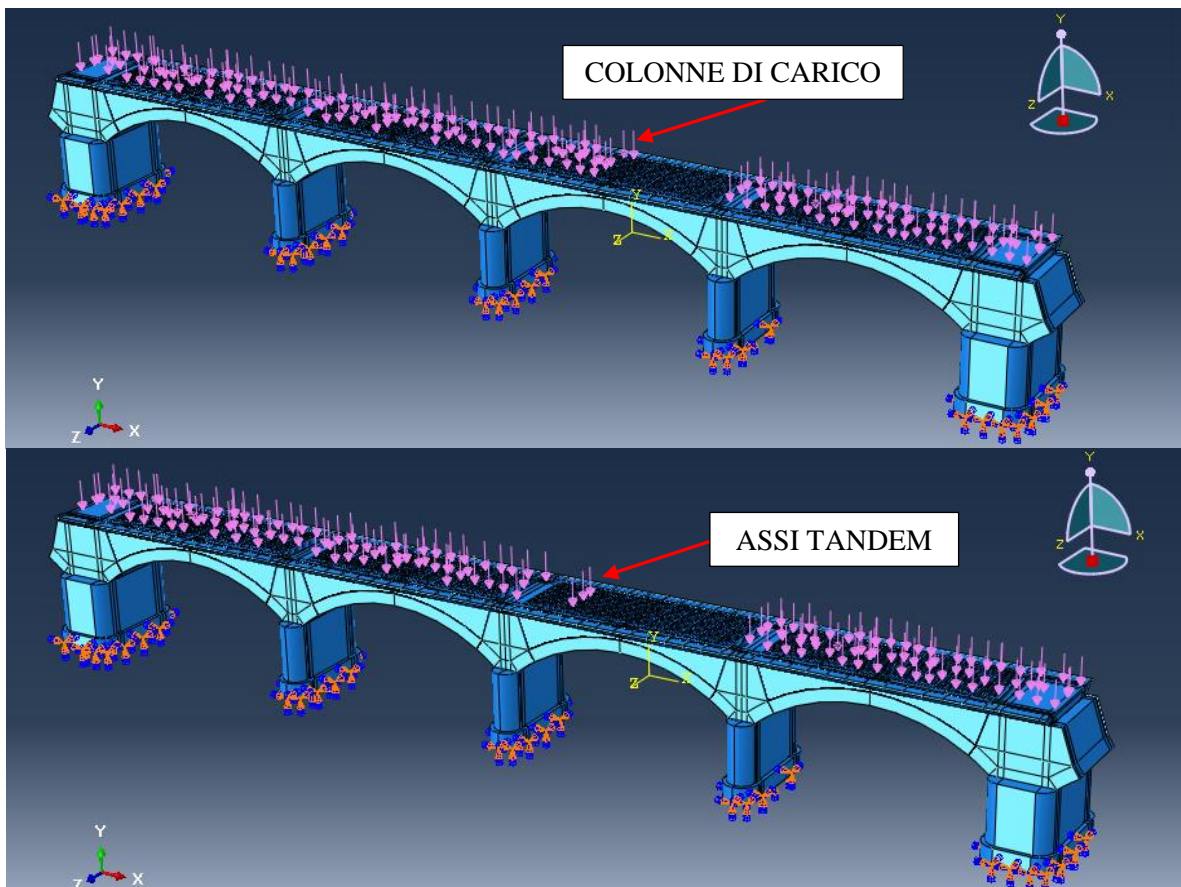


Figura 135 Condizione di Carico 4 (CdC 4): carico distribuito e carico asse tandem per corsia N°1 e corsia N°2.

Il carico dovuto al peso proprio invece è stato modellato assegnando la densità del materiale e il valore di accelerazione gravitazionale, opportunamente amplificato con il coefficiente di combinazione ($\gamma_{G1} = 1.35$).

Essendo in condizioni di elasticità lineare con carichi statici e potendo quindi avvalersi della sovrapposizione degli effetti, sono stati definiti nell'analisi due distinti step i cui effetti sono poi stati direttamente sommati dal programma. Nel primo step è applicato il solo peso proprio della struttura, mentre nel secondo sono aggiunti i carichi accidentali da traffico.

2.7.1.1. Volta

Si riporta in Figura 136 la configurazione deformata (amplificata con un fattore di scala pari a 20) per i soli carichi legati al peso proprio della struttura; in Figura 137 viene riportato l'andamento delle tensioni circonferenziali S22 per la volta N°3, nel sistema di riferimento locale per la volta (assi locali tangenti e normali alla curva d'asse).

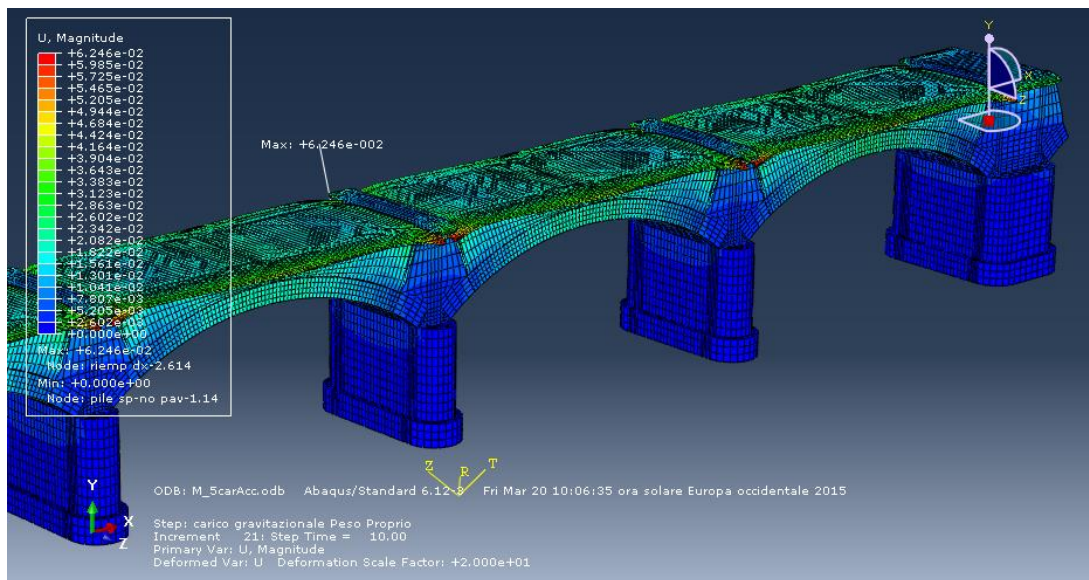


Figura 136 Configurazione deformata per peso proprio.

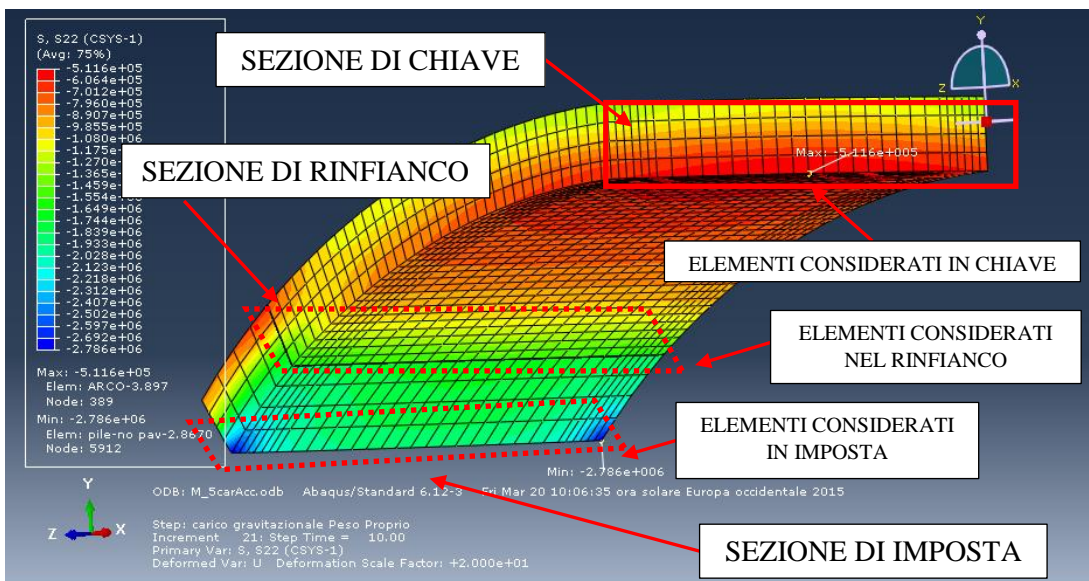


Figura 137 Andamento delle tensioni circonferenziali nella volta N°3.

Si può notare che nella volta sono assenti tensioni di trazione; tale constatazione valida certamente la scelta fatta nel considerare la muratura come materiale elastico lineare ed isotropo.

In Tabella 31 si riportano i valori medi di tensione S22 (tensione normale in direzione della tangente alla curva d'asse) ottenuti negli elementi lungo lo spessore della volta (dall'intradosso verso l'estradosso) ed il loro valore medio, nella sezione di chiave, di rinfianco e d'imposta (come indicato in Figura 137). Per confronto, sono inoltre riportati i valori di tensione media calcolati per mezzo del modello semplificato.

Tabella 31 Tensione S22 per peso proprio negli elementi dello spessore della volta e tensioni medie a confronto.

SEZIONE	Tensioni medie S22 da peso proprio [MPa]					
	nello spessore della volta FEM 3D				valore medio FEM 3D	modello semplificato
CHIAVE	-0.55	-0.77	-0.97	-1.21	-0.88	-0.92
RINFIANCO	-1.54	-1.24	-0.95	-0.75	-1.12	-
IMPOSTA	-1.98	-1.28	-1.01	-0.69	-1.24	-1.25

Dai risultati ottenuti è evidente l'ottima corrispondenza con i conti "fatti a mano", che conferma l'affidabilità del modello FEM utilizzato.

E' quindi possibile procedere considerando anche il contributo dei carichi accidentali, il quale viene sommato ai risultati ottenuti nel primo step. Si riportano sinteticamente in Tabella 32 i valori di tensione negli elementi per le varie sezioni d'interesse per le quattro condizioni di carico (CdC) ricavate con le linee di influenza dei momenti di nocciolo. E' stata inoltre aggiunta una quinta condizione di carico (CdC 5) dove i carichi uniformemente distribuiti delle colonne di carico della *Corsia numero 1* e della *Corsia numero 2* sono stati considerati senza alcuna segmentazione sulle quattro campate del modello (stese di carico continue).

Nelle ultime tre colonne della Tabella 32 vengono riportati lo sforzo normale N , il momento flettente M e l'eccentricità e , calcolati integrando su ogni singolo elemento della mesh, nella sezione d'interesse, i valori delle tensioni S22. Lo sforzo normale N è stato ricavato come risultante degli sforzi nella sezione d'interesse, il momento flettente M rappresenta il valore di coppia necessario per spostare la risultante degli sforzi nel baricentro della sezione mentre l'eccentricità e è stata semplicemente ricavata come il rapporto tra M ed N .

Tabella 32 Valori di tensione nelle sezioni d'interesse della volta per le 5 CdC considerate.

CdC 1+PP	S22 media nello spessore della volta dall'intradosso verso l'estradosso [MPa]				Tensione media [MPa]	N [kN]	M [kN·m]	e = M/N [cm]
Chiave	-0.31	-0.74	-1.14	-1.60	-0.95	-8540	-1443	16.9
Rinfianco	-1.78	-1.38	-1.00	-0.68	-1.21	-10875	1240	-11.4
Imposta	-2.11	-1.37	-1.08	-0.73	-1.32	-11886	1494	-12.5
CdC 2+PP	S22 media nello spessore della volta dall'intradosso verso l'estradosso [MPa]				Tensione media [MPa]	N [kN]	M [kN·m]	e = M/N [cm]
Chiave	-0.30	-0.74	-1.15	-1.62	-0.96	-8603	-1477	17.1
Rinfianco	-1.81	-1.40	-1.00	-0.66	-1.22	-10958	1302	-11.8
Imposta	-2.13	-1.38	-1.08	-0.73	-1.33	-12002	1517	-12.6
CdC 3+PP	S22 media nello spessore della volta dall'intradosso verso l'estradosso [MPa]				Tensione media [MPa]	N [kN]	M [kN·m]	e = M/N [cm]
Chiave	-0.59	-0.82	-1.03	-1.29	-0.93	-8383	-779	9.3
Rinfianco	-1.71	-1.36	-1.02	-0.76	-1.21	-10918	1081	-9.9
Imposta	-2.24	-1.43	-1.11	-0.74	-1.38	-12425	1629	-13.1
CdC 4+PP	S22 media nello spessore della volta dall'intradosso verso l'estradosso [MPa]				Tensione media [MPa]	N [kN]	M [kN·m]	e = M/N [cm]
Chiave	-0.64	-0.84	-1.02	-1.23	-0.93	-8381	-656	7.8
Rinfianco	-1.66	-1.34	-1.02	-0.81	-1.21	-10895	974	-8.9
Imposta	-2.21	-1.42	-1.11	-0.74	-1.37	-12315	1590	-12.9
CdC 5+PP	S22 media nello spessore della volta dall'intradosso verso l'estradosso [MPa]				Tensione media [MPa]	N [kN]	M [kN·m]	e = M/N [cm]
Chiave	-0.56	-0.82	-1.06	-1.33	-0.94	-8496	-857	10.1
Rinfianco	-1.66	-1.34	-1.02	-0.82	-1.21	-10899	962	-8.8
Imposta	-2.13	-1.38	-1.09	-0.74	-1.33	-11983	1502	-12.5

Come si può osservare, anche considerando il contributo dei carichi accidentali, non nascono all'interno della volta tensioni di trazione; ciò è confermato dal fatto che l'eccentricità è sempre inferiore al valore $H/6 = 0.2$ m e quindi lo sforzo risultante di compressione risulta applicato internamente al nocciolo centrale di inerzia della sezione.

Il carico accidentale è stato segmentato e disposto sulla carreggiata in modo da generare le più sfavorevoli condizioni di carico. All'interno delle sezioni della volta, si manifestano dei momenti flettenti in direzione trasversale (attorno all'asse y), legati al fatto che i carichi sono stati posizionati verso l'esterno della carreggiata. Si riportano sinteticamente in Tabella 33 i valori delle caratteristiche di sollecitazione risultanti per le sezioni di chiave, di rinfianco e d'imposta per le condizioni di carico considerate.

Tabella 33 Caratteristiche di sollecitazione nelle sezioni d'interesse per le 5CdC considerate nelle analisi alle SLV.

Combinazione fondamentale allo SLU		N	σ_{media}	M_z	$e_y = M_z/N$	M_y	$e_z = M_y/N$
		[kN]	[MPa]	[kN·m]	< 20 cm	[kN·m]	< 125 cm
PP	Chiave	-7878	-0.88	-744	9.45	0	0.00
	Rinfianco	-10091	-1.12	904	-8.96	0	0.00
	Imposta	-11431	-1.27	1434	-12.54	254	-2.22
CdC 1+PP	Chiave	-8540	-0.95	-1443	16.90	-769	9.01
	Rinfianco	-10875	-1.21	1240	-11.41	981	-9.02
	Imposta	-12161	-1.35	1527	-12.55	1067	-8.77
CdC 2+PP	Chiave	-8603	-0.96	-1477	17.17	-621	7.22
	Rinfianco	-10958	-1.22	1302	-11.88	1192	-10.87
	Imposta	-12281	-1.36	1551	-12.63	1706	-13.89
CdC 3+PP	Chiave	-8383	-0.93	-779	9.30	-854	10.18
	Rinfianco	-10918	-1.21	1081	-9.90	1100	-10.07
	Imposta	-12720	-1.41	1666	-13.10	1183	-9.30
CdC 4+PP	Chiave	-8381	-0.93	-656	7.83	-601	7.18
	Rinfianco	-10895	-1.21	974	-8.94	1148	-10.54
	Imposta	-12607	-1.40	1626	-12.90	1654	-13.12
CdC 5+PP	Chiave	-8496	-0.94	-857	10.09	-742	8.73
	Rinfianco	-10899	-1.21	962	-8.82	1099	-10.08
	Imposta	-12264	-1.36	1536	-12.52	1377	-11.22

Osservando le eccentricità lungo l'asse Z, generate dalla dissimmetria del carico accidentale rispetto l'asse Y, si nota che i valori si trovano abbondantemente dentro il nocciolo centrale di inerzia della sezione d'interesse.

2.7.1.2. *Pila*

Si considera ora lo stato di tensione nella pila N°3. Come già detto, la generica pila è composta da uno strato esterno in muratura che riveste il nucleo interno, costituito da un materiale di riempimento con buone caratteristiche meccaniche. Nelle figure che seguono, viene riportata la tensione in direzione verticale, in testa e alla base della pila N°3, per il solo peso proprio e per le 5 condizioni di carico considerate.

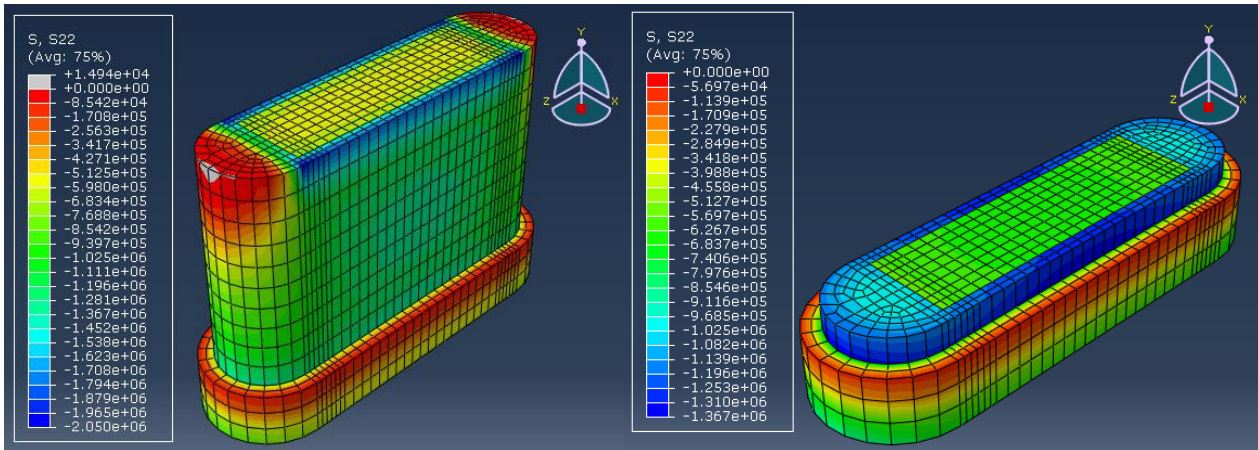


Figura 138 *Tensione verticale pila N°3 in testa e alla base per solo peso proprio.*

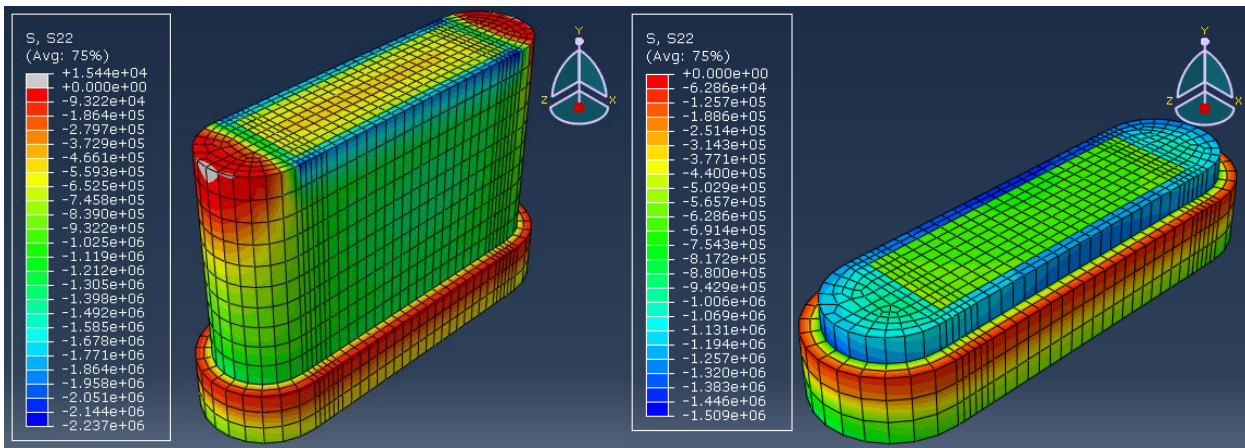


Figura 139 *Tensione verticale pila N°3 in testa e alla base per CdC 1.*

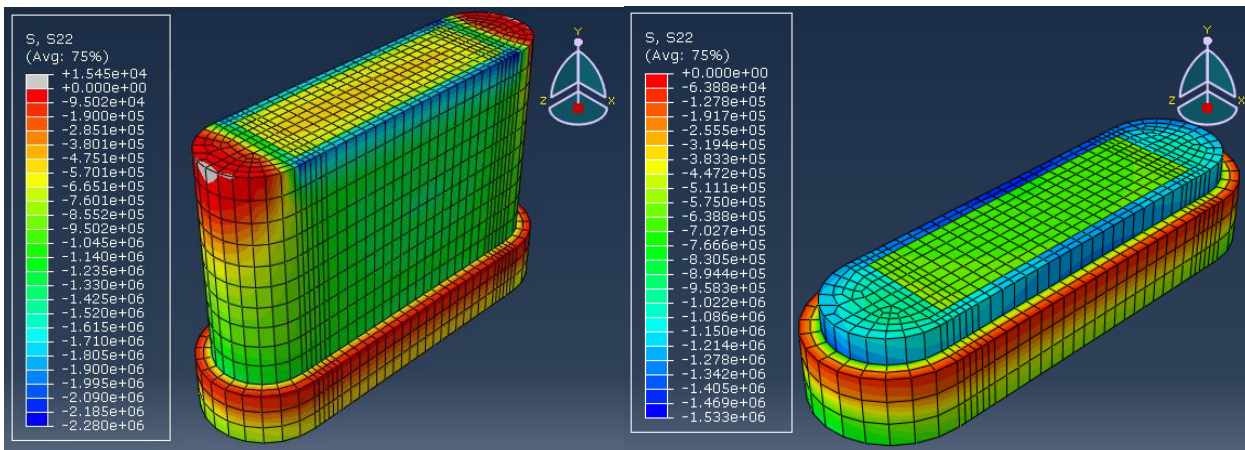


Figura 140 *Tensione verticale pila N°3 in testa e alla base per CdC 2.*

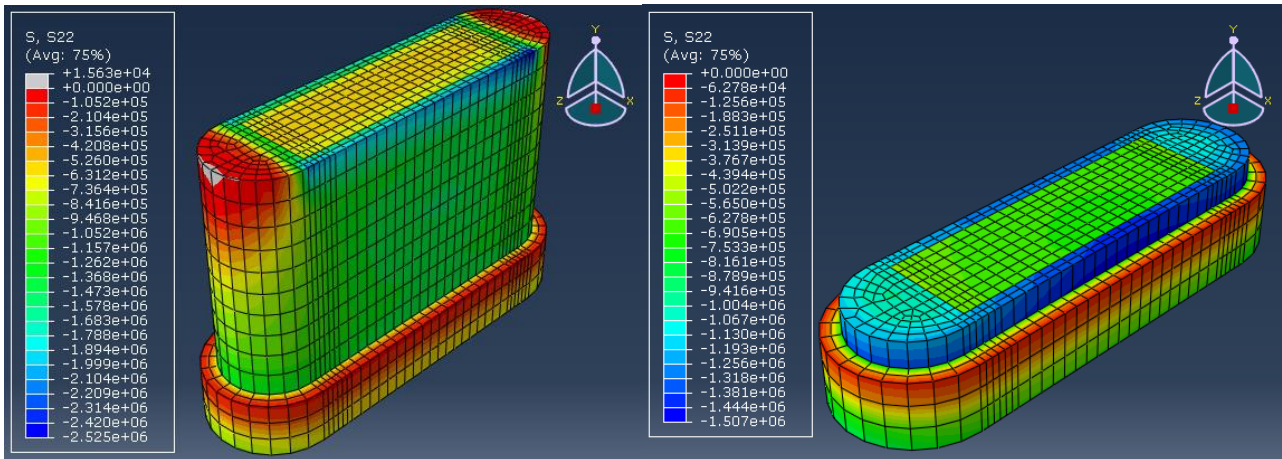


Figura 141 Tensione verticale pila N°3 in testa e alla base per CdC 3.

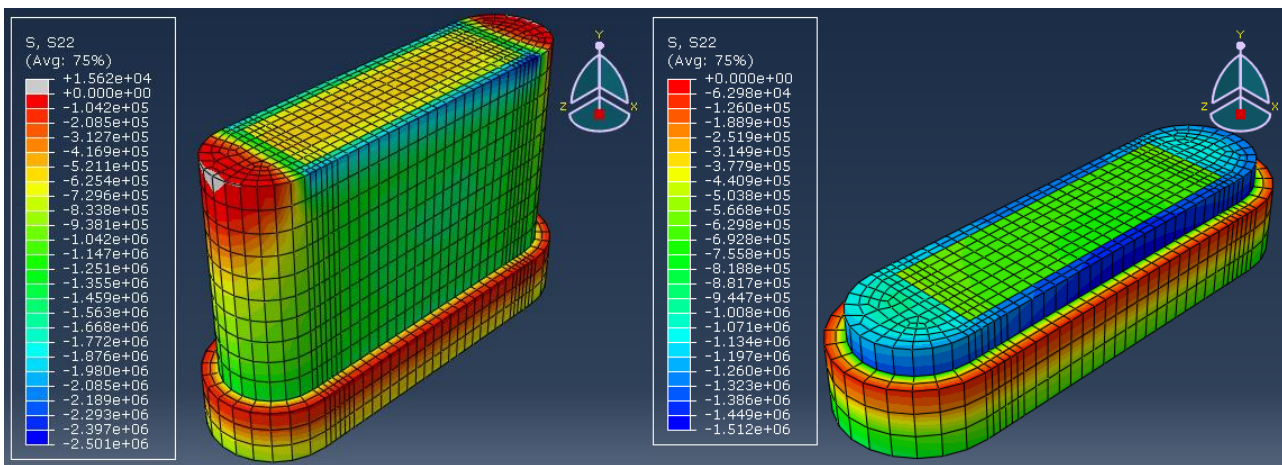


Figura 142 Tensione verticale pila N°3 in testa e alla base per CdC 4.

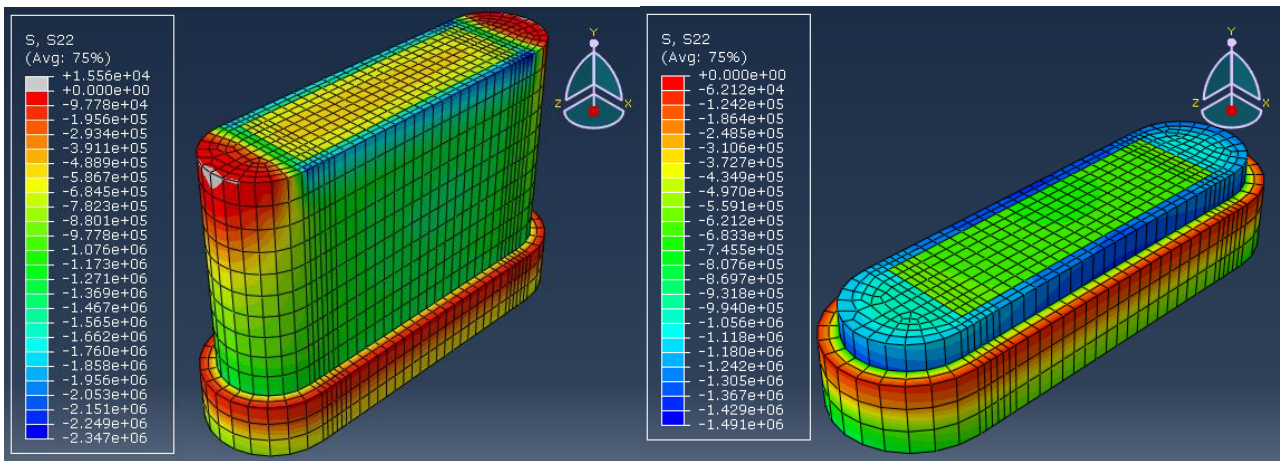


Figura 143 Tensione verticale pila N°3 in testa e alla base per CdC 5.

Si può notare che i valori di tensione, ed in particolare la tensione media, non subiscono sostanziali variazioni al variare della condizione di carico considerata, a causa di quanto discusso nel paragrafo 2.7. I valori medi di tensione in testa alla pila sono superiori a quelli presenti alla base, come riportato in Tabella 30, per le considerazioni riguardanti il cambio di sezione. Si può inoltre osservare che sono presenti picchi di tensione considerevoli in corrispondenza della zona in cui s’inseriscono le volte; si tratta tuttavia di valori puntuali, agenti in zone concentrate, che nella realtà sono ben sopportati tramite i piccoli assestamenti della

CAPITOLO 2: STRUTTURE ESTREMAMENTE RIGIDE: PONTI AD ARCO IN MURATURA

muratura. Inoltre è opportuno ricordare che i ponti in muratura venivano costruiti con particolare attenzione ai dettagli. Ad esempio, è possibile vedere in Figura 144 che proprio in corrispondenza delle zone con i picchi di tensione è stata utilizzata una solida base in pietra (le cui caratteristiche meccaniche sono nettamente migliori rispetto a quelle della muratura). In Tabella 34 sono messi a confronto per la sezione di base i valori di tensione media S_{22} (direzione verticale) calcolati con il modello FEM per le cinque condizioni di carico considerate; sono inoltre riportati, sforzo normale e momento flettente risultante sia nella parte in muratura che in quella di riempimento; per confronto, sono riportati inoltre i valori di Tabella 30 calcolati con il modello semplificato proposto all'inizio del paragrafo 2.7.

Tabella 34 Tensioni medie verticale e caratteristiche di sollecitazione alla base della pila N°3 – MODELLO FEM 3D e MODELLO SEMPLIFICATO.

BASE PILA			σ_{22} media	F	M_x	e_z	M_z	e_x
			[MPa]	[kN]	[kN·m]	[cm]	[kN·m]	[cm]
MODELLO FEM 3D	PP	Muratura	-1.13	-12467	63	-0.5	7	-0.1
		Riempimento	-0.63	-8635	0	0.0	0	0.0
		Intera sezione	-	-21102	63	-0.3	7	0.0
	CdC 1 +PP	Muratura	-1.18	-12943	1147	-8.9	591	-4.6
		Riempimento	-0.65	-8958	244	-2.7	146	-1.6
		Intera sezione	-	-21901	1391	-6.3	736	-3.4
	CdC 2 +PP	Muratura	-1.18	-12976	1233	-9.5	716	-5.5
		Riempimento	-0.65	-8980	263	-2.9	176	-2.0
		Intera sezione	-	-21956	1496	-6.8	892	-4.1
	CdC 3 +PP	Muratura	-1.20	-13207	1646	-12.5	-250	1.9
		Riempimento	-0.66	-9141	352	-3.9	-73	0.8
		Intera sezione	-	-22349	1998	-8.9	-324	1.4
	CdC 4 +PP	Muratura	-1.20	-13190	1598	-12.1	-356	2.7
		Riempimento	-0.66	-9130	341	-3.7	-99	1.1
		Intera sezione	-	-22320	1939	-8.7	-455	2.0
CdC 5 +PP	Muratura	-1.19	-13054	1375	-10.5	246	-1.9	
	Riempimento	-0.65	-9035	294	-3.3	57	-0.6	
	Intera sezione	-	-22090	1669	-7.6	303	-1.4	
MODELLO SEMPLIFICATO	PP	Muratura	-1.15	-12710	-	-	-	-
		Riempimento	-0.58	-7963	-	-	-	-
		Intera sezione	-	-20673	-	-	-	-
	CdC 5 +PP	Muratura	-1.22	-13410	-	-	-	-
		Riempimento	-0.61	-8404	-	-	-	-
		Intera sezione	-	-21814	-	-	-	-

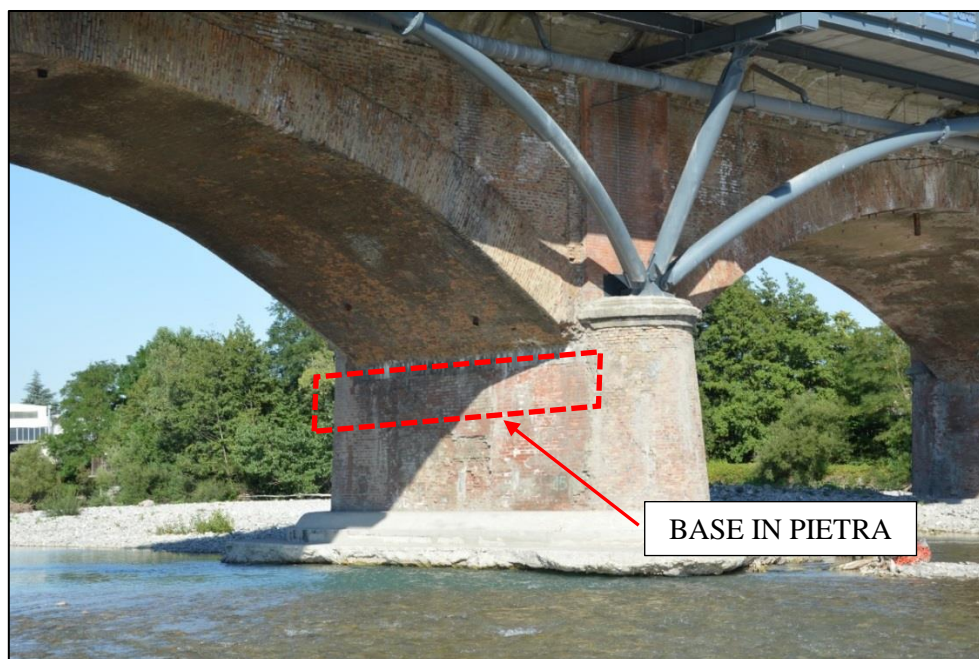


Figura 144 Particolare della zona di appoggio volta-pila.

E' evidente la scarsa variabilità dei risultati al variare della condizione di carico. Inoltre, si può notare come il modello semplificato sia riuscito a rappresentare in maniera soddisfacente lo stato tensionale medio in direzione verticale, il che conferma ancora i risultati ottenuti e l'affidabilità del modello FEM. I valori di tensione media nel riempimento calcolati con il modello FEM risultano pari a circa la metà di quelli ottenuti nella muratura a causa del rapporto 0.5 fra i corrispondenti moduli elastici, come ricordato all'inizio del capitolo.

2.7.2. Analisi lineare dinamica

L'analisi dinamica lineare consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (*analisi modale*) e degli effetti dell'azione sismica (rappresentata dallo spettro di risposta di progetto) per ciascuno dei modi di vibrare individuati, e nella combinazione di questi effetti con le modalità esposte nel paragrafo 7.3.3.1 delle NTC2008.

2.7.2.1. Analisi modale

L'analisi modale è senza dubbio la metodologia di base per lo studio delle vibrazioni di una struttura. L'analisi dinamica modale permette di valutare le frequenze di vibrazione proprie della struttura e le relative configurazioni modali (*autovalori e autovettori*). È quindi possibile trattare il comportamento dinamico di una struttura come la risposta combinata di una serie di sistemi a un solo grado di libertà, anziché di un complesso sistema a più gradi di libertà.

Nelle immagini sottostanti sono riportate le prime sei forme modali della struttura.

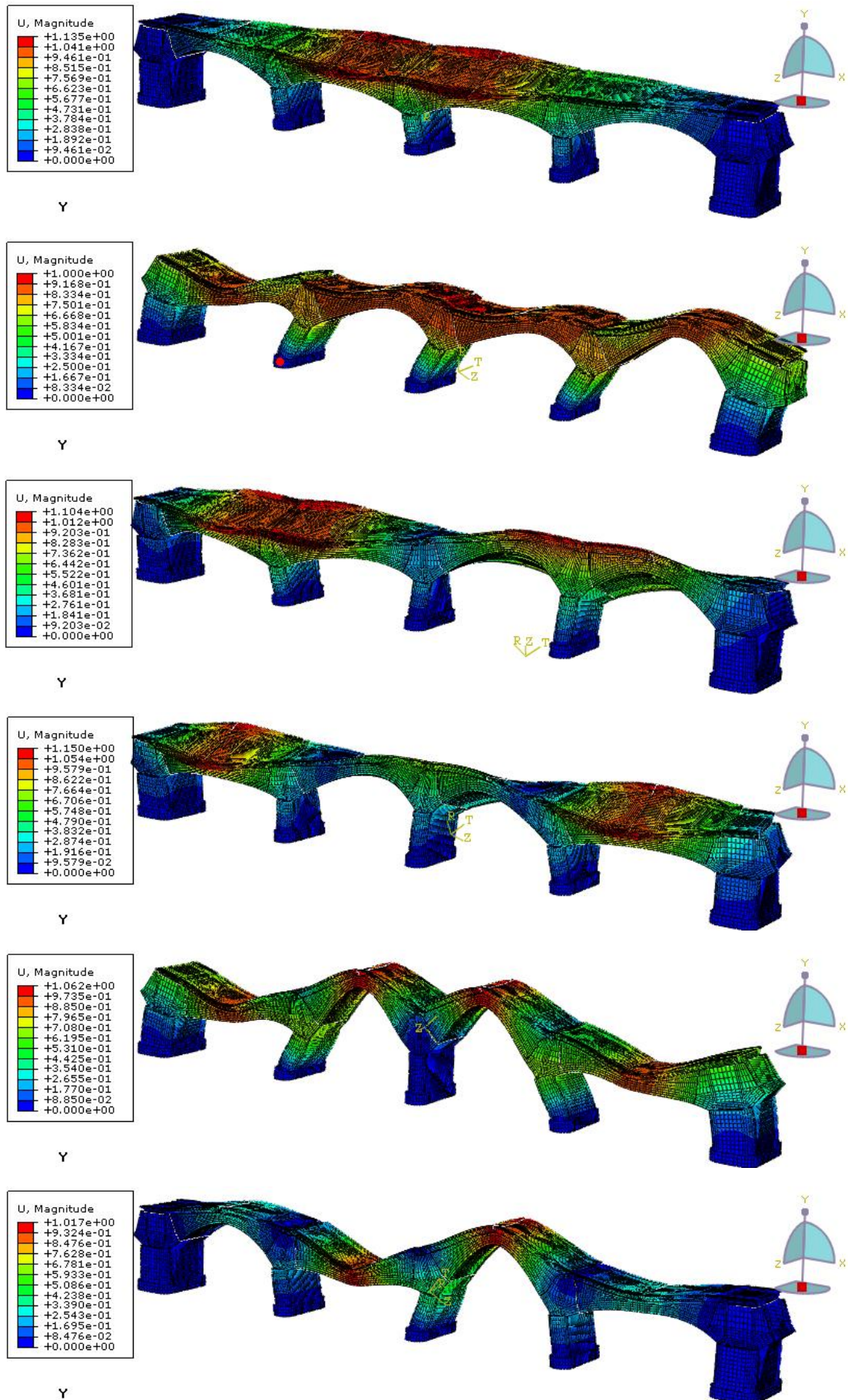


Figura 145 Prime sei forme modali della struttura.

La normativa NTC2008, al paragrafo 7.3.3, impone di considerare tutti i modi con massa partecipante significativa (almeno il 5 % della massa totale) e un numero di modi tale che la somma delle masse partecipanti ad essi associate sia almeno pari all'85 % della massa complessiva.

Un metodo approssimato che permette di ottenere una stima attendibile dell'ordine di grandezza del primo periodo fondamentale di vibrazione della struttura in direzione trasversale è dato dalla formula

$$T_0 = 0.2 \cdot \sqrt{\delta_{st}}$$

dove δ_{st} rappresenta lo spostamento orizzontale (espresso in centimetri) del baricentro delle masse. Alle masse è applicata l'accelerazione gravitazionale in direzione orizzontale (Belluzzi 1986), volume IV, esempio 1681). In base al valore di spostamento letto nel file di output del modello FEM ($\delta_{st} = 1.3$ cm) il valore stimato di periodo è pari $T_0 = 0.38$ s.

In Tabella 35 sono riportati i valori di frequenza, periodo e massa partecipante nelle direzioni X, Y e Z (dove l'asse X indica la direzione parallela all'asse della carreggiata, Y la direzione dei carichi verticali e Z la direzione trasversale) associati ai singoli modi di vibrare della struttura. Si noti che il valore del periodo del primo modo è in ottimo accordo con quello ottenuto con il calcolo approssimato.

Tabella 35 Frequenze, periodi e massa partecipante per i modi propri di vibrare della struttura.

MODO n°	f [Hz]	T [s]	MASSA PARTECIPANTE COMPONENTE X			MASSA PARTECIPANTE COMPONENTE Y			MASSA PARTECIPANTE COMPONENTE Z		
			M _{xi}	% M _{xi}	Σ % M _{xi}	M _{yi}	% M _{yi}	Σ % M _{yi}	M _{zi}	% M _{zi}	Σ % M _{zi}
1	2.87	0.35	0	0.0	0.0	0	0.0	0.0	4.2E+06	45.1	45.1
2	2.94	0.34	6.3E+06	68.0	68.0	0	0.0	0.0	0	0.0	45.1
3	3.11	0.32	0	0.0	68.0	0	0.0	0.0	0	0.0	45.1
4	3.61	0.28	0	0.0	68.0	0	0.0	0.0	1.1E+06	12.0	57.2
5	4.05	0.25	0	0.0	68.0	1.3E+04	0.1	0.1	0	0.0	57.2
6	4.15	0.24	2.9E+04	0.3	68.3	0	0.0	0.1	0	0.0	57.2
7	4.19	0.24	0	0.0	68.3	0	0.0	0.1	3	0.0	57.2
8	5.31	0.19	4.1E+02	0.0	68.3	3.8E+05	4.1	4.2	0	0.0	57.2
9	5.44	0.18	0	0.0	68.3	0	0.0	4.2	4.4E+05	4.7	61.9
10	5.48	0.18	5.4E+05	5.8	74.1	2.3E+02	0.0	4.3	0	0.0	61.9
11	6.18	0.16	0	0.0	74.1	4.0E+06	42.9	47.1	0	0.0	61.9
12	6.24	0.16	0	0.0	74.1	0	0.0	47.1	3	0.0	61.9
13	7.20	0.14	0	0.0	74.1	0	0.0	47.1	3.1E+05	3.4	65.2
14	7.20	0.14	2.1E+04	0.2	74.3	4	0.0	47.1	0	0.0	65.2
15	8.18	0.12	0	0.0	74.3	0	0.0	47.1	1.0E+02	0.0	65.2
16	8.61	0.12	0	0.0	74.3	1.4E+01	0.0	47.1	1.0E+06	11.0	76.2
17	8.61	0.12	0	0.0	74.3	8.8E+03	0.1	47.2	1.6E+03	0.0	76.3
18	9.10	0.11	4.6E+04	0.5	74.8	3	0.0	47.2	0	0.0	76.3
19	9.48	0.11	0	0.0	74.8	0	0.0	47.2	0	0.0	76.3
20	9.57	0.10	2.2E+04	0.2	75.0	3.5E+04	0.4	47.6	0	0.0	76.3
MASSA TOTALE DEL MODELLO			[kg]	9.3E+06							

Dato che, sommando le percentuali di masse partecipanti associate ai singoli modi non si raggiunge il valore dell'85 % di massa fornito da normativa, si è svolta una seconda analisi modale, considerando i primi 50 modi di vibrare. Tuttavia, i risultati così ottenuti non aggiungono informazioni rispetto a quelli ottenuti considerando soltanto i primi 20. Nel complesso, la struttura è piuttosto rigida e i periodi associati ai modi fondamentali ricavati risultano tutti interni al *plateau* degli spettri considerati nel paragrafo 2.5.3.

2.7.2.2. Analisi spettrale

Nel seguito vengono discussi i risultati dell'analisi modale con spettro di risposta allo SLV (Figura 115) come anticipato nel paragrafo 2.5.3. Si tratta del procedimento che la normativa tecnica indica impropriamente come “*analisi dinamica*” e che costituisce, invece, una combinazione dei modi, ciascuno pesato con l'ordinata dello spettro di risposta al corrispondente periodo proprio, secondo la regola CQC (Combinazione Quadratica Completa). Tale combinazione dei diversi modi è essenzialmente simmetrica (come conseguenza della combinazione quadratica dei modi) e definisce delle sollecitazioni di verifica convenzionali, senza un diretto riferimento alle sollecitazioni che la struttura potrebbe dover sostenere durante un evento sismico. Ciononostante, si tratta del procedimento più diffuso, che trova giustificazione dalle buone prestazioni sismiche manifestate dalle strutture progettate con questa procedura.

Per considerare la variabilità spaziale del moto, gli effetti sulla struttura derivanti da una diversa direzione d'applicazione dell'azione sismica sono stati combinati applicando la seguente espressione e permutando i coefficienti moltiplicativi per individuare la combinazione più gravosa:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

Si sono inoltre considerati gli effetti legati dalla componente sussultoria in direzione verticale secondo quanto indicato al paragrafo 7.3.1 delle NTC2008, utilizzando per lo spettro verticale il fattore di struttura $q=1$.

Di seguito (Figura 146, Figura 147, Figura 148) sono riportate le configurazioni deformate e l'andamento delle tensioni di Von Mises per le tre combinazioni sismiche allo SLV, valutate escludendo gli effetti gravitazionali legati al peso proprio.

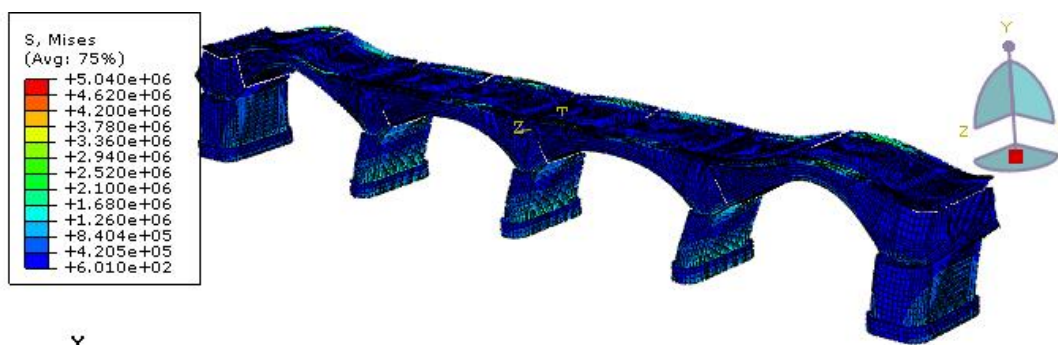


Figura 146 Analisi spettrale SLV, combinazione 1: $1.0E_x+0.3E_y+0.3E_z$.

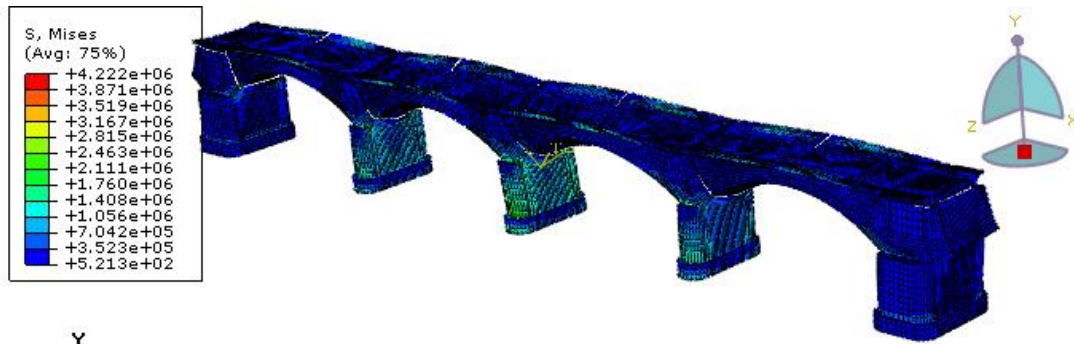


Figura 147 Analisi spettrale SLV, combinazione 2: 0.3Ex+0.3Ey+1.0Ez.

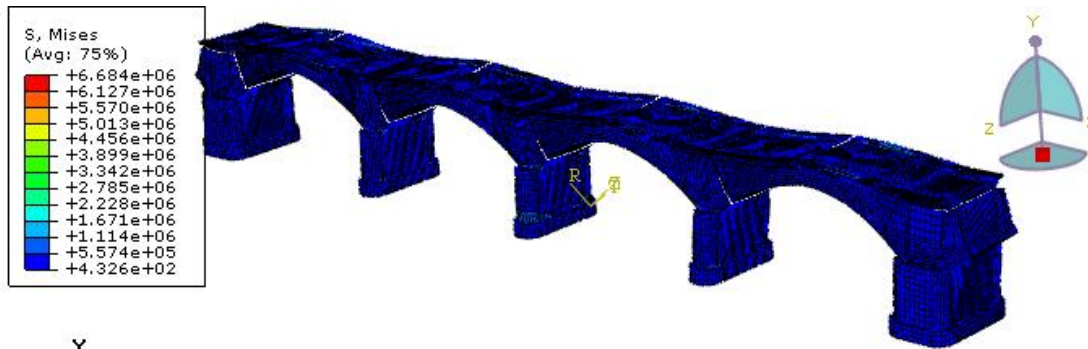


Figura 148 Analisi spettrale SLV, combinazione 3: 0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez.

A conferma dell'affidabilità del modello proposto, si noti la somiglianza di Figura 146, Figura 147 e Figura 148 con le prime tre forme modali mostrate in Figura 145.

- *La volta*

In Figura 149, Figura 150 e in Figura 151 è riportato l'andamento delle tensioni normali circonferenziali S22 nella porzione di volta compresa tra la sezione di chiave e quella di rinfiacco, per le tre combinazioni sismiche considerate. Si ricorda che i valori di tensione calcolati con l'analisi spettrale, e poi combinati con la combinazione dei modi CQC, sono privi del contributo legato al carico gravitazionale del peso proprio della struttura e che i valori ottenuti sono tutti positivi per la particolare modalità con cui gli effetti sono combinati. Risulta quindi opportuno sommare i valori ottenuti dalle analisi spettrali (valutando opportunamente i segni delle tensioni) con quelli ottenuti da un'analisi statica in cui si considera esclusivamente il peso proprio della struttura ($\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1$), nonostante i modelli differiscano sia nella geometria, sia per quanto riguarda i materiali.

Essendo il modello considerato elastico lineare, con materiali omogenei ed isotropi, ed essendo la combinazione dei modi secondo la CQC la somma diretta di più modelli a oscillatore semplice (ognuno opportunamente pesato), è plausibile associare lo stato tensionale della volta a quello che si potrebbe ottenere attraverso la formulazione trinomia di Navier, considerando la volta come una trave alla Eulero-Bernoulli, ovvero assumendo:

$$\sigma_x(y, z) = \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z - \frac{M_z}{I_z} \cdot y$$

Dallo stato tensionale ottenuto dalle analisi alla CQC, è possibile scindere, elemento per elemento, i contributi di tensione che generano sforzo normale puro, flessione semplice attorno all'asse Z e attorno all'asse Y. Integrando poi i valori di tensione nelle sezioni d'interesse, si possono ricavare le caratteristiche di sollecitazione della sezione riportate in Tabella 36.

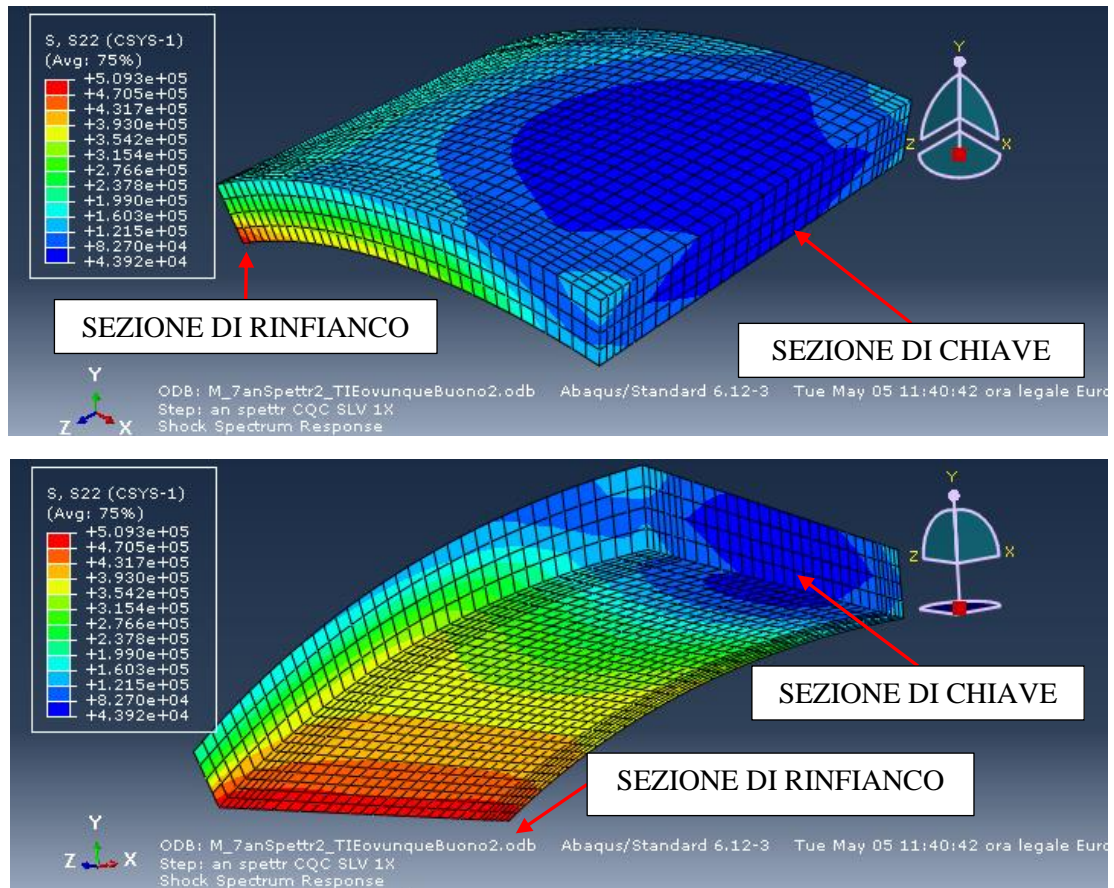


Figura 149 Tensioni circolari porzione volta N°3, combinazione CQC X: $1.0Ex+0.3Ey+0.3Ez$.

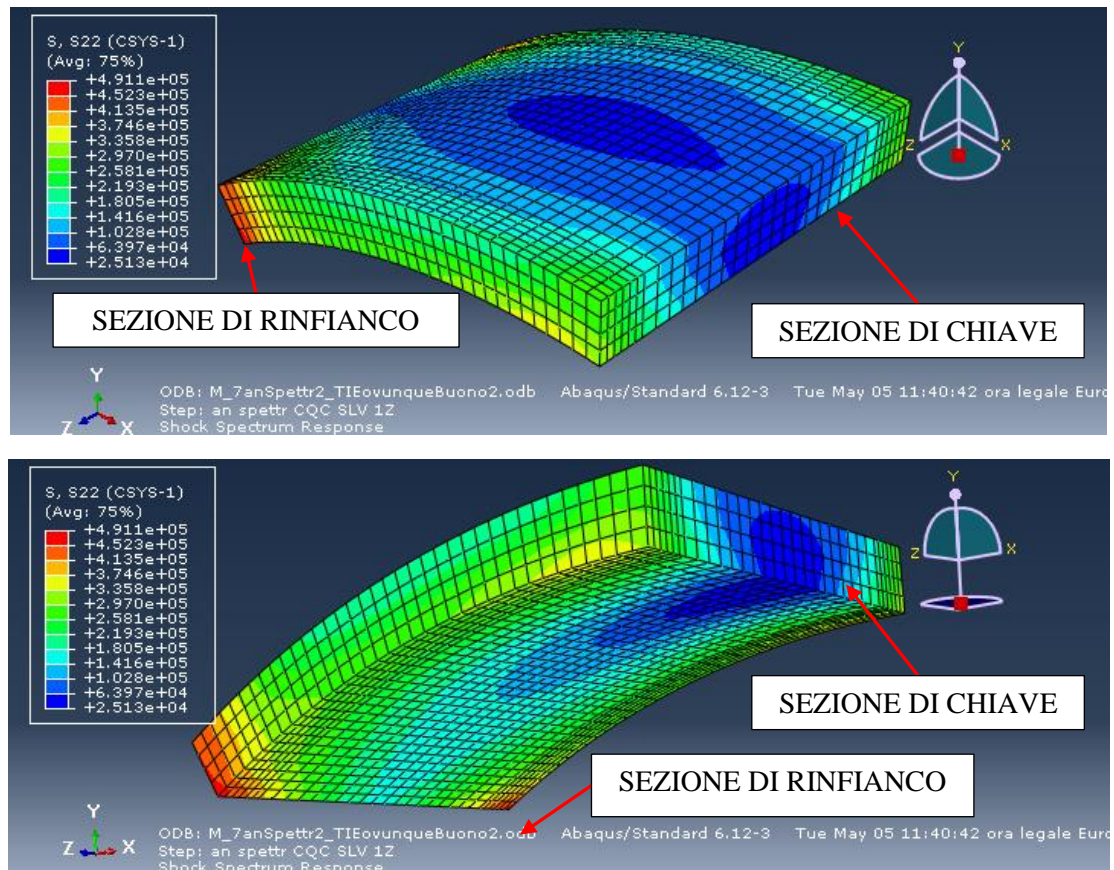


Figura 150 Tensioni circolari porzione volta N°3, combinazione CQC Z: $0.3Ex+0.3Ey+1.0Ez$.

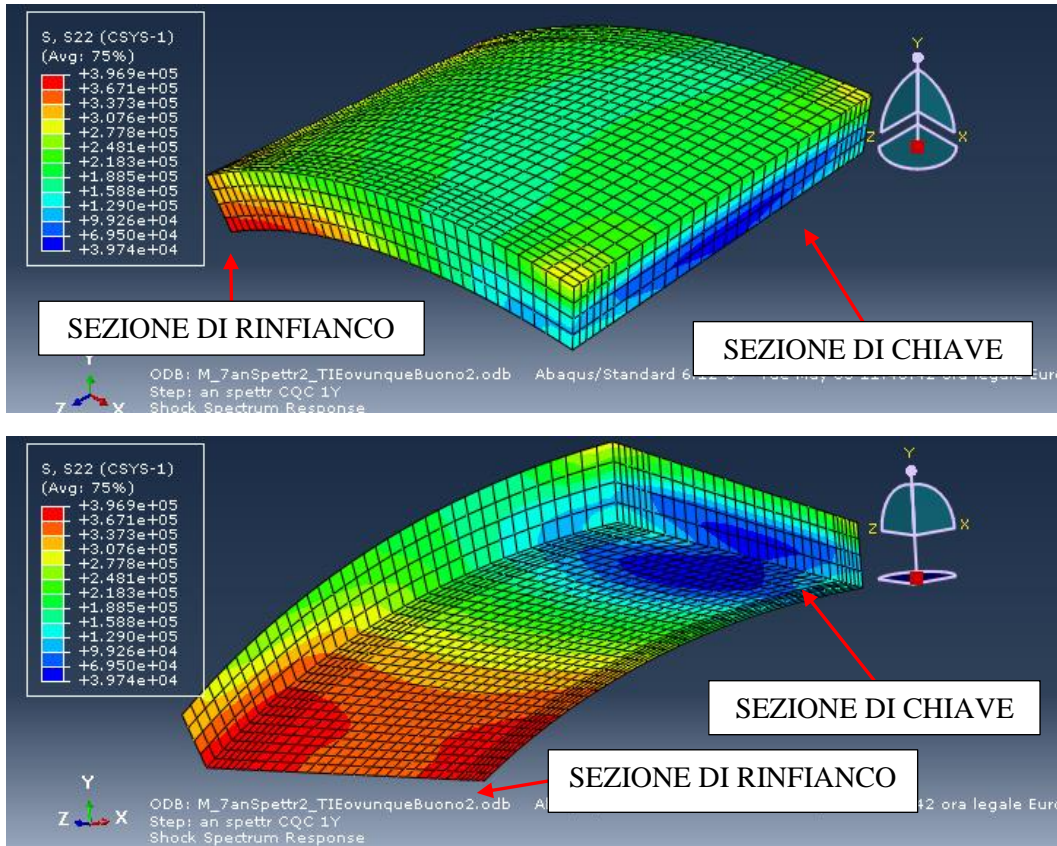


Figura 151 Tensioni circonferenziali porzione volta N°3, combinazione CQC Y: 0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez.

Tabella 36 Analisi spettrale: sforzo normale risultante e momento flettente risultante nelle sezioni d'interesse della volta per le combinazioni sismiche considerate.

Sezione di Chiave	N	σ_{media}	M_z	M_y
	[kN]	[MPa]	[kN·m]	[kN·m]
PP	-5836	-0.65	-551	0
CQC X	363	0.04	81	553
CQC Z	239	0.03	86	2837
CQC Y	239	0.03	86	726
Sezione di Rinfianco	N	σ_{media}	M_z	M_y
	[kN]	[MPa]	[kN·m]	[kN·m]
PP	-7475	-0.83	670	0
CQC X	2951	0.33	417	348
CQC Z	1106	0.12	118	3659
CQC Y	1105	0.12	118	643

In Tabella 37 e in Tabella 38 sono riportati i valori di sforzo normale, tensione media, momento flettente attorno agli assi Y e Z e relative eccentricità per le azioni di carico sismiche nelle tre direzioni principali, combinati secondo quanto prescritto da normativa. Sono state esposte tutte le possibili combinazioni delle azioni, ma solamente alcune di queste sollecitano effettivamente la sezione. Nella sezione riguardante le verifiche (paragrafo 2.8) saranno prese in considerazione esclusivamente le combinazioni significative.

CAPITOLO 2: STRUTTURE ESTREMAMENTE RIGIDE: PONTI AD ARCO IN MURATURA

In Figura 152 vengono messi a confronto, per la sezione di chiave e per quella di rinfiaccio, i valori di tensione media circonferenziale S22 nel riferimento cilindrico locale della volta. per le diverse combinazioni di carico considerate.

Tabella 37 *Combinazione delle azioni CQC: sforzo normale risultante e momento flettente risultante da utilizzare nelle verifiche della sezione di chiave.*

SEZIONE DI CHIAVE		Combinazioni sismiche allo SLV	N	σ_{media}	M_z	e_y	M_y	e_z
			[kN]	[MPa]	[kN·m]	[cm]	[kN·m]	[cm]
X principale [CQC_0.3Z+1X+0.3Y]	CQC _X 1	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-5473	-0.61	-470	8.6	553	-10.1
	CQC _X 2	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-5473	-0.61	-470	8.6	-553	10.1
	CQC _X 3	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-5473	-0.61	-632	11.5	553	-10.1
	CQC _X 4	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-5473	-0.61	-632	11.5	-553	10.1
	CQC _X 5	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-6198	-0.69	-470	7.6	553	-8.9
	CQC _X 6	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-6198	-0.69	-470	7.6	-553	8.9
	CQC _X 7	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-6198	-0.69	-632	10.2	553	-8.9
	CQC _X 8	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-6198	-0.69	-632	10.2	-553	8.9
Z principale [CQC_1Z+0.3X+0.3Y]	CQC _Z 1	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-5597	-0.62	-465	8.3	2837	-50.7
	CQC _Z 2	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-5597	-0.62	-465	8.3	-2837	50.7
	CQC _Z 3	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-5597	-0.62	-637	11.4	2837	-50.7
	CQC _Z 4	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-5597	-0.62	-637	11.4	-2837	50.7
	CQC _Z 5	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-6074	-0.67	-465	7.7	2837	-46.7
	CQC _Z 6	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-6074	-0.67	-465	7.7	-2837	46.7
	CQC _Z 7	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-6074	-0.67	-637	10.5	2837	-46.7
	CQC _Z 8	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-6074	-0.67	-637	10.5	-2837	46.7
Y principale [CQC_0.3Z+0.3X+1Y]	CQC _Y 1	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-5087	-0.57	-262	5.1	797	-15.7
	CQC _Y 2	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-5087	-0.57	-262	5.1	-797	15.7
	CQC _Y 3	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-5087	-0.57	-841	16.5	797	-15.7
	CQC _Y 4	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-5087	-0.57	-841	16.5	-797	15.7
	CQC _Y 5	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-6584	-0.73	-262	4.0	797	-12.1
	CQC _Y 6	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-6584	-0.73	-262	4.0	-797	12.1
	CQC _Y 7	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-6584	-0.73	-841	12.8	797	-12.1
	CQC _Y 8	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-6584	-0.73	-841	12.8	-797	12.1

I valori di eccentricità appena trovati sono interni al nocciolo centrale d'inerzia della sezione, la quale risulta quindi completamente compressa e priva di alcuna parzializzazione.

Tabella 38 Combinazione delle azioni CQC: sforzo normale risultante e momento flettente risultante da utilizzare nelle verifiche della sezione di rinfiacco.

SEZIONE DI RINFIANCO		Combinazioni sismiche allo SLV	N	σ_{media}	M_z	e_y	M_y	e_z
			[kN]	[MPa]	[kN·m]	[cm]	[kN·m]	[cm]
X principale [CQC_0.3Z+1X+0.3Y]	CQC _X 1	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-4524	-0.50	1087	-24.0	348	-7.7
	CQC _X 2	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-4524	-0.50	1087	-24.0	-348	7.7
	CQC _X 3	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-4524	-0.50	252	-5.6	348	-7.7
	CQC _X 4	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-4524	-0.50	252	-5.6	-348	7.7
	CQC _X 5	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-10426	-1.16	1087	-10.4	348	-3.3
	CQC _X 6	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-10426	-1.16	1087	-10.4	-348	3.3
	CQC _X 7	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-10426	-1.16	252	-2.4	348	-3.3
	CQC _X 8	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-10426	-1.16	252	-2.4	-348	3.3
Z principale [CQC_1Z+0.3X+0.3Y]	CQC _Z 1	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-6369	-0.71	788	-12.4	3659	-57.4
	CQC _Z 2	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-6369	-0.71	788	-12.4	-3659	57.4
	CQC _Z 3	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-6369	-0.71	551	-8.7	3659	-57.4
	CQC _Z 4	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-6369	-0.71	551	-8.7	-3659	57.4
	CQC _Z 5	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-8581	-0.95	788	-9.2	3659	-42.6
	CQC _Z 6	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-8581	-0.95	788	-9.2	-3659	42.6
	CQC _Z 7	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-8581	-0.95	551	-6.4	3659	-42.6
	CQC _Z 8	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-8581	-0.95	551	-6.4	-3659	42.6
Y principale [CQC_0.3Z+0.3X+1Y]	CQC _Y 1	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-4828	-0.54	805	-16.7	459	-9.5
	CQC _Y 2	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-4828	-0.54	805	-16.7	-459	9.5
	CQC _Y 3	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-4828	-0.54	534	-11.1	459	-9.5
	CQC _Y 4	$N_{PP}+N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-4828	-0.54	534	-11.1	-459	9.5
	CQC _Y 5	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-10121	-1.12	805	-8.0	459	-4.5
	CQC _Y 6	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}+M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-10121	-1.12	805	-8.0	-459	4.5
	CQC _Y 7	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}+M_{y_E}$	-10121	-1.12	534	-5.3	459	-4.5
	CQC _Y 8	$N_{PP}-N_E$; $M_{Z_{PP}}-M_{Z_E}$; $M_{y_{PP}}-M_{y_E}$	-10121	-1.12	534	-5.3	-459	4.5

Per quanto riguarda invece la sezione di rinfianco, alcuni valori di eccentricità della combinazione sismica in cui la direzione X è principale, cadono al di fuori del nocciolo principale di inerzia. La sezione di rinfianco quindi, per alcune combinazioni sismiche, risulta leggermente parzializzata. Nel paragrafo 2.8 verranno eseguite le verifiche delle sezioni, richiedendo che le coppie di valori M-N siano all'interno del dominio M-N della sezione.

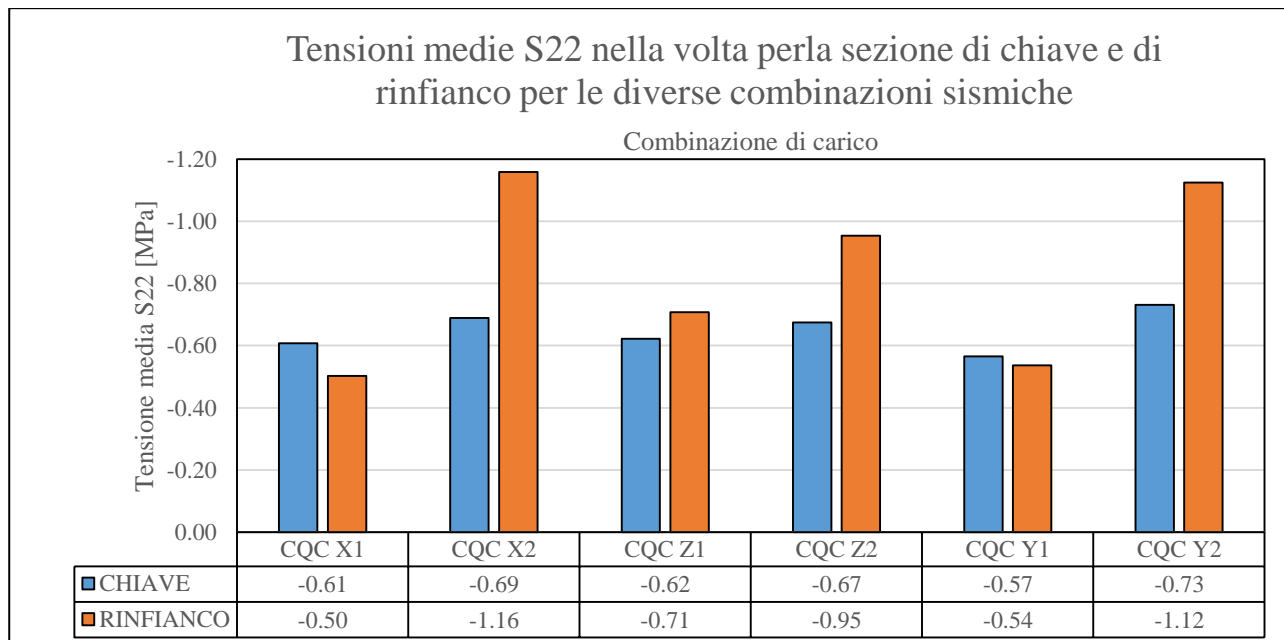


Figura 152 Tensioni medie S22 in chiave e nel rinfianco a confronto per le diverse combinazioni di carico.

In condizioni statiche, la tensione media agente nella sezione di rinfianco in un arco è sempre maggiore di quella agente in chiave. Per la combinazione sismica in cui si considera l'azione lungo la direzione X come principale, la tensione media in chiave è invece maggiore di quella nella sezione di rinfianco (Figura 152).

E' interessante notare che la tensione media nel rinfianco assuma un valore piuttosto basso, tale da generare, tramite il rapporto tra M ed N, valori elevati di eccentricità, come visto in Tabella 38.

Metodo pseudo statico

Per ottenere una stima affidabile dei risultati ottenuti con l'analisi spettrale alla CQC, avendo a che fare con strutture rigide, i cui periodi propri di vibrare principali ricadono all'interno del *plateau* degli spettri di progetto (Tabella 35 e Figura 115), è possibile eseguire analisi statiche equivalenti. Ciò è possibile assegnando alle masse del modello accelerazioni costanti, pari al valore di picco degli spettri nelle tre direzioni principali considerate (X, Y, Z). I valori così ottenuti verranno poi combinati, sommando e sottraendo direttamente, elemento per elemento, i valori di tensione nelle sezioni d'interesse, secondo le indicazioni di normativa e tramite opportuni coefficienti. Anche in questo caso si utilizza la combinazione

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

In Figura 153, Figura 154 e Figura 155 è mostrato l'andamento delle tensioni normali S22 all'interno della volta. In Tabella 39 sono riportati i valori delle caratteristiche di sollecitazione nelle sezioni d'interesse, ricavati integrando opportunamente i valori puntuali di tensione all'interno dell'intera sezione.

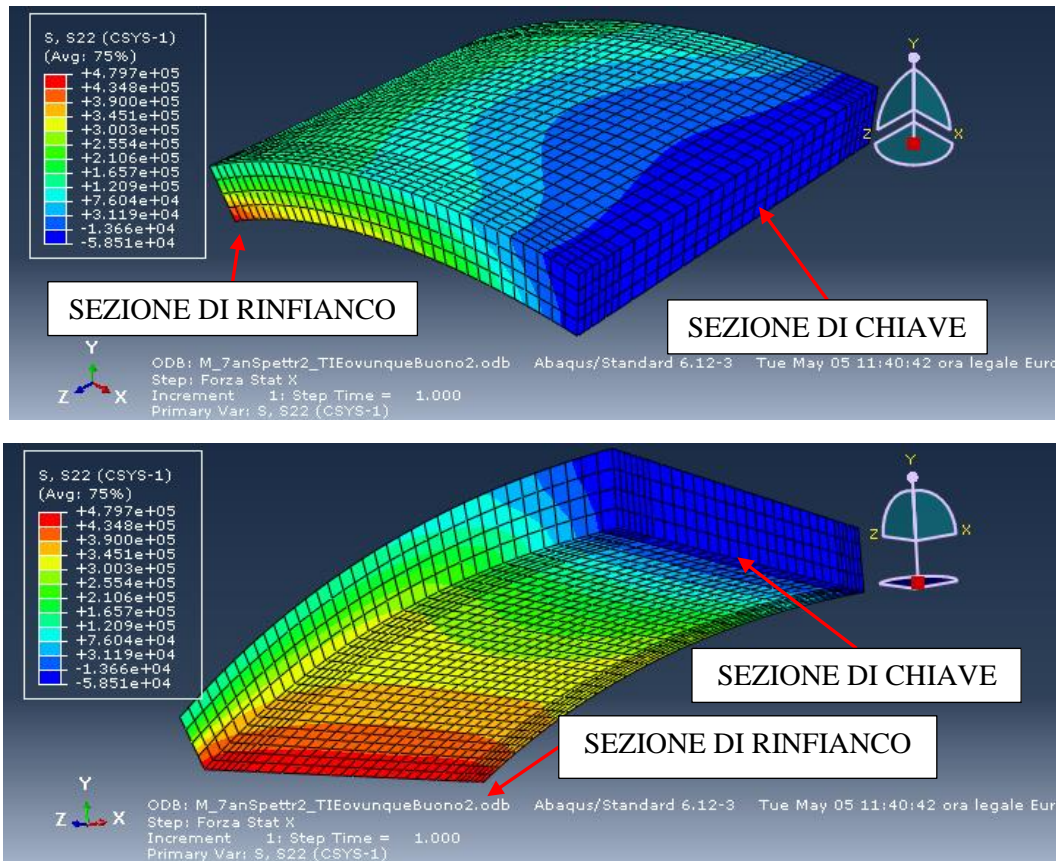


Figura 153 Tensioni circonferenziali porzione volta N°3, forza statica lungo X con accelerazione pari a 0.35 g.

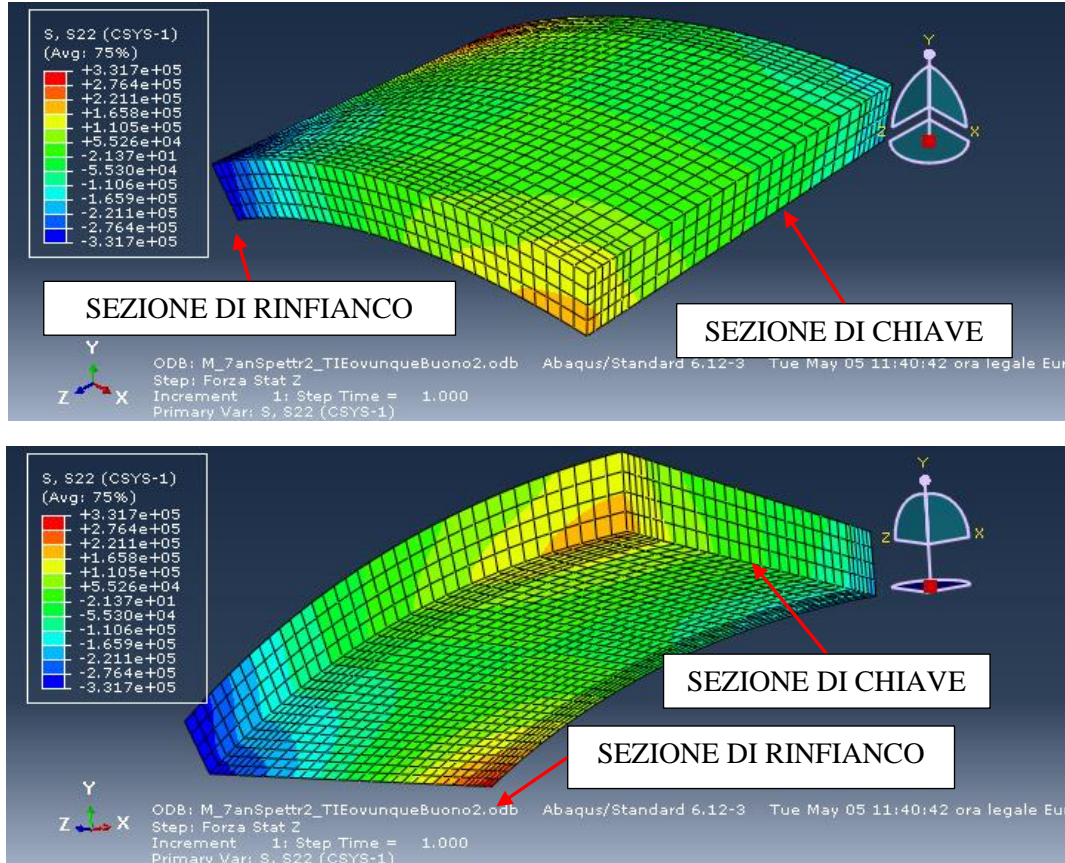


Figura 154 Tensioni circonferenziali porzione volta N°3, forza statica lungo Z con accelerazione pari a 0.35 g.

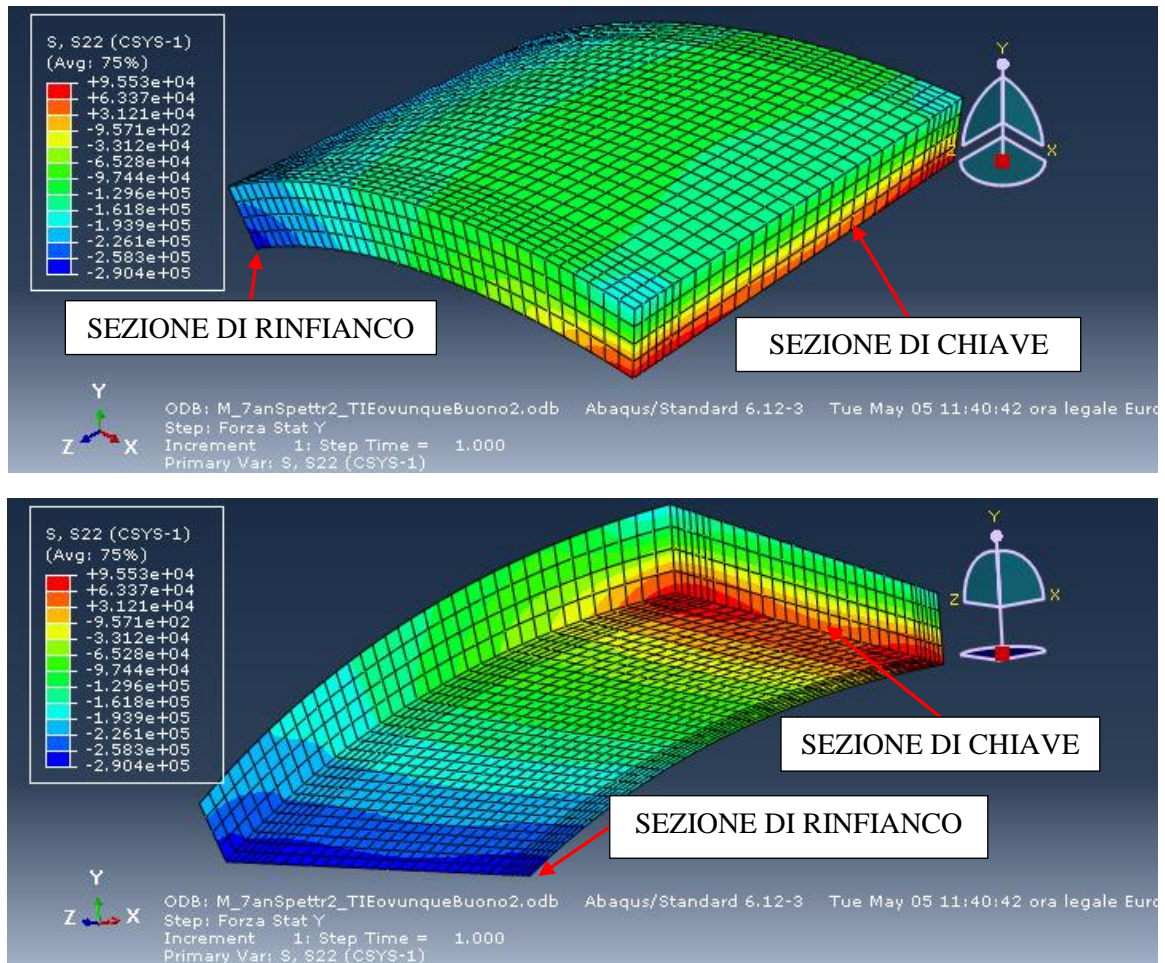


Figura 155 Tensioni circonferenziali porzione volta N°3, forza statica lungo Y con accelerazione pari a 0.4 g.

Tabella 39 Analisi pseudo statica: sforzo normale risultante e momento flettente risultante nelle sezioni di interesse della volta per le combinazioni sismiche considerate.

SEZIONE DI CHIAVE		N	σ_{media}	M_z	M_y
		[kN]	[MPa]	[kN·m]	[kN·m]
PP	1.0 g lungo Y	-5836	-0.65	-551	0
E _X	0.35 g lungo X	-304	-0.03	-1	0
E _Z	0.35 g lungo Z	0	0.00	-2	-1588
E _Y	0.4 g lungo Y	-359	-0.04	-237	1
SEZIONE DI RINFIANCO		N	σ_{media}	M_z	M_y
		[kN]	[MPa]	[kN·m]	[kN·m]
PP	1.0 g lungo Y	-7475	-0.83	670	0
E _X	0.35 g lungo X	2685	0.30	-394	0
E _Z	0.35 g lungo Z	0	0.00	0	3797
E _Y	0.4 g lungo Y	-2158	-0.24	76	0

E' possibile riassumere i risultati ottenuti combinando opportunamente tra loro le caratteristiche delle diverse azioni sismiche pseudo statiche considerate. In Tabella 40 ed in Tabella 41 vengono riportate le caratteristiche di sollecitazione ricavate ed il tipo di combinazione utilizzato, per la sezione di chiave e per la sezione di rinfiango rispettivamente.

Tabella 40 *Combinazione delle azioni: sforzo normale risultante e momento flettente risultante con il metodo pseudo statico per la sezione di chiave.*

SEZIONE DI CHIAVE	Combinazioni sismiche allo SLV	N	σ_{media}	M_z	$e_z < 20 \text{ cm}$	M_y	$e_y < 125 \text{ cm}$	
		[kN]	[MPa]	[kN·m]	[cm]	[kN·m]	[cm]	
X principale	F _{X1}	PP+1.0 E _X +0.3 E _Z +0.3 E _Y	-6247	-0.69	-624	10.0	-475	7.6
	F _{X2}	PP+1.0 E _X +0.3 E _Z -0.3 E _Y	-6032	-0.67	-482	8.0	-476	7.9
	F _{X3}	PP-1.0 E _X +0.3 E _Z +0.3 E _Y	-5639	-0.63	-622	11.0	-476	8.4
	F _{X4}	PP-1.0 E _X +0.3 E _Z -0.3 E _Y	-5424	-0.60	-480	8.8	-477	8.8
	F _{X5}	PP+1.0 E _X -0.3 E _Z +0.3 E _Y	-6247	-0.69	-623	10.0	477	-7.6
	F _{X6}	PP+1.0 E _X -0.3 E _Z -0.3 E _Y	-6032	-0.67	-481	8.0	476	-7.9
	F _{X7}	PP-1.0 E _X -0.3 E _Z +0.3 E _Y	-5639	-0.63	-621	11.0	476	-8.4
	F _{X8}	PP-1.0 E _X -0.3 E _Z -0.3 E _Y	-5424	-0.60	-479	8.8	475	-8.8
Z principale	F _{Z1}	PP+0.3 E _X +1.0 E _Z +0.3 E _Y	-6034	-0.67	-624	10.3	-1587	26.3
	F _{Z2}	PP+0.3 E _X +1.0 E _Z -0.3 E _Y	-5819	-0.65	-482	8.3	-1588	27.3
	F _{Z3}	PP-0.3 E _X +1.0 E _Z +0.3 E _Y	-5852	-0.65	-624	10.7	-1587	27.1
	F _{Z4}	PP-0.3 E _X +1.0 E _Z -0.3 E _Y	-5637	-0.63	-482	8.5	-1588	28.2
	F _{Z5}	PP+0.3 E _X -1.0 E _Z +0.3 E _Y	-6035	-0.67	-621	10.3	1588	-26.3
	F _{Z6}	PP+0.3 E _X -1.0 E _Z -0.3 E _Y	-5820	-0.65	-479	8.2	1587	-27.3
	F _{Z7}	PP-0.3 E _X -1.0 E _Z +0.3 E _Y	-5852	-0.65	-620	10.6	1588	-27.1
	F _{Z8}	PP-0.3 E _X -1.0 E _Z -0.3 E _Y	-5637	-0.63	-478	8.5	1587	-28.2
Y principale	F _{Y1}	PP+0.3 E _X +0.3 E _Z +1.0 E _Y	-6285	-0.70	-789	12.6	-475	7.6
	F _{Y2}	PP+0.3 E _X +0.3 E _Z -1.0 E _Y	-5568	-0.62	-315	5.7	-478	8.6
	F _{Y3}	PP-0.3 E _X +0.3 E _Z +1.0 E _Y	-6103	-0.68	-788	12.9	-475	7.8
	F _{Y4}	PP-0.3 E _X +0.3 E _Z -1.0 E _Y	-5386	-0.60	-315	5.8	-478	8.9
	F _{Y5}	PP+0.3 E _X -0.3 E _Z +1.0 E _Y	-6286	-0.70	-788	12.5	478	-7.6
	F _{Y6}	PP+0.3 E _X -0.3 E _Z -1.0 E _Y	-5568	-0.62	-314	5.6	475	-8.5
	F _{Y7}	PP-0.3 E _X -0.3 E _Z +1.0 E _Y	-6103	-0.68	-787	12.9	477	-7.8
	F _{Y8}	PP-0.3 E _X -0.3 E _Z -1.0 E _Y	-5386	-0.60	-314	5.8	475	-8.8
PESO PROPRIO			-5836	-0.65	-551	9.4	0	-

CAPITOLO 2: STRUTTURE ESTREMAMENTE RIGIDE: PONTI AD ARCO IN MURATURA

Tabella 41

Combinazione delle azioni: sforzo normale risultante e momento flettente risultante con il metodo pseudo statico per la sezione di rinfianco.

SEZIONE DI RINFIANCO		Combinazioni sismiche allo SLV	N	σ_{media}	M_z	$e_z < 20 \text{ cm}$	M_y	$e_y < 125 \text{ cm}$
			[kN]	[MPa]	[kN·m]	[cm]	[kN·m]	[cm]
X principale	F _{X 1}	PP+1.0 E _X -0.3 E _Z +0.3 E _Y	-5437	-0.60	298	-5.5	1139	-21.0
	F _{X 2}	PP+1.0 E _X -0.3 E _Z -0.3 E _Y	-4142	-0.46	253	-6.1	1140	-27.5
	F _{X 3}	PP-1.0 E _X -0.3 E _Z +0.3 E _Y	-10807	-1.20	1087	-10.1	1139	-10.5
	F _{X 4}	PP-1.0 E _X -0.3 E _Z -0.3 E _Y	-9513	-1.06	1041	-10.9	1139	-12.0
	F _{X 5}	PP+1.0 E _X -0.3 E _Z +0.3 E _Y	-5437	-0.60	298	-5.5	-1139	20.9
	F _{X 6}	PP+1.0 E _X -0.3 E _Z -0.3 E _Y	-4142	-0.46	253	-6.1	-1139	27.5
	F _{X 7}	PP-1.0 E _X -0.3 E _Z +0.3 E _Y	-10808	-1.20	1087	-10.1	-1140	10.5
	F _{X 8}	PP-1.0 E _X -0.3 E _Z -0.3 E _Y	-9513	-1.06	1041	-10.9	-1139	12.0
Z principale	F _{Z 1}	PP+0.3 E _X +1.0 E _Z +0.3 E _Y	-7317	-0.81	574	-7.8	3797	-51.9
	F _{Z 2}	PP+0.3 E _X +1.0 E _Z -0.3 E _Y	-6022	-0.67	529	-8.8	3797	-63.1
	F _{Z 3}	PP-0.3 E _X +1.0 E _Z +0.3 E _Y	-8928	-0.99	811	-9.1	3797	-42.5
	F _{Z 4}	PP-0.3 E _X +1.0 E _Z -0.3 E _Y	-7633	-0.85	765	-10.0	3797	-49.7
	F _{Z 5}	PP+0.3 E _X -1.0 E _Z +0.3 E _Y	-7317	-0.81	574	-7.8	-3797	51.9
	F _{Z 6}	PP+0.3 E _X -1.0 E _Z -0.3 E _Y	-6022	-0.67	529	-8.8	-3797	63.1
	F _{Z 7}	PP-0.3 E _X -1.0 E _Z +0.3 E _Y	-8928	-0.99	811	-9.1	-3797	42.5
	F _{Z 8}	PP-0.3 E _X -1.0 E _Z -0.3 E _Y	-7633	-0.85	765	-10.0	-3797	49.7
Y principale	F _{Y 1}	PP+0.3 E _X +0.3 E _Z +1.0 E _Y	-8827	-0.98	627	-7.1	1139	-12.9
	F _{Y 2}	PP+0.3 E _X +0.3 E _Z -1.0 E _Y	-4512	-0.50	476	-10.5	1139	-25.3
	F _{Y 3}	PP-0.3 E _X +0.3 E _Z +1.0 E _Y	-10438	-1.16	864	-8.3	1139	-10.9
	F _{Y 4}	PP-0.3 E _X +0.3 E _Z -1.0 E _Y	-6123	-0.68	712	-11.6	1139	-18.6
	F _{Y 5}	PP+0.3 E _X -0.3 E _Z +1.0 E _Y	-8827	-0.98	627	-7.1	-1139	12.9
	F _{Y 6}	PP+0.3 E _X -0.3 E _Z -1.0 E _Y	-4512	-0.50	476	-10.5	-1139	25.2
	F _{Y 7}	PP-0.3 E _X -0.3 E _Z +1.0 E _Y	-10438	-1.16	864	-8.3	-1140	10.9
	F _{Y 8}	PP-0.3 E _X -0.3 E _Z -1.0 E _Y	-6123	-0.68	712	-11.6	-1139	18.6
PESO PROPRIO			-7475	-0.83	670	-9.0	0	-

Confrontando i risultati così ottenuti con quelli riportati in Tabella 37 e in Tabella 38, ottenuti con l'analisi spettrale e con combinazione alla CQC, risulta evidente la perfetta corrispondenza dei due metodi. Sforzi normali e momenti flettenti per i due modelli appena considerati sono pressoché gli stessi. Le ipotesi fatte per la costruzione del modello pseudo statico sono veritiere e il modello è in grado di rappresentare e descrivere il comportamento della struttura reale in modo completamente soddisfacente.

Per completezza, si riporta l'andamento delle tensioni medie di compressione per le diverse combinazioni considerate confrontando i valori tra la sezione di chiave e quella di rinfiango (Figura 156).

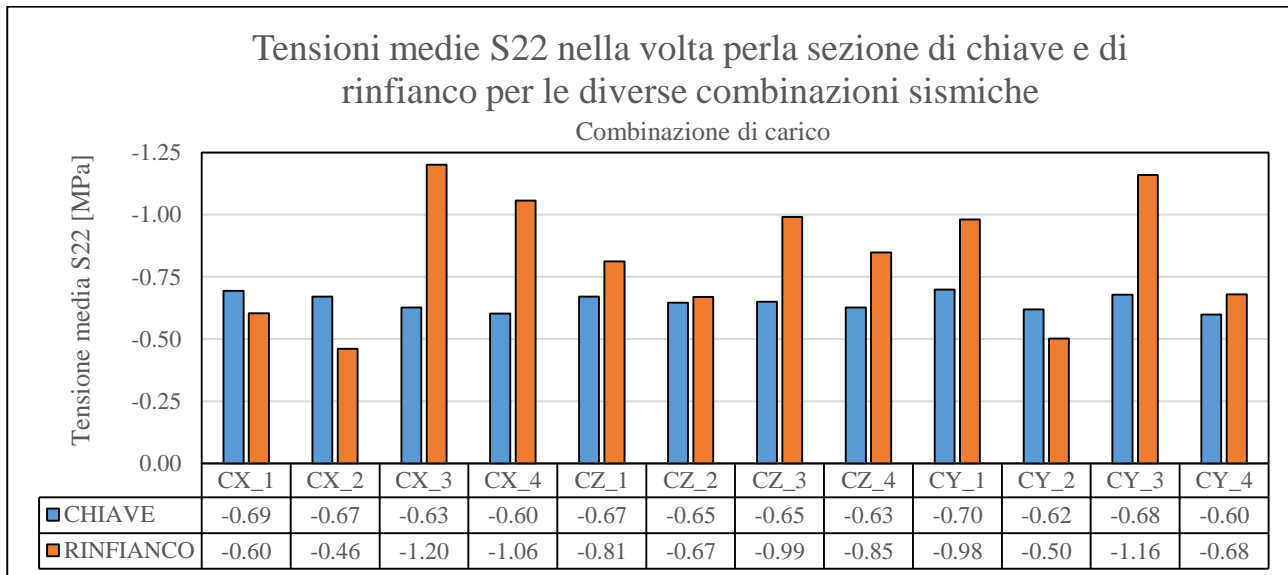


Figura 156 Tensioni medie S22 in chiave e nel rinfiango a confronto per le diverse combinazioni di carico.

- La pila

Per quanto riguarda le pile, poiché tutti i periodi calcolati con l'analisi modale ricadono all'interno del *plateau* dello spettro considerato in Figura 115, un modello semplificato che permetta di ottenere l'ordine di grandezza delle azioni risultanti si può ottenere schematizzando la struttura in direzione trasversale a un oscillatore semplice (Figura 157). La massa in sommità dell'oscillatore semplice è pari alla somma delle masse di due semi volte (comprese di riempimento superiore) e quella di metà pila, a cui viene applicata un'accelerazione corrispondente al valore di picco letto nello spettro. La rigidità dell'oscillatore è pari alla rigidità della pila mentre l'altezza L dell'oscillatore si può valutare come la distanza tra il baricentro delle masse e la base della pila. Affinché tale assunzione possa essere considerata affidabile, è necessario verificare che il periodo dell'oscillatore ricada all'interno del *plateau* dello spettro. Per l'oscillatore elementare si ha:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\bar{m}}{k}} = 0.215 \text{ s} \quad \text{con} \quad k = 3 \frac{EI}{L^3}$$

In questo modo, è possibile calcolare le sollecitazioni alla base della pila, e di conseguenza le tensioni.

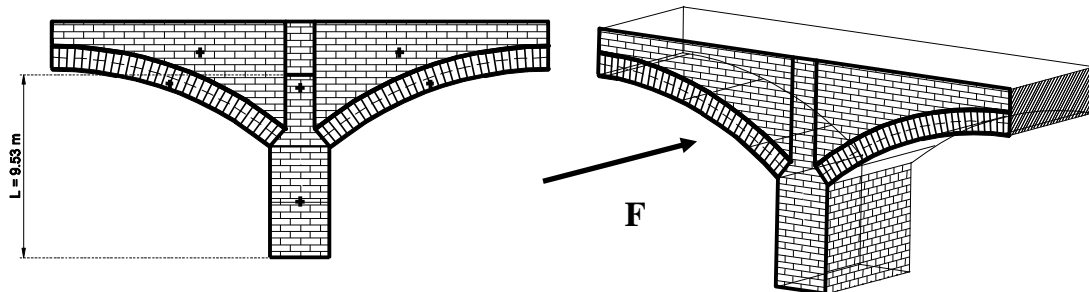
I valori così ottenuti saranno poi confrontati con i risultati ottenuti con il modello FEM 3D (sia relativi all'analisi statica equivalente che a quelli dell'analisi spettrale con combinazione CQC). Con i dati relativi al caso in esame, si ha:

$$m = 1505 \times 10^3 \text{ kg} \quad a = 0.35 \cdot g \quad L = 9.53 \text{ m} \quad I = 164.5 \text{ m}^4$$

$$P = 14.7 \times 10^3 \text{ kN} \quad F = 5.2 \times 10^3 \text{ kN} \quad M = 49.2 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = 0.82 \text{ MPa} \quad \sigma_2 = 1.51 \text{ MPa}$$

SEZIONE LONGITUDINALE



SEZIONE TRASVERSALE

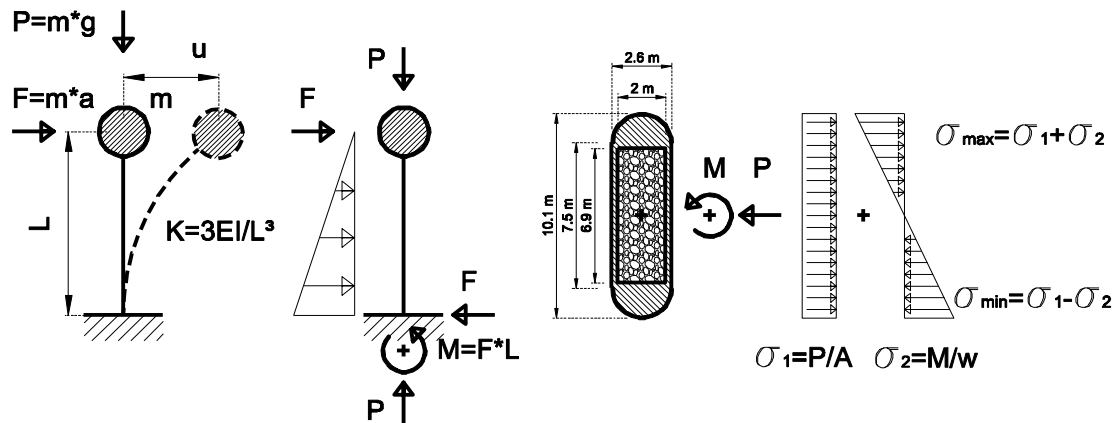


Figura 157 Schematizzazione ad oscillatore semplice.

Come ulteriore esempio, a conferma della validità del modello con oscillatore semplice proposto, si riportano, rispettivamente in Figura 158 e in Figura 159, la configurazione deformata e le tensioni normali alla base della pila considerando un modello in cui è applicata un'accelerazione orizzontale alle masse pari al valore di picco letto nello spettro di progetto ($a=0.35 \text{ g}$).

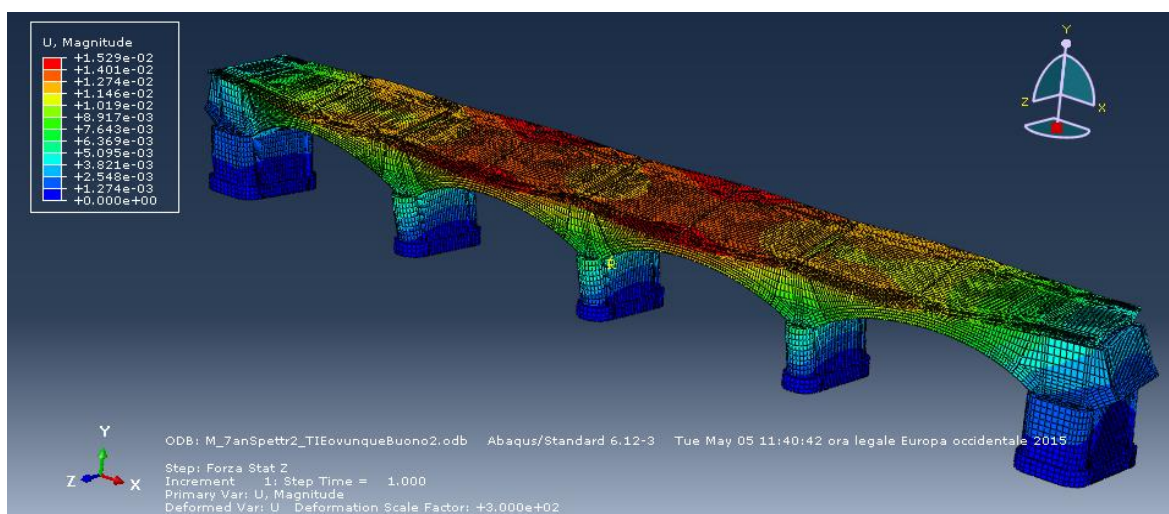


Figura 158 Configurazione deformata, modello statico con accelerazione orizzontale in direzione Z pari a 0.35 g.

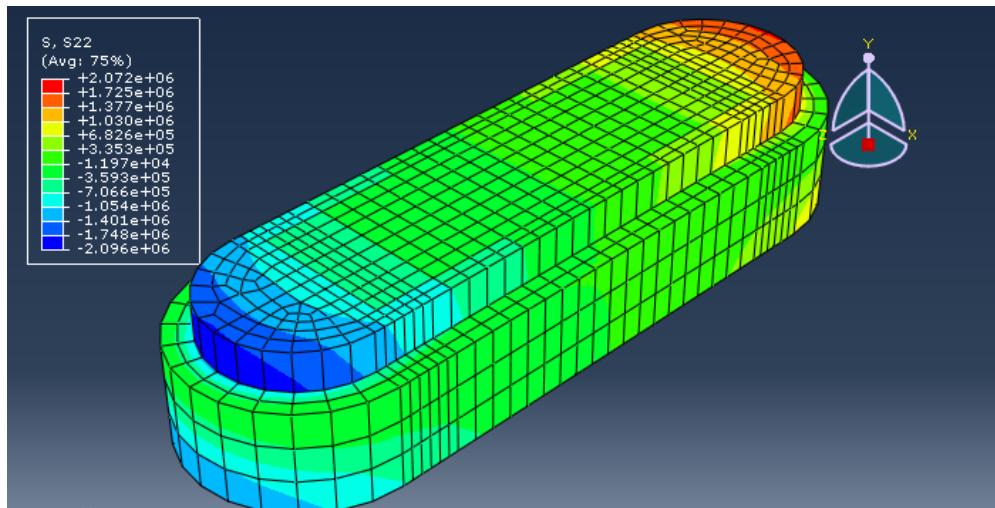


Figura 159 Andamento tensioni normali pila N°3, modello statico con accelerazione orizzontale in direzione Z pari a 0.35 g.

Per confronto, si riportano in Figura 160 e in Figura 161 la configurazione deformata e l'andamento delle tensioni normali alla base della pila, rispettivamente, ottenuti tramite il modello FEM in cui è stata considerata l'analisi spettrale con combinazione CQC degli effetti dei diversi modi con il sisma che agisce solamente in direzione Z.

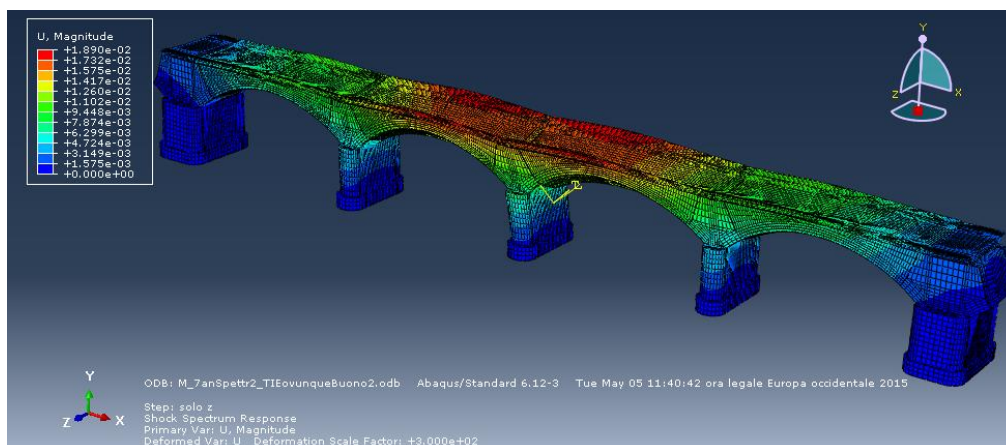


Figura 160 Configurazione deformata, analisi spettrale sisma in direzione Z.

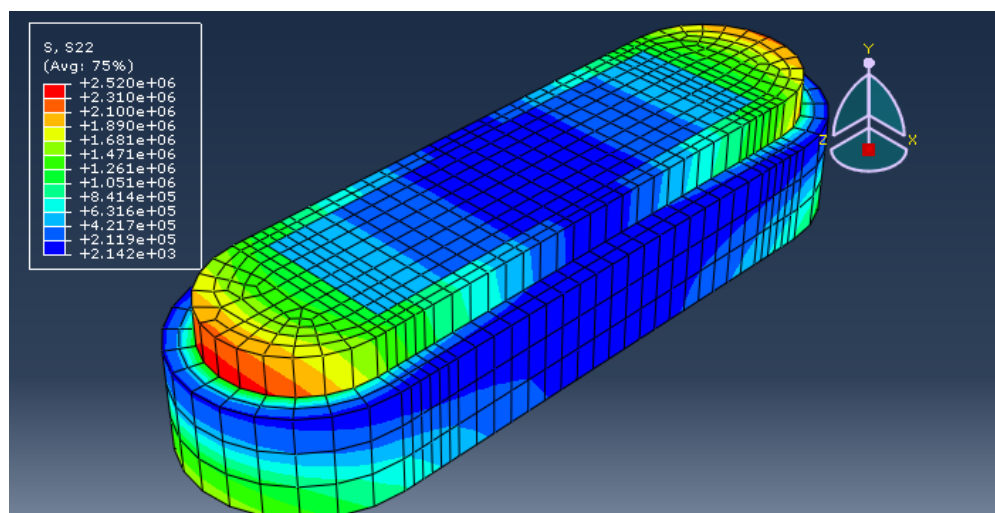


Figura 161 Andamento tensioni normali pila N°3, analisi spettrale sisma in direzione Z.

Avendo considerato solamente gli effetti in direzione orizzontale (escludendo per il momento dalla trattazione gli effetti in direzione verticale legati ai carichi gravitazionali), osservando i valori di tensione nella pila per i modelli FEM si riconosce il tipico andamento a farfalla delle tensioni dovuto a flessione semplice. Integrando i valori di tensione sull'intera sezione è possibile ottenere il momento flettente risultante alla base della pila.

I corrispondenti valori, riportati nella Tabella 42, saranno poi utilizzati per le verifiche della sezione al paragrafo 2.8.2.

Tabella 42 Confronto dei momenti flettenti risultanti alla base della pila N°3.

	Modello FEM Analisi spettrale direzione Z	Modello FEM Analisi statica direzione Z	Oscillatore semplice
M_x risultante [10³·kN·m]	58.4	48.2	49.2

Nonostante i valori ottenuti del momento flettente discostino l'uno dall'altro al massimo del 20%, considerando le semplificazioni presenti nel modello (anche e soprattutto riguardanti la stima dei pesi), i risultati ottenuti possono essere ritenuti soddisfacenti. I modelli proposti consentono infatti di ottenere una stima ragionevole dell'ordine di grandezza per il problema in esame.

Sono stati poi analizzati quattro ulteriori modelli semplificati, che tengono conto del rapporto di rigidità tra impalcato e pile e consentono di valutare l'effetto d'insieme dell'intera porzione di ponte considerata.

L'impalcato viene schematizzato come una trave continua su appoggi cedevoli (con rigidità pari alla rigidità flessionale delle pile) e il carico q agente rappresenta la forza per unità di lunghezza valutata moltiplicando le masse per il valore di accelerazione di picco dello spettro di progetto allo SLV.

L'impalcato rappresenta la volta, quindi il modulo elastico considerato è quello della muratura; la sezione ha base $B = 1.5$ m (che considera anche il contributo del riempimento) e altezza $H=7.5$ m. Il momento di inerzia vale quindi $I=BH^3/12 = 52.7$ m⁴.

In Figura 162 vengono mostrati i quattro schemi di vincolo adottati, mentre in Tabella 43 sono riportati i valori di spostamento v_A , v_B e v_C (spostamento in sommità delle tre pile) ed i rispettivi momenti risultanti alla base della pila. I valori di spostamento v_A , v_B e v_C sono stati valutati risolvendo la struttura iperstatica e sono stati quindi confrontati con i risultati ottenuti tramite modellazione con software SAP2000 (Figura 163).

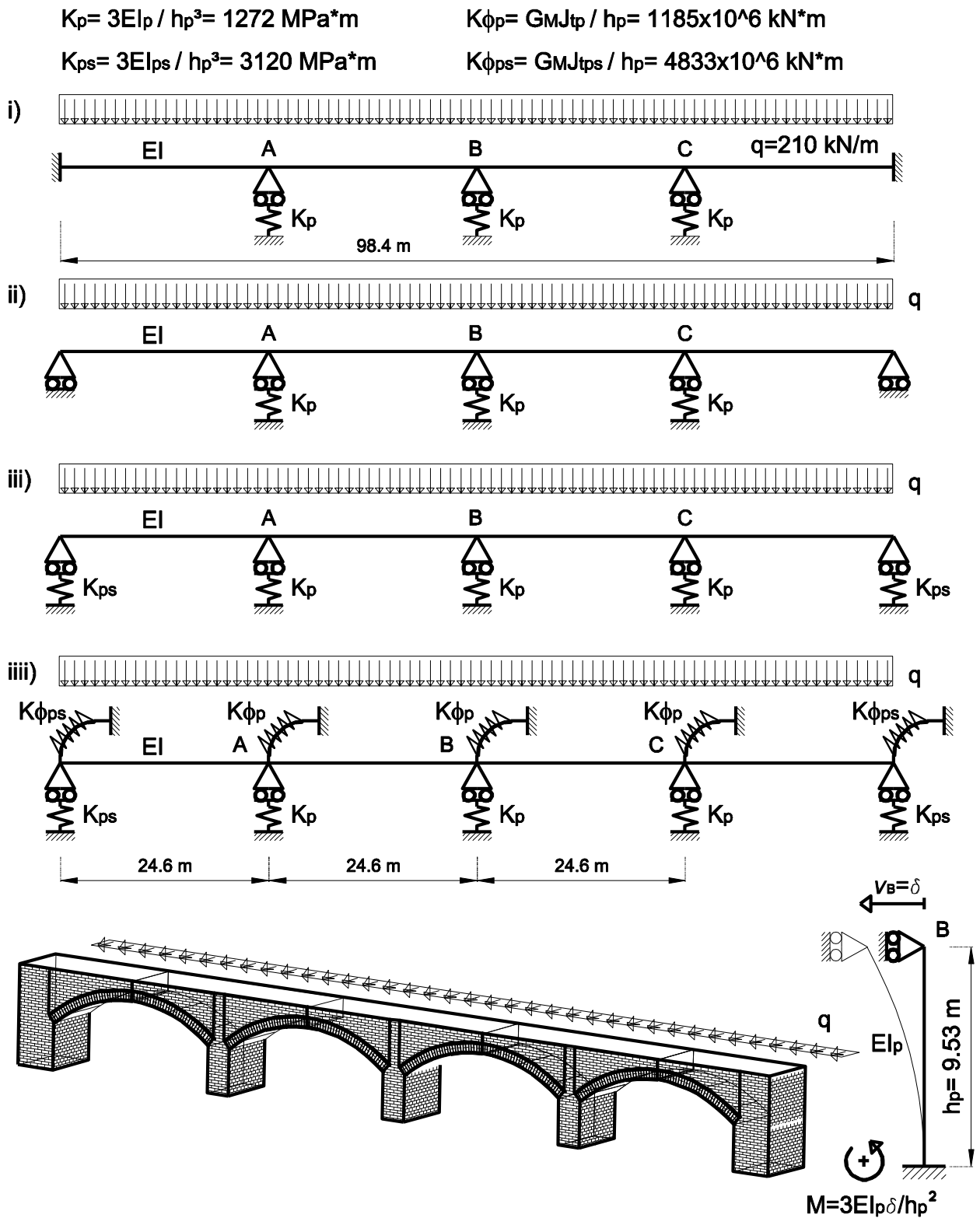


Figura 162 Modelli semplificati per la determinazione del momento risultante alla base delle pile.

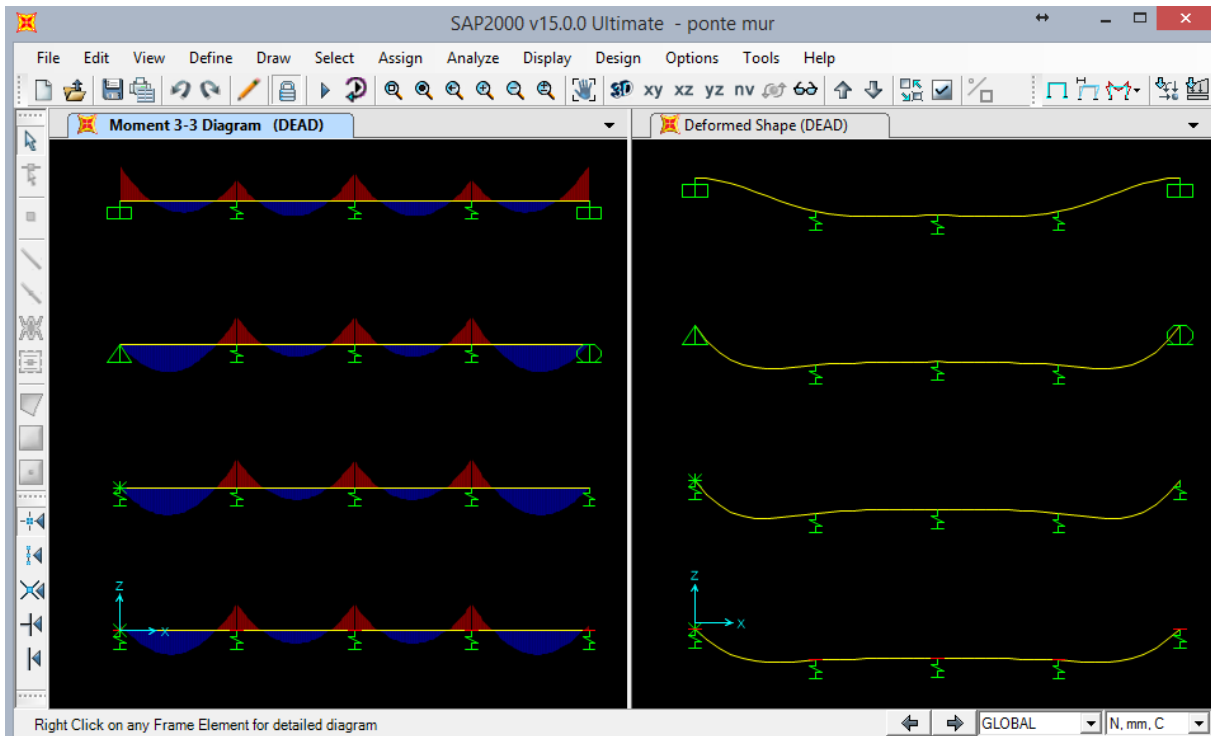


Figura 163 Risoluzione con SAP2000 dei tre modelli semplificati: diagramma del momento flettente e configurazione deformata.

Tabella 43 Spostamenti sommità delle pile valutati con SAP2000 e relativi momenti alla base per i tre modelli considerati.

MODELLO	$\delta_A = \delta_C$ [mm]	$M_A = M_C$ [kN·m]	δ_B [mm]	M_B [kN·m]
i)	3.85	46.7×10^3	4.20	50.9×10^3
ii)	4.45	53.9×10^3	4.00	48.5×10^3
iii)	4.47	54.2×10^3	3.99	48.3×10^3
iii)	4.32	52.4×10^3	4.03	48.9×10^3

Nonostante siano state considerate quattro diverse condizioni di vincolo, non si riscontra una sostanziale differenza nei valori di momento flettente risultante nella pila centrale; inoltre, è evidente come questi valori siano in pratica coincidenti con quelli trovati in precedenza, utilizzando il modello ad oscillatore semplice e il modello FEM con analisi statica.

Appurata l'affidabilità del modello e individuato l'ordine di grandezza dei risultati d'interesse per le verifiche, è possibile esaminare i risultati dell'analisi spettrale alla CQC, con combinazione del moto sismico nelle tre direzioni dello spazio.

Si riporta in Figura 164, Figura 165 e Figura 166 l'andamento delle tensioni normali S22 per le combinazioni sismiche alla CQC considerate. Si riporta inoltre, in Tabella 44, la sintesi dei risultati ottenuti. In Tabella 45 sono combinati gli effetti così trovati con le sollecitazioni risultanti da peso proprio, ottenute con il modello statico.

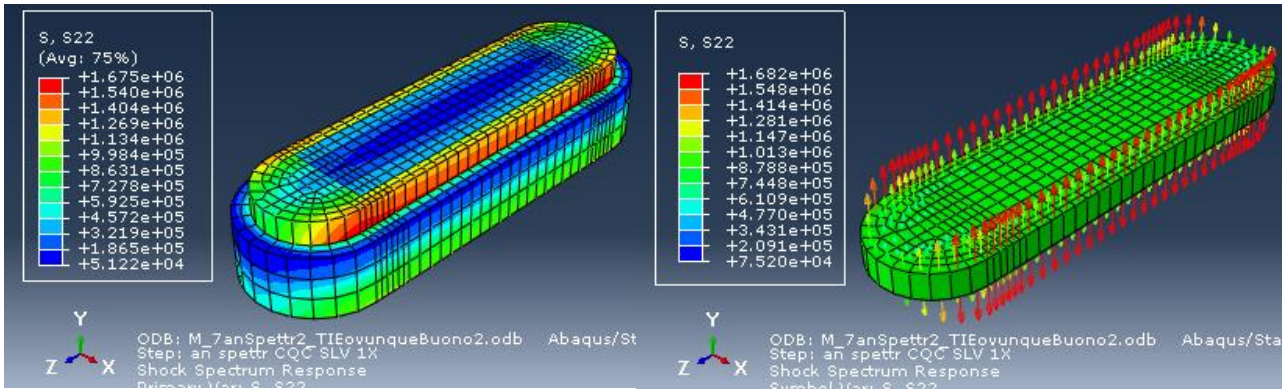


Figura 164 Tensioni normali S22 alla base della pila, combinazione CQC X: $1Ex+0.3Ey+0.3Ez$.

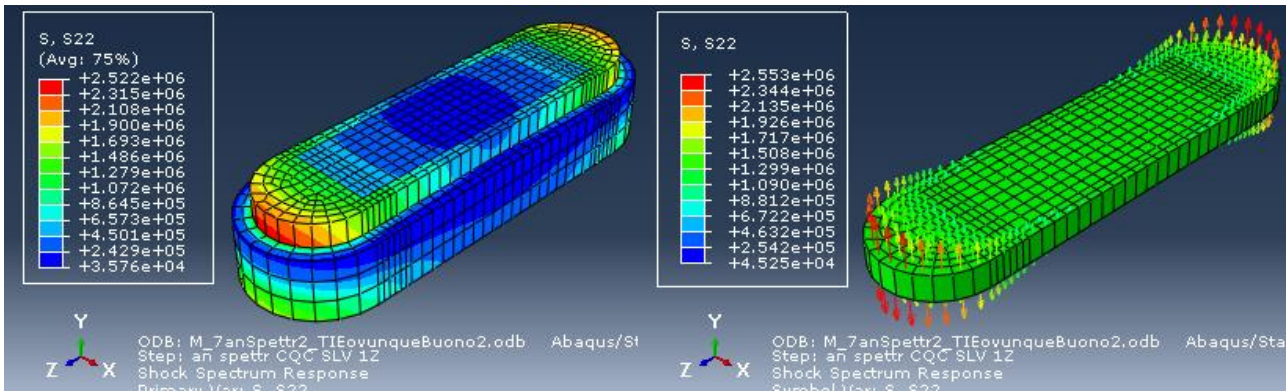


Figura 165 Tensioni normali S22 alla base della pila, combinazione CQC Z: $0.3Ex+0.3Ey+1.0Ez$.

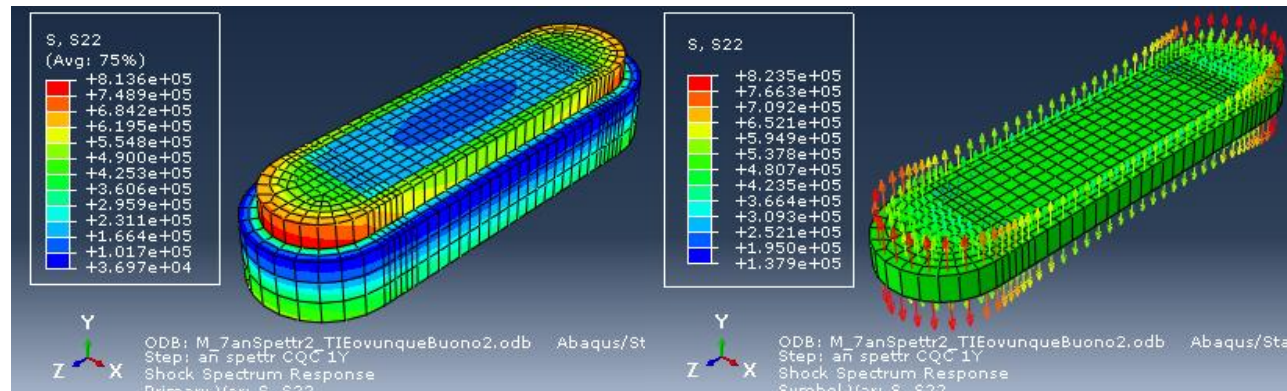


Figura 166 Tensioni normali S22 alla base della pila, combinazione CQC Y: $0.3Ex+1.0Ey+0.3Ez$.

Tabella 44 Analisi spettrale: sforzo normale risultante e momento flettente risultante alla base della pila per le combinazioni sismiche considerate.

Base Pila	N	$\sigma_{media\ mur}$	M_z	M_x
	[kN]	[MPa]	[kN·m]	[kN·m]
PP	-15631	-0.84	5.2	46.4
CQC X	329	0.02	10374	8150
CQC Y	4650	0.26	1827	8296
CQC Z	1051	0.06	2087	50187

CAPITOLO 2: STRUTTURE ESTREMAMENTE RIGIDE: PONTI AD ARCO IN MURATURA

Tabella 45

Combinazione delle azioni CQC: sforzo normale risultante e momento flettente risultante da utilizzare nelle verifiche della pila.

BASE PILA		Combinazioni sismiche allo SLV	N	σ_{media} muratura	M_z	e_x	M_x	e_z
			[kN]	[MPa]	[kN·m]	[mm]	[kN·m]	[mm]
X principale [CQC_0.3Z+1X+0.3Y]	CQC _X 1	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-15302	-0.82	10380	-678	8196	-536
	CQC _X 2	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-15302	-0.82	10380	-678	-8103	530
	CQC _X 3	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-15302	-0.82	-10369	678	8196	-536
	CQC _X 4	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-15302	-0.82	-10369	678	-8103	530
	CQC _X 5	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-15960	-0.86	10380	-650	8196	-514
	CQC _X 6	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-15960	-0.86	10380	-650	-8103	508
	CQC _X 7	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-15960	-0.86	-10369	650	8196	-514
	CQC _X 8	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-15960	-0.86	-10369	650	-8103	508
Z principale [CQC_1Z+0.3X+0.3Y]	CQC _Z 1	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-14580	-0.78	2092	-143	50233	-3445
	CQC _Z 2	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-14580	-0.78	2092	-143	-50141	3439
	CQC _Z 3	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-14580	-0.78	-2081	143	50233	-3445
	CQC _Z 4	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-14580	-0.78	-2081	143	-50141	3439
	CQC _Z 5	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-16682	-0.90	2092	-125	50233	-3011
	CQC _Z 6	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-16682	-0.90	2092	-125	-50141	3006
	CQC _Z 7	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-16682	-0.90	-2081	125	50233	-3011
	CQC _Z 8	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-16682	-0.90	-2081	125	-50141	3006
Y principale [CQC_0.3Z+0.3X+1Y]	CQC _Y 1	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-10981	-0.58	1832	-167	8342	-760
	CQC _Y 2	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-10981	-0.58	1832	-167	-8249	751
	CQC _Y 3	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-10981	-0.58	-1821	166	8342	-760
	CQC _Y 4	$N_{PP}+N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-10981	-0.58	-1821	166	-8249	751
	CQC _Y 5	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-20281	-1.10	1832	-90	8342	-411
	CQC _Y 6	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}+M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-20281	-1.10	1832	-90	-8249	407
	CQC _Y 7	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}+M_{Y_E}$	-20281	-1.10	-1821	90	8342	-411
	CQC _Y 8	$N_{PP}-N_E ; M_{Z_{PP}}-M_{Z_E} ; M_{Y_{PP}}-M_{Y_E}$	-20281	-1.10	-1821	90	-8249	407
PESO PROPRIO			-15631	-0.84	5	0	46	-3

Determinando le dimensioni del nocciolo centrale di inerzia per la sezione alla base della pila e le eccentricità massime dello sforzo normale, si possono trovare le condizioni affinché la sezione non risulti parzializzata.

Con i dati del problema si ha:

$$e_{x_{max}} = 469 \text{ mm} \rightarrow \text{eccentricità massima lungo l'asse X (momento agente } M_z)$$

$$e_{z_{max}} = 1801 \text{ mm} \rightarrow \text{eccentricità massima lungo l'asse Z (momento agente } M_x)$$

In Tabella 45 sono stati evidenziati in rosso i valori di eccentricità che cadono al di fuori del nocciolo centrale di inerzia. Per tali valori, la sezione risulta parzializzata. In particolare, in condizioni sismiche, la sezione risulta fortemente parzializzata con sisma principale sia in direzione X che in direzione Z. La verifica della sezione verrà affrontata nel paragrafo 2.8.2.

Metodo pseudo statico

Come per il caso della volta, sono state eseguite analisi sismiche pseudo statiche, considerando l'accelerazione di picco dello spettro di Figura 115 applicata alle masse, e combinando successivamente gli effetti, come indicato da normativa. I risultati sono stati poi confrontati con i risultati dell'analisi spettrale con combinazione alla CQC. In Figura 167, Figura 168 e in Figura 169 è mostrato l'andamento delle tensioni normali S22 nel sistema di riferimento globale. In Tabella 46 si riporta la sintesi dei risultati ottenuti, poi combinati come mostrato in Tabella 47.

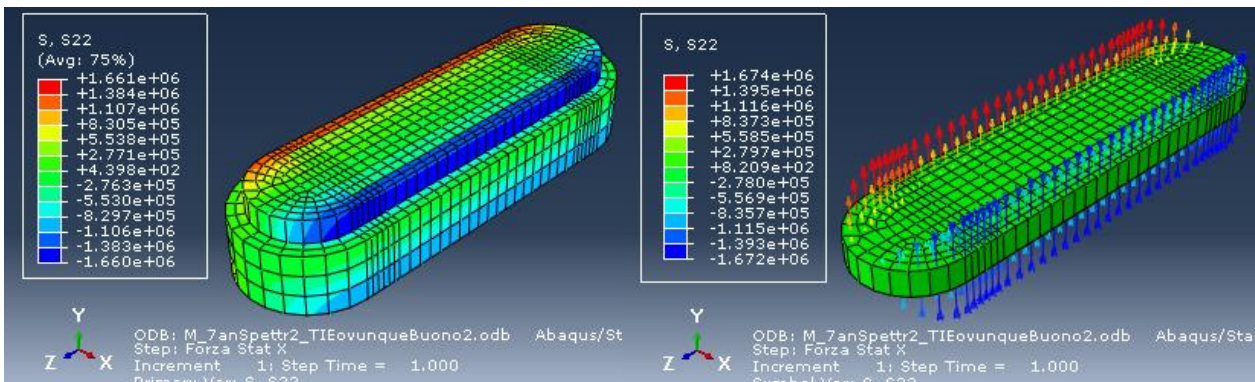


Figura 167 Tensioni normali S22 base pila, forza statica lungo X con accelerazione pari a 0.35 g.

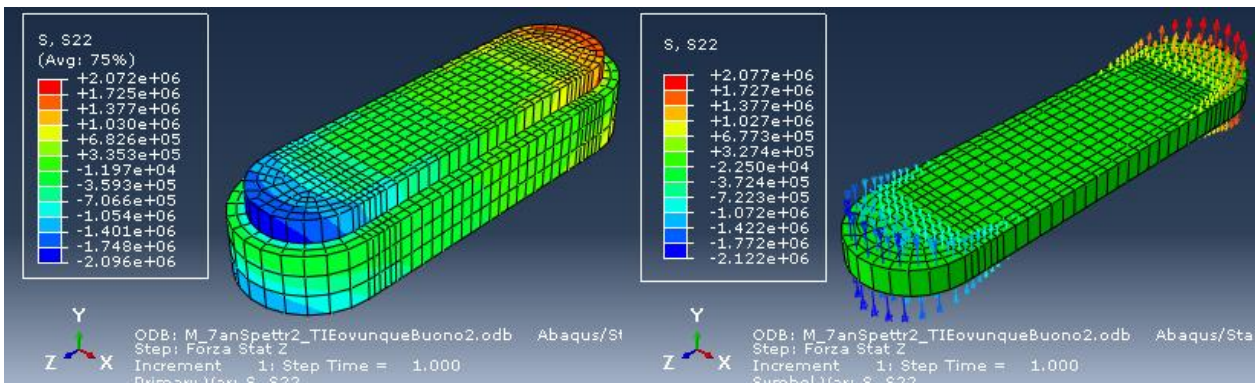


Figura 168 Tensioni normali S22 base pila, forza statica lungo Z con accelerazione pari a 0.35 g.

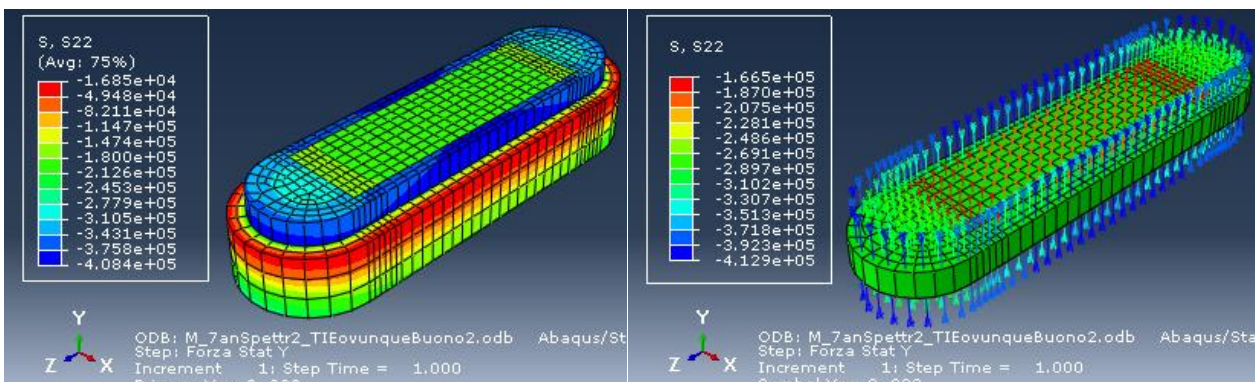


Figura 169 Tensioni normali S22 base pila, forza statica lungo Y con accelerazione pari a 0.4 g.

CAPITOLO 2: STRUTTURE ESTREMAMENTE RIGIDE: PONTI AD ARCO IN MURATURA

Tabella 46 *Analisi pseudo statica: sforzo normale risultante e momento flettente risultante alla base della pila per le combinazioni sismiche considerate.*

BASE PILA		N	σ_{media} mur	M_x	M_z
		[kN]	[MPa]	[kN·m]	[kN·m]
PP	1.0g lungo Y	-15631	-0.84	5	46
E_x	0.35g lungo X	28	0.00	220	-12443
E_z	0.35g lungo Z	44	0.00	-48186	10
E_y	0.35g lungo Y	-6314	-0.34	19	1

Tabella 47 *Combinazione delle azioni: sforzo normale risultante e momento flettente risultante con il metodo pseudo statico per la sezione alla base della pila.*

BASE PILA		Combinazioni sismiche allo SLV	N	σ_{media} mur	M_z	e_x	M_x	e_z
			[kN]	[MPa]	[kN·m]	[mm]	[kN·m]	[mm]
X principale	$F_x 1$	PP+1.0 E_x +0.3 E_z +0.3 E_y	-17483	-0.94	-12435	711	-14184	811
	$F_x 2$	PP+1.0 E_x +0.3 E_z -0.3 E_y	-13695	-0.73	-12435	908	-14195	1036
	$F_x 3$	PP-1.0 E_x +0.3 E_z +0.3 E_y	-17540	-0.94	12452	-710	-14624	834
	$F_x 4$	PP-1.0 E_x +0.3 E_z -0.3 E_y	-13751	-0.74	12451	-905	-14635	1064
	$F_x 5$	PP+1.0 E_x -0.3 E_z +0.3 E_y	-17510	-0.94	-12441	710	14728	-841
	$F_x 6$	PP+1.0 E_x -0.3 E_z -0.3 E_y	-13722	-0.73	-12441	907	14717	-1073
	$F_x 7$	PP-1.0 E_x -0.3 E_z +0.3 E_y	-17567	-0.94	12446	-708	14287	-813
	$F_x 8$	PP-1.0 E_x -0.3 E_z -0.3 E_y	-13778	-0.74	12445	-903	14276	-1036
Z principale	$F_z 1$	PP+0.3 E_x +1.0 E_z +0.3 E_y	-17472	-0.94	-3717	213	-48068	2751
	$F_z 2$	PP+0.3 E_x +1.0 E_z -0.3 E_y	-13684	-0.73	-3718	272	-48079	3514
	$F_z 3$	PP-0.3 E_x +1.0 E_z +0.3 E_y	-17489	-0.94	3749	-214	-48200	2756
	$F_z 4$	PP-0.3 E_x +1.0 E_z -0.3 E_y	-13701	-0.73	3748	-274	-48211	3519
	$F_z 5$	PP+0.3 E_x -1.0 E_z +0.3 E_y	-17561	-0.94	-3737	213	48304	-2751
	$F_z 6$	PP+0.3 E_x -1.0 E_z -0.3 E_y	-13773	-0.73	-3738	271	48293	-3506
	$F_z 7$	PP-0.3 E_x -1.0 E_z +0.3 E_y	-17578	-0.94	3729	-212	48172	-2740
	$F_z 8$	PP-0.3 E_x -1.0 E_z -0.3 E_y	-13790	-0.73	3728	-270	48161	-3493
Y principale	$F_y 1$	PP+0.3 E_x +0.3 E_z +1.0 E_y	-21923	-1.18	-3723	170	-14325	653
	$F_y 2$	PP+0.3 E_x +0.3 E_z -1.0 E_y	-9295	-0.50	-3726	401	-14362	1545
	$F_y 3$	PP-0.3 E_x +0.3 E_z +1.0 E_y	-21940	-1.18	3742	-171	-14457	659
	$F_y 4$	PP-0.3 E_x +0.3 E_z -1.0 E_y	-9312	-0.50	3740	-402	-14494	1557
	$F_y 5$	PP+0.3 E_x -0.3 E_z +1.0 E_y	-21950	-1.18	-3729	170	14587	-665
	$F_y 6$	PP+0.3 E_x -0.3 E_z -1.0 E_y	-9322	-0.50	-3732	400	14550	-1561
	$F_y 7$	PP-0.3 E_x -0.3 E_z +1.0 E_y	-21967	-1.18	3737	-170	14455	-658
	$F_y 8$	PP-0.3 E_x -0.3 E_z -1.0 E_y	-9339	-0.50	3734	-400	14418	-1544
PESO PROPRIO			-15631	-0.84	5	0	46	-3

I risultati ottenuti con un'analisi pseudo statica riescono bene a descrivere il comportamento della struttura in condizioni sismiche. I risultati ottenuti, infatti, sono molto simili a quelli ottenuti con l'analisi spettrale alla CQC e le combinazioni che portavano a parzializzazione della sezione coincidono, ad ulteriore conferma della validità del modello.

2.7.3. Analisi sismica tramite metodo cinematico

2.7.3.1. Analisi dei meccanismi locali di collasso secondo normativa NTC 2008

L'attuale Normativa vigente in Italia (Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 e la relativa Circolare Applicativa) disciplina l'analisi dei meccanismi locali di collasso in edifici esistenti in muratura, compresi anche i ponti murari esistenti. Nel dettaglio, l'Appendice al capitolo 8 (C8A4) recita:

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche, con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano), possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematico. [...]

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale curva è espressa attraverso un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha=0$). Tale curva può essere trasformata nella curva di capacità di un sistema equivalente ad un grado di libertà, nella quale può essere definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamento richiesta dall'azione sismica.

Per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- *trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);*
- *valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);*
- *valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;*
- *trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione α^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo), definito in seguito;*
- *verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste alla struttura.*

2.7.3.2. Analisi Cinematica Lineare

Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti di edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche) ed eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$L_{fi} = \alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h$$

dove:

n : è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

m : è il numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

o : è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

P_i : è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

P_j : è la generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

$\delta_{x,i}$: è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{x,j}$: è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$: è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo verso l'alto;

F_h : è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

δ_h : è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

L_{fi} : è il lavoro di eventuali forze interne.

2.7.3.3. Analisi Cinematica Non Lineare

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α , in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$.

L'analisi può essere svolta per via grafica, individuando la geometria del sistema nelle diverse configurazioni fino al collasso, o per via analitico-numerica, considerando una successione di rotazioni virtuali finite ed aggiornando progressivamente la geometria del sistema. Se le diverse azioni (forze peso, azioni esterne o interne) vengono mantenute costanti all'evolversi del cinematismo, la curva che si ottiene è pressoché lineare; in tal caso, in via semplificata, è richiesta la sola valutazione dello spostamento $d_{k,0}$ per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore, e la curva assume la seguente espressione:

$$\alpha = \alpha_0(1 - d_k/d_{k,0})$$

[...]

Noto il valore del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

La massa partecipante al cinematismo M^* può essere valutata considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

dove:

$n+m$: è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{x,i}$: è lo spostamento virtuale del punto di applicazione della forza peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo. L'accelerazione per cui si attiva il meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

in cui vengono considerati la massa che effettivamente partecipa al meccanismo e un fattore di confidenza, che va opportunamente cambiato nel caso in cui non si tenga in conto della resistenza a compressione della muratura.

Lo spostamento spettrale d^* dell'oscillatore equivalente può essere ottenuto come spostamento medio dei diversi punti nei quali sono applicati i pesi P_i , pesati sugli stessi:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$

La resistenza e la capacità di spostamento relative allo Stato Limite di Danno e allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita è valutata sulla curva di capacità, in corrispondenza dei seguenti punti:

- *SLD*: dall'accelerazione spettrale α_0^* , corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno
- *SLV*: dallo spostamento spettrale d_u^* , corrispondente al minore tra il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* , su una curva dove si sono raggiunte le condizioni di collasso, e lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione.

Per il caso in esame, sono di grande interesse i meccanismi di ribaltamento locali nei timpani. Nel capitolo dedicato alle verifiche saranno analizzati nel dettaglio i possibili cinematismi di collasso e sarà costruita la curva di capacità con le modalità appena esposte.

2.7.3.4. Metodo dell'analisi limite

Come indicato nel paragrafo 8.4.4 della CNR-DT 213 (CNR-DT213/2012 2012), è possibile effettuare valutazioni attendibili sulla resistenza a rottura della struttura mediante i metodi dell'analisi limite.

Nel caso in cui il ponte venga descritto mediante un modello piano con elementi trave ad asse rettilineo e curvilineo, delimitazioni superiori del moltiplicatore di rottura sono dedotte utilizzando il Metodo dei Meccanismi (Teorema Cinematico), basato sull'identificazione di meccanismi di rottura cinematicamente sufficienti con formazione di cerniere unilateri. In generale, la ricerca dei meccanismi di rottura deve considerare anche la possibilità di formazione di cerniere nelle pile oltre che nelle arcate.

Il programma ARCO messo a punto dal Prof. Gelfi (Figura 170) individua iterativamente la curva delle pressioni che minimizza lo spessore dell'arco fittizio. Permette quindi di ricavare il fattore di sicurezza geometrico come rapporto tra lo spessore reale dell'arco e quello minimo necessario a contenere interamente la curva delle pressioni.

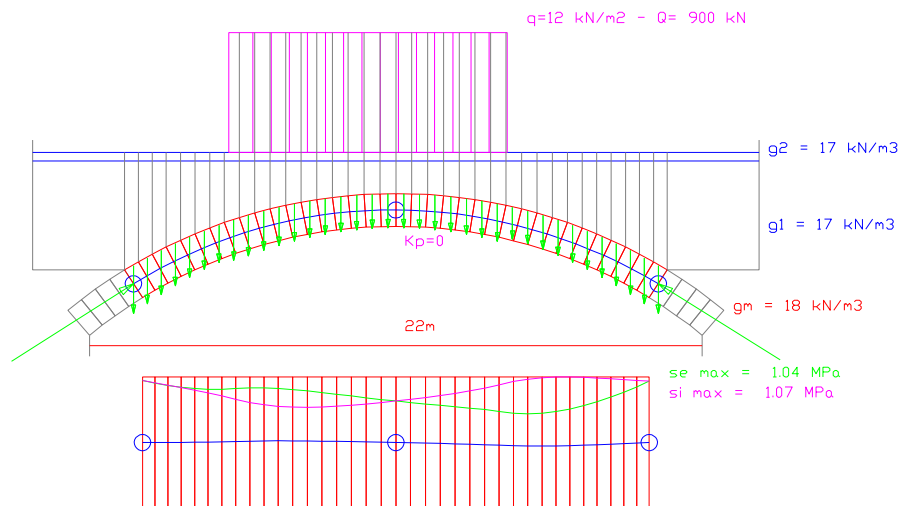


Figura 170 Programma ARCO del Prof. Gelfi per la determinazione della curva delle pressioni e la posizione delle possibili cerniere.

La volta in esame risulta particolarmente ribassata; di conseguenza, la linea delle pressioni per i carichi verticali è sempre all'interno della sezione e non è possibile individuare alcun tipo di meccanismo di collasso derivante dall'attivazione delle cerniere che renderebbero labile la struttura.

2.8. VERIFICHE

Nelle strutture in muratura, le verifiche sono condotte sotto l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura, così come indicato nel paragrafo 4.5.6 delle NTC2008.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tener conto dell'intero processo che va dalla progettazione al progetto (capitolo 8 NTC2008 e circolare esplicativa). Nelle costruzioni esistenti, è cruciale la conoscenza della struttura e dei materiali che la costituiscono. Per questo, viene introdotta una nuova categoria di coefficienti, i *fattori di confidenza*, strettamente legati al *livello di conoscenza* conseguito nelle indagini conoscitive (come già anticipato nel paragrafo 2.6.3), e che vanno preliminarmente a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali della struttura esistente, per ricavarne i valori da adottare, nel progetto o nella verifica. Tali valori andranno ulteriormente ridotti, quando previsto, mediante i coefficienti parziali di sicurezza. In particolare, per le strutture esistenti, anziché i valori caratteristici verrà considerato il valore medio di resistenza, determinato con le prove di laboratorio considerando poi i valori riportati in Tab. C8A.2.1 delle NTC2008 secondo quanto indicato in C8A.1.A.4.

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, presso-flessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}) sotto carichi statici valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_M$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad \text{con} \quad f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_n$$

Il coefficiente parziale di sicurezza γ_M sulla resistenza a compressione della muratura da utilizzare per *classe di esecuzione 2* e con elementi resistenti di *categoria II* è pari a 3 secondo quanto riportato in Tab. 4.5.II delle NTC2008 e assume un valore pari a 2 nelle verifiche sismiche come indicato al paragrafo 7.8.1.1 delle NTC2008.

Utilizzando i valori riportati in Tabella 26 e Tabella 27 è stato possibile determinare il valore di resistenza della muratura per le verifiche allo SLU:

$$f_d = \frac{f_m \cdot \gamma_{corr}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{4 \text{ MPa} \cdot 1.5}{3 \cdot 1} = 2 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda le verifiche sismiche allo SLV si ha invece:

$$f_d = \frac{f_m \cdot \gamma_{corr}}{\gamma_M \cdot FC} = \frac{4 \text{ MPa} \cdot 1.5}{2 \cdot 1} = 3 \text{ MPa}$$

Si osserva che tali valori sono conformi a quanto ricavato con le prove sperimentali di cui si è parlato nella sezione 2.5.3.2.

Si osservi che, come anticipato al paragrafo 2.6.1, dato che per la muratura modellata come solido omogeneo la nozione di tensione puntuale perde di significato, saranno effettuate verifiche a livello globale, richiedendo che i valori delle sollecitazioni siano all'interno del *dominio M-N*. I domini di resistenza per le verifiche statiche e sismiche saranno calcolati considerando i valori delle tensioni sopra richiamati.

2.8.1. Verifica delle sezioni della volta

La volta, interamente costituita da muratura piena dalle buone caratteristiche meccaniche, presenta una sezione rettangolare di altezza $h=1.2$ m e larghezza $b=7.5$ m. Per le verifiche, sono state prese in considerazione la sezione di chiave e quella in corrispondenza dell'inizio del rinfiacco, escludendo dalla trattazione la sezione d'imposta, che collabora insieme al rinfiacco alla redistribuzione delle tensioni, e risulta quindi meno sollecitata.

Il rinfiacco è un elemento in muratura con funzione stabilizzante, che si trova al di sotto della cappa d'impermeabilizzazione e collabora con la volta all'assorbimento delle tensioni interne, ampliando la superficie di contatto tra volta e pila nei punti più critici.

2.8.1.1. Verifiche statiche

In Figura 171 viene riportato il *dominio* M_z-N della sezione della volta, valutata con i parametri meccanici della muratura proposti da normativa ($\gamma_M = 3, f_m = 4\text{MPa}$); sono inoltre riportate le coppie di valori di sforzo normale N e momento flettente M_z nelle sezioni d'interesse (si veda la Tabella 33) per le cinque CdC allo SLU considerate nel modello FEM 3D al paragrafo 2.7.1.

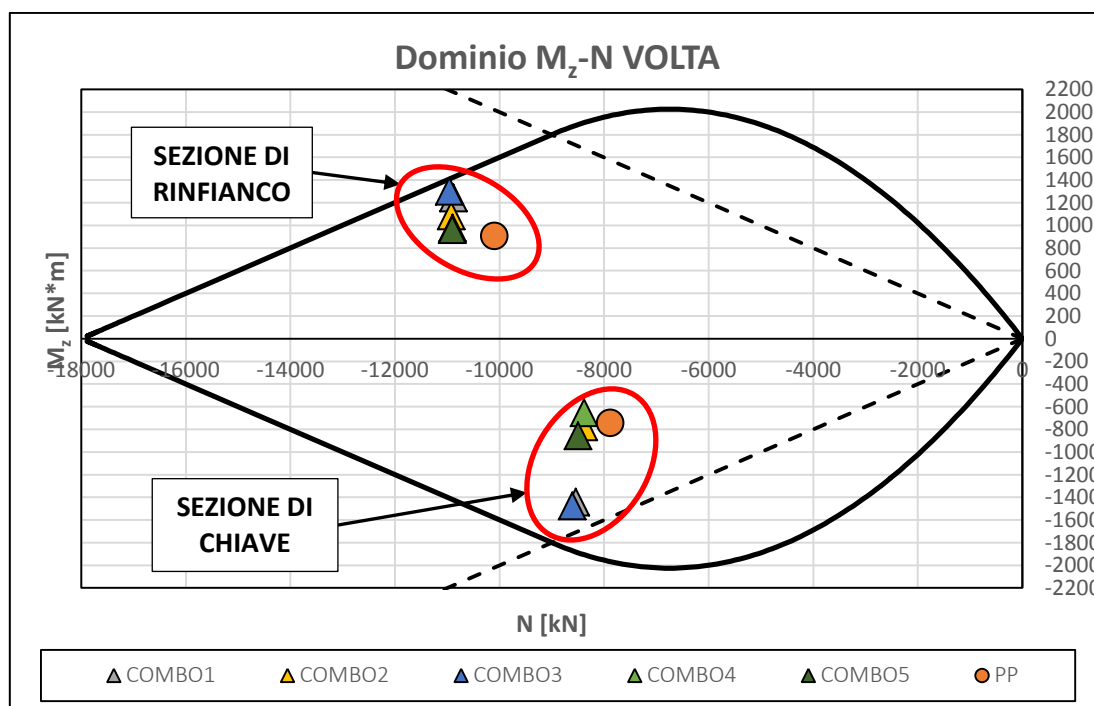


Figura 171 *Dominio M_z-N per la sezione della volta per le verifiche alla combinazione fondamentale SLU.*

Dai risultati ottenuti è evidente che, per le condizioni di carico considerate, le coppie di punti M_z-N calcolate integrando sull'intera sezione i valori di tensione degli elementi del modello FEM 3D si trovano all'interno della frontiera del *dominio* M_z-N .

Analogamente, è possibile costruire il *dominio* M_y-N per le sezioni della volta. Per le coppie di valori M_y-N di Tabella 33 si ottiene la condizione di Figura 172.

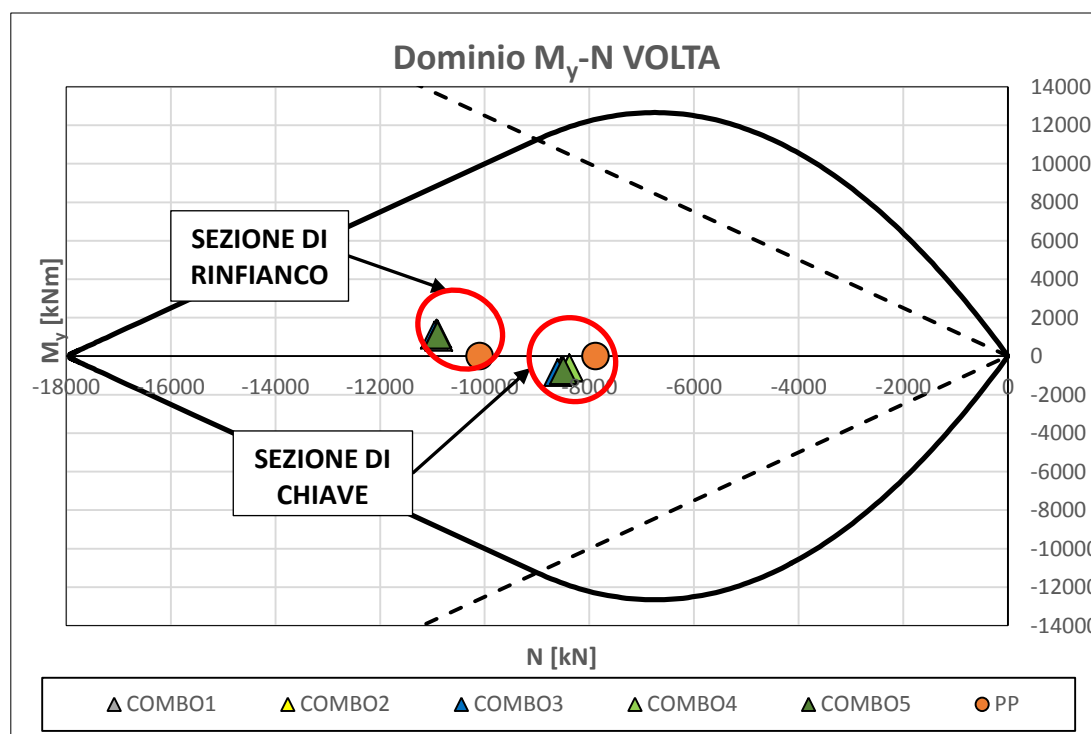


Figura 172 Dominio M_y-N per la sezione della volta per le verifiche alla combinazione fondamentale SLU.

Il carico accidentale delle cinque condizioni di carico considerate provoca solo una modesta flessione attorno all'asse Y. La verifica risulta quindi ampiamente soddisfatta sia per la sezione di chiave che per quella in prossimità del rinfranco. Ovviamente, il dominio M_y-N di Figura 172 risulta decisamente più ampio del dominio M_z-N di Figura 171.

Occorre osservare che, a rigore sarebbe più opportuno valutare il dominio M_z-M_y-N , cioè il dominio 3D della sezione. Dato però che le flessioni attorno all'asse Y producono tensioni molto basse, tale complicazione si ritiene superflua.

Nei domini $M-N$ sono inoltre indicate due rette tratteggiate che separano la zona in cui si ha parzializzazione della sezione (valori di eccentricità al di fuori del nocciolo centrale d'inerzia della sezione) dalla zona in cui l'intera sezione risulta reagente.

2.8.1.2. Verifiche sismiche

In Figura 173 viene riportato il dominio M_z-N delle sezioni della volta calcolato per $\gamma_M = 2$, assieme alle coppie di valori riportati in Tabella 37 (sezione di chiave) e in Tabella 38 (sezione di rinfranco), relative allo sforzo normale N e al momento flettente M_z per le combinazioni sismiche allo SLV considerate nel modello FEM 3D, di cui al paragrafo 2.7.2.2.

Si riportano in Figura 174 le verifiche ottenute per le coppie di valori di Tabella 40 e di Tabella 41, che si riferiscono invece ai risultati dell'analisi pseudo-statica, per avere un confronto diretto dei risultati con combinazione CQC. E' così possibile verificare come le due analisi restituiscano valori pressoché identici.

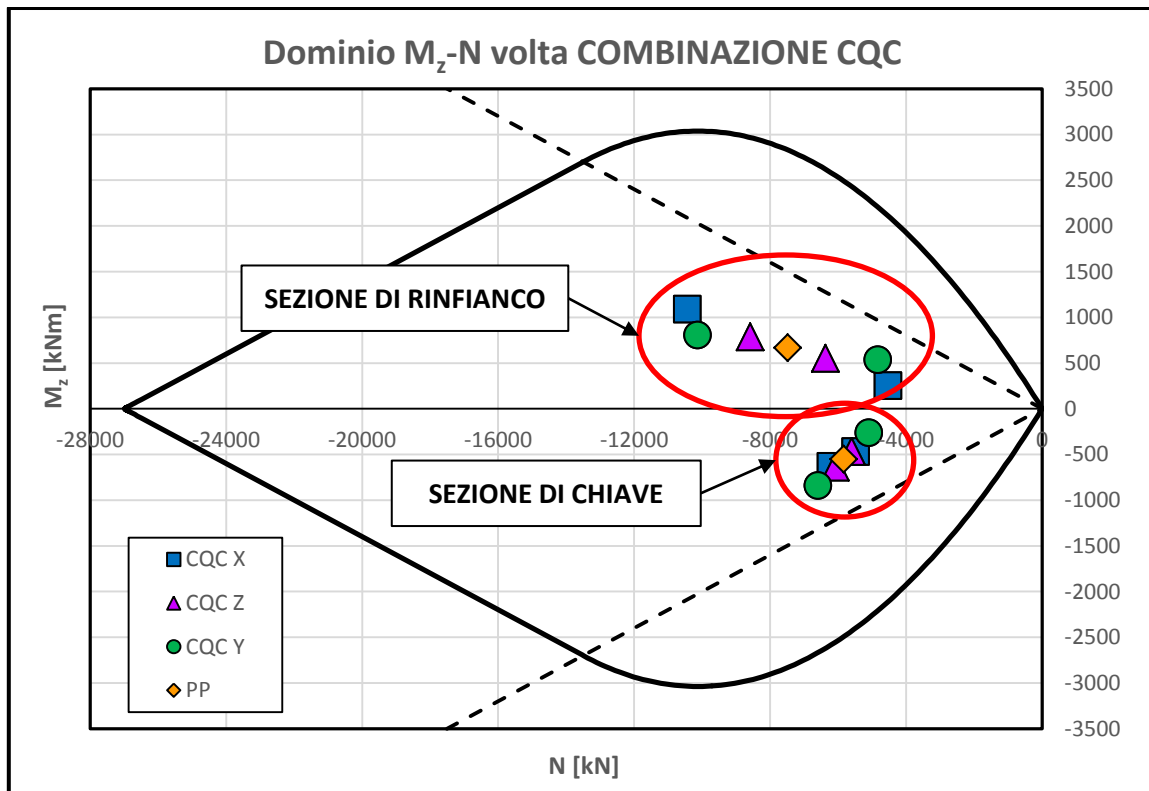


Figura 173 Dominio M_z - N per la sezione della volta per le verifiche sismiche allo SLV con combinazione CQC.

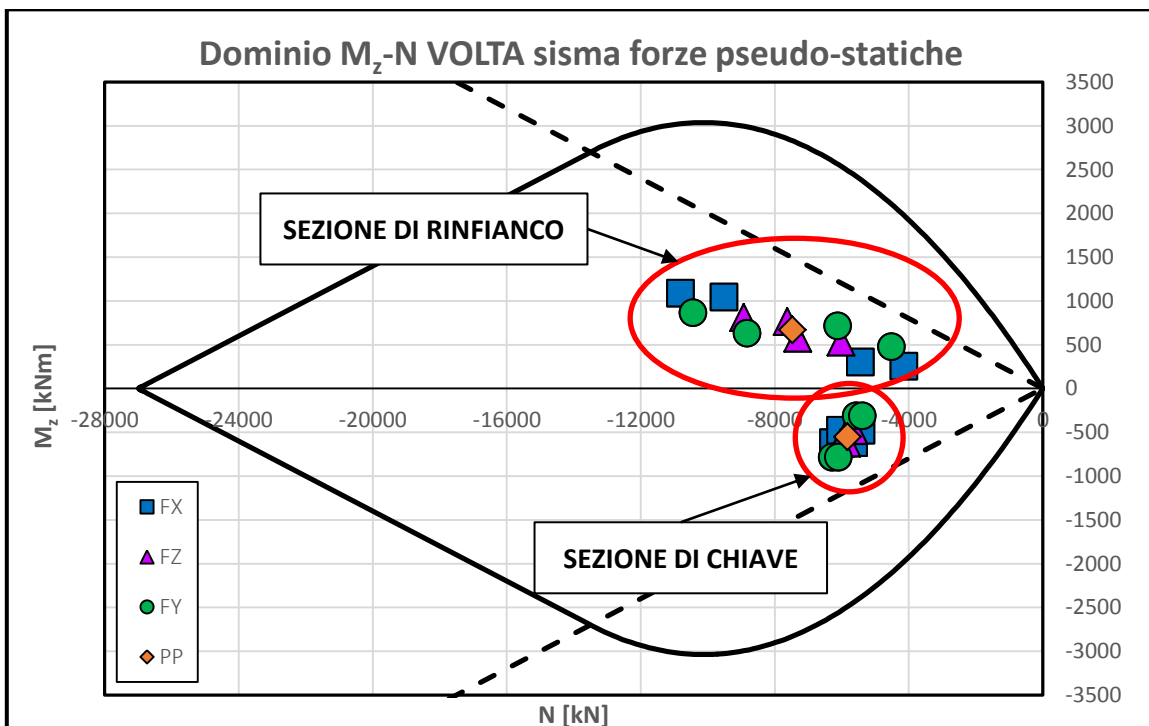


Figura 174 Dominio M_z - N per la sezione della volta per le verifiche sismiche allo SLV con metodo pseudo-statico.

Analogamente si riporta in Figura 175 e in Figura 176 i domini M_y - N e le coppie di valori M_y - N valutate, rispettivamente, con l'analisi spettrale con combinazione CQC delle azioni e con il metodo pseudo statico relativi ai valori riportati in Tabella 37, Tabella 38, Tabella 40 e in Tabella 41.

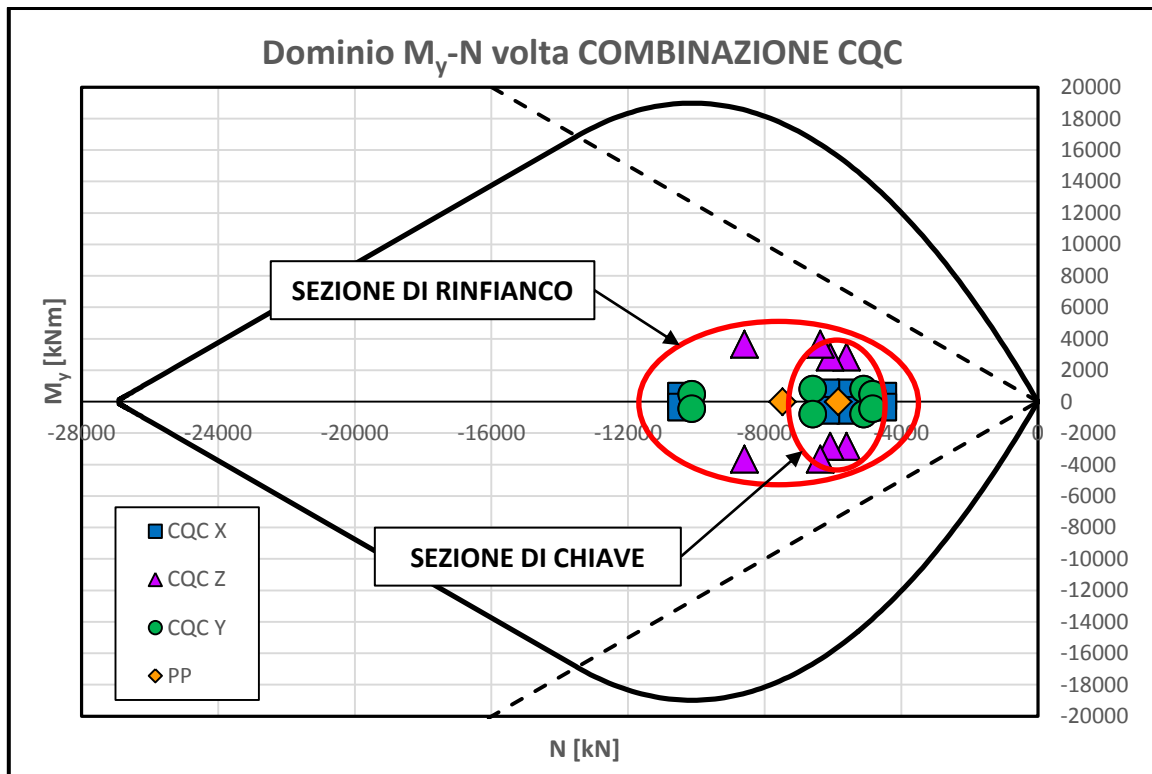


Figura 175 Dominio M_y-N per la sezione della volta per le verifiche sismiche allo SLV con combinazione CQC.

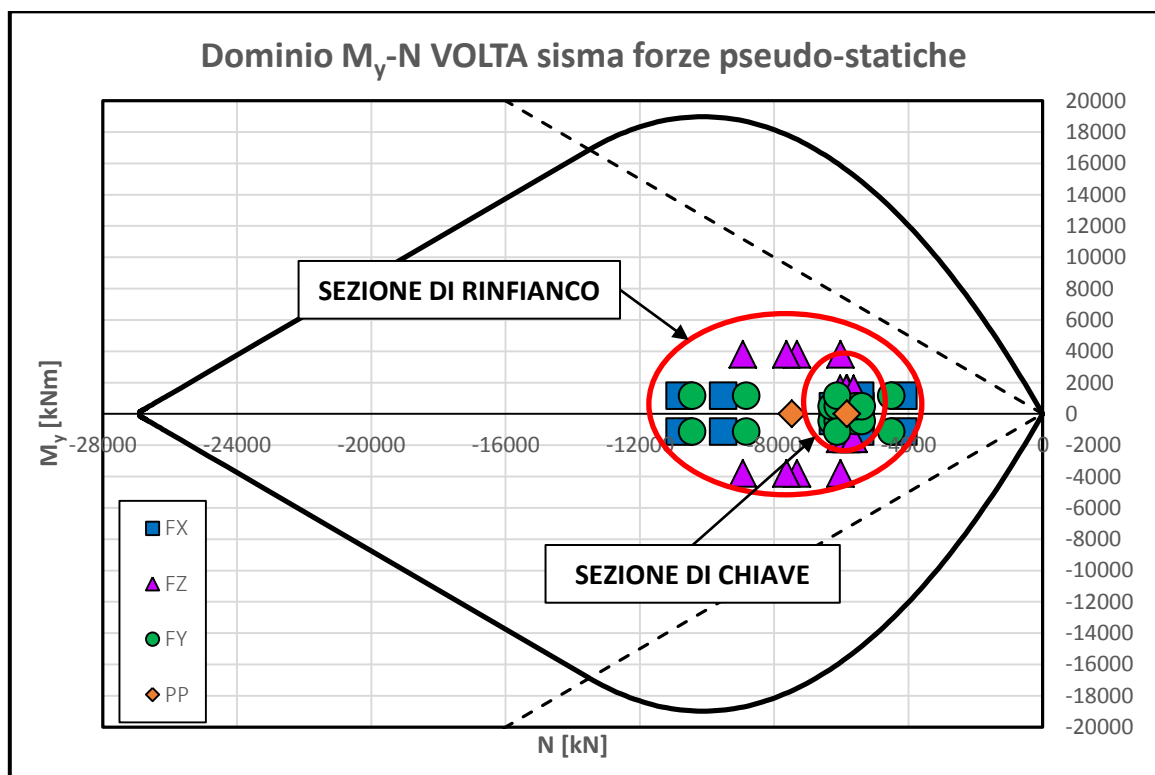


Figura 176 Dominio M_y-N per la sezione della volta per le verifiche sismiche allo SLV con metodo pseudo-statico.

In Figura 177 sono state riportate le tre caratteristiche di sollecitazione della sezione e l'andamento delle tensioni alla Navier che ne risultano.

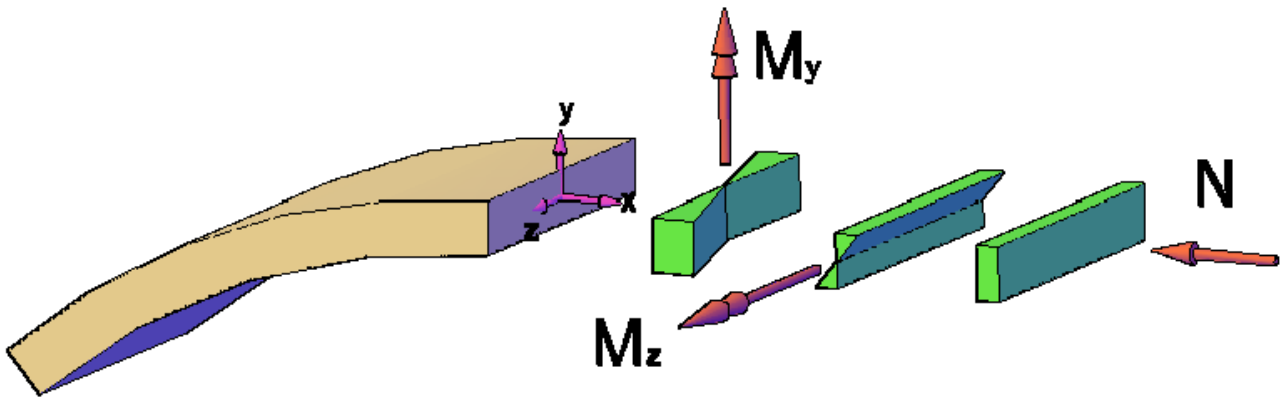


Figura 177 Azioni sollecitanti e andamento delle tensioni alla Navier per le sezioni della volta.

Anche in questo caso sarebbe più rigoroso considerare il dominio M_z - M_y - N , cioè il dominio 3D della sezione, tenendo anche conto del fatto che, sotto azioni sismiche, le eccentricità in direzione z sono più accentuate rispetto al caso statico. Si può tuttavia superare la complicazione di costruire un dominio tridimensionale, riferendo la verifica a una porzione ristretta della sezione, ovvero a una striscia verticale in prossimità degli estremi della volta così come indicato nella Figura 178, in corrispondenza della quale sono massime le tensioni dovute al momento M_y . Se la striscia è abbastanza sottile, le tensioni dovute a M_y sono pressoché costanti e quindi il loro effetto può essere equiparato a quello di uno sforzo normale aggiuntivo, indicato con N_2 in Figura 178.

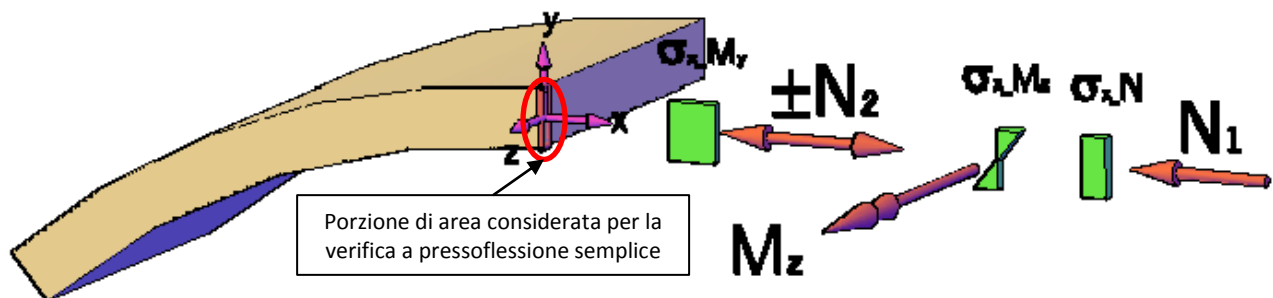


Figura 178 Azioni sollecitanti e andamento delle tensioni alla Navier per la striscia di volta considerata.

I risultati ottenuti, in termini di sforzo normale risultante e momento flettente risultante M_z agenti sulla porzione di sezione considerata, sono riportati in Tabella 48. Le coppie di valori M_z - N così valutate sono state poi inserite all'interno del dominio M_z - N (Figura 179) ai fini della verifica.

Tabella 48

Analisi spettrale: sforzo normale risultante e momento flettente risultante nelle sezioni d'interesse della volta da utilizzare nel dominio M_z - N della "strisciolina" di bodo.

Sollecitazioni "striscia"	CHIAVE			RINFIANCO		
	N	M_z	e_y	N	M_z	e_y
	[kN]	[kN·m]	[mm]	[kN]	[kN·m]	[mm]
PP+CQC X	-267.7	-25.1	93.9	-414.3	42.2	-101.9
	-199.2	-19.0	95.2	-183.7	11.3	-61.7
	-266.6	-17.5	65.8	-416.6	38.3	-92.0
	-200.2	-26.6	132.6	-181.4	15.2	-84.0
PP+CQC Z	-332.7	-26.8	80.6	-449.8	30.1	-67.0
	-134.2	-17.3	128.7	-148.2	23.4	-158.1
	-329.8	-20.5	62.3	-473.3	32.4	-68.5
	-137.1	-23.6	171.9	-124.7	21.2	-169.6
PP+CQC Y	-257.3	-14.2	55.1	-416.9	32.1	-76.9
	-209.6	-29.9	142.7	-181.1	21.5	-118.8
	-270.1	-39.3	145.6	-419.9	28.5	-68.0
	-196.8	-4.8	24.3	-178.1	25.0	-140.5
PP	-233.4	-22.1	94.5	-299.0	26.8	-89.6

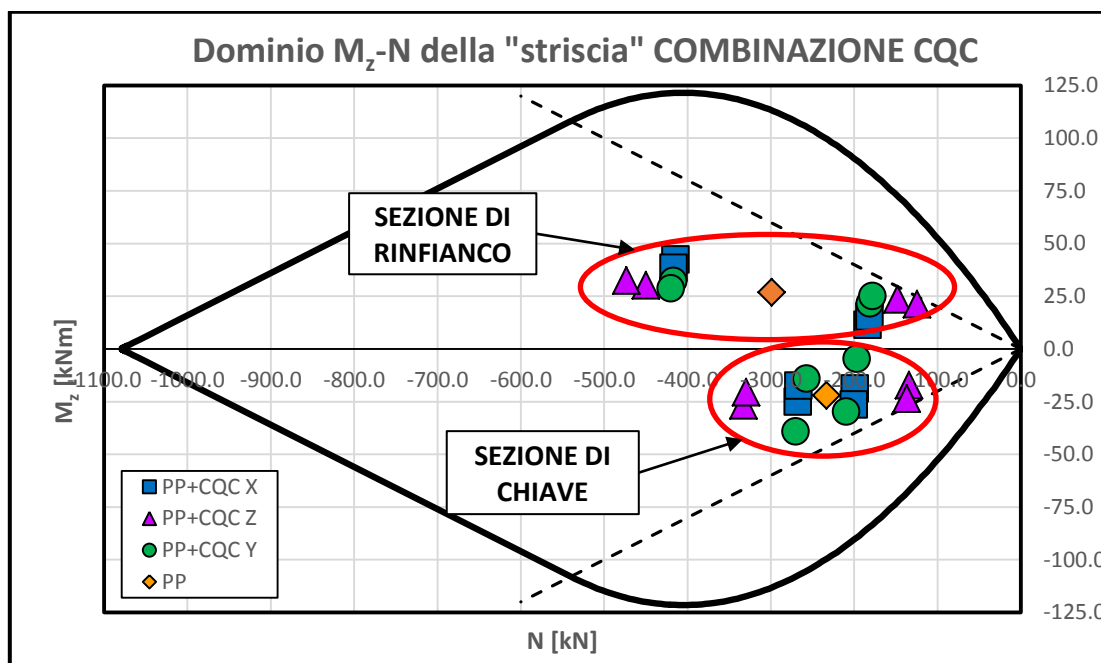


Figura 179

Dominio M_z - N della "striscia" per le verifiche sismiche allo SLV con combinazione CQC.

Tutte le coppie di punti si trovano all'interno della zona in cui la sezione non risulta parzializzata. La verifica è abbondantemente soddisfatta in condizioni sismiche, sia per la sezione di chiave sia per quella in prossimità del rinfianco.

2.8.2. Verifica delle pile

Anche per la pila è stato costruito il *dominio M-N*. Essendo composta da due differenti materiali, il dominio è stato valutato per la sezione omogeneizzata a muratura. La modalità con cui si effettua l'omogeneizzazione varia ovviamente a seconda della direzione considerata. Si riporta in Figura 180 la sezione di partenza della pila e la sezione omogeneizzata per flessioni intorno all'asse Z e per flessione attorno all'asse X.

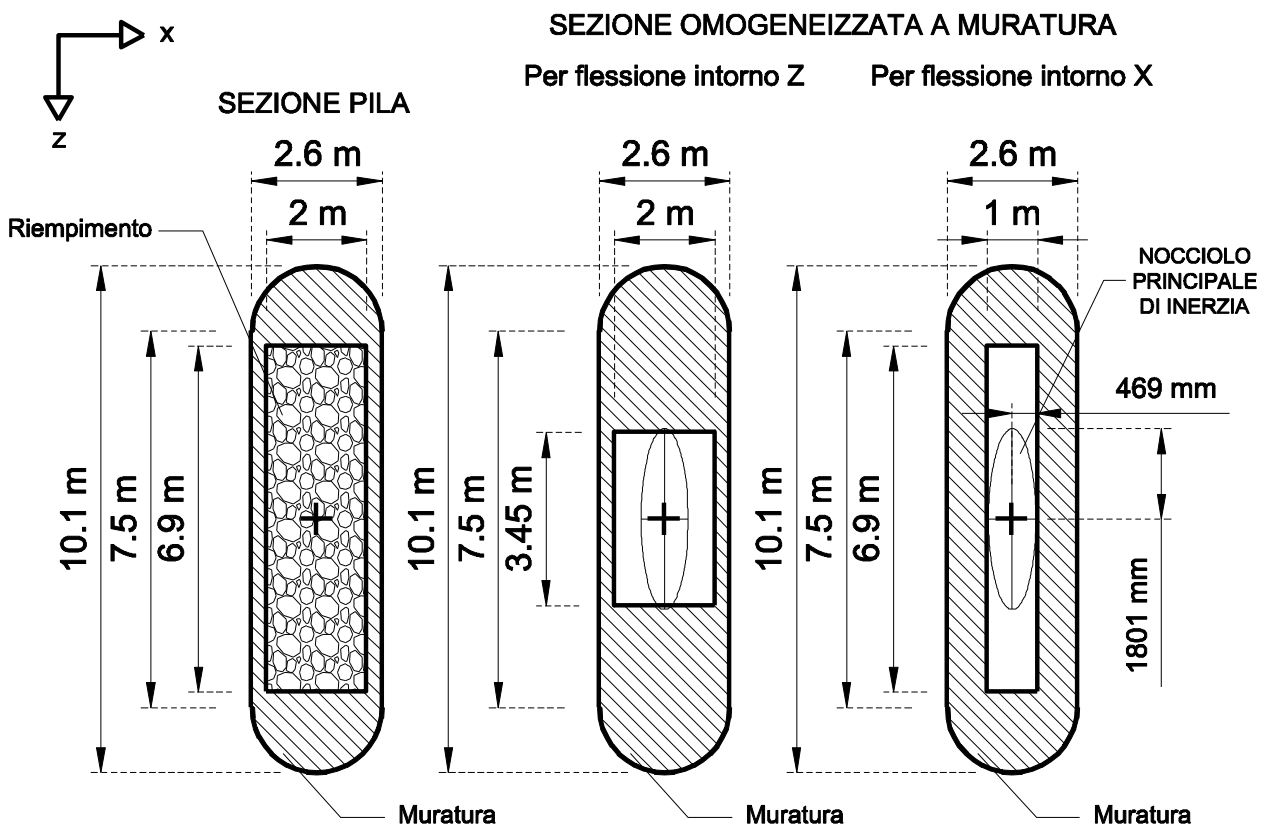


Figura 180 Sezione omogeneizzata pila.

2.8.2.1. Verifiche statiche

Come mostrato in Figura 139, Figura 140, Figura 141, Figura 142 e Figura 143, i valori di tensione nella muratura della pila dovute alle cinque condizioni di carico considerate nella combinazione statica fondamentale allo SLU (Tabella 34) sono molto distanti dalla tensione di progetto e le verifiche risultano quindi soddisfatte. Lo stato di tensione è quasi esclusivamente di compressione con una trascurabile flessione legata all'asimmetria dei carichi accidentali (lo sforzo normale risultante si trova sempre all'interno del nocciolo centrale di inerzia della sezione).

Si riportano in Figura 181 e in Figura 182 rispettivamente il *dominio M_z-N* ed il *dominio M_x-N* per la sezione alla base della pila N° 3 valutati con $\gamma_M = 3$ e le coppie di valori M-N determinate con le condizioni di carico statiche allo SLU i cui valori sono riportati in Tabella 34.

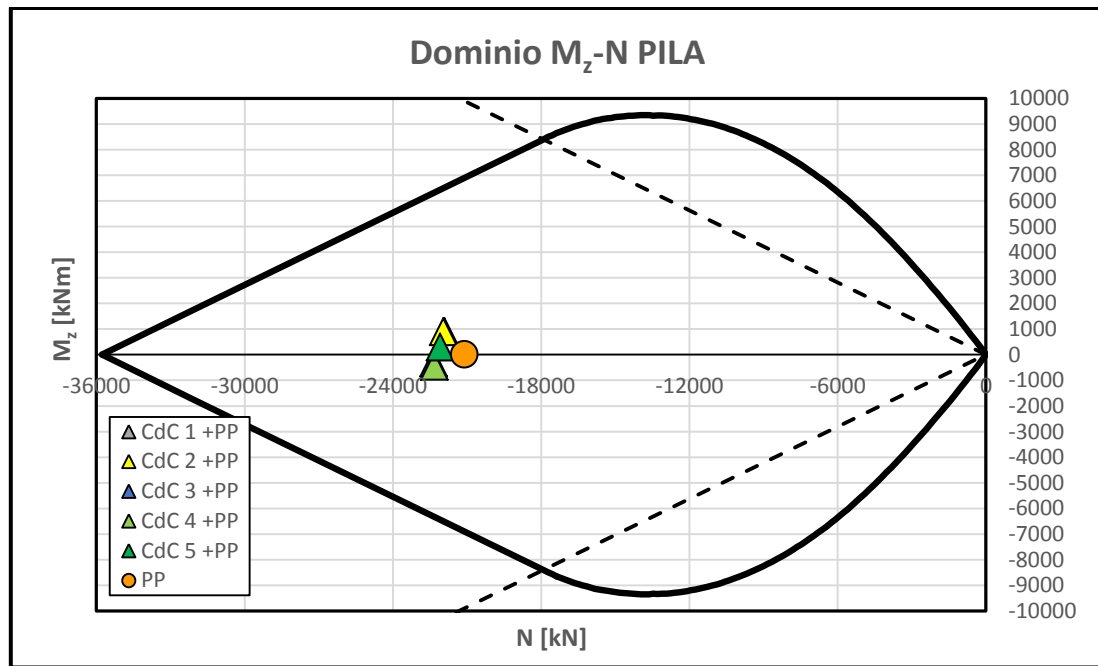


Figura 181 Dominio M_z - N per la sezione della pila per le verifiche alla combinazione fondamentale SLU.

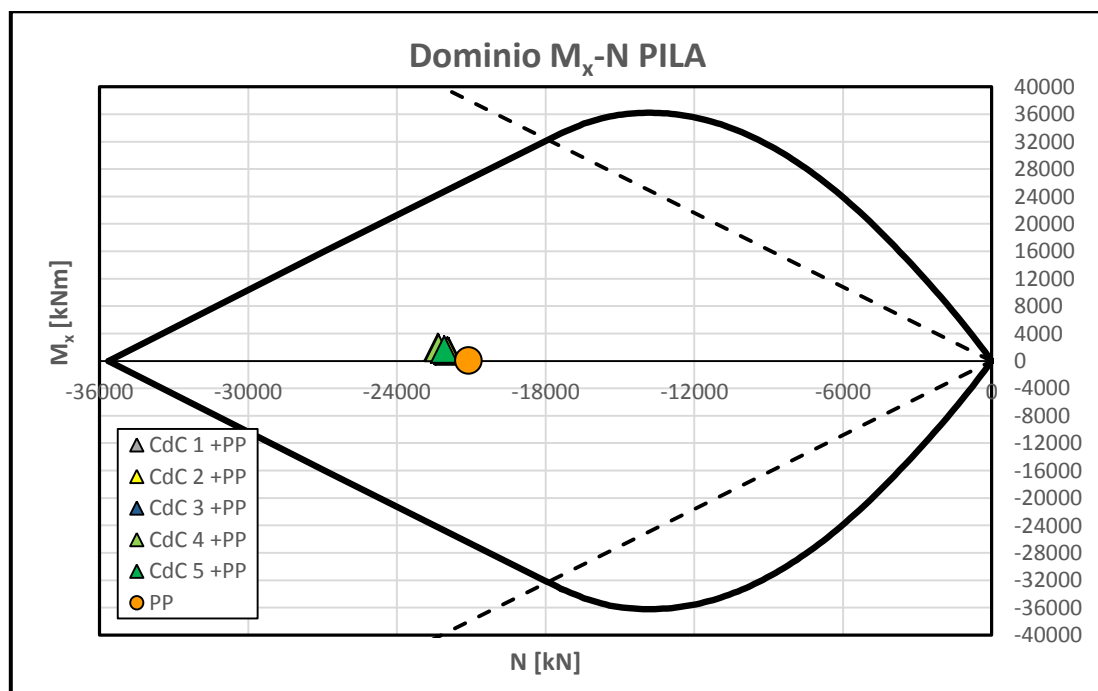


Figura 182 Dominio M_x - N per la sezione della pila per le verifiche alla combinazione fondamentale SLU.

2.8.2.2. Verifiche sismiche

Anche in questo caso, è necessario verificare che le coppie di punti M-N si trovino all'interno dei rispettivi domini, i quali, per le condizioni sismiche, sono stati costruiti considerando il coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_M = 2$, a cui corrisponde una tensione massima ammissibile $\sigma_{My} = 3\text{MPa}$.

Si riporta il *dominio* M_z-N per le combinazioni sismiche allo SLV e le coppie M_z-N relative all'analisi spettrale con combinazione delle azioni alla CQC (Figura 183) e le medesime valutate con l'approccio pseudo-statico (Figura 184), i cui valori sono riportati in Tabella 45 e in Tabella 47.

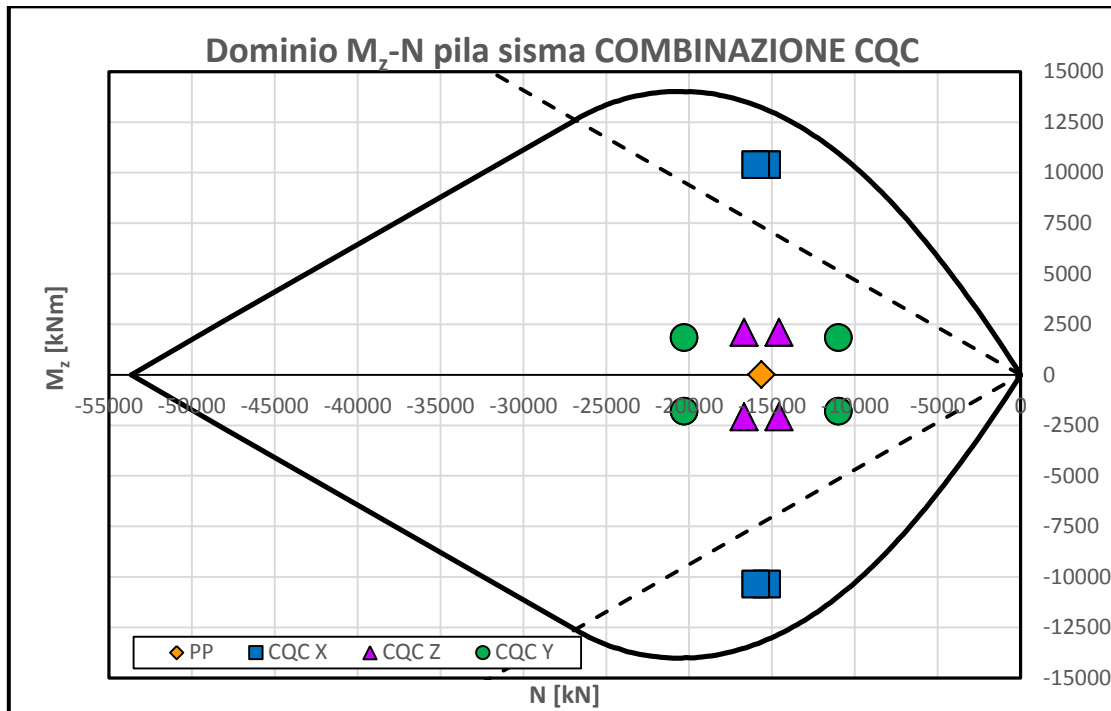


Figura 183 Dominio M_z-N per la sezione della pila per le verifiche sismiche allo SLV con combinazione CQC.

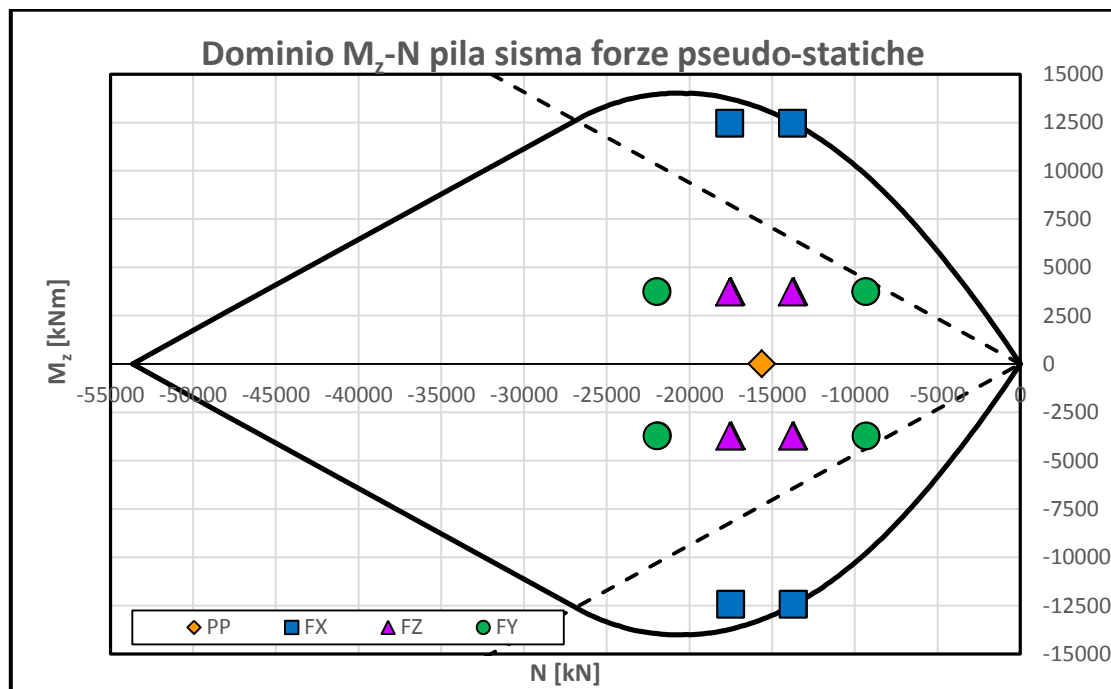


Figura 184 Dominio M_z-N per la sezione della pila per le verifiche sismiche allo SLV con metodo pseudo-statico.

La Figura 185 e la Figura 186 riportano i domini valutati considerando il momento flettente nella direzione X.

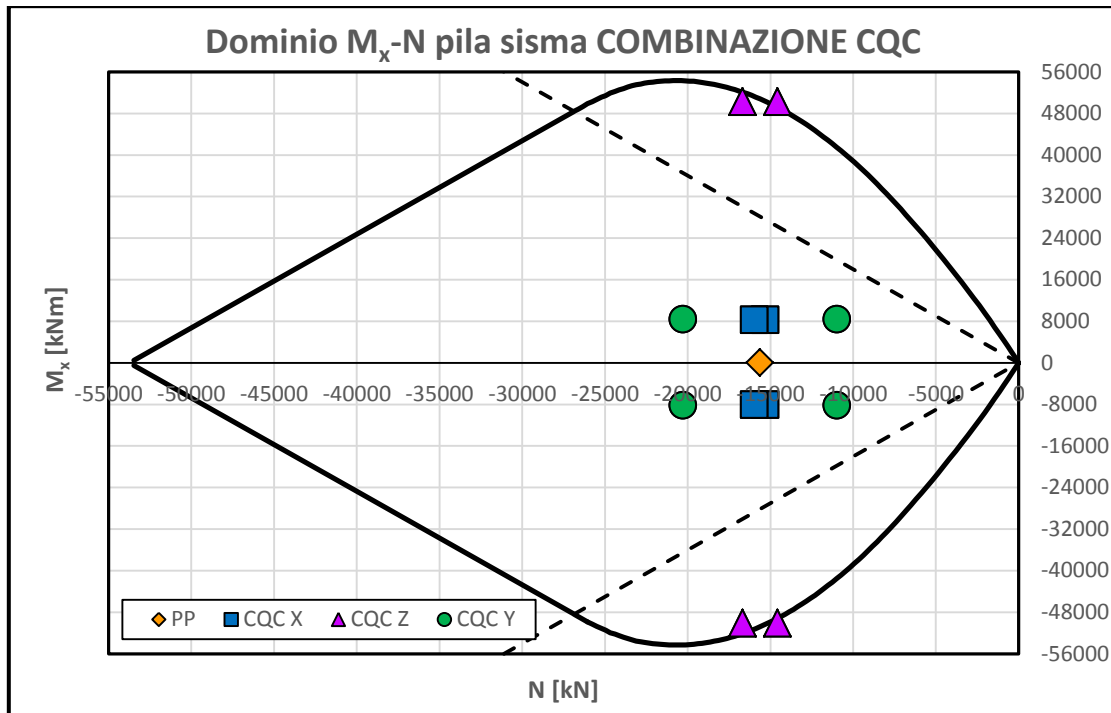


Figura 185 Dominio M_x -N per la sezione della pila per le verifiche sismiche allo SLV con combinazione CQC.

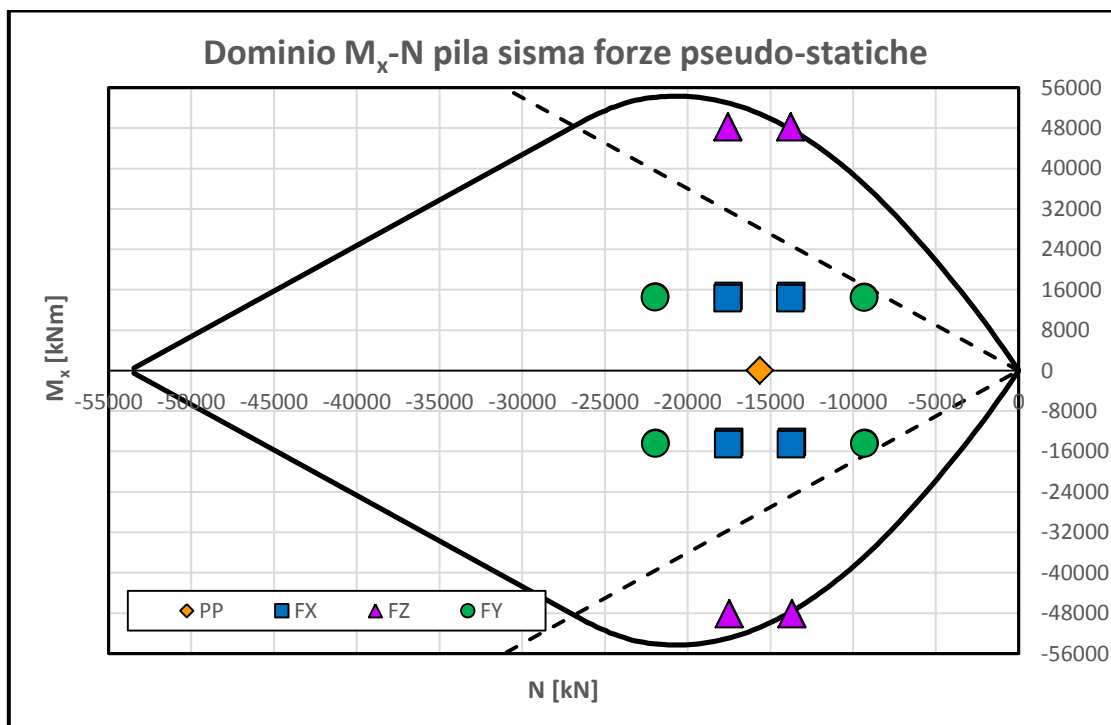


Figura 186 Dominio M_x -N per la sezione della pila per le verifiche sismiche allo SLV con metodo pseudo-statico.

A ulteriore conferma dell'affidabilità del modello considerato, si noti l'ottima corrispondenza tra il metodo pseudo statico e l'analisi spettrale con combinazione CQC delle azioni. Le azioni valutate tramite il metodo

pseudo statico sono leggermente più gravose rispetto a quelle date dall'analisi spettrale, ma le differenze sono molto limitate. In ogni caso, poiché i ponti in muratura sono strutture massicce molto rigide, utilizzare le azioni derivanti dal metodo pseudo statico con le massime accelerazioni dello spettro è sempre a vantaggio di sicurezza.

Si può notare che la combinazione CQC con direzione X principale genera uno stato di sollecitazione tale da parzializzare fortemente la struttura (Figura 183). Lo stesso discorso vale anche per la combinazione CQC con direzione Z principale (Figura 185), in cui alcune coppie di valori M-N risultano prossime alla frontiera del dominio. Osservando i valori di eccentricità lungo X e lungo Z di Tabella 45 era già possibile prevedere che tali coppie si sarebbero trovate in una zona di dominio a cui corrisponde una forte parzializzazione della sezione.

Nel modello FEM 3D, le pile sono state modellate considerando le dimensioni della sezione mostrate nella porzione sinistra di Figura 180. Le pile sono costituite da due materiali e la sezione si mantiene costante lungo tutto lo sviluppo in altezza della pila. In realtà, è necessario precisare che le pile sono rastremate (Figura 187, Figura 188 e Figura 189) e le dimensioni riportate in Figura 180 sono riferite alla geometria sezione superiore (SEZIONE A-A'). In altre parole, a favore della sicurezza, si è trascurato finora l'allargamento della pila alla base.

Ai fini delle verifiche, si considera adesso la vera sezione della pila (SEZIONE B-B') che, avendo dimensioni più grandi, sarà associata a un *dominio M-N* più ampio.

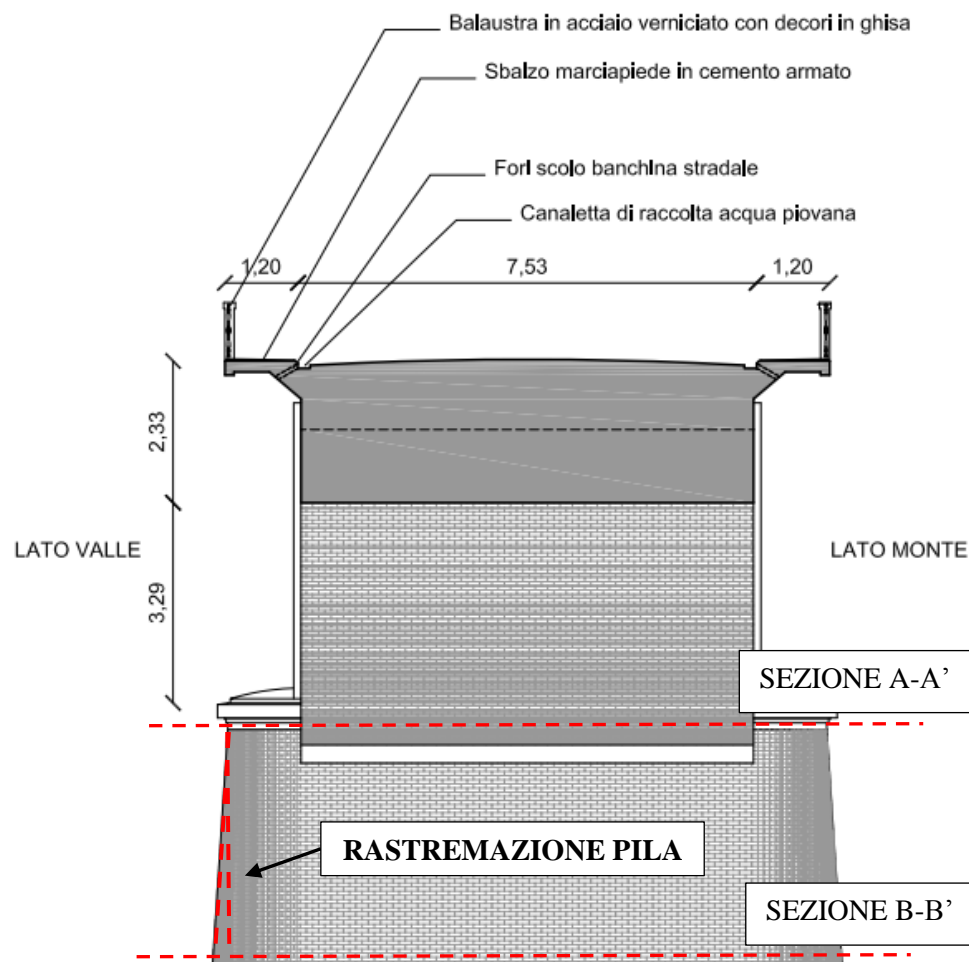


Figura 187 Sezione rastremata della pila da planimetrie e sezione pervenute.



Figura 188 Sezione rastremata della pila da rilievo fotografico.



Figura 189 Sezione rastremata della pila, vista lato valle.

Per la verifica, è stato effettuato il calcolo della parzializzazione della sezione, tenendo conto che la pila si compone di due materiali con moduli elastici diversi, e che pertanto risulta necessario considerare le caratteristiche della sezione omogeneizzata per ciascuna posizione dell'asse neutro. Sono stati considerati i massimi valori di eccentricità di Tabella 45 e i relativi valori di momento flettente e sforzo normale. La posizione dell'asse neutro n è stata trovata imponendo che la posizione della risultante degli sforzi di compressione si trovasse sulla frontiera del nocciolo principale di inerzia della sezione parzializzata. Si riportano nel seguito le caratteristiche geometriche della sezione interamente reagente e della sezione parzializzata per la combinazione CQC_x1 (Figura 190) e CQC_z1 (Figura 191) di Tabella 45 sia per la sezione alta della pila (*SEZIONE A-A'*) che per quella più larga alla base (*SEZIONE B-B'*).

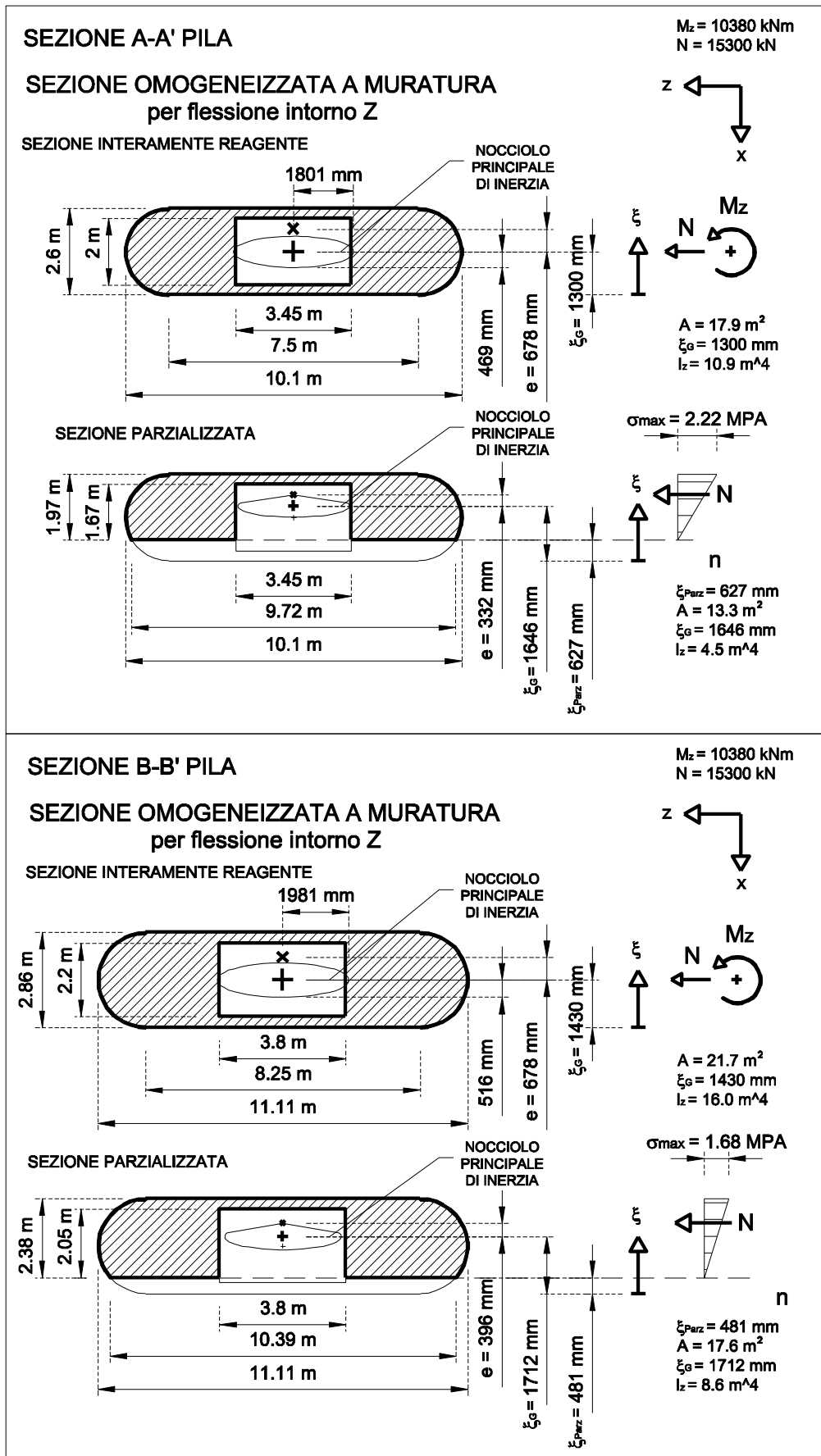


Figura 190

Caratteristiche geometriche della sezione interamente reagente e per sezione omogeneizzata della pila per la combinazione di carico $CQC_x I$.

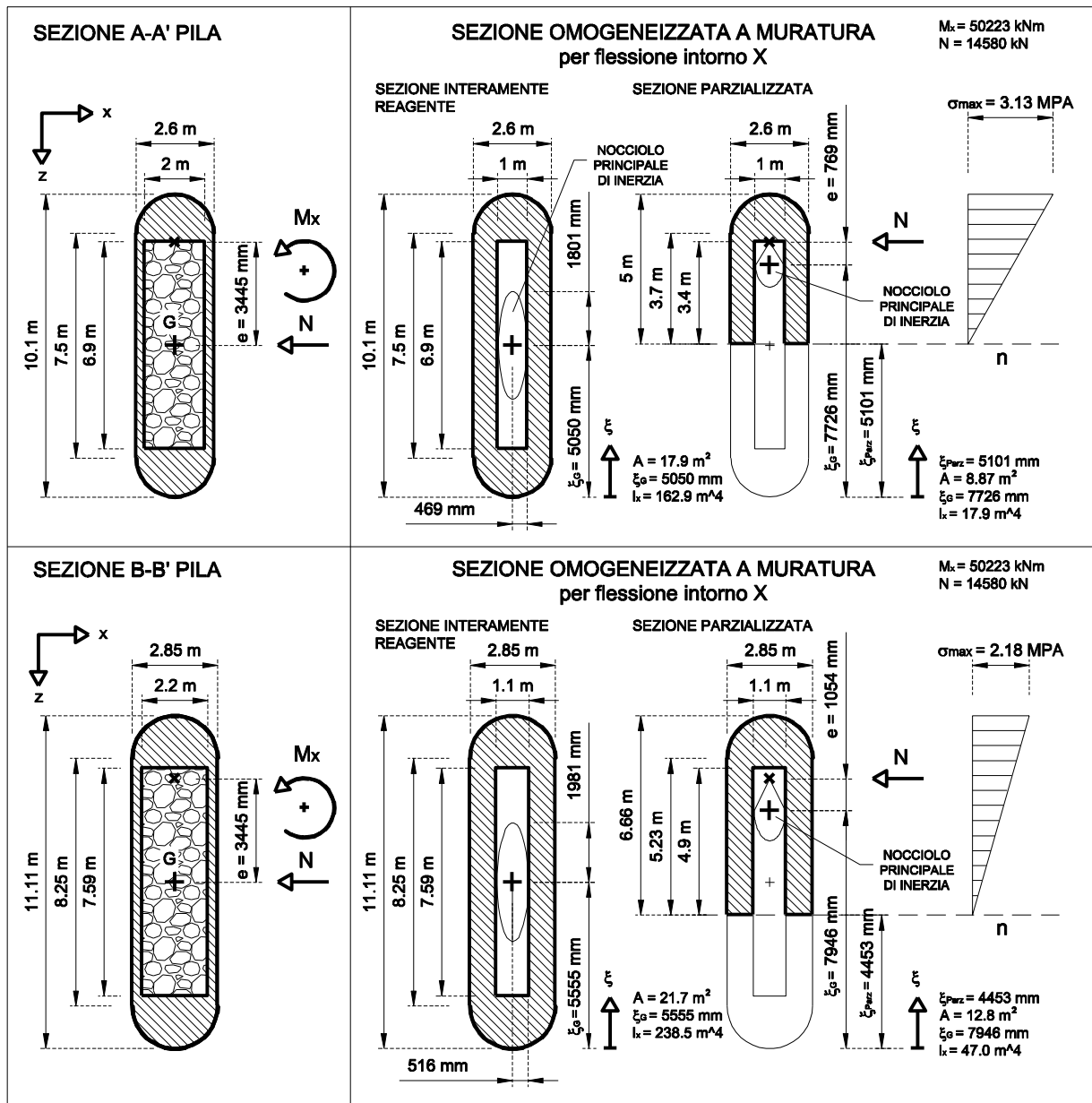


Figura 191 Caratteristiche geometriche della sezione interamente reagente e per sezione omogeneizzata della pila per la combinazione di carico CQC₁.

Com'era prevedibile, la tensione massima al lembo esterno si riduce notevolmente nel passare dalla sezione più stretta alla sezione più larga. Il valore di tensione massima calcolato nella pila stretta per il momento M_x ($\sigma_{M,max} = 3.13$ MPA) di Figura 191 è di poco superiore al valore massimo ammissibile proposta da normativa ($\sigma_{M,y} = 3.0$ MPA); di conseguenza, la verifica non risulta soddisfatta nonostante la zona interessata da tali tensioni sia piuttosto contenuta. Era già possibile conoscere, orientativamente, il valore di tensione massima del punto relativo alla coppia M_x - N della combinazione CQC₁ osservando il dominio M_x - N di Figura 185. Tale punto si trova proprio in prossimità della frontiera del dominio costruito per una tensione massima ammissibile di 3 MPa. La verifica tuttavia risulta soddisfatta considerando la sezione più larga, nonostante anch'essa sia fortemente parzializzata.

Si riportano pure il dominio M_z - N (Figura 192) e il dominio M_x - N (Figura 193) della sezione della pila, sia quello riferito alla sezione in sommità alla pila sia quello della sezione allargata alla base della pila. Sono inoltre riportati all'interno del dominio le coppie M-N risultanti ottenuti dalla modellazione FEM (Tabella 45).

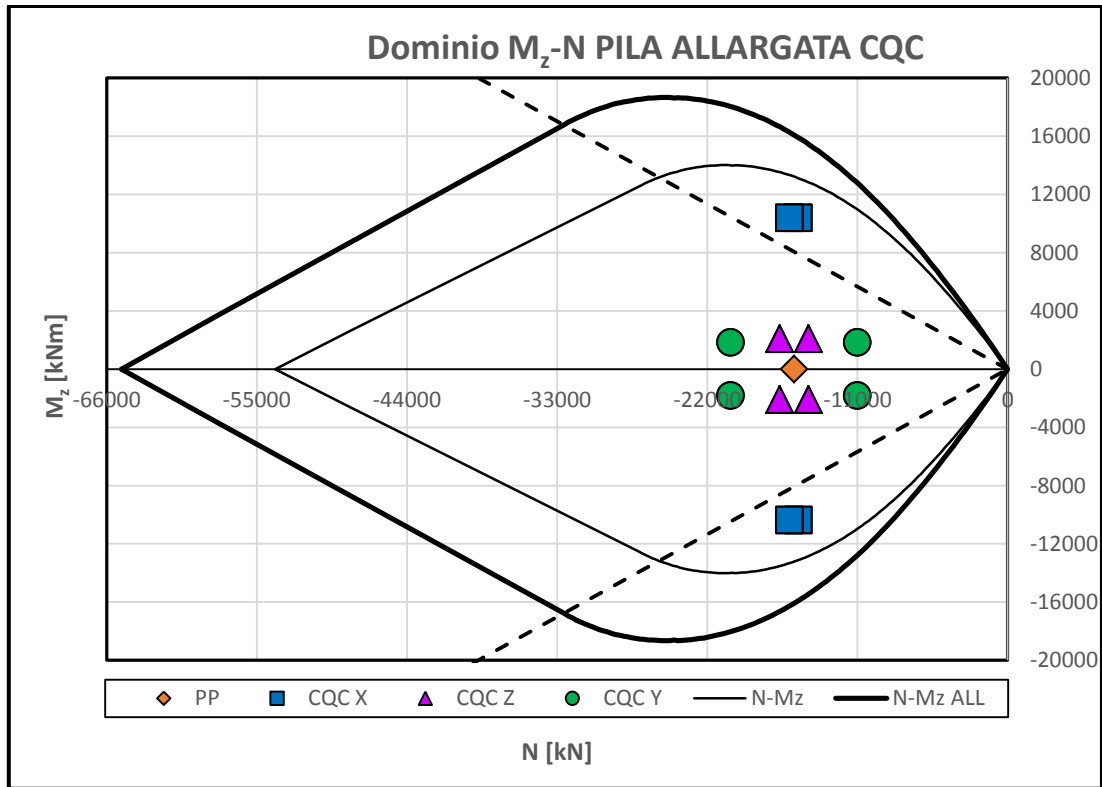


Figura 192 Dominio M_z -N della pila per la SEZIONE A-A' e per la SEZIONE B-B' e coppie M_z -N dell'analisi spettrale con combinazione CQC degli effetti.

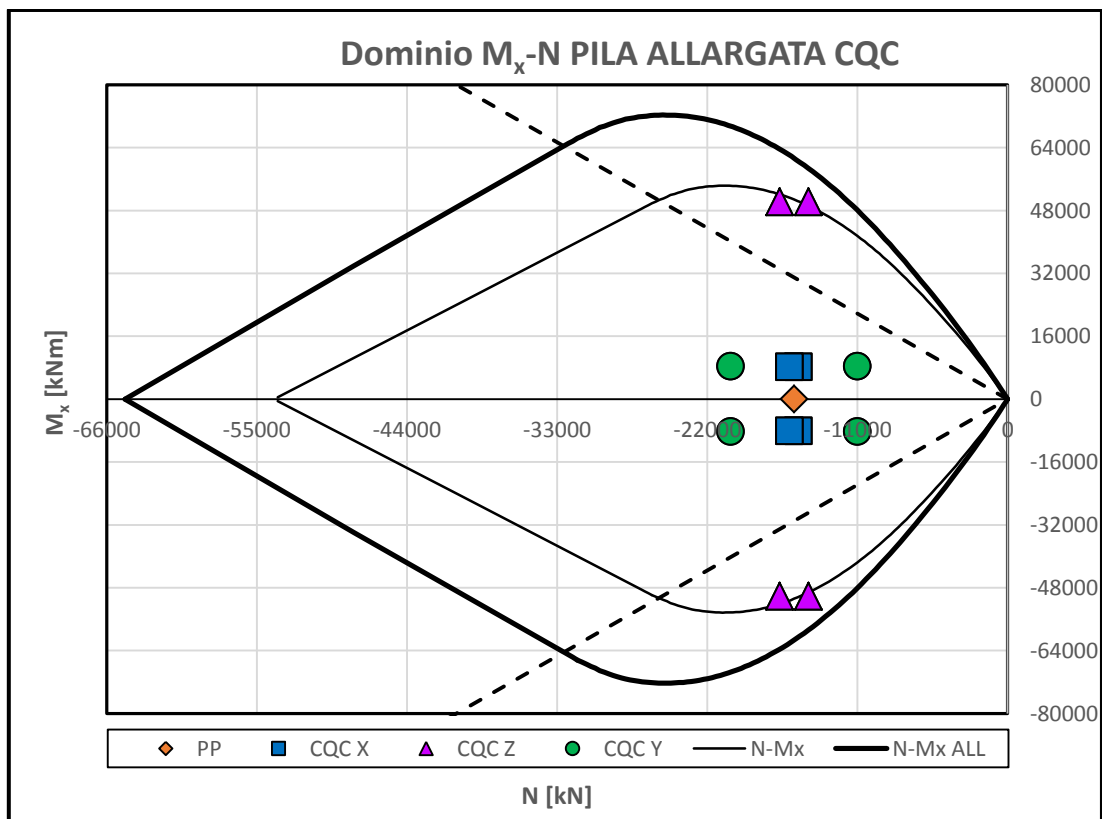


Figura 193 Dominio M_x -N della pila per la SEZIONE A-A' e per la SEZIONE B-B' e coppie M_x -N dell'analisi spettrale con combinazione CQC degli effetti.

La verifica risulta soddisfatta perché le coppie di punti rappresentanti lo stato di sollecitazione della pila in condizioni sismiche ricadono all'interno del *dominio M-N*. Occorre però notare che alcuni punti si trovano in una zona in cui la sezione risulta fortemente parzializzata.

2.8.3. Meccanismi locali: verifiche di sicurezza

Secondo quanto prescritto nella circolare esplicative alle NTC 2008 nella sezione C8A.4.2.3, *la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Danno è soddisfatta qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica. Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, l'accelerazione di attivazione del meccanismo viene confrontata con l'accelerazione al suolo, valutato per $T=0$:*

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$$

Per quanto riguarda invece lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, si hanno due possibili verifiche: una semplificata, con fattore di struttura q , che è una *verifica analitica cinematica lineare*; una mediante spettro di capacità, ovvero un'*analisi analitica cinematica non lineare*.

[Nel primo caso,] *la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:*

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

[Nel secondo caso,] *la verifica di sicurezza dei meccanismi locali nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s . Definito lo spostamento $d_s^* = 0,4d_u^*$ ed individuata sulla curva di capacità l'accelerazione a_s^* , corrispondente allo spostamento d_s^* , il periodo secante è calcolato come*

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$$

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato Limite di salvaguardia della Vita si considera soddisfatta se:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento.

2.8.3.1. Meccanismo trasversale di ribaltamento del timpano (analisi cinematica non lineare)

Nella maggior parte dei casi, il timpano rappresenta l'elemento sicuramente più vulnerabile all'azione sismica trasversale. La limitata inerzia fuori dal piano del timpano non è in grado di contrastare l'azione trasversale di terremoti di entità anche poco rilevanti. Il collasso del timpano non compromette la sicurezza globale della struttura, ma ne impedisce l'accessibilità/utilizzo con conseguenze sulla funzionalità della rete.



Figura 194 Meccanismo di ribaltamento locale fuori piano del timpano.

Il riempimento compreso all'interno del timpano può essere considerato, almeno in prima approssimazione, come un agglomerato sciolto con determinate caratteristiche meccaniche. Dai carotaggi effettuati, il riempimento è costituito da un conglomerato di ciottoli e pasta cementizia, ma è stato impossibile effettuare prove di laboratorio per determinarne le caratteristiche meccaniche. Tuttavia, dal punto di vista qualitativo, si presenta come un materiale compatto con una buona coesione. Il timpano è stato considerato come un muro di sostegno a gravità e, a vantaggio della sicurezza, è stata presa in considerazione anche l'eventuale spinta derivante dal riempimento.

Per quanto riguarda le condizioni statiche, è possibile utilizzare la formulazione proposta da Coulomb, mentre per le condizioni sismiche è possibile utilizzare la soluzione statica dell'analisi limite proposta da Mononobe e Okabe [(Mononobe e O. 1929), (Okabe 1924)]. Poiché il metodo dell'analisi limite non prevede l'utilizzo di materiali coesivi, l'unico parametro meccanico assegnato al riempimento è l'angolo d'attrito ϕ , che nel caso specifico è stato posto pari a 60° , successivamente opportunamente ridotto in accordo con il paragrafo 6.5 delle NTC2008 relativo alle opere di sostegno.

In Figura 195 è rappresentato il classico schema di un muro di sostegno a gravità in condizioni statiche, risolto con il metodo di Coulomb per un generico terreno con possibile piano campagna inclinato, paramento del muro inclinato ed eventuale sovraccarico. Il sovraccarico q è rappresentato dai carichi accidentali delle colonne di carico di normativa e può essere sostituito da un terreno di altezza equivalente.

Il metodo di Coulomb altro non è che un'applicazione del teorema statico dell'analisi limite, che consiste nel calcolare il valore di spinta attiva in funzione dell'angolo α d'inclinazione dell'ipotetico cuneo di rottura (superfici di rottura rettilinee) e nel massimizzare la spinta in funzione dell'angolo α si determina l'angolo critico α_{cr} del cuneo di rottura e i valori di spinta corrispondenti.

Il coefficiente di spinta attiva K_a , valutato con il metodo di Coulomb, vale

$$K_a = \frac{(\cos(\varphi' - \beta))^2}{(\cos \beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\delta + \beta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

dove:

β è l'inclinazione del paramento del muro rispetto alla verticale;

δ è l'angolo di attrito tra muro e terreno;

i è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale;

φ' è l'angolo di attrito interno del terreno.

dove:

β è l'inclinazione del paramento del muro rispetto alla verticale;

δ è l'angolo di attrito tra muro e terreno;

i è l'inclinazione del piano campagna rispetto all'orizzontale;

ϕ' è l'angolo di attrito interno del terreno;

S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica ($S_S=1.159$);

S_T è il coefficiente di amplificazione topografica ($S_T=1$);

β_m vale 1 per muri vincolati in testa (par.7.11.6.2.1 NTC2008);

a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

A seconda che si consideri la componente sussultoria verso l'alto o verso il basso, cambia la dimensione e il corrispondente peso del cuneo di rottura da considerare e di conseguenza l'inclinazione α_{cr} del piano di rottura. Si mostra in Figura 196 le forze in gioco e il cuneo di rottura corrispondente alla condizione di spinta attiva del terreno in condizioni sismiche risolto con il metodo di Mononobe e Okabe per componente sussultoria verso l'alto ed in Figura 197 il medesimo problema considerando la componente sussultoria verso il basso.

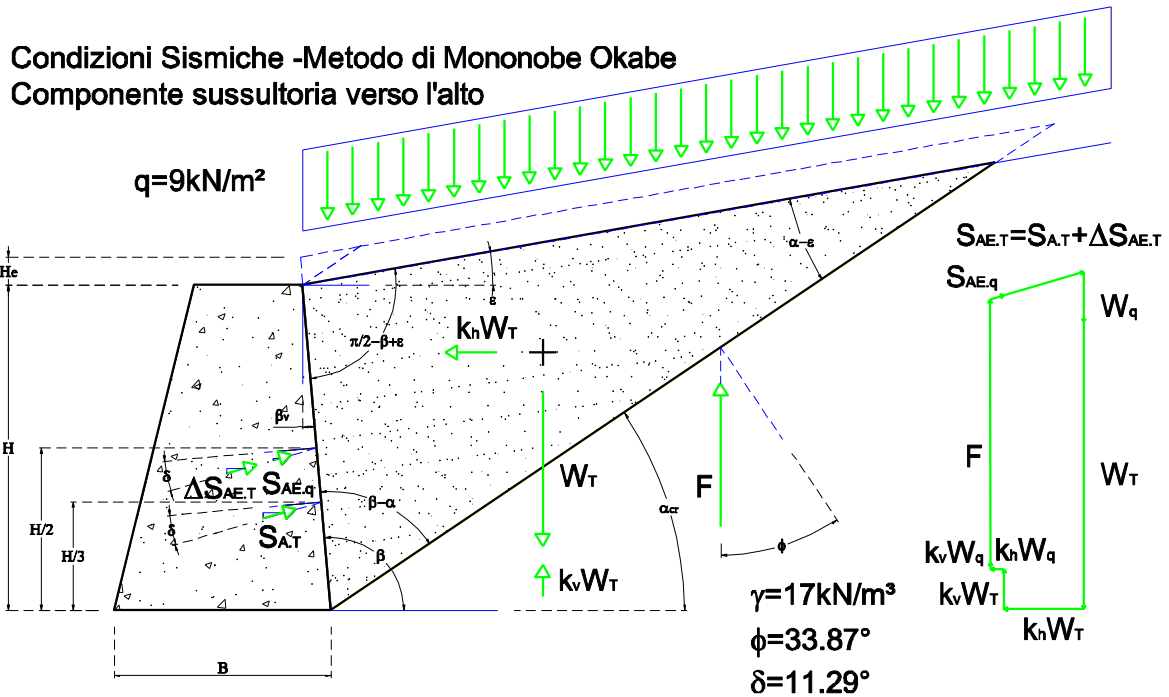


Figura 196 Cuneo di rottura e valori di spinta in condizioni sismiche con il metodo di Mononobe e Okabe (componente sussultoria verso l'alto).

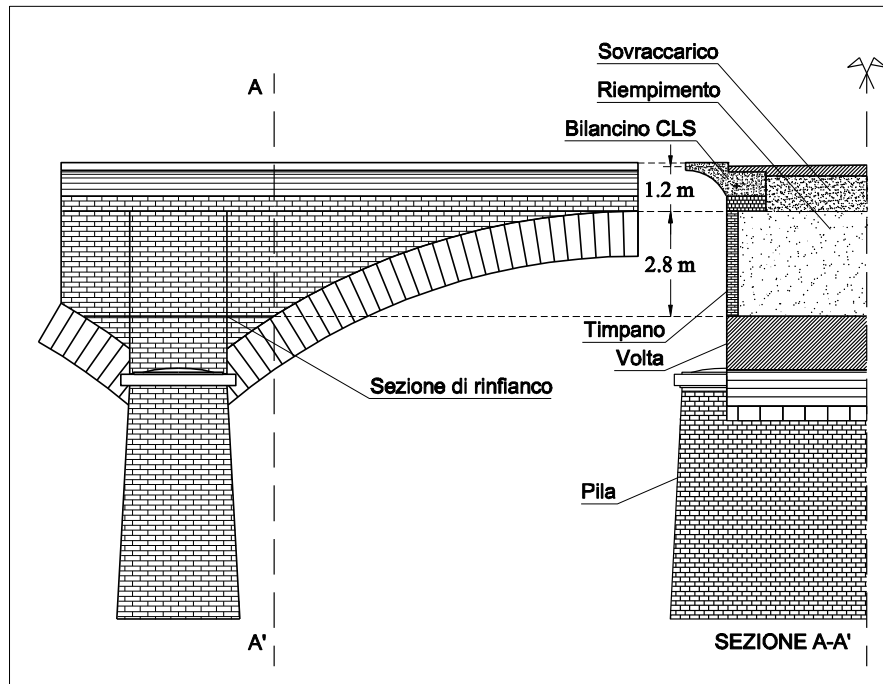


Figura 198 Geometria da considerare per il ribaltamento del timpano.

Si riassumono in Tabella 49 i valori dei coefficienti di spinta, i valori dell'angolo α_{cr} di formazione del cuneo di rottura e i valori di spinta (anche nelle loro componenti verticali e orizzontali) sia per la condizione statica con il metodo di Coulomb e sia per la condizione sismica con il metodo di Mononobe e Okabe.

Tabella 49 Coefficienti di spinta e valori di spinta in condizioni statiche e sismiche.

$q = 20 \text{ kN/m}$ $H = 2.8 \text{ m}$
 $a_g = 0.239 \text{ g}$ $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 60^\circ$

		K_h	K_v	$k_a(a_g)$	$\alpha_{cr}(a_g)$	$S_A(a_g)$	$\Delta S_{AE}(a_g)$
		[-]	[-]	[-]	[°]	[kN]	[kN]
COULOMB	Condizioni statiche	0.000	0.000	0.100	71.1	12.2	0.0
MONONOBE & OKABE	K_v verso l'alto	0.277	0.139	0.250	58.3	12.2	14.2
	K_v verso il basso	0.277	-0.139	0.204	61.7	12.2	16.2
		$S_{A_T}(a_g)$	$\Delta S_{AE_T}(a_g)$	$S_{A_{TH}}(a_g)$	$\Delta S_{AE_{TH}}(a_g)$	$S_{A_{TV}}(a_g)$	$\Delta S_{AE_{TV}}(a_g)$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
COULOMB	Condizioni statiche	6.6	0.0	6.3	0.0	2.1	0.0
MONONOBE & OKABE	K_v verso l'alto	6.6	7.7	6.3	7.3	2.1	2.4
	K_v verso il basso	6.6	8.8	6.3	8.4	2.1	2.7
Punto di applicazione della forza		H/3	H/2	H/3	H/2	H/3	H/2
		$S_{A_q}(a_g)$	$\Delta S_{AE_q}(a_g)$	$S_{A_{qH}}(a_g)$	$\Delta S_{AE_{qH}}(a_g)$	$S_{A_{qV}}(a_g)$	$\Delta S_{AE_{qV}}(a_g)$
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
COULOMB	Condizioni statiche	5.6	0.0	5.3	0.0	1.7	0.0
MONONOBE & OKABE	K_v verso l'alto	5.6	6.5	5.3	6.2	1.7	2.0
	K_v verso il basso	5.6	7.4	5.3	7.0	1.7	2.3
Punto di applicazione della forza		H/2	H/2	H/2	H/2	H/2	H/2

Una volta determinati i valori di spinta gravanti sul timpano e i relativi punti di applicazione, è possibile individuare la tipologia di collasso del timpano. Grazie l'utilizzo del metodo cinematico dell'analisi limite è possibile individuare il moltiplicatore cinematico α_{cin0} da applicare alle masse che generi il ribaltamento del timpano. Il moltiplicatore α_{cin0} rappresenta l'accelerazione sismica di prima attivazione del cinematismo.

Il metodo cinematico dell'analisi limite prevede di calcolare il moltiplicatore di collasso su un'ipotetica configurazione di collasso (in funzione dello schema di vincolo adottato) minimizzando il suo valore per la ricerca del moltiplicatore più prossimo a quello reale.

Le ipotesi base del teorema cinematico prevedono l'utilizzo di blocchi rigidi liberi di ruotare in modo tale da non avere compenetrazione di materia, materiali infinitamente rigidi e l'esclusione di cinematismi legati allo scorrimento. Per il teorema dei lavori virtuali, il lavoro virtuale interno deve essere uguale a quello esterno, ma dal momento che sono utilizzati blocchi rigidi (e quindi indeformabili), il lavoro virtuale interno è nullo e la ricerca del moltiplicatore di collasso avviene imponendo a zero il lavoro virtuale esterno.

Per il timpano possono verificarsi principalmente due tipi di collasso fuori piano: il ribaltamento semplice dell'intera parete attorno alla sua base oppure un meccanismo di flessione verticale tipico delle pareti vincolate in testa con delle catene. Nel secondo caso si ha la formazione di due blocchi rigidi connessi da una cerniera interna che ruotano secondo lo schema delle catene cinematiche mostrato in Figura 199.

Non si conosce a priori la posizione della cerniera che connette i due corpi in cui si divide il timpano, perciò, in funzione dei carichi esterni (e quindi del moltiplicatore di collasso α dei carichi orizzontali), è possibile individuare la posizione della cerniera applicando il teorema cinematico e minimizzando la soluzione tra le infinite posizioni che la cerniera può assumere.

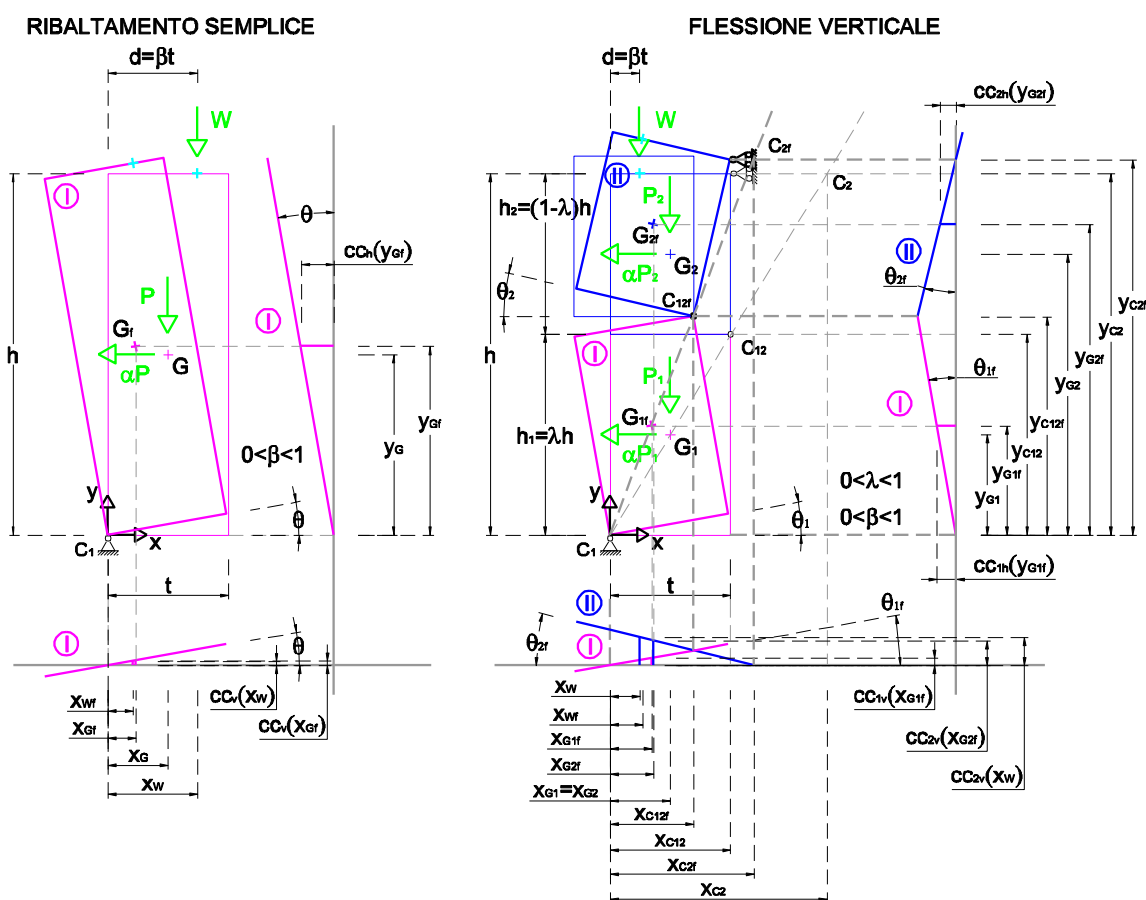


Figura 199 Catene cinematiche e possibili cinematismi fuori piano del timpano: ribaltamento semplice e flessione verticale.

Nel caso di meccanismo di ribaltamento per flessione verticale, in base alla posizione della cerniera, le distribuzioni di spinta del riempimento vanno divise nei due corpi poiché nell'espressione del lavoro verranno moltiplicate per gli spostamenti del corpo corrispondente. Si mostra in Figura 200 la configurazione deformata del timpano per il meccanismo di flessione verticale e le nuove posizioni delle risultanti delle distribuzioni di spinta del terreno.

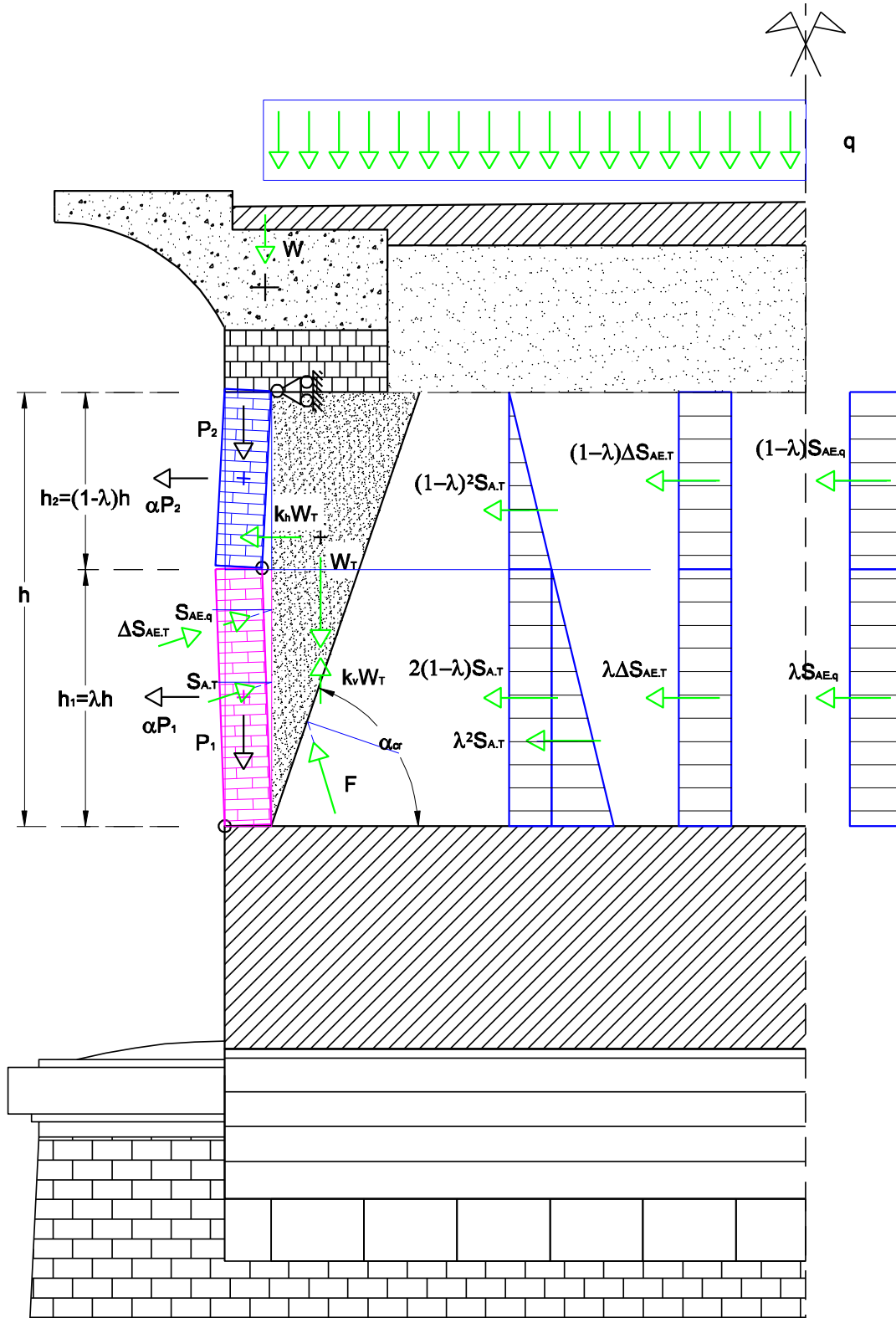


Figura 200 Configurazione deformata del timpano per il meccanismo di flessione verticale e posizione delle risultanti delle distribuzioni di spinta del terreno.

Al fine di conoscere la capacità di spostamento della struttura fino al collasso attraverso il meccanismo considerato, il moltiplicatore orizzontale α dei carichi può essere valutato non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema. L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α , in corrispondenza dello spostamento d_{k0} (C8A4.2.1 NTC2008).

Mediante l'utilizzo del software di calcolo matematico *Mathcad 14* sono state implementate delle funzioni per calcolare le curve di capacità relative al ribaltamento del timpano tramite un'analisi cinematica non lineare. In pratica sono state scritte delle equazioni riguardo ai possibili spostamenti dei corpi nella *teoria dei grandi spostamenti* e ad ogni possibile configurazione è stato poi applicato il teorema dei lavori virtuali.

In base al valore del moltiplicatore α , cambia la dimensione del cuneo di spinta in condizioni sismiche e varia anche di conseguenza la posizione della cerniera tra i due corpi nel meccanismo di flessione verticale. Si riportano in sintesi in Tabella 50, sia per il meccanismo di ribaltamento semplice che per il caso di meccanismo per flessione verticale, i valori di moltiplicatore α_{cin} dei carichi, l'angolo α_{cr} che individua il cuneo di rottura nel riempimento, la posizione della cerniera attraverso il parametro λ (solo per meccanismo di ribaltamento per flessione semplice), la rotazione finale e lo spostamento finale di un punto di controllo corrispondenti a un valore del moltiplicatore $\alpha_{cin} = 0$.

Tabella 50 Principali parametri per la costruzione della curva di capacità per meccanismo a ribaltamento semplice e per meccanismo a flessione verticale del timpano.

CONDIZIONI SISMICHE [$a_g^{SLV}=0.239$]		MECCANISMO RIBALTAMENTO SEMPLICE			MECCANISMO FLESSIONE VERTICALE		
		NO spinta del riempimento	Spinta del riempimento		NO spinta del riempimento	Spinta del riempimento	
			K_v verso l'alto	K_v verso il basso		K_v verso l'alto	K_v verso il basso
α_{cin0} (per $\theta=0^\circ$)	[g]	0.37	No equilibrio	No equilibrio	1.91	0.26	0.24
α_{cr0} (per $\theta=0^\circ$ e α_{cin0})	[°]		-	-		56.8	61.6
λ_{cin0} (per $\theta=0^\circ$ e α_{cin0})	[-]				0.63	0.59	0.60
θ_f (per $\alpha_{cin}=0$)	[°]	3.6	-	-	7.0	4.3	4.3
d_{kf} (per $\alpha_{cin}=0$)	[cm]	8.8	-	-	10.8	6.4	6.4

La spinta del terreno compie sempre lavoro positivo se moltiplicata per gli spostamenti della catena cinematica del corpo corrispondente. Ciò significa che si tratta di una spinta instabilizzante a cui corrisponde un valore del moltiplicatore di collasso inferiore al caso in cui la spinta del terreno non fosse considerata.

Per meccanismo a ribaltamento semplice (a mensola), anche in assenza di sisma ($\alpha_{cin} = 0$), non è possibile determinare alcuna configurazione di equilibrio qualora si considerasse il contributo di spinta del riempimento. Il timpano, cioè, possiede una base di appoggio talmente ristretta da non essere in grado, con il suo peso, di contrastare la spinta del riempimento.

In realtà, proprio in corrispondenza dei marciapiedi, al di sotto dei bilancini in calcestruzzo, sono presenti dei dispositivi di contenimento che corrono da parte a parte lungo tutta la larghezza del ponte assolvendo la funzione di vere e proprie catene (Figura 201). Tali elementi sono stati inseriti per ancorare al ponte la passerella pedonale a sbalzo costruita di recente. In questo caso, questi tiranti svolgono anche un'importante azione di vincolo nei confronti del ribaltamento dei timpani. Le catene di collegamento sono costituite da barre di acciaio tipo Dywidag che attraversano la carreggiata nel senso trasversale da parte a parte.



Figura 201 Catene di contenimento del timpano.

Per la determinata condizione di vincolo, il meccanismo di collasso più plausibile risulta quello di flessione verticale a cui corrisponde un moltiplicatore cinematico di prima attivazione maggiore (anche se di poco) dell'accelerazione di progetto ($a_g^{SLV} = 0.239$) sia che venga o meno considerato il contributo di spinta del riempimento.

Per lo *stato limite di danno*, la verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è superiore alla sollecitante:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Per l'opera in analisi si sono ricavati i seguenti risultati:

$$PGA_{RES} = a_0^* = \min(a'_{cin0}; a''_{cin0}; a'''_{cin0}) = \min(1.91g; 0.26g; 0.24g) = 0.24g$$

Con:

$a'_{cin0} = 1.91$ moltiplicatore cinematico di attivazione del meccanismo per flessione semplice in assenza di spinta del terreno;

$a''_{cin} = 0.26$ moltiplicatore cinematico di attivazione del meccanismo per flessione semplice, spinta del riempimento con il metodo di Mononobe e Okabe e K_v verso l'alto;

$a'''_{cin0} = 0.24$ moltiplicatore cinematico di attivazione del meccanismo per flessione semplice, spinta del riempimento con il metodo di Mononobe e Okabe e K_v verso il basso.

$$PGA = a_g(P_{VR}) \cdot S = 0.13g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{a_g(P_{VR}) \cdot S} = \frac{0.24g}{0.13g} = 1.846$$

Per lo *stato limite ultimo*, la verifica si ritiene soddisfatta (Circolare NTC C8A4.2.3), se l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo è superiore all'accelerazione dello spettro elastico, ridotto di un fattore di struttura $q=1$:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Per l'opera in analisi si sono ricavati i seguenti risultati:

$$PGA_{RES} = a_0^* = \min(a'_{cin0}; a''_{cin0}; a'''_{cin0}) = \min(1.91g; 0.26g; 0.24g) = 0.24g$$

$$PGA = \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q} = 0.239g$$

$$F_C = \gamma = \frac{R}{E} = \frac{a_0^*}{\frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}} = \frac{0.24g}{0.239g} = 1.004$$

Di seguito, in Figura 202, viene riportata la curva di capacità in assenza di spinta del terreno per il meccanismo a ribaltamento semplice del timpano considerando lo spostamento orizzontale d_k del baricentro della parete ed in Figura 203, la medesima curva considerando la rotazione θ_k della parete.

Si noti che i valori di α_{cin0} , d_{kf} e θ_f corrispondono a quelli riportati in Tabella 50.

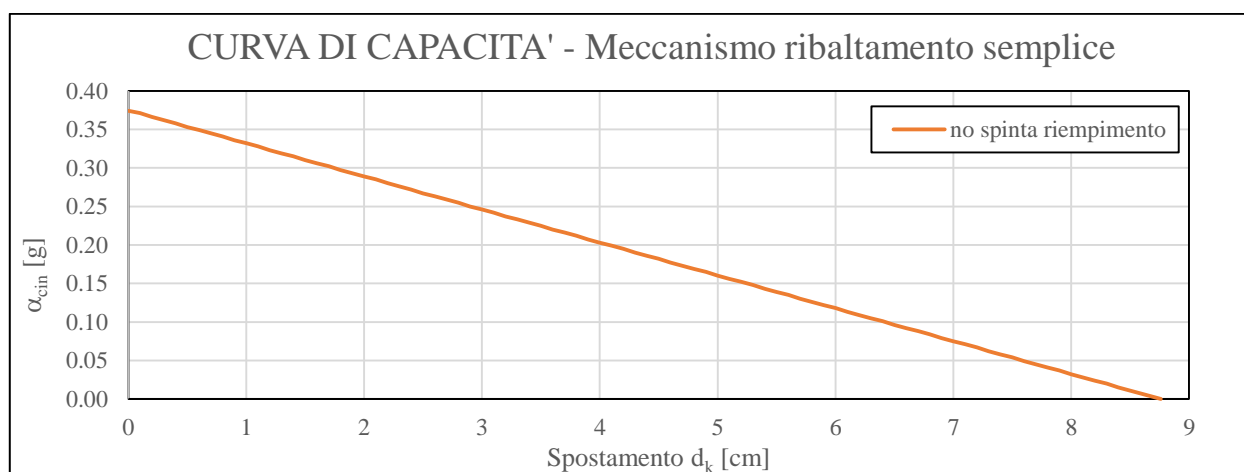


Figura 202 Curva di capacità in spostamento orizzontale del baricentro della parete per meccanismo di ribaltamento semplice in assenza di spinta del terreno.

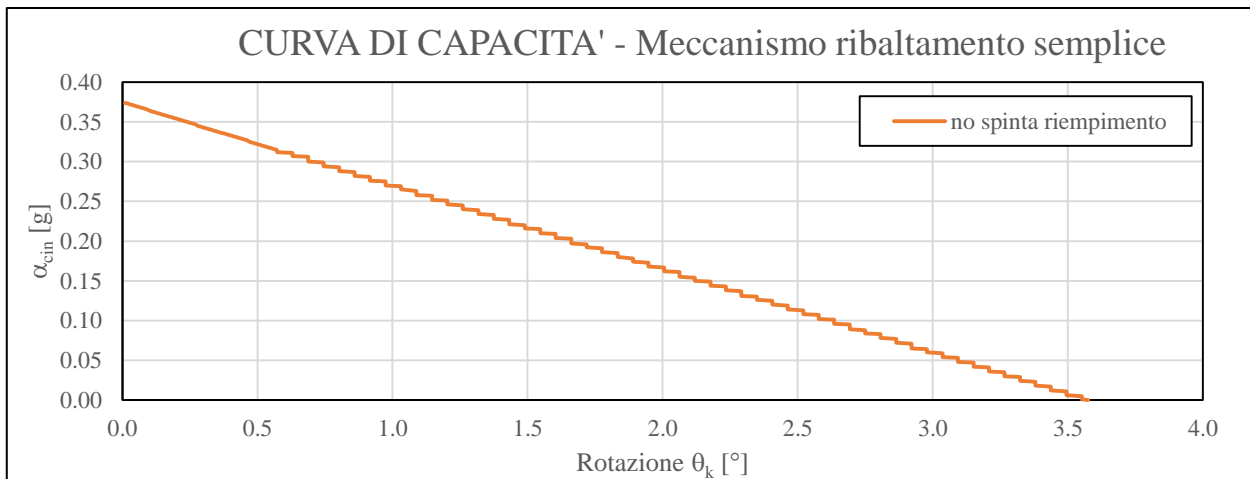


Figura 203 Curva di capacità in rotazione della parete per meccanismo di ribaltamento semplice in assenza di spinta del terreno.

Le curve riportate Figura 202 e in Figura 203 rappresentano le curve di capacità relative al meccanismo di ribaltamento semplice, considerando rispettivamente lo spostamento orizzontale del baricentro del blocco o la sua rotazione. Per il caso di ribaltamento semplice, in assenza di spinta del terreno, le forze in gioco sono state mantenute costanti durante l'evoluzione del cinematico. In tal caso, come indicato al punto C8A.4.2 delle NTC2008, la curva di capacità assume andamento lineare secondo l'espressione

$$\alpha = \alpha_0 \cdot \left(1 - \frac{d_k}{d_{k,0}} \right).$$

A proposito del meccanismo di flessione verticale, si riportano in Figura 204 e in Figura 205 le curve di capacità che legano l'accelerazione orizzontale con lo spostamento del baricentro del blocco inferiore o la sua rotazione, sia non considerando la spinta del riempimento, sia nel caso in cui si consideri la spinta del riempimento in condizioni sismiche. Quest'ultima valutazione è stata effettuata con il metodo di Mononobe e Okabe per la componente sussultoria rivolta verso l'alto e verso il basso.

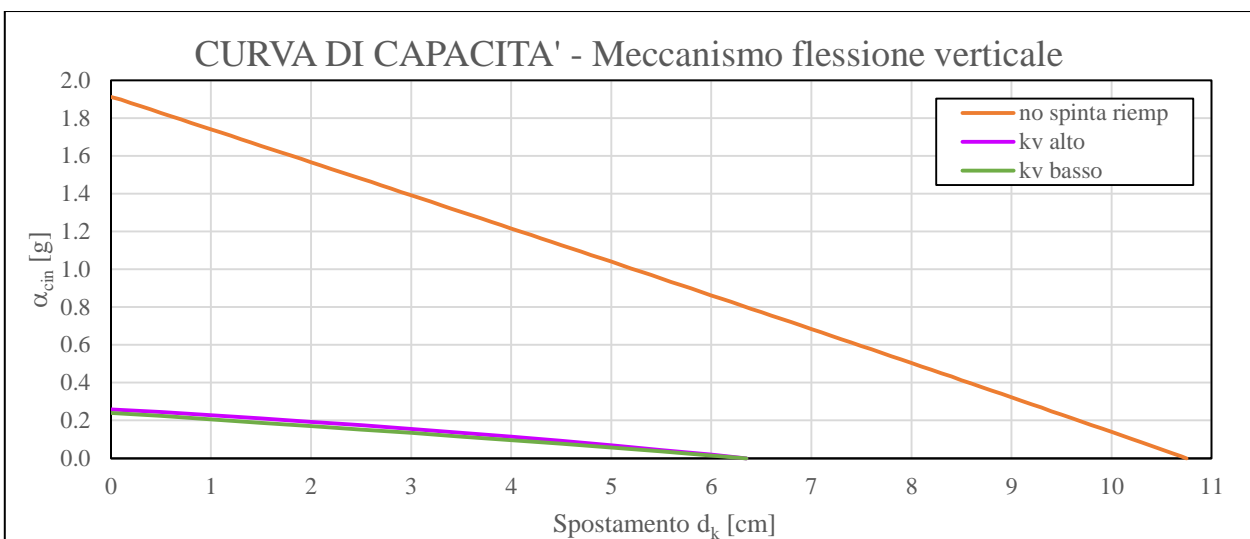


Figura 204 Curva di capacità in spostamento orizzontale del baricentro del corpo I per meccanismo di flessione verticale.

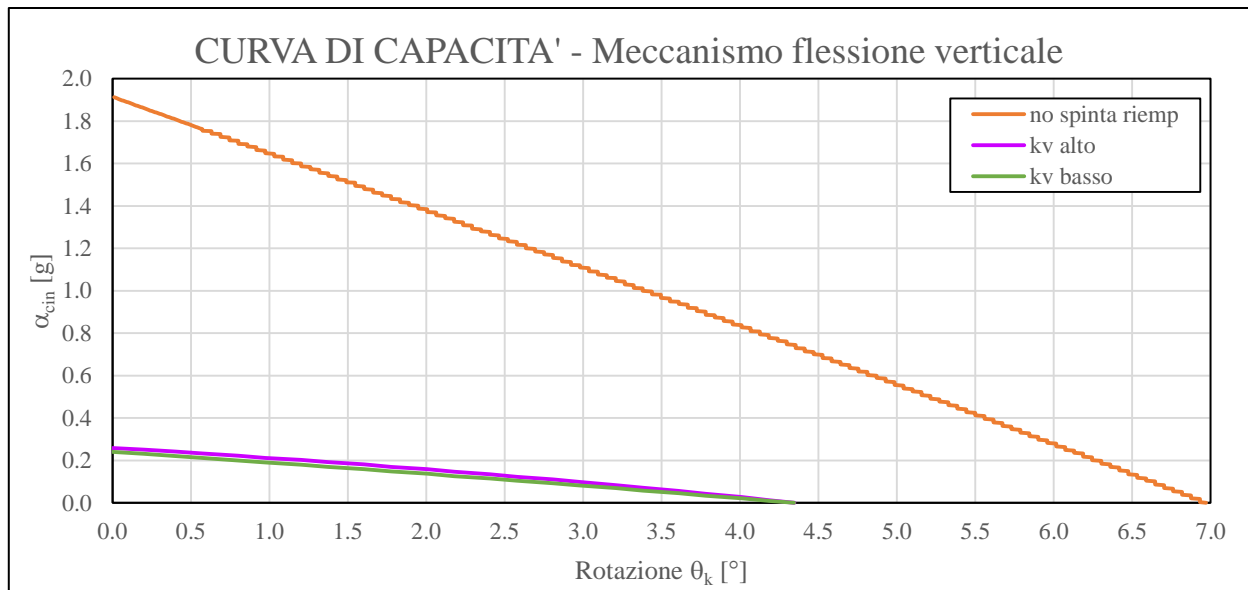


Figura 205 Curva di capacità in rotazione del corpo I per meccanismo di flessione verticale.

Per il meccanismo di flessione verticale le forze in gioco non si mantengono costanti durante l'evoluzione del cinematismo, perché al variare dell'accelerazione cambia la posizione della cerniera che si forma fra i due blocchi, nonché la dimensione del cuneo di rottura del terreno ed il relativo peso. Le curve di capacità corrispondenti non possono essere rappresentate da un'equazione lineare anche se, osservando il loro andamento in Figura 204 e in Figura 205, la loro deviazione dalla linearità è modesta.

In Figura 206 e in Figura 207 sono riportate le medesime curve di capacità di Figura 204 e di Figura 205 escludendo il caso di assenza di spinta del riempimento, per poter valutare meglio in dettaglio la differenza tra la curva di capacità relativa alla componente sussultoria valutata verso l'alto e quella verso il basso.

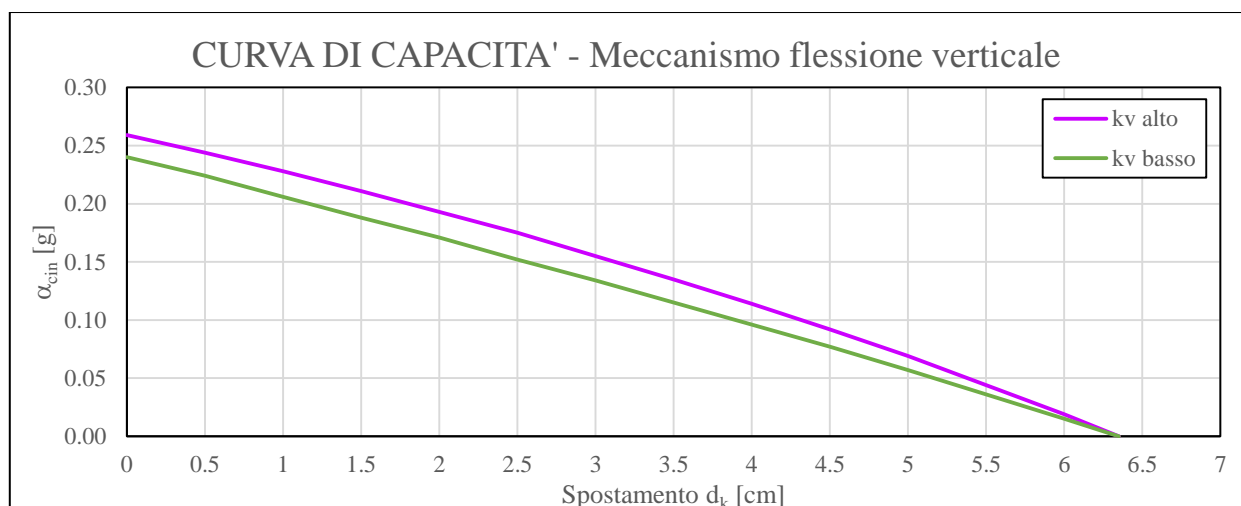


Figura 206 Curva di capacità in spostamento orizzontale del baricentro del corpo I per meccanismo di flessione verticale con il metodo di Mononobe e Okabe per componente sussultoria verso l'alto e verso il basso.

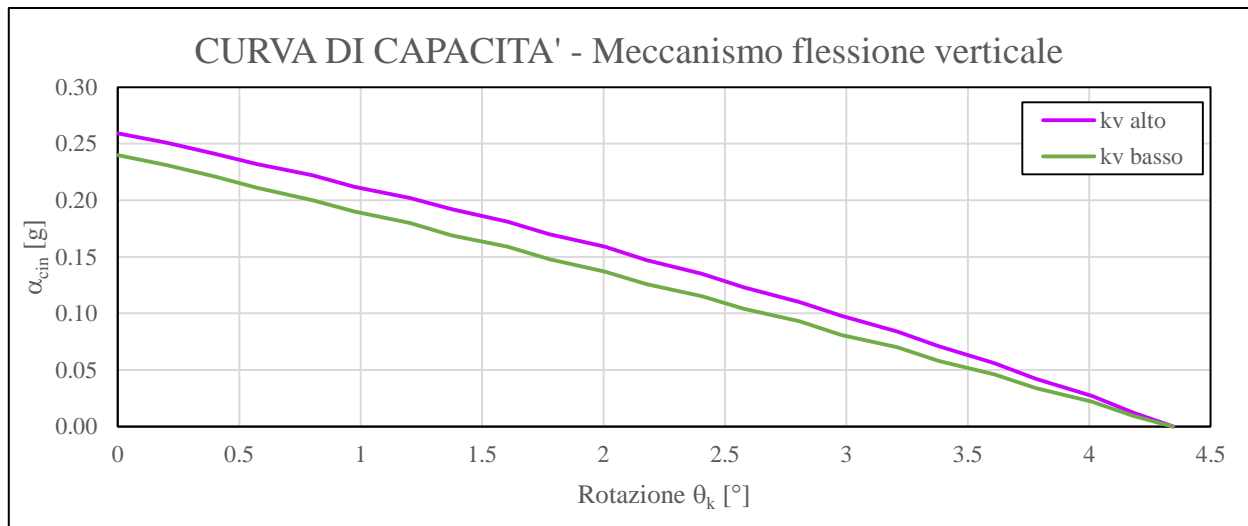


Figura 207 Curva di capacità in rotazione del corpo I per meccanismo di flessione verticale con il metodo di Mononobe e Okabe per componente sussultoria verso l'alto e verso il basso.

Nonostante la dimensione del cuneo di rottura nel riempimento abbia una dimensione più estesa nel caso di componente sussultoria verso l'alto, la curva di capacità corrispondente risulta sempre più cautelativa di quella relativa al caso di componente sussultoria verso il basso. Cioè, a parità di spostamento del punto di controllo (o rotazione), l'accelerazione limite che per prima attiva il cinematismo di collasso è sempre quella relativa al caso di componente sussultoria verso il basso.

In Figura 208 sono messe a confronto, per completezza, le curve di capacità che si riferiscono alle due tipologie di meccanismo considerate in assenza di spinta del riempimento. Ovviamente, il meccanismo a flessione verticale fornisce una capacità molto maggiore rispetto al ribaltamento semplice.

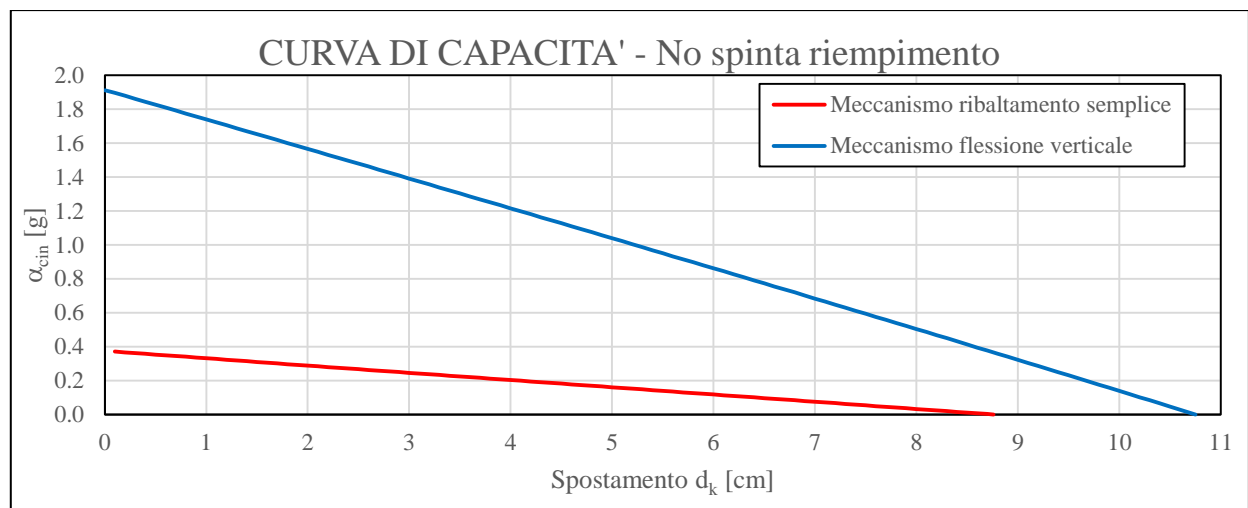


Figura 208 Curve di capacità in spostamento orizzontale per meccanismo a ribaltamento semplice e a flessione verticale in assenza di spinta del riempimento.

Occorre ricordare che la presenza delle barre Dywidag (che sono servite da ancoraggio per la nuova passerella) condizionano la parete a collassare secondo il meccanismo di ribaltamento per flessione verticale qualora si raggiungesse l'accelerazione α_{cin0} . Per tale meccanismo la condizione più sfavorevole è quella in cui per il riempimento viene considerata la componente sismica sussultoria verso il basso, a cui corrisponde un'accelerazione di attivazione del meccanismo paria a 0.24 g contro una PGA orizzontale nel caso di spettro allo SLV di 0.239 g. Se il meccanismo che si attiva fosse quello di ribaltamento semplice, ovviamente la verifica non potrebbe essere soddisfatta.

2.9. PORZIONE DI PONTE DI NUOVA COSTRUZIONE - METODI DI ANALISI E VERIFICHE

Le volte della porzione di ponte di nuova costruzione (a seguito del crollo della piena eccezionale del 1982) sono costituite da 8 elementi curvi prefabbricati in c.a. con base pari a 90 cm, accostati l'uno con l'altro, che fungono da cassero collaborante per il getto di completamento. Anche il riempimento che sostiene la via risulta formato da conglomerato cementizio.

Come anticipato nel paragrafo 2.4.1.1, non è stato possibile prelevare alcun provino da sottoporre a prova di compressione per valutare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo presente nella volta a causa dell'eccessiva presenza di armature, che hanno impedito la penetrazione del carotatore. Prove sclerometriche hanno comunque evidenziato che il calcestruzzo è di classe elevata. In ogni caso, nelle analisi che seguono, saranno formulate delle ipotesi cautelative sulla resistenza del materiale, assunte compatibilmente con le tecniche costruttive e i materiali solitamente utilizzati nel periodo di realizzazione.

Anche per la porzione di ponte di nuova costruzione sono state condotte delle analisi FEM 3D per effettuare le verifiche. Il modello in esame differisce da quello considerato nel paragrafo 2.6 per il materiale che costituisce la volta (parametri meccanici e densità) e per il valore di densità assegnato al riempimento sopra le volte (2200 kg/m^3). Cautelativamente, il modulo elastico del riempimento è stato preso uguale a quello utilizzato per la porzione in muratura del ponte, anche se la consistenza del riempimento nella nuova porzione appare ben maggiore.

Le carote in calcestruzzo estratte in prossimità della pila (Figura 81 e ALLEGATO A) sono state sottoposte a prova di compressione per determinarne le caratteristiche meccaniche (ALLEGATO B). Dalle prove sperimentali è emerso che il calcestruzzo presente nelle pile appartiene alla classe di calcestruzzo C35/40. Nel modello FEM che si riferisce alla porzione di ponte di nuova costruzione sono dunque state ridefinite le caratteristiche meccaniche del materiale che forma le pile e la pila spalla ($E = 33.6 \text{ GPa}$, $\nu = 0.15$, $\rho = 2200 \text{ kg/m}^3$).

Osservando i provini estratti è emerso che il calcestruzzo del riempimento della pila presenta delle barre longitudinali di armatura. Non avendo a disposizione dati sull'effettivo quantitativo di acciaio presente da considerare nelle verifiche della sezione, secondo quanto indicato nel paragrafo 4.1.6.1.2 delle NTC2008, sono stati considerati i quantitativi minimi di armatura:

$$A_{s,min} = \max(0.1 \cdot N_{Ed} / f_{yd} ; 0.003 \cdot A_c) = 4.14 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \cong 78 \cdot A_{\phi 26}$$

Con:

$N_{Ed} = 19245 \text{ kN}$ forza di compressione assiale di calcolo (sforzo normale alla base della pila per solo peso proprio)

$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391 \text{ MPa}$ resistenza di calcolo dell'armatura (riferita allo snervamento per acciaio B450C)

$A_c = B \cdot H = 13.8 \text{ m}^2$ area di calcestruzzo della sezione della pila

Sono state ipotizzate barre di armatura di acciaio (B450C) dal diametro di 26 mm disposte lungo il perimetro della sezione.

A vantaggio della sicurezza, per il riempimento sopra le volte, sono stati mantenuti gli stessi valori dei parametri che descrivono le caratteristiche meccaniche del materiale rispetto al modello FEM della porzione di ponte in muratura.

Ai fini delle verifiche si ipotizza un calcestruzzo di classe C35/40 (sia per quanto riguarda le volte sia per quanto riguarda il riempimento delle pile) a cui corrispondono, secondo le sezioni 11.2.10 e 4.1.2.1.1 delle NTC2008 i seguenti valori di resistenza e di modulo elastico:

$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$	resistenza cubica caratteristica
$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.2 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica caratteristica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 41.2 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica media
$f_{ctm} = 1.2 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.7 \text{ MPa}$	resistenza media a trazione per flessione (classe $\leq C50/60$)
$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.6 \text{ MPa}$	resistenza cilindrica caratteristica a trazione
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_C \cdot FC} = 13.9 \text{ MPa}$	resistenza di progetto per gli SLU a compressione
$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_C \cdot FC} = 1.28 \text{ MPa}$	resistenza di progetto per gli SLU a trazione
$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 33.6 \text{ GPa}$	modulo elastico istantaneo del calcestruzzo

Con $\alpha_{cc} = 0.85$; $\gamma_C = 1.5$; $FC = 1.35$ (per LC1).

Nelle espressioni precedenti è stato considerato anche il fattore di confidenza FC che si riferisce al livello di conoscenza LC1 per le strutture esistenti. Nonostante siano stati eseguiti rilievi geometrici accurati, a vantaggio della sicurezza, è stato scelto il fattore di confidenza corrispondente al livello di conoscenza più cautelativo.

Di seguito, in Tabella 51 sono riportate le caratteristiche meccaniche e la densità del calcestruzzo utilizzate nella modellazione FEM (sia per il modello statico che per quello delle verifiche sismiche) per la volta e per il riempimento delle pile.

Tabella 51 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo della volta nella zona degli archi di nuova costruzione.

CLS [zona di nuova costruzione]	E [MPa]	ν [-]	ρ [kg/m ³]
Volta	33600	0.15	2200
Riempimento Pila	33600	0.15	2200

Dal momento che è possibile considerare il calcestruzzo, almeno in prima approssimazione, come un materiale omogeneo (a differenza della muratura), è possibile eseguire le verifiche considerando puntualmente lo stato tensionale. Non conoscendo il quantitativo di armature presenti all'interno della sezione in calcestruzzo della volta, in prima approssimazione e a vantaggio della sicurezza, l'arco sarà considerato privo di armature. Ai fini delle verifiche verrà quindi controllato che la tensione massima di compressione e quella di trazione nelle sezioni della volta non siano maggiori, rispettivamente, della resistenza a compressione f_{cd} e a trazione f_{ctd} del calcestruzzo considerato.

2.9.1. Analisi statica lineare

Analogamente al modello trattato nel paragrafo 2.7.1, sono state svolte le analisi statiche allo SLU considerando le medesime 5 combinazioni di carico in grado di massimizzare/minimizzare lo stato tensionale nelle sezioni d'interesse della volta.

2.9.1.1. Volta

Si riporta nelle successive figure l'andamento delle tensioni circonferenziali S22 nella porzione di volta compresa tra la sezione di chiave e quella di imposta per il solo peso proprio e per le 5 combinazioni di carico allo SLU considerate amplificando opportunamente le azioni con i coefficienti parziali di combinazioni proposti nelle NTC2008 al paragrafo 2.5 e 2.6.

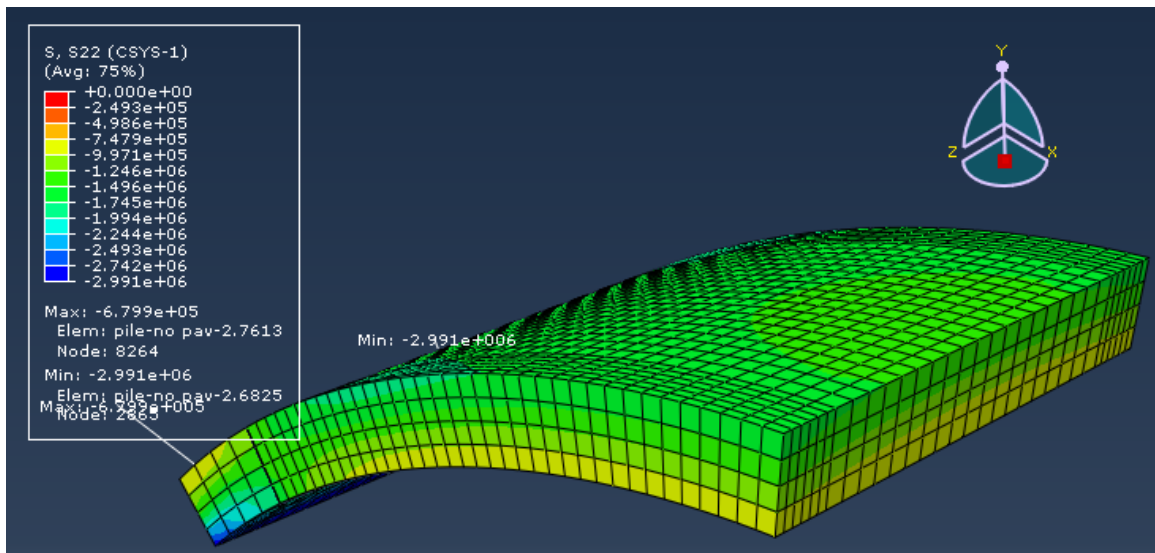


Figura 209 Tensioni circonferenziali S22 per solo peso proprio.

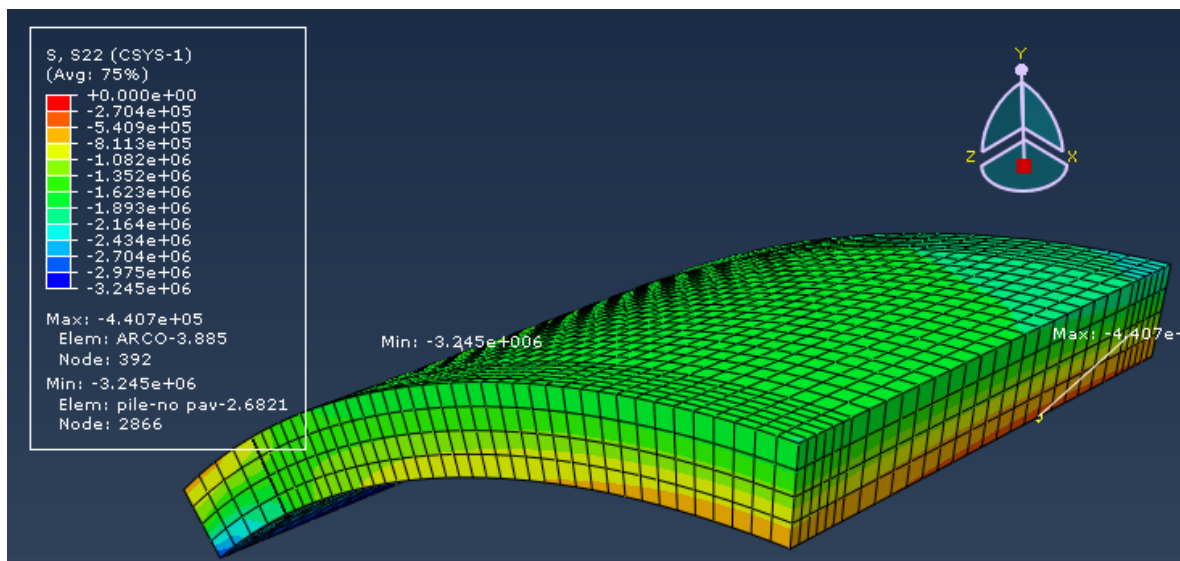


Figura 210 Tensioni circonferenziali S22: combinazione di carico CdC1.

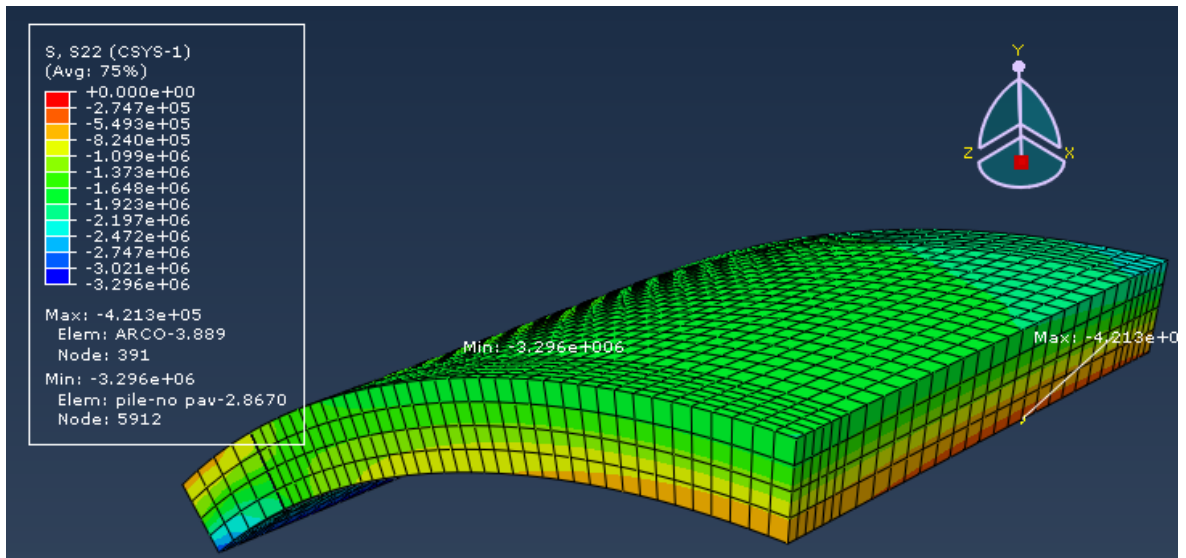


Figura 211 Tensioni circolferenziali S22: combinazione di carico CdC2.

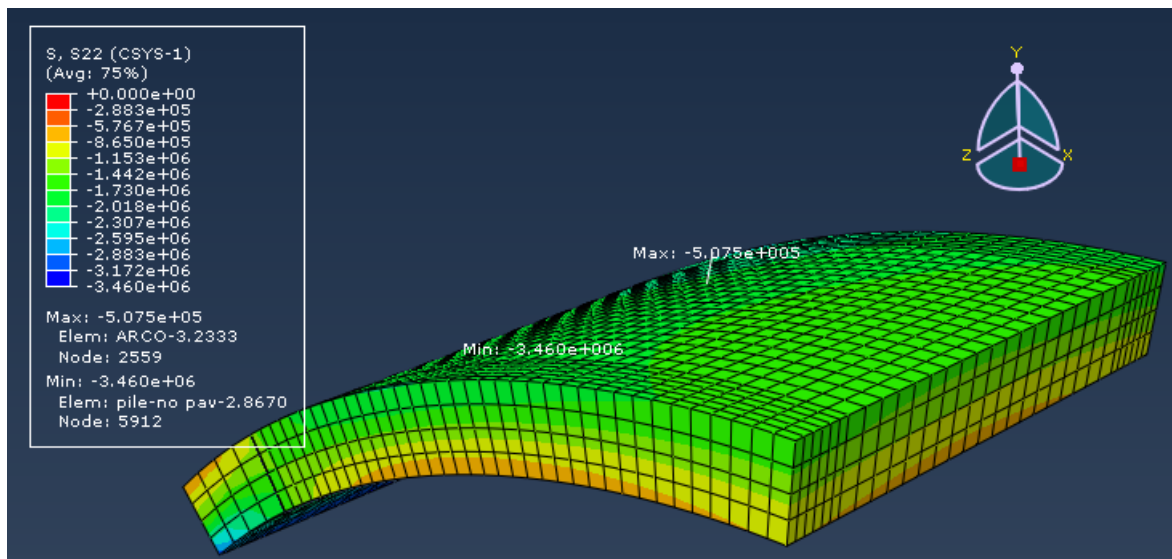


Figura 212 Tensioni circolferenziali S22: combinazione di carico CdC3.

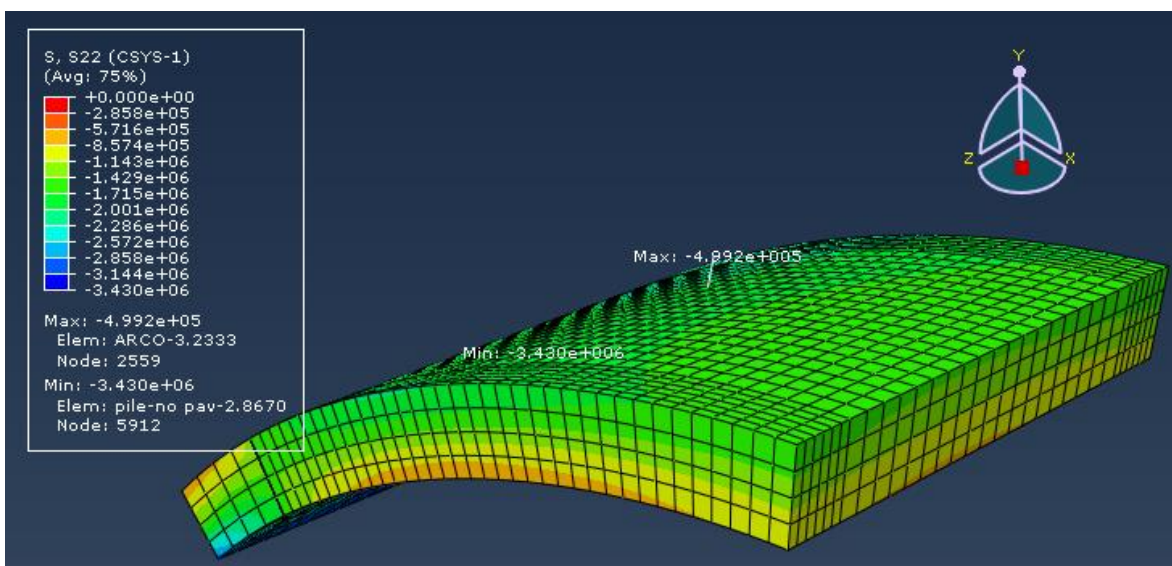


Figura 213 Tensioni circolferenziali S22: combinazione di carico CdC4.

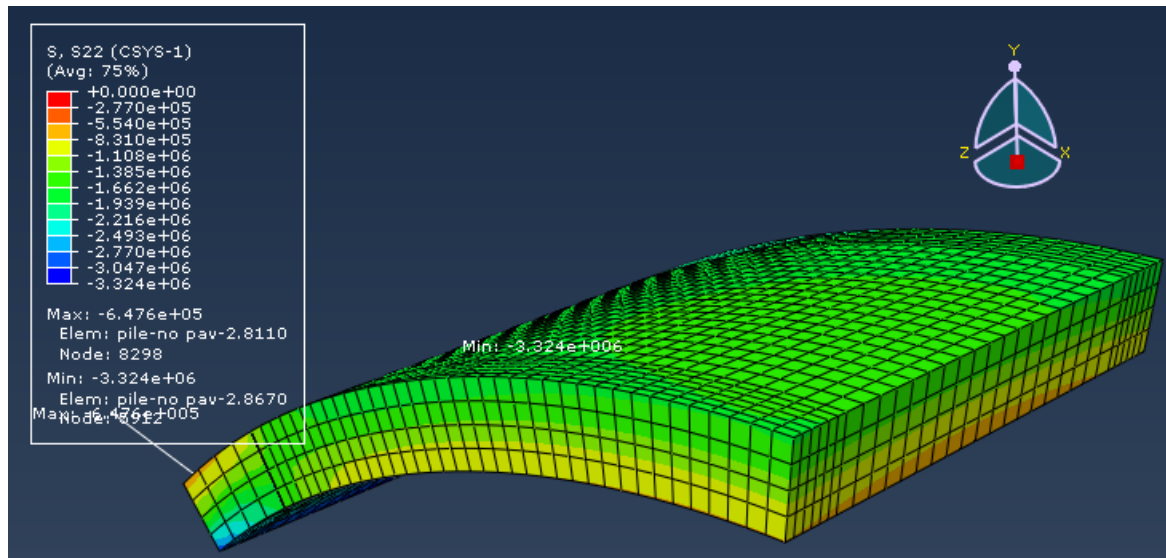


Figura 214 Tensioni circonferenziali S22: combinazione di carico CdC5.

In condizioni statiche, lo stato di sollecitazione interno alla volta è sempre di compressione. Com'è possibile osservare dalle legende delle figure, il valore massimo di compressione è ben al di sotto del valore di resistenza a compressione f_{cd} del calcestruzzo considerato. In particolare la tensione massima di compressione ottenuta risulta pari a 3.46 MPa contro 10.4 MPa relativo al valore di f_{cd} .

2.9.1.2. Pila

Il crollo della porzione del ponte ha interessato anche le pile, le quali sono state ricostruite ex-novo. Attraverso i carotaggi effettuati è emerso che il loro riempimento è costituito da calcestruzzo armato (Figura 81). Il calcestruzzo costituente l'arco ha un peso nettamente superiore a quello della muratura. Risulta dunque necessario effettuare una verifica sullo stato tensionale delle pile controllando che le tensioni massime di compressione e quelle di trazione siano inferiori ai valori ammissibili.

Analogamente al caso trattato al paragrafo 2.7.1.2, si riporta nelle figure seguenti l'andamento delle tensioni normali nella sezione in testa e di base della pila, nel riempimento e nel rivestimento per le medesime condizioni di carico allo SLU considerate al paragrafo 2.7.1.

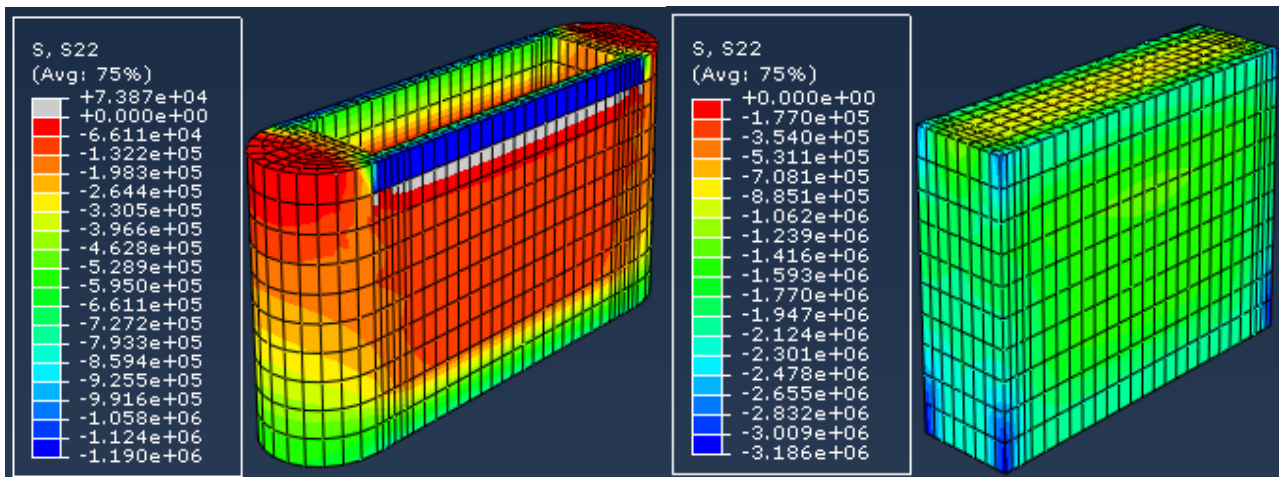


Figura 215 Tensioni normali nel rivestimento e nel riempimento della pila per peso proprio.

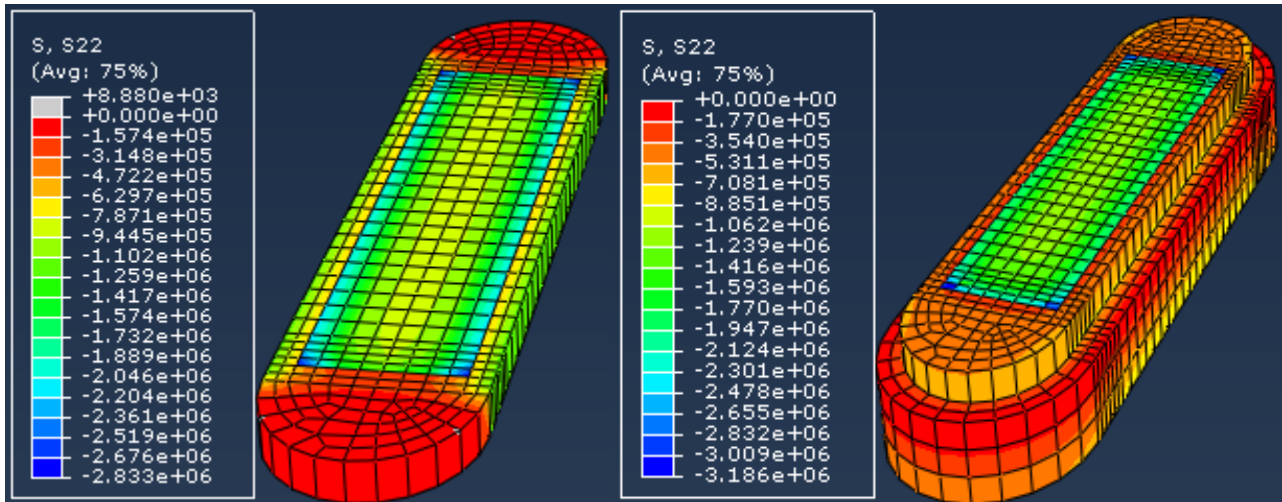


Figura 216 Tensioni normali nella sezione di testa e di base della pila per peso proprio.

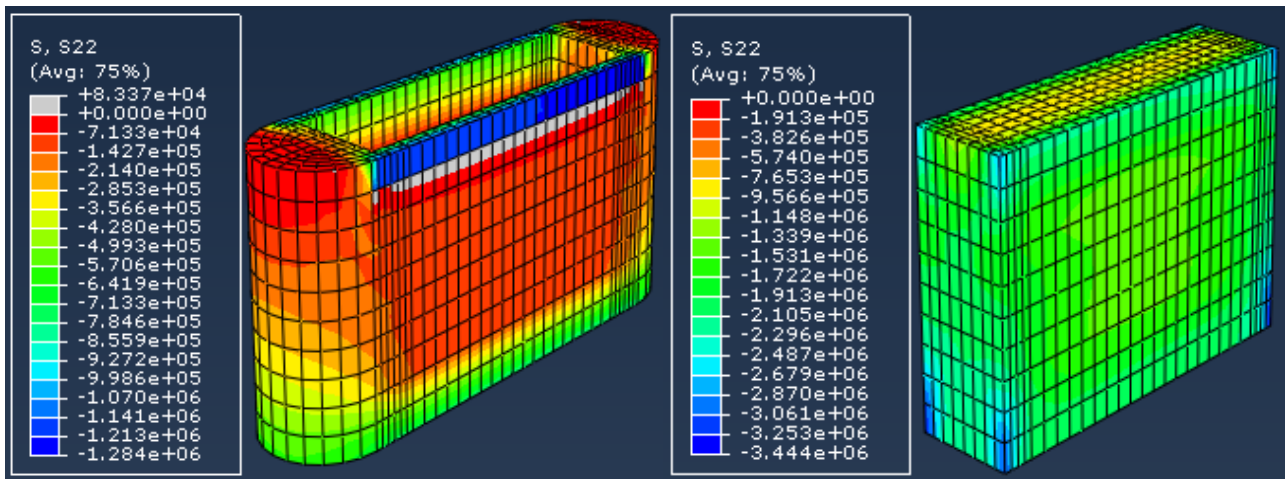


Figura 217 Tensioni normali nel rivestimento e nel riempimento della pila: combinazione di carico CdC1.

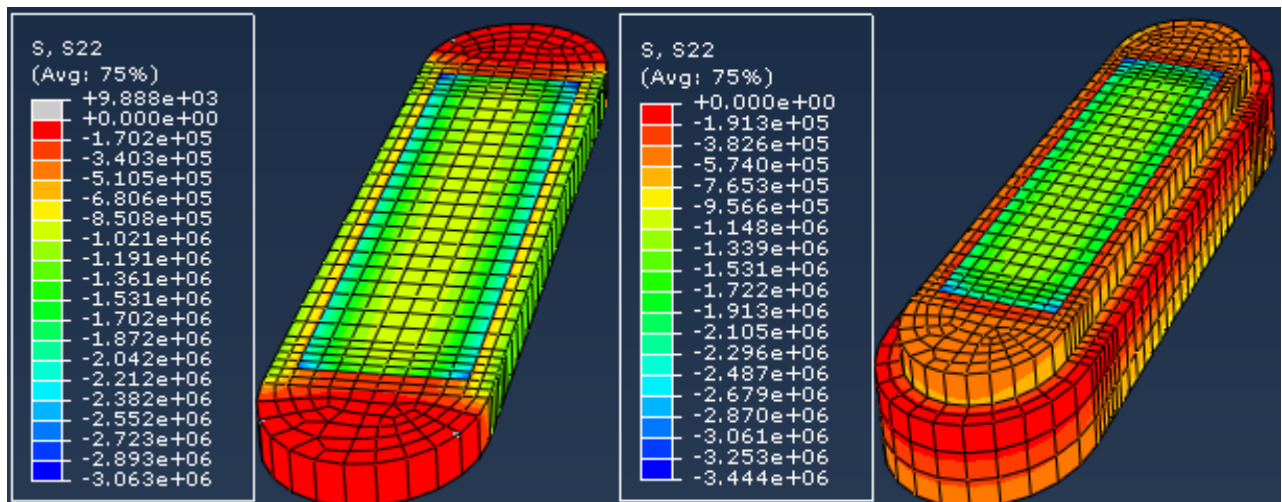


Figura 218 Tensioni normali nella sezione di testa e di base della pila: combinazione di carico CdC1.

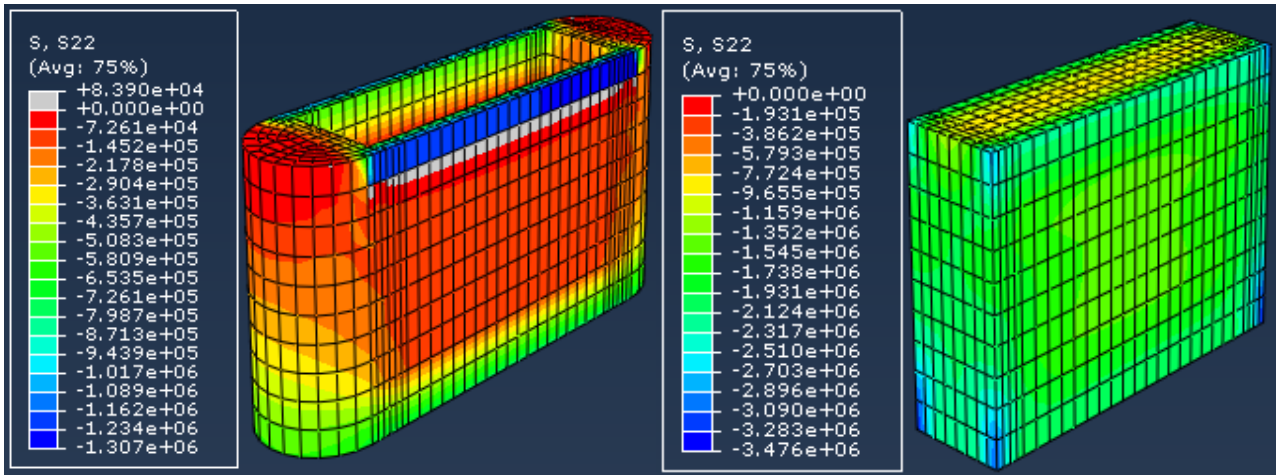


Figura 219 Tensioni normali nel rivestimento e nel riempimento della pila: combinazione di carico CdC2.

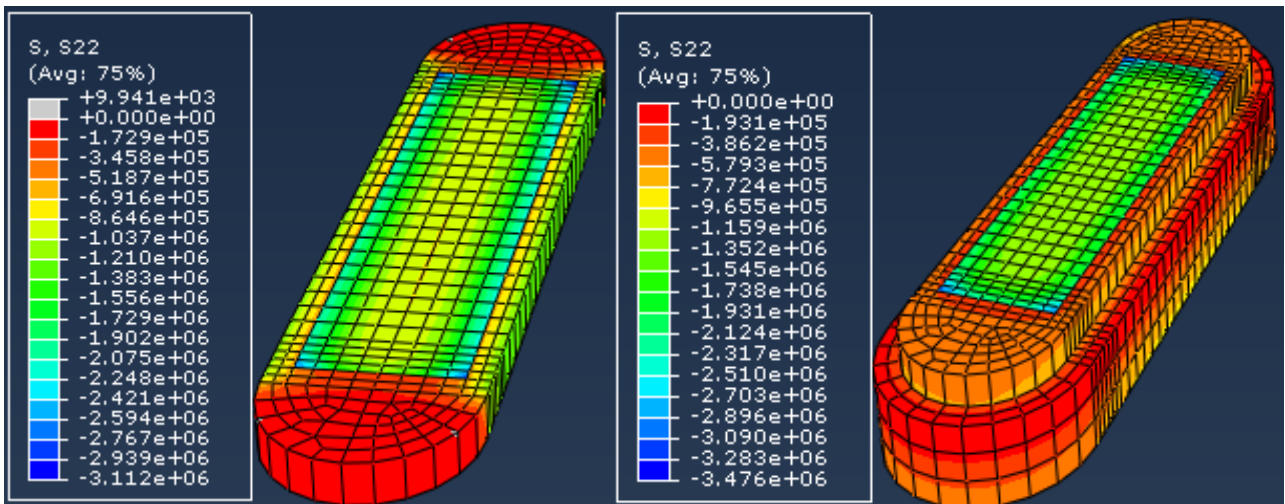


Figura 220 Tensioni normali nella sezione di testa e di base della pila: combinazione di carico CdC2.

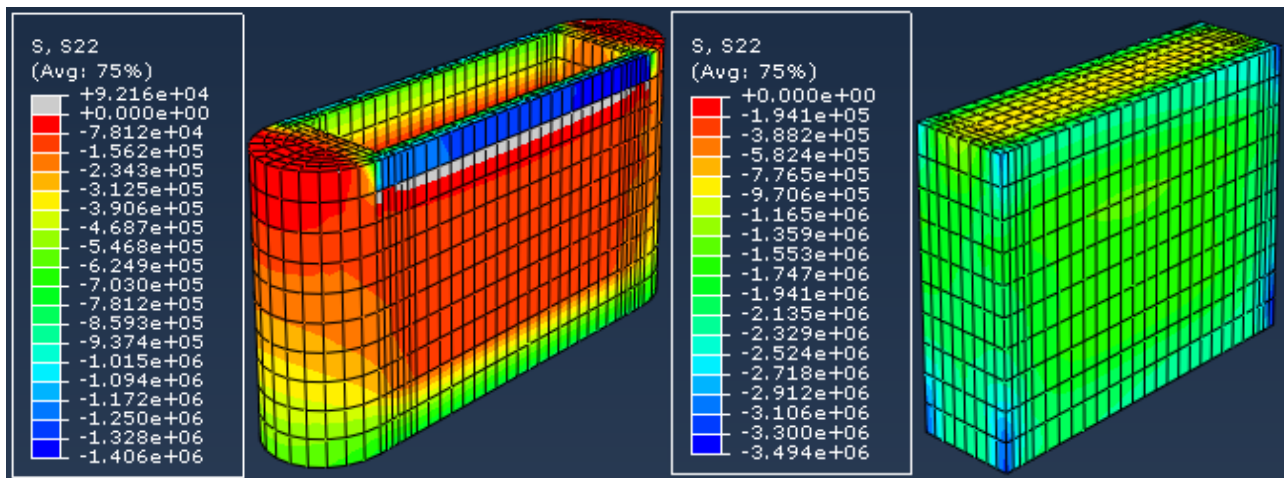


Figura 221 Tensioni normali nel rivestimento e nel riempimento della pila: combinazione di carico CdC3.

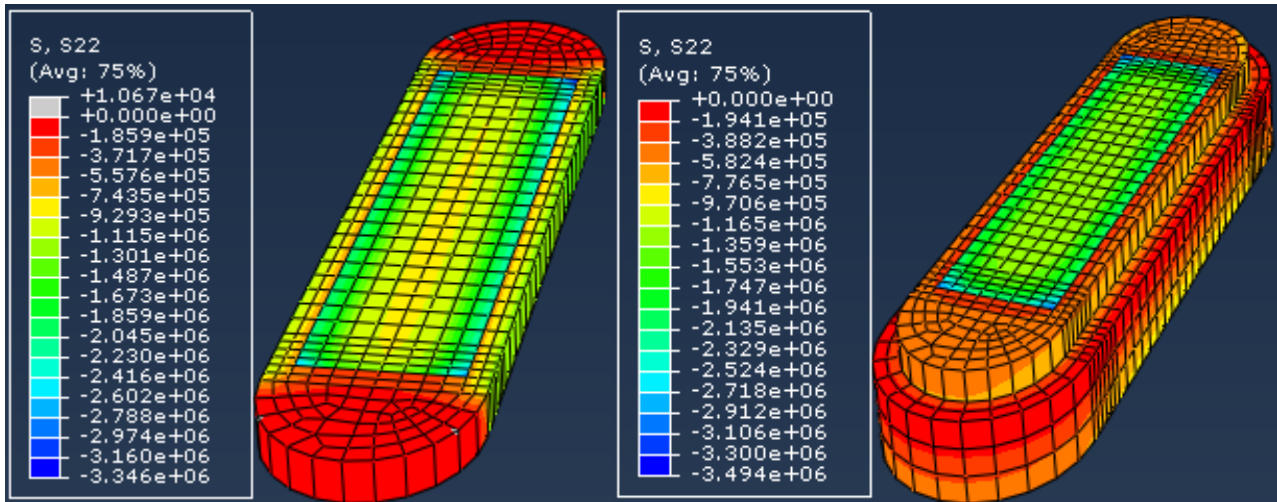


Figura 222 Tensioni normali nella sezione di testa e di base della pila: combinazione di carico CdC3.

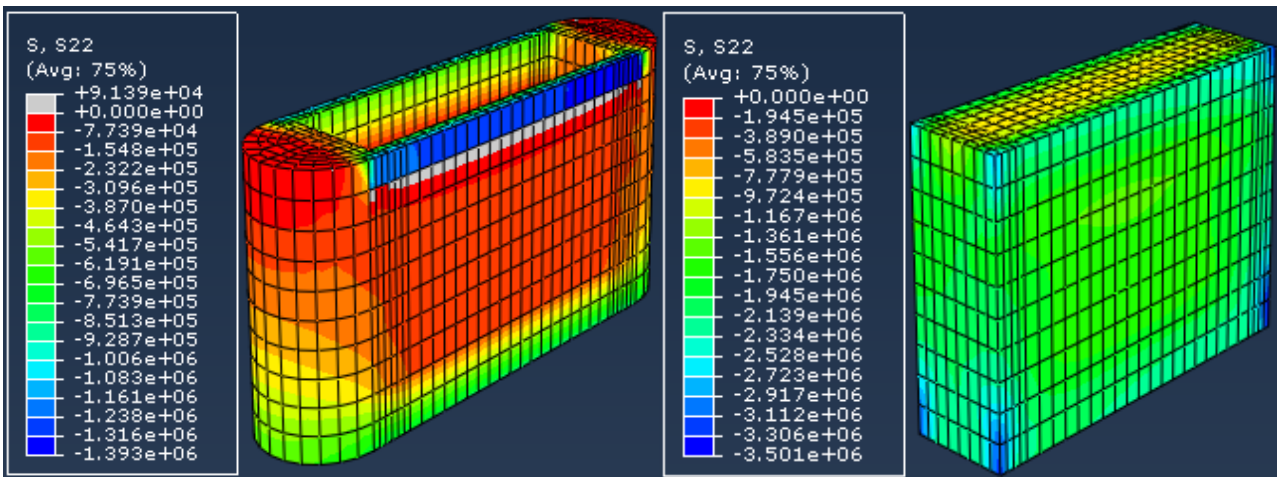


Figura 223 Tensioni normali nel rivestimento e nel riempimento della pila: combinazione di carico CdC4.

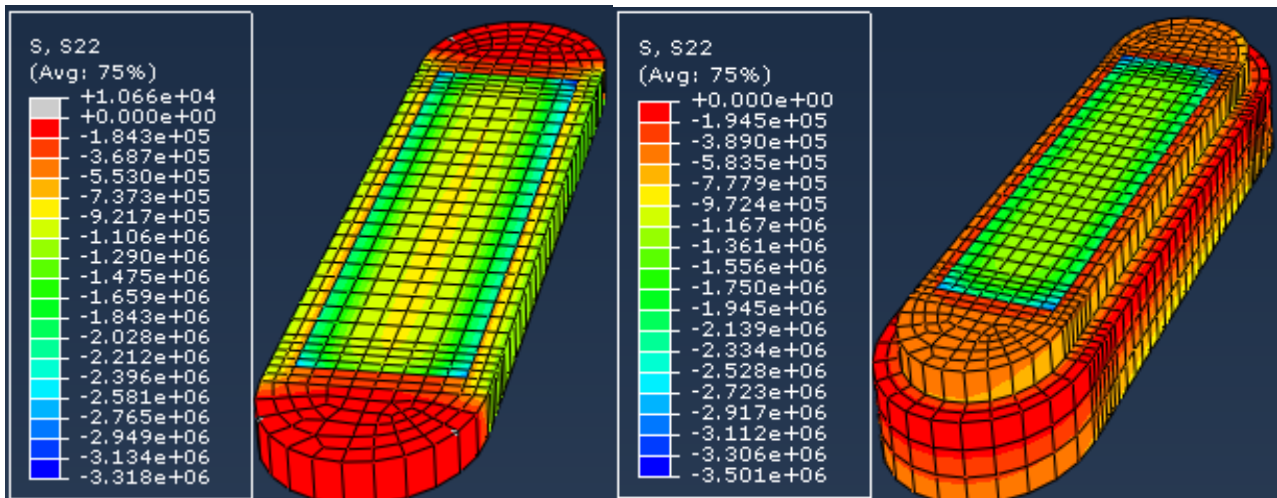


Figura 224 Tensioni normali nella sezione di testa e di base della pila: combinazione di carico CdC4.

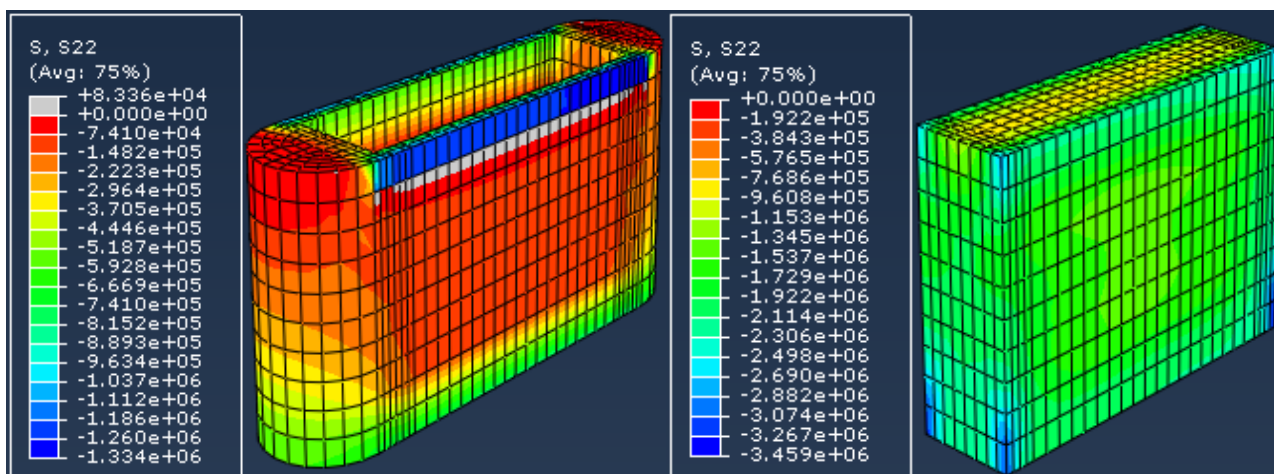


Figura 225 Tensioni normali nel rivestimento e nel riempimento della pila: combinazione di carico CdC5.

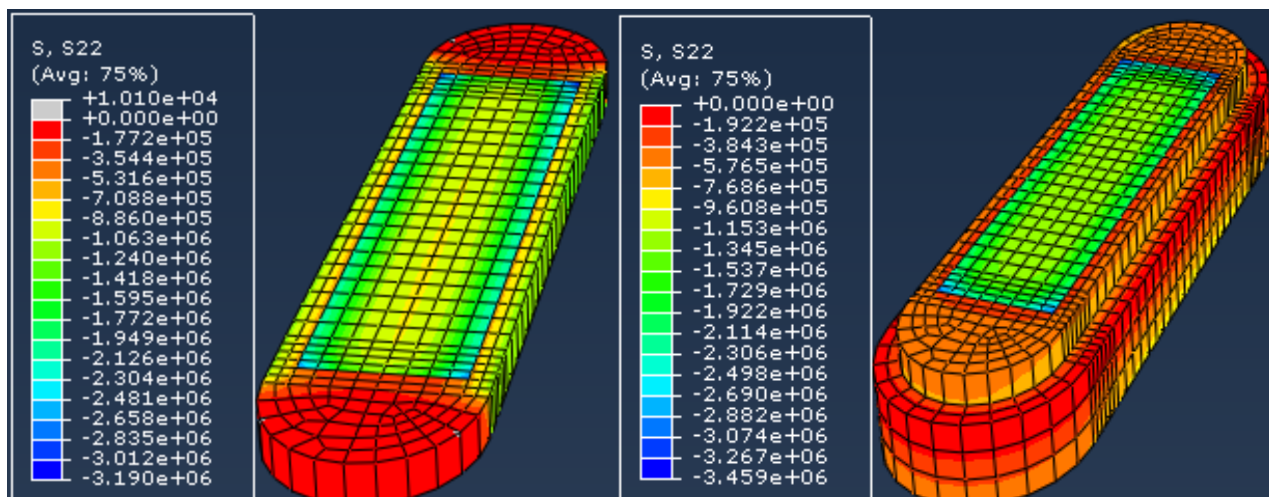


Figura 226 Tensioni normali nella sezione di testa e di base della pila: combinazione di carico CdC5.

Lo stato di sollecitazione nelle due sezioni di pila considerate per i carichi statici nelle cinque condizioni di carico allo SLU risulta prevalentemente di compressione. La resistenza di progetto per la muratura che costituisce il rivestimento della pila è stata calcolata al paragrafo 2.8, e in condizioni statiche è pari a 2 MPa. Osservando la legenda delle figure risulta che la tensione massima di compressione nella muratura del rivestimento assume il valore di 1.41 MPa per la condizione di carico CdC4. La massima tensione di compressione nel calcestruzzo del riempimento assume il valore di 3.50 MPa per la combinazione di carico CdC4 (valore decisamente inferiore alla resistenza a compressione f_{cd} del calcestruzzo).

2.9.2. Analisi lineare dinamica

2.9.2.1. Volta

In Figura 227, Figura 228 e in Figura 229 è riportato l'andamento delle tensioni normali circonferenziali S22 nella porzione di volta compresa tra la sezione di chiave e quella di imposta, per le 3 combinazioni sismiche considerate. Si ricorda che i valori di tensione calcolati con l'analisi spettrale, e poi combinati con la

combinazione dei modi CQC, sono privi del contributo legato al carico gravitazionale del peso proprio della struttura e che i valori ottenuti risultano tutti positivi per la particolare modalità con cui gli effetti sono combinati. Risulta quindi opportuno sommare i valori ottenuti dalle analisi spettrali (valutando opportunamente i segni delle tensioni) con quelli ottenuti da un'analisi statica in cui si considera esclusivamente il peso proprio della struttura ($\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1$).

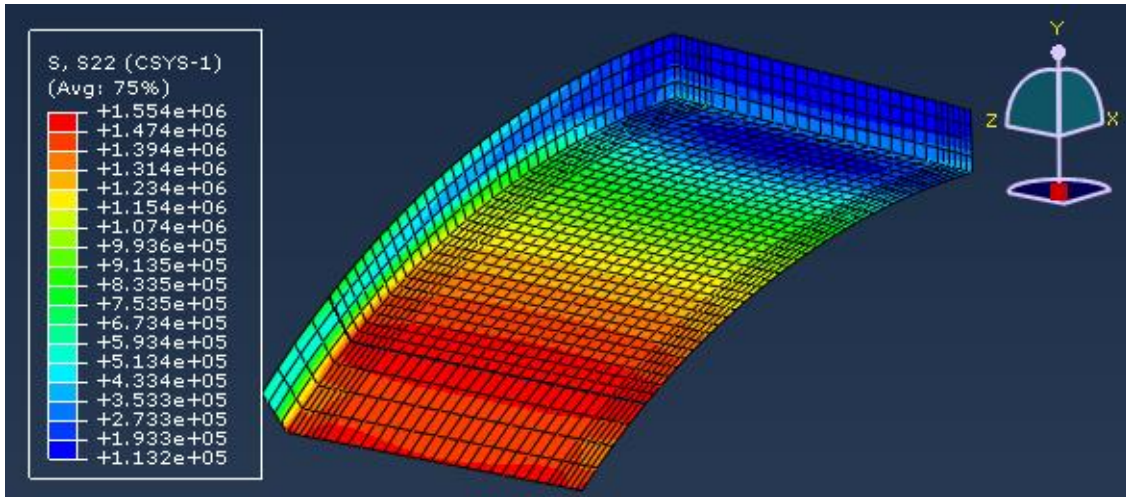


Figura 227 Andamento delle tensioni circonferenziali S22 nella volta di nuova costruzione per la combinazione CQC X.

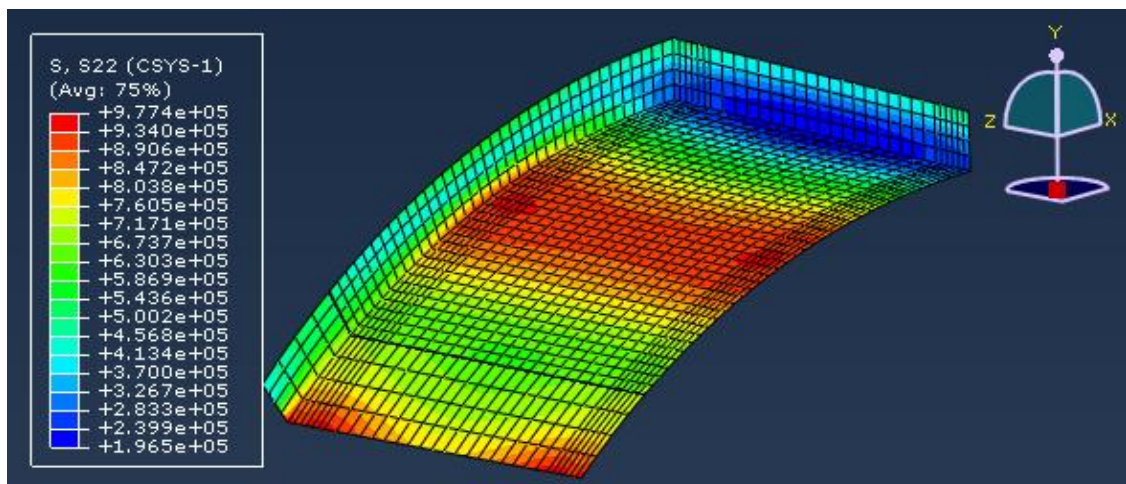


Figura 228 Andamento delle tensioni circonferenziali S22 nella volta di nuova costruzione per la combinazione CQC Y.

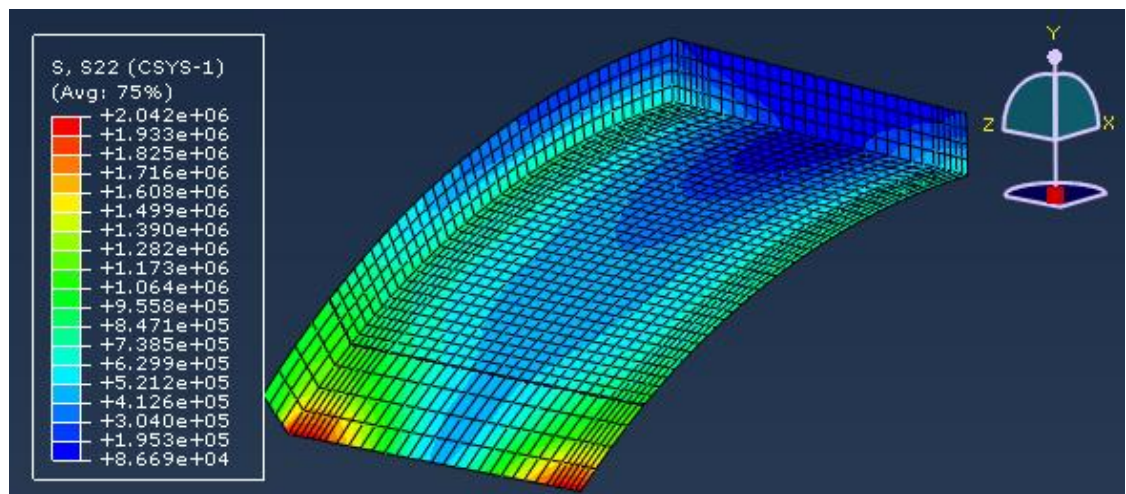


Figura 229 Andamento delle tensioni circonferenziali S22 nella volta di nuova costruzione per la combinazione CQC Z.

2.9 PORZIONE DI PONTE DI NUOVA COSTRUZIONE - METODI DI ANALISI E VERIFICHE

Si riportano brevemente in Tabella 52 le tensioni massime e minime ottenute sommando i risultati dell'analisi spettrale con quelli ottenuti dall'analisi statica dovuta al solo peso proprio della struttura.

Tabella 52 Valori di tensione massima e minima nelle sezioni della volta per le diverse combinazioni sismiche

Tensioni nella volta	CHIAVE		RINFIANCO		IMPOSTA	
	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PP+CQC X	-0.29	-1.57	0.49	-2.64	0.09	-3.76
PP+CQC Y	-0.15	-1.70	-0.34	-1.84	-0.07	-3.16
PP+CQC Z	0.00	-1.86	0.01	-2.18	0.38	-4.19
Inviluppo	0.00	-1.86	0.49	-2.64	0.38	-4.19

Sommando elemento per elemento la tensione da peso proprio con quella delle combinazioni spettrali risulta uno stato di tensione all'interno della volta prevalentemente di compressione (tensioni con segno negativo) ad esclusione di zone ristrette in cui la tensione assume dei bassi valori di trazione comunque di molto inferiori rispetto al limite di resistenza a trazione f_{ctd} del calcestruzzo.

Si riporta in Tabella 53 la posizione (intradosso/estradosso) all'interno della sezione in esame dei valori di tensione massimi e minimi di Tabella 52.

Tabella 53 Posizione delle tensioni massime e minime nelle sezioni della volta per le diverse combinazioni sismiche

Tensioni nella volta	CHIAVE		RINFIANCO		IMPOSTA	
	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
Inviluppo	Intradosso	Estradosso	Estradosso	Intradosso	Estradosso	Intradosso

Per tutte le combinazioni sismiche considerate, i valori di tensione sono sempre inferiori (in valore assoluto) ai valori di resistenza del calcestruzzo e le verifiche risultano quindi sempre soddisfatte.

2.9.2.2. Pila

Mentre per le pile della porzione di ponte in muratura il riempimento costituiva la parte "debole" della sezione, nella pila di nuova costruzione il riempimento in calcestruzzo costituisce un forte nucleo resistente che, da solo, contribuisce a equilibrare in gran parte le sollecitazioni derivanti dalle azioni esterne.

In Figura 230, Figura 231 e in Figura 232 viene riportato l'andamento delle tensioni normali verticali S22 nella pila, per le 3 combinazioni sismiche considerate. Anche per la pila è necessario sommare i valori

ottenuti dalle analisi spettrali (valutando opportunamente i segni delle tensioni) con quelli ottenuti da un'analisi statica in cui si considera esclusivamente il peso proprio della struttura ($\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1$).

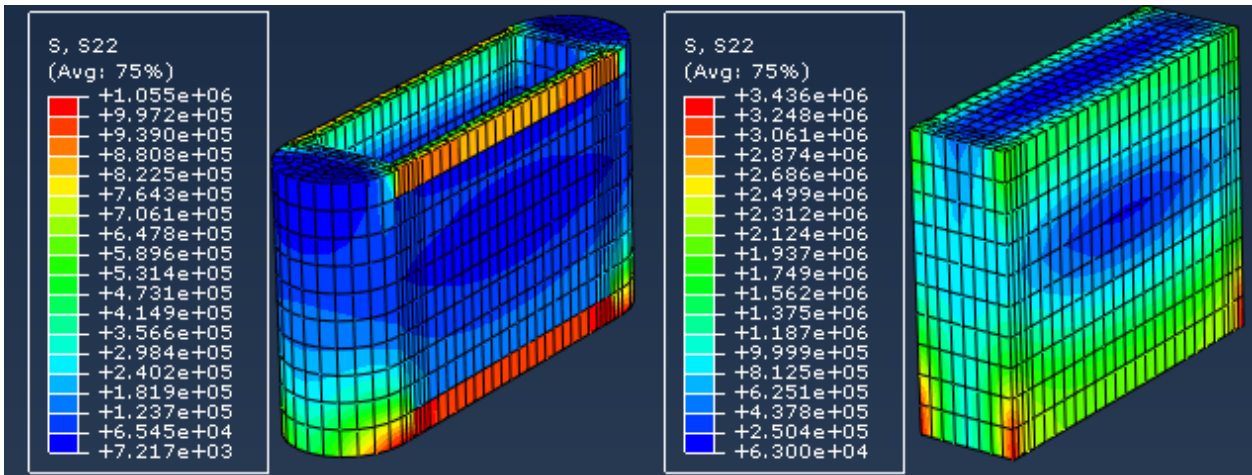


Figura 230 Tensioni normali nel rivestimento e nel riempimento della pila per la combinazione sismica CQC X.

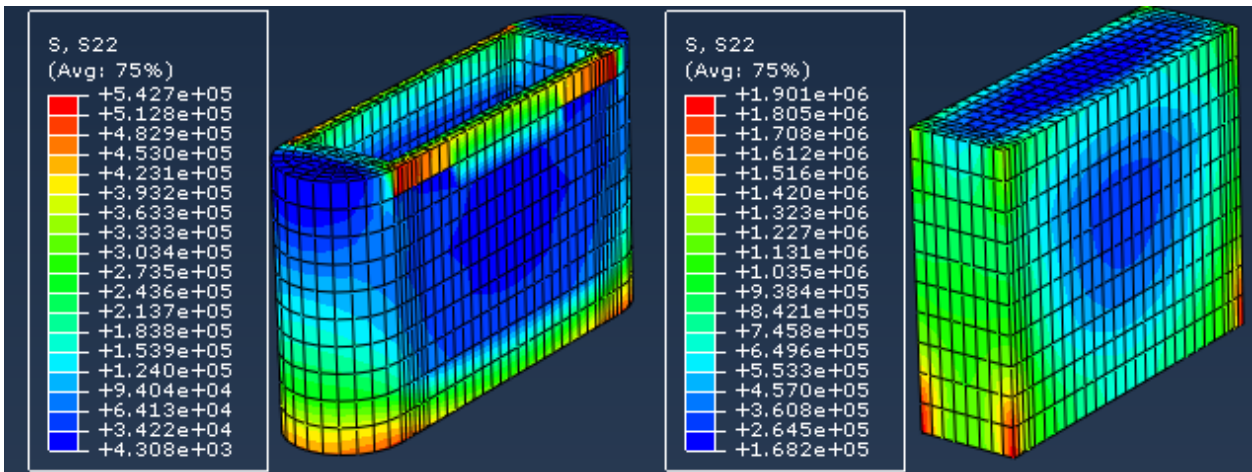


Figura 231 Tensioni normali nel rivestimento e nel riempimento della pila per la combinazione sismica CQC Y.

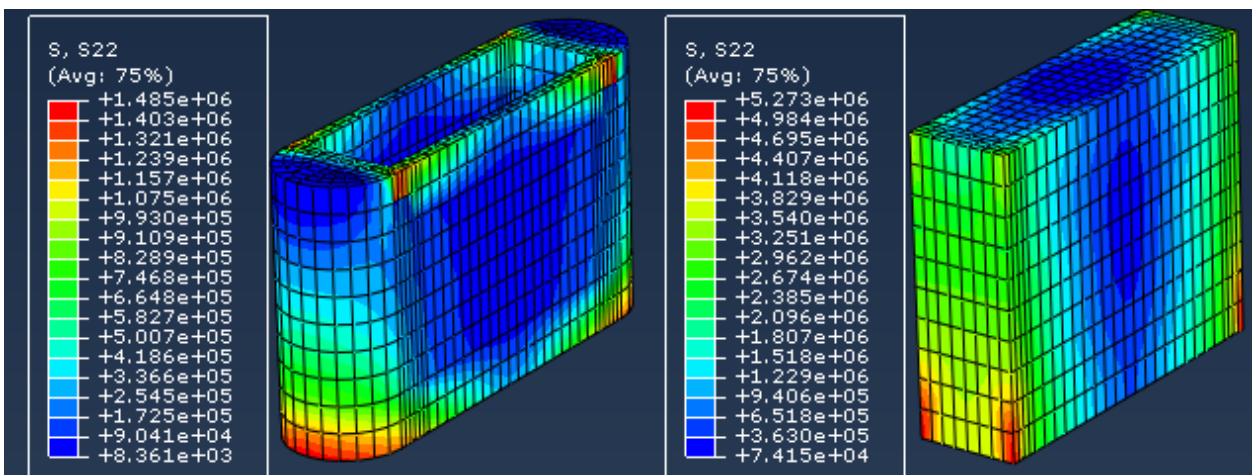


Figura 232 Tensioni normali nel rivestimento e nel riempimento della pila per la combinazione sismica CQC Z.

2.9 PORZIONE DI PONTE DI NUOVA COSTRUZIONE - METODI DI ANALISI E VERIFICHE

Confrontando i valori di tensione letti nelle legende delle figure appena mostrate, si nota facilmente che il riempimento, essendo costituito da un materiale nettamente più rigido rispetto alla muratura del rivestimento, partecipa in maniera predominante alla redistribuzione degli sforzi interni.

Si riassumono Tabella 54 i valori di tensione massimi e minimi nel riempimento e nel rivestimento della pila (nella sezione di testa e di base) per le diverse combinazioni sismiche considerate con l'analisi spettrale a cui sono stati sommati puntualmente i valori di tensione del peso proprio ottenuti con l'analisi statica.

Tabella 54 *Tensioni massime e minime nel riempimento e nel rivestimento della sezione di testa e di base della pila per le diverse combinazioni sismiche considerate con l'analisi spettrale.*

RIEMPIMENTO PILA [calcestruzzo]	Sezione in testa		Sezione alla base	
	σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	σ_{\min}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PP+CQC X	0.00	-4.11	1.08	-5.80
PP+CQC Y	-0.29	-3.41	-0.28	-4.26
PP+CQC Z	1.51	-5.71	2.91	-7.63
Inviluppo	1.51	-5.71	2.91	-7.63
RIEVESTIMENTO PILA [muratura]	Sezione in testa		Sezione alla base	
	σ_{\max}	σ_{\min}	σ_{\max}	σ_{\min}
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
PP+CQC X	0.11	-1.79	0.52	-1.62
PP+CQC Y	0.08	-1.40	0.02	-1.05
PP+CQC Z	0.57	-2.28	1.05	-1.95
Inviluppo	0.57	-2.28	1.05	-1.95

Nella pila, in condizioni sismiche, nasce sia nella muratura del rivestimento che nel riempimento in calcestruzzo, uno stato di tensione che localmente supera in valore assoluto i valori massimi e minimi di tensione ammissibile per i materiali.

Si procede quindi col calcolare le caratteristiche di sollecitazione per la sezione della pila per poi verificare la sezione tramite il dominio M-N.

In Tabella 55 sono stati riportati i valori di sforzo normale risultante e momento flettente risultante (rispetto l'asse X e l'asse Z) per la sezione alla base della pila integrando opportunamente i valori di tensione ottenuti dall'analisi spettrale.

CAPITOLO 2: STRUTTURE ESTREMAMENTE RIGIDE: PONTI AD ARCO IN MURATURA

Tabella 55 Combinazione delle azioni CQC: sforzo normale risultante e momento flettente risultante da utilizzare nelle verifiche della pila.

BASE PILA		Combinazioni sismiche allo SLV	N	σ_{media} mur	M_z	e_x	M_x	e_z
			[kN]	[MPa]	[kN·m]	[mm]	[kN·m]	[mm]
X principale [CQC_0.3Z+1X+0.3Y]	CQC _{X 1}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-20066	-0.41	11750	-586	29921	-1491
	CQC _{X 2}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-20066	-0.41	11750	-586	-29894	1490
	CQC _{X 3}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-20066	-0.41	-11744	585	29921	-1491
	CQC _{X 4}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-20066	-0.41	-11744	585	-29894	1490
	CQC _{X 5}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-18425	-0.40	11750	-638	29921	-1624
	CQC _{X 6}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-18425	-0.40	11750	-638	-29894	1622
	CQC _{X 7}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-18425	-0.40	-11744	637	29921	-1624
	CQC _{X 8}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-18425	-0.40	-11744	637	-29894	1622
Z principale [CQC_1Z+0.3X+0.3Y]	CQC _{Z 1}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-18867	-0.41	2517	-133	71379	-3783
	CQC _{Z 2}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-18867	-0.41	2517	-133	-71353	3782
	CQC _{Z 3}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-18867	-0.41	-2510	133	71379	-3783
	CQC _{Z 4}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-18867	-0.41	-2510	133	-71353	3782
	CQC _{Z 5}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-19624	-0.41	2517	-128	71379	-3637
	CQC _{Z 6}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-19624	-0.41	2517	-128	-71353	3636
	CQC _{Z 7}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-19624	-0.41	-2510	128	71379	-3637
	CQC _{Z 8}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-19624	-0.41	-2510	128	-71353	3636
Y principale [CQC_0.3Z+0.3X+1Y]	CQC _{Y 1}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-16538	-0.39	2316	-140	20534	-1242
	CQC _{Y 2}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-16538	-0.39	2316	-140	-20508	1240
	CQC _{Y 3}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-16538	-0.39	-2309	140	20534	-1242
	CQC _{Y 4}	$N_{PP}+N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-16538	-0.39	-2309	140	-20508	1240
	CQC _{Y 5}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-21953	-0.43	2316	-106	20534	-935
	CQC _{Y 6}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}+MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-21953	-0.43	2316	-106	-20508	934
	CQC _{Y 7}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}+My_E$	-21953	-0.43	-2309	105	20534	-935
	CQC _{Y 8}	$N_{PP}-N_E ; MZ_{PP}-MZ_E ; My_{PP}-My_E$	-21953	-0.43	-2309	105	-20508	934
PESO PROPRIO			-19245	-0.41	3	0	13	-1

Per la costruzione del dominio M-N della sezione è stata considerata esclusivamente la sezione rettangolare di calcestruzzo armato del riempimento escludendo dalla trattazione il rivestimento in muratura che collabora in minima parte alla redistribuzione delle sollecitazioni.

Sono state considerate 78 barre di armatura disposte lungo il perimetro della sezione dal diametro di 26 mm come riportato in Figura 233.

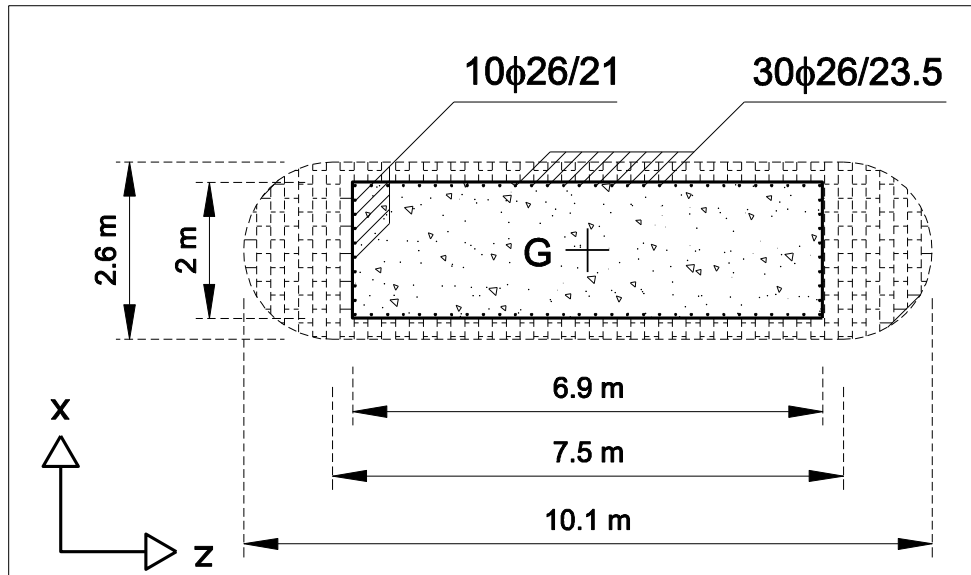


Figura 233 Sezione della pila di nuova costruzione: riempimento in calcestruzzo armato e distinta delle armature.

Per il calcolo del dominio M_z -N della sezione è stata considerata una sezione rettangolare di base $B = 6.9$ m e altezza $H = 2$ m con $30\phi 26/23.5$ di armatura inferiore e superiore. In Figura 234 viene riportata il dominio M_z -N ottenuto dalla sezione doppiamente armata e con la linea tratteggiata il medesimo dominio considerando la sezione non armata. I punti evidenziati corrispondono alle coppie di valori M_z -N Tabella 55.

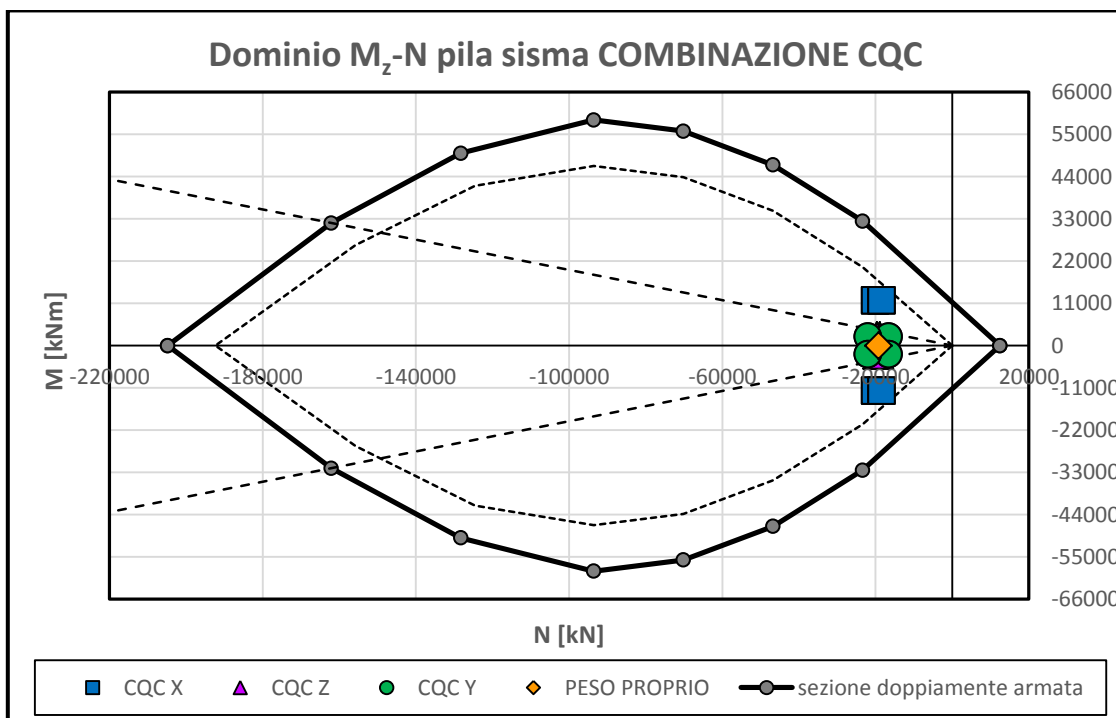


Figura 234 Dominio M_z -N della sezione in calcestruzzo armato della pila.

Tutte le coppie di punti risultano interne al dominio (anche se in una zona fortemente parzializzata) e la verifica risulta quindi soddisfatta.

Analogamente si riporta in Figura 235 il dominio M_x -N della sezione avente base $B = 2$ m, altezza $H = 6.9$ m con armatura inferiore e superiore pari a $10\phi 26/21$.

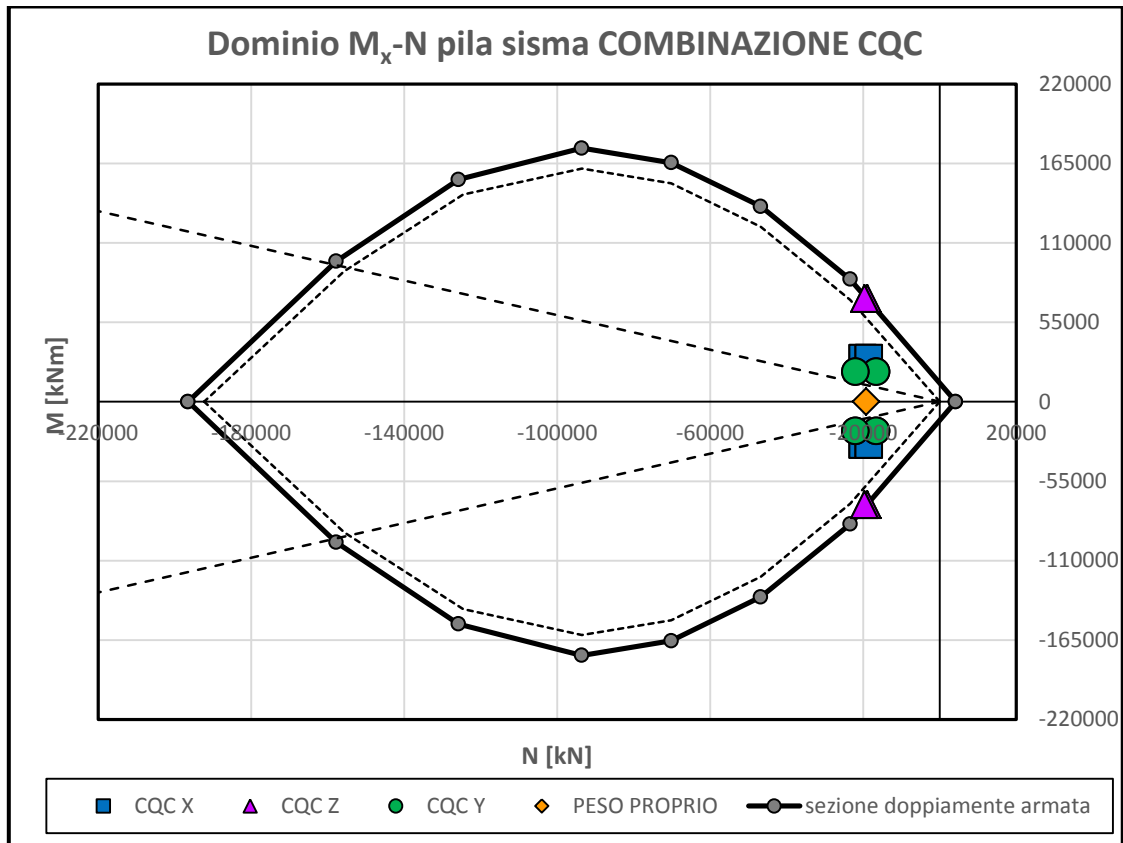


Figura 235 Dominio M_x -N della sezione in calcestruzzo armato della pila.

Anche in questo caso la verifica è soddisfatta poiché i valori M_x -N di Tabella 55 sono interni al dominio della sezione, anche se si trovano in prossimità della frontiera del dominio.

2.10. CRITICITÀ LOCALI

Oltre a considerare il ponte nella sua interezza, valutando nel complesso la sua stabilità e resistenza nei confronti delle azioni esterne secondo la normativa vigente, è necessario prendere in considerazione alcune problematiche a livello locale, che sono emerse durante le operazioni di rilievo. Alcuni di questi aspetti sono ad elevata criticità e richiedono quindi interventi urgenti. In ogni caso, essendo il carattere della problematica essenzialmente locale, l'intervento riparatore da eseguirsi risulta relativamente semplice e di costo limitato.

Nei paragrafi seguenti verranno illustrate le criticità riscontrate durante le operazioni di rilievo e i possibili interventi per la messa in sicurezza.

2.10.1. Considerazioni generali

Come anticipato al paragrafo 2.3.3.2, la muratura che costituisce il paramento del ponte in esame risulta in molte sue parti affetta da particolari criticità come: esfoliazione, polverizzazione dei giunti di malta ed efflorescenze. E' stata definita, per le principali manifestazioni di degrado la più probabile relazione di "causa-effetto". Nella quasi totalità dei casi tuttavia l'evidenza di un fenomeno di degrado non è mai esclusivamente determinata da una sola causa scatenante, ma dalla combinazione di più effetti.

"...Perciò se ogni lesione elementare corrisponde ad un unico dissesto elementare, non è vero che ad ogni dissesto elementare corrisponde una causa perturbatrice unica, ma le cause più diverse che possono intervenire isolatamente o variamente combinate fra loro" (Mastrodicasa 1992).

Per tale motivo risulta molto spesso difficoltosa una diagnosi del fenomeno che possa ritenersi completamente esaustiva delle sue origini. Il tecnico addetto deve essere in grado di osservare attentamente l'ambiente, la struttura e di individuare, per quanto gli è possibile, l'evoluzione temporale dei fenomeni in atto. Deve inoltre interpretare tali manifestazioni alla luce delle relazioni che le legano ai dissesti individuando le cause e così anche gli interventi necessari da adottare per ripristinare un adeguato livello di sicurezza. Nelle successive immagini viene presentato un quadro riassuntivo dello stato di conservazione della muratura evidenziando le criticità appena menzionate.



Figura 236 *Esfoliazione, polverizzazione dei giunti di malta ed efflorescenze riscontrate nella muratura con il rilievo*

Un ruolo fondamentale lo gioca anche lo sbalzo termico prodotto dai cicli di gelo e disgelo: l'acqua tende ad infiltrarsi all'interno della muratura e, ghiacciando, si espande. A seguito di tale processo si formano delle fessure che agevolano la disgregazione della malta presente. Durante poi lo scioglimento del ghiaccio, la malta erosa viene trascinata via lasciandone privo il mattone. Con il tempo tale fenomeno può portare al distacco completo dei mattoni (Figura 237). Per questo motivo bisogna soffermare la nostra attenzione sulle problematiche connesse alla percolazione dell'acqua cercando di limitarne il più possibile gli effetti prevedendo un efficace sistema di smaltimento delle acque.



Figura 237 *Distacco dei mattoni dovuto al ciclo di gelo e disgelo.*

L'acqua piovana proveniente dal piano stradale in origine, passando attraverso il riempimento, veniva confluiva nei tubi di scarico che tuttora sono visibili nell'intradosso delle volte. Solo con la costruzione della nuova pista ciclabile si è provveduto a ricostruire il sistema di convogliamento e smaltimento delle acque (come già detto al paragrafo 2.3.3.1). Tuttavia ad oggi, nella muratura sono presenti i danni che l'acqua ha provocato nel corso dei decenni.

Gli elementi tubolari di supporto della nuova pista ciclabile, come anticipato al paragrafo 2.2.3, poggiano direttamente su una zona ristretta delle pile in cui si ha una forte concentrazione di sforzi. Dal rilievo effettuato è stato possibile osservare diverse lesioni localizzate proprio in tale zona (Figura 238).



Figura 238 *Zona di concentrazione degli sforzi: Innesco sezioni tubolari della pista ciclabile con le pile del ponte.*

2.10.2. Armilla delle volte (zona ponte di nuova costruzione)

Nella porzione di nuova costruzione, come anticipato nella sezione 2.9, l'elemento resistente della volta è costituito da travi curve in calcestruzzo armato con cassero prefabbricato collaborante le quali, per mantenere e preservare lo stilema originario, sono state rivestite da uno strato di mattoni faccia a vista (Figura 239) che funge da armilla nel riproporre il profilo dell'arco in muratura. Anche i muri laterali di testa, anch'essi realizzati in conglomerato armato, sono stati rivestiti da un muro di mattoni che riprende l'estetica del ponte originario. Nella porzione originale di ponte l'armilla fa parte dell'arco stesso, ma nelle arcate di nuova costruzione questa è un semplice muro costruito in aderenza (Figura 239).



Figura 239 Armilla: porzione di ponte di nuova costruzione. Evidenza delle rotture in corrispondenza dell'imposta

Nel piano dell'arco, la muratura di rivestimento presenta un'elevata capacità portante proprio in virtù del comportamento ad arco. Tuttavia, nei confronti delle azioni ortogonali al piano dell'arco, in particolare per le azioni sismiche, il sottile spessore dell'elemento risulta del tutto insufficiente a limitare i meccanismi di ribaltamento fuori piano.

Dai rilievi è anche emerso che l'armilla, apparentemente, non presenta alcun elemento di connessione con la volta in calcestruzzo, se non un sottile strato di malta interposto tra la volta ed i mattoni la cui resistenza a trazione deve in ogni caso essere considerata trascurabile.

Inoltre, è necessario porre attenzione sul fatto che, proprio in corrispondenza dell'imposta della volta (lato monte dell'arcata N°20), una notevole porzione dell'armilla si è distaccata, provocando una situazione di equilibrio precario per la rimanente porzione di rivestimento. Viene pertanto meno il funzionamento ad arco del muro stesso, con evidenti rischi di crollo imminente. In Figura 241 viene posta in evidenza la porzione di armilla distaccata in cui si riconosce la totale assenza di alcun tipo di dispositivo di fissaggio tra armilla e la porzione di volta in calcestruzzo rimasta a vista.

Ovviamente, la crisi del muro non compromette assolutamente la stabilità in grande del ponte, ma rappresenta lo stesso una situazione di altissima pericolosità dal momento che la zona interessata è di facile accesso per le persone (addirittura si era soliti allestire settimanalmente il mercato paesano proprio sotto quest' arcata del ponte).



Figura 240 Zona altamente pericolosa e di facile accesso al di sotto dell'armilla danneggiata.



Figura 241 Armilla danneggiata: imposta lato monte arcata N°20. Evidenza di assenza di collegamento fra arco e muratura.

L'armilla della porzione di ponte di nuova costruzione presenta ulteriori zone critiche in corrispondenza della chiave (Figura 242) ed in corrispondenza dell'imposta lato valle (Figura 243) della stessa campata n. 20.



Figura 242 Armilla danneggiata: chiave lato valle arcata N°20.



Figura 243 Armilla danneggiata: imposta lato valle arcata N°20.

L'intervento di messa in sicurezza appare alquanto semplice e poco costoso. Sarebbe infatti sufficiente ripristinare le porzioni di muratura mancanti e realizzare un collegamento fra l'arco ed il muro, utilizzando ad esempio dei semplici tasselli ad espansione. Tale intervento deve essere esteso anche al rivestimento in muratura realizzato al di sopra dell'arco, col fine di evitarne il ribaltamento sotto azioni sismiche.

2.10.3. Rostro delle pile in alveo

Altro aspetto non meno importante riguarda i rostri realizzati in corrispondenza delle pile in alveo. Occorre ricordare che a seguito della piena eccezionale del 1982, le arcate 17-20 crollarono a causa della crisi delle pile corrispondenti, probabilmente dovuta allo scalzamento al piede delle stesse. Molti studi sono stati effettuati per trovare la forma ottimale dei rostri di fondazione e delle pile (Buffoni 2009). In particolare, la forma dei rostri genera il formarsi di moti turbolenti di entità più o meno grande in grado di erodere lentamente il materiale su cui poggiano le fondazioni. I saggi effettuati (Figura 244) hanno mostrato che le pile originali poggiano su uno strato di ghiaia compattata e che quindi sono potenzialmente a rischio per quanto riguarda il fenomeno di scalzamento (Figura 244).

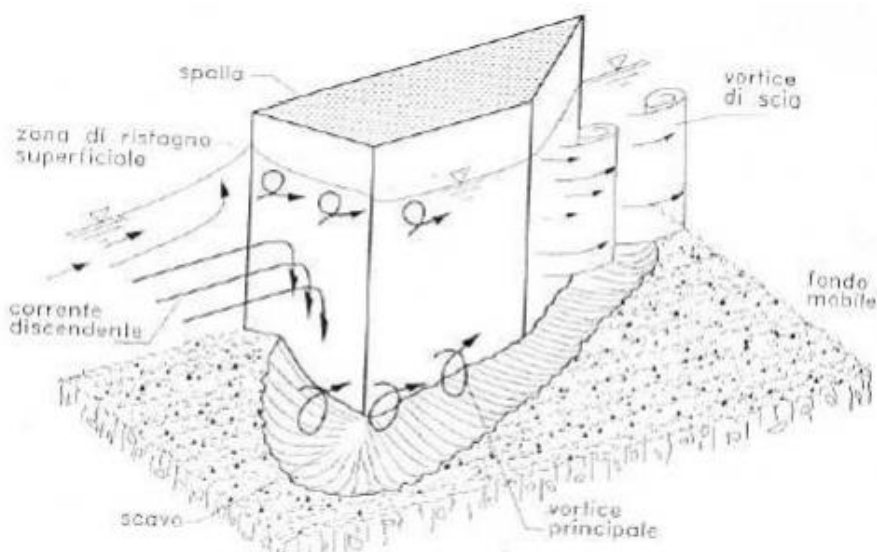


Figura 244 Scavo generato al piede di una pila da ponte per la presenza dei moti turbolenti

In generale, costruire un anello attorno alla pila con funzione di rostro può ritardarne lo scalzamento; questo tipo d'intervento può essere pericoloso poiché nasconde l'effettivo stato di consistenza del fondo al di sotto dell'anello stesso. In generale, soprattutto in corsi d'acqua a regime pressoché torrentizio come il Taro, è conveniente nonché necessario ripristinare periodicamente il fondo in corrispondenza delle pile durante i periodi di secca e, in quest'operazione, il rostro può essere d'ostacolo.

Alcuni anelli a forma di rostro sono stati costruiti in corrispondenza delle pile del vecchio ponte comprese fra la campata 13 la 16 (da Figura 245 a Figura 253). In queste condizioni risulta impossibile fornire una stima delle condizioni del fondo al di sotto dell'anello senza procedere alla sua demolizione. In ogni caso, si è osservato che molte zone lungo il perimetro esterno del rostro presentano ampie zone di scavo, sia lato monte sia a lato valle.



Figura 245 Vista lato valle campata N°13: rostri della pila N°12 e N°13.



Figura 246 Vista lato valle campata N°14: rostri della pila N°13 e N°14.



Figura 247 Vista lato valle campata N°15: rostri della pila N°14 e N°15.



Figura 248 Vista lato valle campata N°16: rostri della pila N°15 e N°16.



Figura 249 Rostro pila N°12.



Figura 250 Rostro pila N°13.



Figura 251 Rostro pila N°14.



Figura 252 Rostro pila N°15.



Figura 253 Rostro pila N°16.

Inoltre, l'intervento di ricostruzione delle ultime tre campate del ponte ha interessato anche il rifacimento ex novo dei rostri, i quali presentano una sezione rettangolare di grandi dimensioni come mostrato in Figura 254. Non è possibile valutare lo stato di consistenza del fondo al di sotto dei nuovi manufatti, ma l'eventuale scalzamento della pila può senz'altro rappresentare un potenziale pericolo.



Figura 254 Rostro di fondazione delle pile di nuova costruzione.

Per evitare che lo scalzamento possa aumentare provocando possibili cedimenti differenziali della pila (con le relative conseguenze sulla soprastante porzione di ponte), si ritiene necessario un intervento che consista nell'asportazione dell'anello sporgente di calcestruzzo e nella risistemazione del fondo con macchina operatrice. Tale operazione deve essere ripetuta con scadenza periodica a seguito di un monitoraggio continuo del fenomeno.

2.10.4. Fessure nella pila N°6 (compresa fra le campate 5 e 6)

Come anticipato al paragrafo 2.4.1.5, in prossimità della pila N°6 è presente una vistosa fessura che corre verticalmente lungo tutta l'altezza della pila a partire dal piano di fondazione (Figura 255).



Figura 255 Fessura verticale in prossimità della pila N°6

Solitamente le fessure verticali nella muratura sono indice del raggiungimento della resistenza a compressione della muratura ma non è questo il caso. Tale fessura è probabilmente imputabile ad un cedimento differenziale della fondazione, in quanto da scavi che sono stati effettuati la fessura prosegue fino alla base. Si ritiene necessario svolgere ulteriori indagini per valutarne con più esattezza le cause, e poi ripristinare la muratura sostituendo quello esistente con un paramento nuovo.

2.10.5. Fessure nella pila N°10 (compresa fra le campate 10 e 11)

Dal rilievo effettuato emerge che in corrispondenza del lato valle della pila N°10 è presente una vistosa fessura passante (Figura 256).



Figura 256 Pila N°10: fessura passante lato valle.

Questa situazione compromette l'integrità della pila e per le verifiche non può essere utilizzata la sezione nella sua interezza. Dall'immagine è possibile notare la presenza di alcuni tubicini in gomma i quali in passato sono stati utilizzati per effettuare delle iniezioni di malta per consolidare la pila. Tuttavia il paramento risulta gravemente danneggiato e risulta necessario un intervento per ripristinarne l'integrità.

2.10.6. Piastra metallica arcata N°16

In corrispondenza dell'arcata N°16 è possibile osservare sull'intradosso della volta la presenza di una grande piastra in ferro ancorata con tasselli alla volta (Figura 257).



Figura 257 Piastra metallica nell'intradosso della volta-arcata N°16

Non è stato possibile verificare la consistenza della muratura nascosta dalla piastra, ma si può presumere che questa sia stata (malamente) inserita per compensare un difetto o una lesione. Occorre osservare che l'arcata N°16 rappresenta l'ultima parte di ponte originario sopravvissuta in seguito alla piena del 1982. In seguito al crollo, sulla pila spalla N°16 è venuta meno la spinta stabilizzante proveniente dall'arcata N°17. Si può ipotizzare che il crollo abbia causato una leggera rotazione della pila spalla N°16, con conseguente innescò di un cinematismo legato al cedimento dell'imposta dell'arco. La volta N°16 si sarebbe quindi riassetata su una nuova configurazione deformata con conseguente formazione di cerniere nell'arco. In ogni caso, se questo fosse il motivo dell'intervento, questo non sarebbe efficace. Si ritiene dunque necessario rimuovere la piastra per poter meglio esaminare lo stato di fatto e decidere poi i provvedimenti necessari.

2.10.7. Pila spalla N°16 (compresa fra le campate 16 e 17)

La pila spalla N°16 è quella immediatamente adiacente alla porzione di ponte crollata a seguito della piena eccezionale del 1982. Si può osservare dalla Figura 258 che il rivestimento della pila spalla risulta fortemente danneggiato.



Figura 258 Pila spalla N°16 e dettaglio del rivestimento.

Dai carotaggi effettuati (Figura 90) è emerso comunque che la pila ha senz'altro subito degli interventi di consolidamento nella fase di rifacimento delle campate crollate, ma in ogni caso l'elemento appare particolarmente degradato. Si rende pertanto necessario provvedere per lo meno a un rifacimento del paramento esterno, previa verifica della consistenza del riempimento.

2.11. DISCUSSIONI FINALI PER IL PONTE IN MURATURA

L'analisi della struttura è partita dalle indagini sperimentali effettuate per determinare le resistenze di calcolo dei materiali impiegati. Un congruo numero di sondaggi è stato effettuato nelle volte, nelle pile e pile-spalle, nei timpani e nel riempimento, in modo tale da raggiungere un livello di conoscenza non inferiore a LC2. Per quanto riguarda la muratura, sono state prelevate carote di varie dimensioni, che sono state poi sottoposte a test di compressione semplice in direzione ortogonale ai ricorsi di malta utilizzando particolari piastre di carico, conformate in modo tale da adattarsi alla superficie cilindrica del provino. I risultati sono stati confrontati con quelli ottenuti con un'ampia indagine non distruttiva basata su prove sclerometriche. Tale metodologia, sviluppata da ricercatori dell'Università di Genova e già utilizzata per strutture da ponte analoghe, si basa sul fatto che, in murature con malte di buona qualità la resistenza è principalmente legata a quella del laterizio, la quale può essere stimata tramite il rimbalzo del corpo impattante dello sclerometro. Il confronto con i risultati ottenuti per via diretta tramite le prove di compressione sulle carote estratte, ha confermato l'attendibilità delle curve di taratura dello sclerometro riportate in letteratura. È stato quindi possibile stimare che la muratura del ponte è in generale abbastanza omogenea, con una resistenza media dell'ordine di 7 - 8 MPa, compatibile con valori indicati dalla normativa tecnica. Resistenze di progetto sono state stimate dell'ordine di 2 MPa, per carichi di lunga durata, e di 3 MPa, per carichi di breve durata.

Le verifiche sono state condotte in accordo con la normativa italiana, in particolare facendo principalmente riferimento al DM 14/01/2008 (NTC 2008). La struttura è stata principalmente analizzata con un modello tridimensionale agli elementi finiti implementato tramite il software Abaqus. Il modello costitutivo utilizzato per i materiali è in genere elastico lineare. La muratura può essere considerata come un materiale omogeneo solo per elementi rappresentativi di volume di un ordine di grandezza superiore alle dimensioni dei mattoni. Pertanto, le verifiche non sono state condotte a livello puntuale, bensì a livello di sezione. Le tensioni puntuali trovate tramite il modello numerico sono state integrate per valutarne la risultante e il momento risultate in sezioni significative. Tali valori sono stati confrontati con i punti di frontiera dei corrispondenti domini M-N, calcolati sulla base delle resistenze di progetto stimate per la muratura.

Modelli diversi sono stati considerati per le verifiche statiche e dinamiche. Dato che i carichi permanenti portati e portanti agenti sul ponte sono di lunga durata, tenuto conto anche del comportamento reologico dei materiali, per le verifiche statiche è stato utilizzato un modello che considera solo in parte il contributo benefico del riempimento fra la via e l'estradosso della volta. In particolare, sono state introdotte delle disconnessioni fittizie in corrispondenza delle imposte e in chiave e si sono considerati parametri elastici del materiale di riempimento decisamente inferiori a quelli della muratura delle volte. Tale modello è stato anche utilizzato per verificare gli effetti dei carichi mobili concentrati previsti da normativa, in particolare per valutare la diffusione del carico dalla via alla volta prodotto dalla presenza del riempimento. La posizione più critica dei carichi, da considerarsi nelle verifiche, è stata valutata sulla base delle linee di influenza dei momenti di nocciolo della volta, valutate su schemi semplificati del ponte, modellato con elementi di tipo trave.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, queste sono di breve durata e quindi i fenomeni anelastici che permettono la redistribuzione dei carichi non hanno la possibilità di svilupparsi. Pertanto, sia il riempimento che i timpani della volta contribuiscono alla resistenza e alla rigidità globale del sistema. Pertanto, in questo tipo di verifiche il modello utilizzato è diverso da quello utilizzato in ambito statico. Il riempimento delle volte è stato considerato come un solido senza soluzioni di continuità, con parametri elastici paragonabili a quelli della muratura così com'è risultato anche dalle prove effettuate in situ. Sono state condotte delle analisi spettrali utilizzando come input gli spettri di normativa relativi al luogo dove si trova il ponte. I risultati sono stati poi combinati con il metodo Complete Quadratic Combination (CQC).

Per valutare l'attendibilità dei risultati ottenuti dalle analisi spettrali tramite le combinazioni CQC, sono stati effettuati confronti con modelli semplici. Dal momento che i ponti in muratura sono strutture particolarmente rigide, è stato considerato un modello pseudo statico per valutare gli effetti delle azioni sismiche. Per la struttura in esame, i periodi fondamentali di vibrazione sono dell'ordine di 0.3 s. Nell'approccio pseudo

statico, si è ipotizzato che le masse fossero soggette ad accelerazioni pari al valore desunto in corrispondenza di tale periodo dallo spettro, relativamente allo stato limite considerato e alla direzione del sisma, che risultano coincidere con il valore massimo del *plateau*. I risultati ottenuti per le varie direzioni del sisma sono stati successivamente combinati secondo quanto previsto da normativa per la variabilità spaziale del moto. I risultati ottenuti con questo approccio semplice sono in perfetto accordo con quelli derivati dall'analisi spettrale e combinazioni CQC. Per valutare il momento risultante alla base della pila in condizioni sismiche sono stati messi a confronto i risultati di più modelli semplici. Inizialmente è stato considerato un sistema vibrante equivalente ad un grado di libertà, per poi passare a schemi a trave continua su vincoli perfetti o cedevoli elasticamente. I risultati ottenuti offrono ancora una stima dell'ordine di grandezza delle caratteristiche in gioco in perfetto accordo con i risultati numerici su modelli più complessi.

Dalle analisi è emerso che sotto carichi statici (permanentemente e carichi mobili), le volte del ponte sono nel complesso soggette prevalentemente a sforzi di compressione e le verifiche di resistenza risultano soddisfatte. La particolare geometria ribassata delle volte impedisce in condizione statiche la formazione di cinematismi globali in quanto la curva delle pressioni risulta sempre all'interno della volta. Pertanto la rottura avviene essenzialmente per schiacciamento della muratura.

Le verifiche sismiche della volta sono soddisfatte e la sezione è in genere "quasi" non parzializzata. Sotto le massime sollecitazioni sismiche, i punti corrispondenti alle sollecitazioni nelle pile sono in prossimità della frontiera dei domini M-N, e le sezioni risultano fortemente parzializzate.

Sono state eseguite le medesime analisi e verifiche anche nella porzione di ponte ricostruita a seguito del crollo del 1982. In questo caso, la volta è in cemento armato realizzata con elementi prefabbricati curvi e getti di completamento. Anche le pile sono di calcestruzzo, rivestite con paramento murario. Le carote prelevate, nonché le indagini sclerometriche effettuate, hanno permesso di concludere che il calcestruzzo è di buona qualità. Non è stato possibile valutare il quantitativo di armatura presente, ma si è supposto che questo fosse pari al quantitativo minimo previsto da normativa.

Le verifiche nelle volte della porzione di nuova costruzione risultano ampiamente soddisfatte, sia per quanto riguarda le verifiche statiche che quelle sismiche (la sezione risulta essere totalmente compressa). Per quanto riguarda la pila, la situazione è ancora al limite della sicurezza sotto azioni sismiche, in quanto le sezioni risultano essere fortemente parzializzate. Occorre però menzionare che nelle verifiche non si è tenuto conto del contributo del rivestimento in laterizio, che sebbene costituito da mattoni forati fornisce un seppur minimo contributo con un ampio braccio di leva.

Per i ponti in muratura del tipo in esame, fondamentale importanza rivestono le verifiche locali, specialmente quelle relative al ribaltamento fuori piano dei timpani. Il collasso di quest'ultimi non compromette la stabilità globale del ponte, ma può comportare crolli locali che, oltre ad essere pericolosi, impediscono l'accessibilità/utilizzo con conseguenze sulla funzionalità della rete. Utilizzando il teorema cinematico dell'analisi limite è stato possibile determinare, per ogni cinematismo ipotizzato, il moltiplicatore di collasso che genera il ribaltamento del timpano. Sono state costruite le curve di capacità determinando l'andamento del moltiplicatore di collasso durante l'evoluzione (non-lineare) del cinematismo. Per la determinazione del moltiplicatore di collasso è stata anche presa in considerazione la spinta dovuta al riempimento, valutata per quanto riguarda le azioni sismiche con il metodo di Mononobe e Okabe, secondo il quale il cuneo di rottura (e quindi il valore di spinta) è diverso a seconda del valore di accelerazione considerata.

Per il timpano possono verificarsi principalmente due tipi di collasso fuori piano: il ribaltamento semplice dell'intera parete attorno alla sua base, oppure un meccanismo di flessione verticale tipico delle pareti vincolate in testa. Occorre ricordare che, a seguito della recente costruzione della nuova passerella ai lati del ponte, sono state inserite al di sotto della via, in direzione trasversale, delle barre di acciaio di tipo Dywidag che collegano fra loro i timpani. Lo scopo di questi dispositivi è quello di fornire un idoneo ancoraggio della passerella, ma in questo caso forniscono un'ulteriore azione di contenimento per i timpani, funzionando come catene che ne collagano le teste. Per la presenza di tale barre, l'unico cinematismo ammissibile per il timpano risulta essere quello a ribaltamento per flessione verticale e le verifiche risultano soddisfatte, anche

se al limite. Sicuramente sarebbe auspicabile l'inserimento di nuove barre passanti, ad ulteriore contenimento dei timpani.

In ogni caso, gli aspetti più problematici riguardano le criticità locali esposte al paragrafo 2.10. La muratura risulta in genere fortemente degradata: in molte zone appare "sfaldata" ed alcune porzioni di muratura sono praticamente assenti. Si notano ulteriori criticità relative allo scalzamento delle pile, alla presenza di vistose fratture, esfoliazioni, efflorescenze e disgregazione della malta nei giunti tra i mattoni. In particolare, risulta altamente pericoloso il danneggiamento presente nel rivestimento in muratura di una delle volte in c.a. di nuova costruzione, a rischio di crollo imminente. Inoltre, la presenza dei rostri in c.a. in alcune delle campate può nascondere fenomeni di scalzamento delle pile attualmente in corso.

Capitolo 3

CONCLUSIONI

Nel presente lavoro di tesi si sono voluti fornire alcuni criteri per la progettazione e la modellazione delle strutture esistenti. Al tempo stesso, sono state proposte alcune possibili soluzioni da adottare per il miglioramento sismico delle strutture e la verifica delle zone d'interesse. È importante sottolineare che ogni opera rappresenta un caso a sé stante, che è opportuno esaminare in modo specifico. Non esistono quindi delle procedure univoche da adottare per la verifica ed il miglioramento delle prestazioni strutturali degli edifici, pur rimanendo nell'ambito delle normative vigenti. È possibile solamente presentare alcuni criteri che possano costituire delle linee guida in funzione della tipologia di struttura.

È compito dell'ingegnere mettere in sicurezza tali strutture servendosi dei più moderni metodi di analisi, distinguendo per ogni caso il metodo più opportuno. Trattandosi però di strutture esistenti, non sempre è possibile avere a disposizione il progetto, o anche solo riuscire a definire con precisione le caratteristiche meccaniche dei materiali e i legami costitutivi da inserire nelle analisi. Pertanto, il metodo deve essere commisurato al livello di conoscenza. Usare metodi molto sofisticati senza avere dati di input corretti può portare soltanto ad all'illusione della precisione.

In condizioni sismiche, per le massime sollecitazioni di progetto previste nel sito di costruzione ed in base alle caratteristiche del terreno, alcune zone della struttura possano localmente deformarsi in campo plastico, dissipando così energia. In ogni caso, in base ai criteri della gerarchia delle resistenze, dopo l'evento sismico di progetto le costruzioni devono mantenere un'adeguata capacità portante nei confronti delle azioni verticali, anche in condizioni di forte danneggiamento. Per gli edifici ordinari, non è corretta una progettazione che non attinga alle riserve inelastiche della costruzione, in quanto le azioni potrebbero verificarsi con periodi di ritorno molto grandi se confrontati con la vita nominale della costruzione. Questo approccio è dettato da questioni economiche... ma non solo. Infatti, sovradimensionando gli elementi costituenti l'ossatura portante della struttura, si ottiene un aumento da un lato della massa totale, dall'altro della rigidità complessiva. Dal momento che all'evento sismico è associata un'accelerazione, a masse maggiori corrisponderanno forze risultanti maggiori. Inoltre, in generale tanto più una struttura è rigida, quanto minore è la capacità di dissipare energia.

Il principale parametro da considerare quando ci si deve confrontare con azioni dinamiche è il periodo fondamentale di vibrazione propria della struttura, direttamente proporzionale alla radice quadrata del rapporto tra massa e rigidità. Ogni costruzione possiede tanti periodi propri di vibrazione quanti sono i suoi modi di vibrare, che generalmente sono infiniti. Tuttavia, non tutti i modi partecipano con la stessa entità e hanno la stessa influenza. Solitamente già solo con i primi 3 - 4 modi è possibile riuscire a caratterizzare in

maniera soddisfacente una costruzione che non presenti delle forti irregolarità in pianta ed in altezza. Risulta quindi opportuno riuscire a trovare un giusto compromesso tra masse e rigidità.

Tuttavia, esistono particolari strutture in cui non è possibile ammettere che alcuni dei loro elementi possano plasticizzare. Nelle strutture costituite da elementi particolarmente snelli, infatti, i fenomeni d'instabilità spesso si verificano ancor prima di riuscire a dissipare energia attraverso la plasticizzazione di alcune sezioni. In questo lavoro è stato considerato l'esempio rappresentativo delle scaffalature in acciaio adibite alla stagionatura del Parmigiano Reggiano. Qualora alcuni elementi attingessero il valore di snervamento del materiale, potrebbe comprometersi l'intera stabilità delle scaffalature con conseguenti perdite considerevoli in termini economici, per non parlare poi del rischio per le persone che vi lavorano. Per questi casi è importante inserire appositi elementi (smorzatori) in grado di dissipare energia, mantenendo la struttura in fase elastica.

In base dunque all'importanza strategica dell'opera che si sta considerando, è opportuno adoperare differenti metodologie di approccio alla progettazione.

In questo lavoro di tesi sono stati affrontati tre esempi di strutture che ricadono all'interno di due categorie estreme. La distinzione è legata alle caratteristiche combinate di flessibilità e massa delle strutture, e quindi ai loro periodi di vibrazione propria. Nel capitolo 0 sono stati considerati due esempi di strutture particolarmente flessibili, a cui sono associati periodi propri di vibrazione elevati; mentre nel capitolo 0 è stato considerato l'esempio di un ponte in muratura caratterizzato da bassi valori dei periodi fondamentali di vibrazione.

A partire da queste considerazioni, sono state analizzate possibili soluzioni di adeguamento per strutture esistenti flessibili utilizzando dispositivi passivi di dissipazione energetica. Per le strutture rigide e massicce sono stati definiti criteri per una corretta modellazione e verifica. In questi casi, l'adeguamento o anche il solo miglioramento risulta essere più difficoltoso, ma occorre dire che in generale tale strutture, proprio perché massicce, offrono prestazioni notevoli nei confronti delle azioni sismiche, mentre le criticità sono principalmente di natura locale (perdita di equilibrio rigido di porzioni di struttura, degrado delle fondazioni, danneggiamenti ed erosioni).

Oggi, l'ingegnere ha a disposizione molti metodi più o meno complessi per l'analisi delle strutture, potendo far affidamento su molti software, anche molto sofisticati. Comunque, dall'aver a disposizione strumenti complessi e raffinati per la risoluzione delle analisi non sempre consegue un'adeguata progettazione e verifica delle strutture. Spesso metodi meno raffinati e più semplici riescono in maniera rapida a fornirci risultati più che soddisfacenti, ed è buona regola utilizzarli come parametro di confronto. Già solo le incertezze insite nella definizione dei parametri da utilizzare potrebbero condurre a un'erronea descrizione del modello e il rischio di perdere di vista il problema non è trascurabile. L'ingegnere svolge un ruolo fondamentale in tale senso e con la sua "arte" deve saper interpretare i risultati delle analisi più complesse, riconoscendo eventuali anomalie nei risultati.

A tal proposito, qui sono state messe a confronto più metodi di analisi, adoperando metodi sia semplici che sofisticati, per le diverse tipologie di strutture. Anche per quanto riguarda le analisi da effettuare, non tutti gli approcci hanno la stessa efficacia nel definire il comportamento e le prestazioni delle strutture durante un evento sismico. Per le strutture flessibili, per cogliere bene il loro comportamento e l'evoluzione delle caratteristiche d'interesse, il migliore approccio è sicuramente rappresentato da un'analisi di tipo alla *Time History*, che diventa l'unica possibile in presenza di dispositivi dissipativi. Nelle strutture massicce e rigide, di per sé molto complesse e per le quali la definizione dei parametri meccanici dei materiali non è certa, l'analisi lineare dinamica o spettrale fornisce, con tutti i suoi limiti, gli ordini di grandezza delle sollecitazioni.

Per quanto riguarda più nello specifico il primo esempio trattato (paragrafo 1.1), che si riferisce alle scaffalature in acciaio adibite alla stagionatura del Parmigiano Reggiano, esistono normative o raccomandazioni tecniche alle quali può essere fatto riferimento per la progettazione delle nuove scaffalature di stoccaggio. A livello italiano, le raccomandazioni progettuali per le scaffalature in condizioni sismiche

sono definite da UNI (UNI/TS-11379:2010 2010). Queste considerano l'azione sismica così come indicata nella normativa italiana (NTC2008 2008), integrata con le norme specifiche europee per la progettazione di scaffalature come la prEN 16681 (prEN16681:2013 2013). Va ricordato che tutte queste linee guida sono state sviluppate per le scaffalature in acciaio con sezioni sottili aperte e laminate a freddo, adibite allo stoccaggio dei pallet.

Un altro aspetto che deve essere preso in considerazione riguarda l'interazione tra le scaffalature e la circostante costruzione. A tal proposito, le recenti linee guida emanate dal Ministero dei Lavori Pubblici (D.L.06/06/2012n.74 2012) affermano che le verifiche sismiche dei magazzini vanno affrontate considerando le eventuali azioni trasmesse dalle scaffalature di stoccaggio, al fine di soddisfare i requisiti stabiliti dai codici strutturali per la prestazione sismica della struttura.

Sono stati effettuati numerosi sopralluoghi nei magazzini nel territorio del consorzio Parmigiano Reggiano e, tramite le indagini effettuate, è stato possibile modellare due tipologie paradigmatiche di scaffalature (dette in gergo "scalere"). Queste strutture sono costituite da elementi snelli in acciaio ed assolvono un'ottima funzione nei riguardi delle azioni verticali legate ai carichi gravitazionali. Tuttavia, come purtroppo confermato dagli eventi sismici del Maggio 2012 nella regione Emilia Romagna, le scalere presentano una scarsissima resistenza nei confronti delle azioni orizzontali. In alcuni casi, si è osservato addirittura che i tipici elementi di controvento sono del tutto assenti, oppure mal disposti. In generale, le scalere sono collegate alle pareti del magazzino circostante. È anche emerso che, in alcuni casi, la base delle scalere non risulta collegata in modo idoneo alla pavimentazione.

Sono stati dunque considerati diversi modelli, tra cui anche quello relativo alla condizione originaria, per valutare pregi e difetti di diverse soluzioni di miglioramento sismico sull'esistente. Nella direzione longitudinale si è esclusivamente provveduto a modificare il sistema di controvento, migliorandone le prestazioni ad esempio inserendo gli elementi mancanti per l'efficienza statica dello schema strutturale. Così facendo, per tutti i tipi di scaffalature considerate, è stato possibile riscontrare una forte riduzione delle sollecitazioni nelle colonne della scalera.

In direzione trasversale sono state considerate tre differenti configurazioni, indicate nel paragrafo 1.1.2.3 come modelli M_1 , M_2 e M_3 . Più precisamente, il modello M_1 si riferisce alla scalera senza alcun vincolo nella parte sommitale, nel modello M_2 è stato considerato un vincolo di tipo carrello che blocca gli spostamenti orizzontali della parte superiore della scalera mentre con il modello M_3 è stato inserito un dispositivo passivo di dissipazione energetica o damper.

La prima parte del paragrafo 1.1 concentra l'attenzione sulla risposta sismica della singola scalera. Sono state effettuate analisi alla *Time History* su diversi modelli 3D considerando come input sismico sia accelerogrammi spettro compatibili (relativi alla zona di Modena e Pievepelago) che l'accelerogramma naturale registrato a Mirandola (MO) nel maggio del 2012. Nella seconda parte, invece, viene considerata l'interazione tra le scalere e l'eventuale struttura di supporto tramite una modellazione semplificata. In quest'ultima parte è anche stata considerata un'analisi di sensitività sul sistema accoppiato edificio-scalera al variare del numero di scalere presenti all'interno del magazzino.

Dalle analisi e confronti sulle diverse soluzioni adottate è emerso che bloccando rigidamente gli spostamenti orizzontali in sommità della scalera (modello M_2) non si ottiene alcun tipo di beneficio e le sollecitazioni massime ad esso associate risultano addirittura maggiori rispetto al caso di scalera libera (modello M_1). Ciò è dovuto al fatto che, irrigidendo la struttura, il valore associato al primo periodo proprio di vibrazione della struttura ricade in una zona dello spettro a cui corrisponde un'accelerazione maggiore. Interessanti sono i risultati ottenuti con la soluzione proposta nel modello M_3 . Utilizzando dispositivi di smorzamento viscoso, infatti, è possibile ridurre notevolmente le sollecitazioni negli elementi della scalera ed è possibile inoltre ottenere una significativa riduzione delle azioni trasmesse alla struttura di supporto rispetto al caso di vincolo rigido (modello M_2). Dal confronto tra i diversi input sismici non si nota una sostanziale differenza della risposta per i casi studio considerati, ma è opportuno precisare che le sollecitazioni associate all'evento sismico naturale, registrato nella zona di Mirandola, assumono valori nettamente superiori rispetto a quelli

relativi ai valori forniti da normativa nella medesima zona. Sorge dunque spontaneo chiedersi se gli accelerogrammi spettro compatibili ottenibili dai dati forniti da normativa possano essere utilizzati con sicurezza per questi particolari tipi di struttura, estremamente deformabili e con masse elevate costituite dalle forme di Parmigiano.

Gli effetti del secondo ordine non vanno sicuramente trascurati, ma le analisi non lineari alla *Time History* su modelli 2D hanno confermato che gli effetti del secondo ordine generano una variazione dello stato tensionale rispetto al caso lineare dell'ordine del 10%.

Per il modello M_3 , considerando il caso di scalera isolata, è stata inoltre effettuata un'analisi di sensitività al variare del coefficiente di smorzamento C associato al dissipatore. Tutte le analisi e i confronti fatti in precedenza sono stati effettuati considerando uno specifico valore di riferimento ovvero $C^* = 25 \text{ lib}\cdot\text{s}/\text{inc} = 4378 \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}$, che corrisponde ad un ammortizzatore commerciale da ciclomotore. L'analisi di sensitività è volta a determinare il fattore di smorzamento C ottimale che rappresenti il miglior compromesso tra la riduzione delle sollecitazioni nella scalera e la riduzione dell'azione trasmessa alla struttura di supporto. Utilizzare un fattore di smorzamento elevato permette, da un lato, di ridurre notevolmente le azioni della scalera, ma dall'altro la reazione del dispositivo che ne consegue può addirittura superare quella del vincolo rigido, considerato con il modello M_2 . Ovviamente, tale situazione potrebbe arrecare danno alla struttura di contrasto, soprattutto se questa è costituita dalle pareti del magazzino. La condizione ottimale si ottiene quando la sollecitazione per azioni longitudinali e trasversali nei ritti della scalera, costituiti da profili a sezione quadrata, è confrontabile. Il coefficiente dello smorzatore può essere opportunamente tarato per ottenere tale condizione. Dall'analisi di sensitività è emerso che il fattore di smorzamento ottimale risulta proprio quello considerato come valore di riferimento, ovvero $C^* = 4378 \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}$.

Nella seconda parte del paragrafo 1.1 è stata valutata l'interazione tra il magazzino e le scalere al suo interno. Per ottenere dei risultati qualitativi a livello generale, è stato considerato solo il primo modo di vibrazione delle pareti del magazzino, riducendo pertanto il comportamento dinamico di quest'ultimo a quello di un oscillatore semplice di rigidezza K e massa M . Ipotizzando che tutte le n scalere presenti nel magazzino abbiano le stesse caratteristiche di massa e flessibilità, e che tutte siano collegate in parallelo ad un'unica struttura di contrasto (non necessariamente coincidente col magazzino), è possibile considerare la similitudine meccanica con un modello più semplice, in cui è presente un'unica scalera collegata ad un oscillatore semplice di massa M/n e rigidezza K/n .

Per valutare l'efficacia del sistema proposto con i damper e confrontarlo con le altre soluzioni considerate, sono stati analizzati cinque modelli (Figura 16). I parametri di confronto utilizzati sono il numero n di scalere presenti all'interno del magazzino e le proprietà meccaniche della struttura di supporto (rigidezza, massa e periodo fondamentale di vibrazione). In tutti i casi considerati, il damper è in grado di dissipare energia e gestire passivamente il sistema accoppiato di vibrazione. Dall'analisi, si evince che un collegamento rigido tra le scalere e la struttura di supporto può addirittura peggiorare le prestazioni del sistema accoppiato rispetto a quello disaccoppiato. In ogni caso, dai risultati delle analisi è emerso che per alti valori del periodo proprio di vibrazione della struttura di supporto ($T > 1.25 \text{ s}$) è questa che "spinge" le scalere, contrariamente a quanto accade per bassi periodi di vibrazione. Quando si considera il periodo proprio di vibrazione della struttura di supporto prossimo a quello delle scalere (cioè $T \cong 1.25 \text{ s}$), la reazione del damper assume il valore minimo. Inoltre, gli spostamenti massimi in cima alle scalere e quello della struttura di supporto sono confrontabili.

Per quanto riguarda la variabilità nei confronti del numero n di scalere, sono state calcolati gli spostamenti dei punti rappresentativi per fissati valori del periodo fondamentale di vibrazione della struttura di contrasto. Quando il numero di scalere è elevato, la massa di queste è nettamente superiore a quella di tale struttura, così che la risposta del sistema accoppiato scalere-struttura diventa indipendente dal periodo di vibrazione considerato. Considerando il periodo di vibrazione del magazzino prossimo a quello delle scalere ($T \cong 1.25 \text{ s}$), la curva che descrive lo spostamento dei punti P ed M in funzione delle n scalere, assume un andamento pressoché costante.

In ogni caso, per qualsiasi periodo di vibrazione propria della struttura di contrasto, per il modello con dissipatore, all'aumentare del numero n di scalere aumenta il momento flettente massimo registrato alla base della scalera e diminuisce la reazione del damper. La determinazione del fattore di smorzamento C ottimale da utilizzare diventa quindi funzione anche del numero n di scalere a parità degli altri parametri.

Infine, sono state calcolate per tutte le configurazioni considerate, le accelerazioni assolute agenti sulle forme di parmigiano ed è stata valutata la possibilità della loro eventuale caduta dall'alto. In generale, l'attrito tra le forme di parmigiano e le tavole in legno su cui sono adagiate per la stagionatura non è sufficiente per assicurarne la stabilità. Una leggera inclinazione del piano d'appoggio verso l'interno della scalera può migliorare le prestazioni, ma i margini di sicurezza rimangono in ogni caso piuttosto limitati. È quindi in ogni caso necessario installare dei dispositivi di ritenuta meccanica compatibili con l'operatività dei macchinari presenti.

In conclusione, un sistema di controllo passivo, che si avvale di dissipatori per collegare le scalere con la struttura di contrasto, aumenta le prestazioni sismiche in termini di sollecitazioni e spostamenti. Questa contromisura è semplice ed economica, in quanto l'installazione e gli eventuali interventi di manutenzione/sostituzione non vanno a compromettere e ad interrompere le attività svolte all'interno del magazzino.

Nel paragrafo 1.2 viene presentato un altro esempio di come sia possibile utilizzare i damper per l'adeguamento di edifici esistenti. Si tratta d'interventi volti a ridurre gli spostamenti e le sollecitazioni massime negli elementi portanti attraverso l'utilizzo di strutture esterne. In letteratura sono già presenti alcuni esempi applicativi che però risultano particolarmente ingombranti e, per certi aspetti, poco efficaci. L'applicabilità di questo sistema potrebbe essere particolarmente adatta agli edifici pubblici come scuole, biblioteche o ospedali. Le ragioni sono legate al fatto che tramite questa soluzione, oltre a non stravolgere l'esistente attraverso lo smantellamento di solai o pareti, non verrebbero interrotte le attività svolte al loro interno.

La soluzione proposta prevede l'utilizzo di più celle elementari assemblate in modo tale da poter controllare e gestire la risposta dell'edificio ai differenti livelli. La cella elementare viene introdotta nel paragrafo 1.2.2 ed è costituita da un particolare cinematismo che attiva uno smorzatore. Per la particolare geometria, ogni cella elementare possiede un grado di labilità ed è in grado, tramite un sistema di leveraggio, di amplificare gli spostamenti relativi d'interpiano ai punti che sono collegati dal dissipatore. In base alla geometria e all'ingombro del sistema è possibile ottenere diversi fattori di amplificazione FA .

Inizialmente, per valutare come la variabilità del fattore di amplificazione FA contribuisse alla risposta sismica dell'edificio, sono stati messi a confronto due modelli, a cui corrispondono rispettivamente una base d'ingombro $B = 1.5$ m ($FA = 3.4$) e $B = 2.0$ m ($FA = 6.2$). La soluzione proposta è stata applicata al caso studio di un tipico telaio 2D in calcestruzzo di tre piani indicato come *modello M_0*. Sono state condotte analisi alla *Time History* (considerando come input sismico l'accelerogramma naturale registrato a Mirandola nel maggio 2012) e di sensitività al variare del coefficiente di smorzamento C del dissipatore, per valutarne gli effetti.

Dalle analisi risulta che i benefici legati ai maggiori fattori di amplificazione FA (e quindi alla soluzione con base $B = 2$ m) sono considerevoli, nonostante il sistema sia più invasivo dal punto di vista architettonico, ma pur sempre più contenuto rispetto ad altre soluzioni esistenti. In ogni caso, la risposta sismica della struttura risulta notevolmente migliore anche nel caso $B = 1.5$ m.

Nel paragrafo 1.2.5.2, sono stati confrontati i risultati della soluzione proposta con altre esistenti, e ancora con altri possibili schemi. Fra tutte, a parità di fattore di smorzamento, la configurazione proposta si conferma come quella più efficiente. In particolare, i benefici sono direttamente proporzionali al fattore di smorzamento C . Ovviamente, a fattore di smorzamento maggiore, corrisponde una riduzione più significativa delle sollecitazioni e spostamenti dell'edificio, a scapito però di maggiori sollecitazioni nell'elemento aggiunto, che però può essere appositamente progettato in base alle azioni previste.

Differentemente dalle soluzioni attualmente esistenti, è possibile modulare la risposta dell'edificio ai diversi livelli. Ciò è possibile modificando ad ogni piano il valore di smorzamento associato alla corrispondente cella. Risulta quindi possibile ottimizzare le risorse di resistenza della struttura esistente, ad esempio ottenendo una distribuzione pressoché uniforme nell'altezza delle sollecitazioni negli elementi resistenti. Più in generale, i fattori di smorzamento di piano possono essere opportunamente calibrati per ottenere la risposta voluta, in base alle resistenze attingibili.

Un altro punto di forza associato alla soluzione proposta è legato al fatto che è possibile mantenere le stesse caratteristiche di flessibilità dell'edificio di partenza. Le soluzioni attualmente in uso tendono ad irrigidire la struttura di partenza e, come anche visto nel caso delle scalere, a struttura più rigida generalmente corrispondono azioni maggiori.

Il capitolo 0 è dedicato allo studio e alla modellazione di strutture estremamente rigide e massicce. Come esempio specifico è stato scelto il caso studio di un ponte storico ad arcata multipla in muratura sul fiume Taro nel comune di Fornovo (PR).

È stata condotta un'ampia campagna d'indagini volta a determinare le caratteristiche della muratura, la tipologia di terreno presente e lo stato di conservazione del ponte. Un congruo numero di sondaggi è stato effettuato nelle volte, nelle pile e pile-spalle, nei timpani e nel riempimento, in modo tale da raggiungere un livello di conoscenza pari almeno a LC2. I risultati delle prove distruttive sulle carote prelevate sono stati confrontati con quelli ottenuti da un'ampia indagine non distruttiva basata su prove sclerometriche, sulla base di una curva di taratura dedotta dalle esperienze. Il confronto con i risultati ottenuti per via diretta tramite le prove di compressione sulle carote estratte, ha confermato l'attendibilità delle curve di taratura dello sclerometro riportate in letteratura e sviluppate dai ricercatori dell'università di Genova per murature con malta di buona qualità, nelle quali la resistenza è determinata principalmente dalle caratteristiche del mattone.

Dalle indagini risulta che la muratura del ponte è piuttosto omogenea ed il valore di resistenza media è stimato intorno agli 8 MPa, compatibilmente con i valori riportati nella normativa tecnica. A seconda del tipo di verifica e della durata delle azioni, la normativa suggerisce di utilizzare differenti coefficienti per la determinazione delle resistenze di progetto. In particolare, sono stati considerati 2 MPa e 3 MPa come valori di progetto, rispettivamente per le verifiche statiche (carichi di lunga durata) e per quelle dinamiche (carichi di breve durata).

Dal momento che la muratura non è un materiale isotropo, né tanto meno omogeneo, le verifiche puntuali nei confronti dello stato tensionale locale perdono di significato. Le verifiche sono state quindi esclusivamente effettuate a livello di sezione, calcolando le caratteristiche di sollecitazione risultanti di momento flettente e sforzo normale, e confrontandole con i punti di frontiera dei corrispondenti domini M-N, calcolati sulla base delle resistenze di progetto stimate per la muratura.

Come è ben noto, la muratura presenta una scarsa resistenza nei confronti delle sollecitazioni di trazione. È stato comunque possibile verificare a posteriori che, anche partendo da un modello dove tale anisotropia viene trascurata, le sollecitazioni di trazione risultano in ogni caso contenute dato il forte ribassamento delle arcate. In prima approssimazione, si è calcolato la risultante dello sforzo normale e del momento flettente a livello di sezione tenendo conto anche delle deboli trazioni, e si sono confrontati i corrispondenti valori con il dominio M-N delle sezioni parzializzate, incapaci quindi di reagire a trazione. Il metodo è giustificato dal fatto che, in ogni caso, si è considerata una soluzione equilibrata dello stato tensionale all'interno dell'arco.

Tramite il software Abaqus è stato possibile implementare le analisi su un modello tridimensionale ad elementi finiti che, geometricamente, rispecchia fedelmente la struttura originale con un adeguato livello di dettaglio.

Dato che i carichi permanenti portati e portanti agenti sul ponte sono di lunga durata, tenuto conto anche del comportamento reologico dei materiali, per le verifiche statiche è stato utilizzato un modello che considera solo marginalmente il contributo benefico del riempimento fra la via e l'estradosso della volta. In particolare,

sono state introdotte delle disconnessioni fittizie in corrispondenza delle imposte e in chiave e si sono considerati parametri elastici del materiale di riempimento decisamente inferiori a quelli della muratura delle volte. Tale modello è stato anche utilizzato per verificare gli effetti dei carichi mobili concentrati e distribuiti previsti da normativa, in particolare per valutare la loro diffusione nel riempimento dalla via alla volta. Calcolando le linee d'influenza dei momenti di nocciolo, è stato possibile determinare la posizione dei carichi accidentali per cui si verificano le massime sollecitazioni nelle sezioni d'interesse della volta.

In condizioni sismiche, sia il riempimento che il timpano contribuiscono alla risposta sismica del sistema dal momento che i fenomeni anelastici di lunga durata non hanno il tempo di svilupparsi. Per questo motivo, sono stati utilizzati parametri meccanici diversi rispetto a quelli utilizzati nel modello statico, e sono anche state rimosse le discontinuità in prossimità delle sezioni di chiave e di rinfiacco.

Questa tipologia di strutture, in condizioni sismiche, può essere descritta da un'analisi spettrale con combinazione CQC dei modi, ovvero dalla combinazione pesata di più analisi dinamiche lineari. Dal momento che nelle strutture rigide al primo modo fondamentale di vibrazione è associata gran parte della massa partecipante, è stato possibile condurre, per confronto, delle analisi con metodi pseudo statici. Con i metodi pseudo statici si è considerata la massima accelerazione associata al *plateau* dello spettro di progetto nelle tre direzioni dello spazio. Combinando opportunamente con i coefficienti suggeriti da normativa, si ottengono delle nuove combinazioni di carico.

Il confronto tra i risultati ha evidenziato la perfetta corrispondenza dei due metodi. C'è però da dire che, il metodo pseudo statico sicuramente risulta più intuitivo ed è più semplice da implementare numericamente. Nelle analisi spettrali con combinazione CQC dei modi, non è possibile ottenere immediatamente una distribuzione veritiera delle tensioni in quanto, per il particolare modo in cui le azioni vengono combinate, è possibile ottenere risultati esclusivamente i valori assoluti delle sollecitazioni. La combinazione di detti valori con altri, dovuti ad esempio ai carichi permanenti, può portare ad un notevole livello di indecisione.

Per quanto riguarda le analisi statiche, le verifiche risultano ampiamente soddisfatte e, nel complesso, le sezioni d'interesse non raggiungono mai tensioni significative di trazione. Le differenti combinazioni di carico legate alla diversa posizione dei carichi accidentali da traffico non modificano in modo decisivo lo stato tensionale associato ai carichi gravitazionali del peso proprio. Per le strutture massicce, infatti, i carichi accidentali hanno poca rilevanza se confrontati con i valori ben più elevati legati al peso proprio. Inoltre, per la particolare geometria ribassata della volta, la curva delle pressioni rimane sempre all'interno degli elementi resistenti e la crisi non può essere attinta con cinematismi globali, ma solo per schiacciamento locale della muratura.

In condizioni sismiche, le verifiche della volta risultano sempre soddisfatte e nel complesso lo stato tensionale è quasi sempre esclusivamente di compressione. Solamente per alcune combinazioni ed in zone piuttosto limitate delle sezioni considerate, nascono delle sollecitazioni di trazioni di entità comunque limitata. Ad ogni modo, i punti associati alle sollecitazioni di queste combinazioni si trovano sempre all'interno dei rispettivi domini M-N, in una zona piuttosto lontana dalla frontiera e, quindi, con un soddisfacente margine di sicurezza.

Per avere una stima dei valori di sollecitazione nella pila in condizioni sismiche sono stati utilizzati diversi modelli semplici che, seppur approssimati, hanno dimostrato un'efficacia considerevole, rispecchiando perfettamente i risultati ottenibili con più complessi software di calcolo. In condizioni sismiche, la pila risulta fortemente parzializzata ma i punti associati alle sollecitazioni comunque si trovano all'interno del dominio M-N della sezione, anche se molto prossimi alla frontiera.

In seguito alla piena eccezionale del 1982, le ultime tre campate del ponte sono crollate e successivamente furono ricostruite con materiali differenti agli originali. In particolare, la volta è composta da copponi in calcestruzzo armato precompresso con getto di completamento. Le pile presentano un'anima in calcestruzzo armato e sono rivestite di laterizio. Non disponendo dei progetti originali, per le verifiche è stato ipotizzato il quantitativo minimo di armatura previsto dalle normative vigenti.

Le verifiche della volta sono ampiamente soddisfatte sia in condizioni statiche che sismiche. Per quanto riguarda le pile, rispetto alla porzione originale di ponte la sezione resistente non è più rappresentata dal rivestimento esterno in mattoni, bensì dal riempimento interno in calcestruzzo. In condizioni sismiche, la situazione è ancora al limite della sicurezza, in quanto le sezioni risultano essere fortemente parzializzate. Occorre però menzionare che nelle verifiche non si è tenuto conto del contributo del rivestimento in laterizio, che sebbene costituito da mattoni forati, fornisce un seppur minimo contributo con un ampio braccio di leva.

Di particolare importanza per i ponti in muratura sono le verifiche locali di ribaltamento fuori piano dei timpani. Il collasso di questi ultimi non compromette la stabilità globale del ponte, ma può comportare crolli locali che, oltre ad essere pericolosi di per se, impediscono l'accessibilità/utilizzo del ponte con conseguenze sulla funzionalità della rete. A seconda della tipologia di vincolo, possono attivarsi diversi meccanismi di ribaltamento e la determinazione del moltiplicatore di attivazione costituisce l'incognita del problema. In particolare, il riempimento è stato modellato come un mezzo granulare dotato di attrito e la spinta in condizioni sismiche è stata valutata con il metodo di Mononobe e Okabe. Sono state costruite le curve di capacità determinando l'evoluzione non lineare del cinematismo fino all'annullamento del moltiplicatore di collasso. È stato considerato lo spostamento (o in maniera analoga la rotazione) di un punto di controllo sia per il meccanismo di ribaltamento semplice che per quello di flessione verticale.

Occorre ricordare che con la recente costruzione della passerella pedonale ai lati del ponte, sono state inserite al di sotto della via, in direzione trasversale, delle barre di acciaio di tipo Dywidag che collegano fra loro i timpani. Lo scopo di questi dispositivi è quello di fornire un idoneo ancoraggio della passerella, ma forniscono anche un'ulteriore azione di contenimento per i timpani, funzionando come catene che ne collagano le teste. Per la presenza di tale barre, l'unico cinematismo ammissibile per il timpano risulta essere quello a ribaltamento per flessione verticale e le verifiche risultano soddisfatte, anche se al limite. Sarebbe pertanto auspicabile l'inserimento di nuove barre passanti, ad ulteriore contenimento dei timpani.

Altre criticità sono associate al possibile scalzamento delle pile in alveo, reso alquanto insidioso dalla presenza di rostri di limitata profondità. Inoltre, è in atto un notevole fenomeno di lento degrado della muratura di mattoni, con presenza di vistose fratture, esfoliazioni, efflorescenze e disgregazione della malta nei giunti. Interventi di ripristino per impedire ulteriori danneggiamenti appaiono alquanto urgenti.

BIBLIOGRAFIA

- Aguirre, C. « Seismic behavior of rack structures.» *Journal of Constructional Steel Research* 61, n. 5 (2005): 607–624.
- ANSI-MH16.1-2012. *Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel Storage Racks*. The Rack Manufacturers Institute, 2012.
- Aprile, A., L. Pelà, e A. Benedetti. «Vulnerabilità sismica di ponti ad arco in muratura di pietrame.» *XVI Convegno Italiano di Meccanica Computazionale*. Bologna, 2006.
- Artioli, E., R. Battaglia, and A. Tralli. "Effects of May 2012 Emilia earthquake on industrial buildings of early '900 on the Po river line." *Engineering Structures* 56 (2013): 1220-1233.
- AS4084:2012. *Steel storage racking*. Standards association of Australia. Australian standard, 2012.
- Balducci, Alessandro. Structural protection system for buildings. Italy Patent WO2011029749A1. March 17, 2011.
- Ballio, G., C. Bernuzzi, and C. Castiglioni. "An approach for the seismic design of steel storage pallet racks." *Stahlbau* 68, no. 11 (1999): 919–928.
- Belluzzi, O. *Scienza delle Costruzioni (volume IV)*. zanichelli, 1986.
- Bernuzzi, C., C. Chesi, and M. Parisi. "Seismic behavior and design of steel storage racks." *13th World Conference on Earthquake Engineering*. 2004.
- Bernuzzi, C., e C.A. Castiglioni. « Experimental analysis on the cyclic behaviour of beam-to-column joints in steel storage pallet racks.» *Thin Wall Struct* 39 , n. 10 (2001): 841–859.
- Berto, L., R. Scotta, A. Saetta, e R. Vitaliari. «Failure mechanism of masonry prism loaded in axial compression: computational aspects.» Department of Construction and transportation, Padua University, 2005.
- Bilello, C., A. Brencich, M. Di Paola, e E. Sterpi. «Compressive strength of solid clay brickwork: calibration of experimental tests.» *Proceedings of the 7th international masonry conference*. London: British Masonry Society, 2006.
- Binda, L., A. Saisi, e C. Tiraboschi. «Investigation procedures for the diagnosis of historical masonries.» *Constr Build Master*, n. 14 (2000): pp. 199-233.
- Biolzi, L. «Evaluation of Compressive Strength of Masonry Walls by Limit Analysis.» *J. Str. Eng.ng ASCE*, n. 114 (1988): pp. 2179-2189.
- Blasi, C., e P. Foraboschi. «Analytical approach to collapse mechanism of circular masonry arches.» *J. Struct. Eng.* 120, n. 8 (1994): pp. 2288-2309.
- Bosco, M., A. Ghersi, e E.M. Marino. «Una piu semplice procedura par la valutazione della risposta sismica delle strutture attraverso analisi statica-non lineare.» *Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture*. Università degli studi di Salerno, 2007.
- Braga, F., et al. «Speedup of post earthquake community recovery: the case of precast industrial buildings after the Emilia 2012 earthquake.» *Bulletin of Earthquake Engineering. In press.*, 2014.

- Brencich, A., C. Corradi, e E. Sterpi. «Experimental approaches to the compressive response of solid clay brick masonry.» *Proceeding of the 13th international brick block masonry conference*. Amsterdam, 2004.
- Brencich, A., e C. Colla. «The influence of construction technology on the mechanism of masonry railway bridges.» *Railway Engineering 2002, 5th International Conference*. London, United Kingdom, 2002.
- Brencich, A., e D. Sabia. «Experimental identification of a multi-span masonry bridge: the Tanaro bridge.» *Construction and building materials*, 2008: pp. 2087-2099.
- Brencich, A., e E. Sterpi. «Compressive strength of solid clay brick masonry: calibration of experimental tests and theoretical issues.» *Proceedings of SAHC 06 structural analysis of historical constructions*. Rotterdam: Balkema, 2006.
- Brencich, A., e L. Gambarotta. «Isotropic damage model with different tensile-compressive response for brittle materials.» *Int. J. Sol. Str.*, n. 38 (2001): pp. 5865-5892.
- Brencich, A., e L. Gambarotta. «Mechanical response of solid clay brickwork under eccentric loading. Part I: Un-Reinforced Masonry, Part II: CFRP-Reinforced Masonry.» *Materials and Structures - RILEM*, n. 38 (2005): pp. 267-273.
- Brencich, A., e R. Morbiducci. «Masonry arches: historical rules and modern mechanism.» *Int J Arch Her* Vol. 1, n. 2 (2007): pp. 165-89.
- Brencich, A., e U. De Francesco. «Assessment of Multispan Masonry Arch Bridges. I: Simplified Approach.» *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 2004: pp. 582-590.
- Brencich, A., e U. De Francesco. «Assessment of Multispan Masonry Arch Bridges. II: Examples and Applications.» *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 2004: pp. 591-598.
- Brencich, A., L. Gambarotta, e U. De Francesco. «Non linear elasto plastic collapse analysis of multi-span masonry arch bridges.» *Proc., 3rd Int. Conf. on Arch Bridges*. Paris, 2001. pp. 513-522.
- Buffoni, Enrico and Conti, Nicola. «Studio sperimentale delle forme delle pile dei ponti.» *bollettino ingegneri (n.3 ge)*, 2009: pp. 6-14.
- C.A., Coulomb. «Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l' architecture.» *Memoires de mathematique et de physique. Presentes a l' academie royale des sciences*. Paris, 1776. pp. 343-82.
- Calvi, G.M., G.R. Kingsley, M. EERI, e G. Magenes. «Testing of Masonry Structures for Seismic Assessment.» *Earthquake Spectra* Vol. 12, n. 1 (1996): pp. 145-162.
- Calvi, MG. «"Choices and Criteria for Seismic Strengthening" .» *Journal of Earthquake Engineering* 17, n. 6 (2013): 769-802.
- Carbone, I., e G. De Felice. «Fragilità di ponti ad arco in muratura sotto azioni sismiche longitudinali.» *XII Convegno ANIDIS*. Pisa, 2007.
- Castigliano, C.A.P. «Theorie de l'equilibre des systeme elastique et ses application.» Torino, Italy: A. F. Negro ed., 1879.
- Cavicchi, A., e L. Gambarotta. «Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction.» *Eng Struct* 27, n. 4 (2005): pp. 605-615.
- . «Lower bound limit analysis of masonry bridges including arch-fill interaction.» *Department of Structural and Geotechnical Engineering*. University of Genova, 2007.

- Chen, C., e R. Scholl. « Earthquake resistance of industrial steel storage racks.» *Seventh International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*. St. Louis, Missouri, U.S.A., 1984. 327–344.
- Choo, B.S., M.G. Coutie, e N.G. Gong. «Finite-Element analysis of masonry arch bridges using tapered elements.» *Proc Inst Civil Eng*, n. 91 (1991): pp. 755-70.
- Chopra, A.K. *Dynamics of structures*. Prentice Hall, 2000.
- Circolare_n°617. *Circolare 02 febbraio 2009*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2009.
- Clemente, P. «Introduction to dynamics of stone arches.» *Earthquake engineering and structural dynamics*, 1998: pp. 513-522.
- Clemente, P., A. Occhiuzzi, e Raithel. «A limit behaviour of stone arch bridges.» *ASCE J Struct Eng*, 1995: pp. 1045-50.
- CNR-DT213/2012. *Istruzioni per la Valutazione della Sicurezza Statica di Ponti Stradali in Muratura Esistenti*. CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE, 2012.
- Collini, L., e G. Royer-Carfagni. «Friction behaviour of Parmesan cheese over wooden shelves.» Department of Industrial Engineering, 2014.
- Como, M. «Minimum and maximum thrusts states in Static of acient masonry bridges.» *Proc., II Int. Arch Bridge Conf*. Balkema, Rotterdam, The Netherlands: A. Sinopoli ed., 1988. pp. 321-330.
- . *Statica delle Costruzioni Storiche in Muratura*. Aracne, 2011.
- Computers and Structures, Inc. «SAP2000 v15.0.0 - Structural Analysis Program.» Berkeley, CA, 1995.
- Corp., Dassault Systèmes Simulia. «Abaqus/CAE 6.12-3.» Providence, RI, USA, 2012.
- Corporation, Parametric Technology. «Mathcad, version 14.0.0.163.» Needham, Ma, USA, 2007.
- Corradi, M. «Empirical methods for the construction of masonry arch bridges in the 19th century.» *Arch Bridges: history, analysis, assessment manteinance and repair, 2nd International Conference of Arch Bridges*. Rotterdam, 1998.
- Crisfield, M.A. «Finite element and mechanism methods for the analysis of masonry and brickwork arches.» *T.R.L., D.o.T., Res Rep 19*. Crowthorne, 1985.
- Crisfield, M.A., e A.J. Packam. «A mechanism program for computing the strenght of masonry arch bridges.» *Department of Transport, Reseach Report 124*. Crowthorne, United Kingdom, 1985.
- D.L.06/06/2012n.74. *Interventi urgenti per le popolazioni colpite dagli eventi sismici nelle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo il 20 e il 29 maggio 2012, Decreto legge 6 giugno 2012 n.74*. 2012.
- Da Porto, F. «Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari in muratura.» *CIFI: Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari*. 2013.
- Da Porto, F., P. Franchetti, M. Grendene, L. Ranzato, M. Valluzzi, e C. Modena. «Structural capacity of masonry arch bridges to horizontal loads.» *ARCH'07-5th International Conference on Arch Bridges*. Madeira, Portugal, 2007.
- De felice, G. «Assessment of the load-carrying capacity of multi-span masonry arch bridges using fibre beam elements.» *Engng. Structures*, 2009.
- De Felice, G., e S. De Santis. «Experimental investigation and numerical modelling of historic brickworks for railway arch bridges assessment.» *Int. Journal of Architectural Heritage*, 2009.

- Department of Public Works. *Technical code for design, building and assessment of masonry buildings and their strengthening*. [only available in Italian], 1987.
- DM14/01/08. *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*. Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, 2008.
- Drysdale, R.G., e A.A. Hamid. «Capacity of concrete block masonry prism under eccentric compressive loading.» *ACI Jnl*, n. 80 (1979): pp. 707-721.
- Drysdale, R.G., e A.A. Hamid. «Effect of eccentricity on the compressive strength of brickwork.» *Jnl Brit. Cer. Soc.*, n. 30 (1982): pp. 102-108.
- . «Masonry Structures, Behaviour and Design.» Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1993.
- EN15512:2009. *Steel static storage systems – adjustable pallet racking systems – principles for structural design*. CEN European Committee for Standardization, 2009.
- EN1998-1:2004. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. European Committee for Standardization, 1998.
- . *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance*. European Committee for Standardization, 1998.
- Falconer, R.E. «Assessment of multi-span arch bridges.» *Proc., 3rd Int. on Inspection, Appraisal, Repair and Maintenance of Buildings and Structures*. Bangkok, 1994. pp. 79-88.
- Fanning, P.J., e T.E. Boothby. «Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges.» *Comput. Struct.*, n. 79 (2001): pp. 2645-2662.
- Fanning, P.J., T.E. Boothby, e B.J. Roberts. «Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment.» *Constr. and Buildings Mat.*, n. 15 (2001): pp. 51-60.
- FEM. *Section X, Recommendations for the design of steel pallet racking and shelving*. Federation Européenne de la Manutention, 2000.
- FEMA460. *Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accessible to the Public*. Washington, D.C.: National Institute of Building Sciences, 2005.
- Filiatrault, A, R E Bachman, e M G. Mahoney. «Performance-Based Seismic Design of Pallet-Type Steel Storage Racks.» *Earthquake Spectra* 22, n. 1 (2006): 47-64.
- Filiatrault, A., P. Higgins, e A. Wanitkorkul. «Experimental Stiffness and Seismic Response of Pallet-Type Steel Storage Rack Connectors.» *Pract. Period. Struct. Des. Constr* 11, n. 3 (2006): 161–170.
- Filiatrault, A., P.S. Higgins, A. Wanitkorkul, J.A. Courtwright, and R. Michael. "Experimental seismic response of base isolated pallet-type steel storage racks." *Earthquake Spectra* 24, no. 3 (2008): 617-639.
- Gambarotta, L., e S. Lagomarsino. «Damage models for the seismic response of brick masonry shear wall. Part II: the continuum model and its application.» *Earthquake Engineering and structural Dynamics* Vol. 26 (1997): pp. 441-462.
- Gelfi, P. «Program Arco - Version 1.2.» Assessment of masonry arches and vaults, University of Brescia, Italy, 2008.
- Giannuzzi, D., R. Ballarini, A. Huckelbridge, M. Pollino, e M. Valente. «Braced ductile shear panel: New seismic-resistant framing system.» *ASCE Journal of Structural Engineering* 140, n. 2 (2014): 04013050/1-11.
- Gilbert, M., e C. Melbourne. «Rigid-block analysis of masonry structures.» *Struct. Eng.* 72, n. 21 (1994): pp. 356-361.

- Grendene, M., P. Franchetti, L. Ranzato, F. Da Porto, M. Valluzzi, e C. Modena. «Valutazione della capacità strutturale ai carichi orizzontali dei ponti ad arco in muratura.» *XII convegno ANIDIS*. 2007.
- Harvey, W.E.J. «Application of the mechanism analysis to masonry arches.» *Struct. Eng.* 66, n. 5 (1988): pp. 77-88.
- Hatzinikolas, M., J. Longworth, e J. Warwaruk. «Failure modes for eccentrically loaded concrete clock masonry walls.» *ACI Journal*, n. 77 (1980): pp. 258-263.
- Heyman, J. «The masonry arch.» *Ellis Horwood Series in Engineering Science*. England, 1982.
- . «The Stone Skeleton.» Cambridge University Press, 1995.
- Hilsdorf, H.K. «Investigation into the failure mechanism of brick masonry under axial compression.» In *Designing, Eng.ng & Construction with masonry Products*, pp. 34-41. F.B. Johnson ed. (Gulf Publishing, Houston, Texas), 1969.
- Housner, G., et al. «Structural Control: Past, Present, and Future.» *Journal of Engineering Mechanics* 123, n. 9 (1997): 897-971.
- Hughes, T.G. «Analysis and assessment of twin-span masonry arch bridges.» *Proc. Inst. Civ. Eng.*, n. 110 (1995): pp. 373-382.
- Hughes, T.G., e M.J. Blackler. «A review of the UK masonry arch assessment methods.» *Proc. Inst. Civ. Eng.*, n. 122 (1997): pp. 305-315.
- Islami, K., G. Tecchio, e C. Modena. «Seismic Intervention and Dynamic Testing of an Arch Bridge.» Department of Structural and Transportations Engineering, University of Padua, Italy, 2011.
- Johnson, D. H., R. J. Michael, M. C. Pollino, J. D. Redovan, E. E. Moser, e B. A. Macdonald. «Development of a Seismic Isolation System for Commercial Storage Racks.» *ASME 2012 International Mechanical Engineering Congress and Exposition*. Houston, Texas, USA, ASME, 2012. 609-617.
- Kelly, J.M. «The role of damping in seismic isolation.» *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, n. 1 (1999): 3-20.
- Kilar, Vojko, Simon Petrovčič, David Koren, and Simon Šilih. "Seismic analysis of an asymmetric fixed base and base-isolated high-rack steel structure." *Engineering Structures* 33, no. 12 (2011): 3471-3482.
- Kim, Jinkoo, Jinguok Ryu, and Lan Chung. "Seismic performance of structures connected by viscoelastic dampers." *Engineering Structures* 28, no. 2 (2006): 183 - 195.
- Lenticchia, E., e G. Royer Carfagni. «Relazione metodologica ponte sul Taro.» Fornovo, 2014.
- Lourenco, P.B., e D.V. Oliveira. «Conservation of ancient constructions and application to a masonry arch bridge.» Department of Civil Engineering, University of Minho, s.d.
- . «Improving the seismic resistance of masonry buildings: Concepts for cultural heritage and recent developments in structural analysis.» Department of Civil Engineering, University of Minho, s.d.
- . «Strengthening of masonry arch bridges: research and application.» Department of Civil Engineering, University of Minho, s.d.
- Lourenco, P.B., e J.G. Rots. «An anisotropic failure criterion for masonry suitable for numerical implementation.» *Mas. Soc. J.*, n. 18 (2000): pp. 11-18.
- Mastrodicasa, S. *Dissesti statici delle strutture edilizie*. Milano: Hoepli, 1992.


BIBLIOGRAFIA

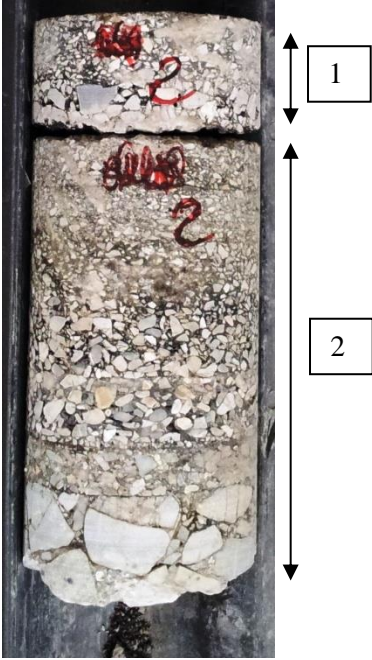
- Melbourne, C., e M. Gilbert. «The behaviour of multi-ring brickwork arch bridges.» *The Struct Eng*, n. 73 (1995): pp. 39-47.
- Melbourne, C., M. Gilbert, e W. Wagstaff. «The behaviour of multi-span arch bridges.» *Proc., I Int. Arch Bridge Conf.* Thomas Telford, London: C. Melbourne, ed., 1995. pp. 489-497.
- Modena, C., P.B. Laurencio, e P. Roca. «Structural analysis of historical construction.» Balkema, 2004. Vol 2, pp. 1091-11-1.
- Molins, C., e P. Roca. «Capacity of masonry arches and spatial frames.» *J. Struct. Eng.* 124, n. 6 (1988): pp. 653-663.
- . «Load capacity of multi-arch masonry bridges. The behaviour of multi-span arch bridges.» *Proc., II Int. Arch Bridge Conf.* Balkema, Rotterdam, The Netherlands: A. Sinopoli, ed., 1988. pp. 213-222.
- Mononobe, N., e Matsuo O. «On the determination of earth pressure during earthquake.» *Proceeding of the world engineering congress.* Tokyo, 1929. pp. 179-87.
- Nazarian, S., e Stokoe K.H. «In situ shear wave velocities from spectral analysis of surface waves.» *Proceedings of the 8th world conference on earthquake engineering.* 1984. pp. 31-38.
- NTC2008. *New Technical Standards for Construction.* Italian Ministry of Public Works (DM 14.01.08), 2008.
- Okabe, S. «General theory on earth pressure and seismic stability of retaining walls and dams.» *J Jpn Soc Civil Eng* 10, n. 6 (1924): pp. 1277-1323.
- Olofsson, J., B. Paulsson, E. Lennart, e B. Taljsten. «Repair and Strengthening of Railway Bridges. Sustainable Bridges Workshop.» Division Of Structural Engineering, Lulea University of Technology, Lulea, Sweden, 2007.
- «Ordinanza del P.C.M. n° 3274.» 20 marzo 2003.
- «Ordinanza del P.C.M. n° 3362.» 2004.
- Page, A., e D. Brooks. «Load bearing masonry- A review.» *Proceedings of the 7th International Brick Masonry Conference.* Melbourne, 1985. pp. 81-100.
- Page, A.W. «The biaxial compressive strength of brick masonry.» *Proc Inst Civil Eng Part 2*, n. 71 (1981): pp. 893-906.
- Pellegrino, C., M.A. Zanini, P. Zampieri, e C. Modena. «Il ruolo del livello di conoscenza nella verifica sismica di tipologie ricorrenti di ponti in c.a. e in muratura.» s.d.
- Petrangeli, e M.P. *Progettazione e costruzione di ponti.* Casa Editrice Ambrosiana, 1996.
- prEN16681:2013. *Steel static storage systems - Adjustable pallet racking systems - Principles for seismic design.* A cura di EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. 2013.
- Resemini, S., e S. Lagomarsino. «Displacement-based methods for the seismic assessment of masonry arch bridges.» *ARCH '07-5th International Conference on Arch Bridges.* Madeira, Portugal, 2007.
- rggrg. ggfg: grgrg, grgrg.
- Rosin, I., et al. *Storage racks in seismic areas.* Final Report RFS-PR-03114, Directorate-General for Research and Innovation, European Commission, 2009.
- Sacco, E., e S. Marfia. «Modeling of reinforced masonry elements.» *Int. J.nl Sol. Str.*, n. 38 (2001): pp. 4177-4198.

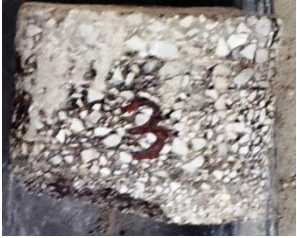
- SAP2000. *Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures*, v.14. Computer and Structures, Inc., 2013.
- SEMA. *Storage Equipment Manufacturers' Association (SEMA) Code of Practice* . 1980.
- Shrive, N.G. «A fundamental approach to the fracture of masonry.» *Proceeding of the 3th International Brick Masonry Conference*. Essen, 1973. pp. 141-145.
- Sideris, P., A. Filiatrault, M. Leclerc, and R. Tremblay. "Experimental investigation on the seismic behavior of palletized merchandise in steel storage racks." *Earthquake Spectra* 26, no. 1 (2010): 209-233.
- Silvestri, S., e T. Trombetti. «Physical and numerical approaches for the optimal insertion of seismic viscous dampers in shear-type structures.» *Journal of Earthquake Engineering* 11, n. 5 (2007): 787-828.
- SIMQKE_GR. *SIMulation of earthQuAKE GRound motions—Massachusetts Institute of Technology*. Gelfi, 2007.
- Soong, T.T., and B.F. Spencer Jr. "Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice." *Engineering Structures* 24, no. 3 (2002): 243-259.
- Soong, T.T., e B.F. Spencer Jr. «Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice.» *Engineering Structures* 24, n. 3 (2002): 243-259.
- Suzuki, K. «Report on damage to industrial facilities in the 1999 Kocaeli earthquake, Turkey.» *Journal of Earthquake Engineering* 6, n. 2 (2000): 275-296.
- Taylor, N., e P. Mallinder. «The brittle hinge in masonry arch mechanism.» *The Str. Eng.*, n. 71 (1991): pp. 359-366.
- Tecchio, G., P. Zampieri, F. Da Porto, C. Modena, A. Prota, e G. Manfredi. «Simplified assessment of railway masonry bridges seismic capacity.» *15th World Conference on Earthquake engineering (WCEE)*. Lisboa, Portugal, 2012.
- UNI/TS-11379:2010. *Progettazione sotto carichi sismici delle scaffalature per lo stoccaggio statico di pallet*. A cura di Ente Unificatore Italiano. 2010.
- Venturato, M., C. Modena, e P. Zampieri. *Interventi di rinforzo per ponti ad arco in muratura*. Padova, 2011.
- Xu, Y.L., Q. He, and J.M. Ko. "Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation." *Engineering Structures* 21, no. 2 (1999): 135 - 148.

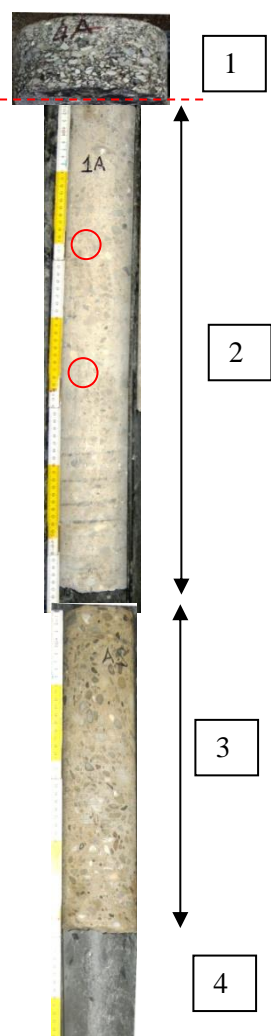
ALLEGATO A


Descrizione stratigrafica di campioni prelevati mediante carotaggio

Foro	1	Campata 13	Impalcato-prossimità del timpano	Zona archi in muratura
		Strato	Descrizione	
	1	1	Strato superficiale in conglomerato bituminoso avente diametro 150 mm ed altezza di circa 153 mm.	
	2	2	Stratificazione in calcestruzzo diametro 100 mm ed altezza 650 mm. Residui di conglomerato bituminoso per i primi 20 mm. Cls compatto con distribuzione granulometrica omogeneamente distribuita (Φ max < 15 mm).	
	3	3	Zona di distacco fra stratificazioni in calcestruzzo.	
	4	4	Stratificazione in calcestruzzo diametro 100 mm ed altezza 135 mm con presenza spezzone di laterizio e malta su metà sezione nella parte terminale.	


Foro	2	Campata 13	Impalcato-prossimità asse carreggiata	Zona archi in muratura
	Strato	Descrizione		
	1	Strato superficiale in conglomerato bituminoso avente diametro 150 mm ed altezza di circa 70 mm.		
	2	Strato in conglomerato bituminoso avente diametro 150 mm ed altezza di circa 270 mm costituito da più strati. Nella parte bassa sono presenti aggregati grossolani e residui del materiale di riempimento sottostante.		


Foro	3	Campata 18	Impalcato-prossimità del timpano	Zona archi in c.a.
	Strato	Descrizione		
	1	Strato superficiale in conglomerato bituminoso avente diametro 150 mm ed altezza di circa 115 mm circa.		


Foro	4	Campata 18	Impalcato-prossimità del timpano	Zona archi in c.a.
	1	Strato	Descrizione	
	1	1	Strato superficiale in conglomerato bituminoso avente diametro 150 mm ed altezza di circa 75 mm	
	2	2	Stratificazione in calcestruzzo diametro 100 mm ed altezza 630 mm con presenza di tondino di armatura a 70 mm di profondità (area cerchiata in rosso). Cls compatto con distribuzione granulometrica omogeneamente distribuita (Φ max < 15 mm).	
	3	3	Zona di distacco fra stratificazioni in calcestruzzo riconducibile ad una ripresa di getto.	
4	4	4	Stratificazione in calcestruzzo diametro 100 mm ed altezza 440 mm con presenza di tondino di armatura a 20 mm di profondità dalla ripresa di getto (area cerchiata in rosso) Cls compatto con distribuzione granulometrica omogeneamente distribuita (Φ max < 15 mm).	


Foro	5	Campata 2	Volta	Zona archi in muratura
		Strato	Descrizione	
		1	Strato superficiale di muratura in laterizi pieni e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 300 mm con frattura a circa metà altezza.	
		2-3-4	Carota costituita da tre tronconi di muratura in malta e laterizio avente diametro 100 mm ed altezza complessiva di circa 650 mm.	

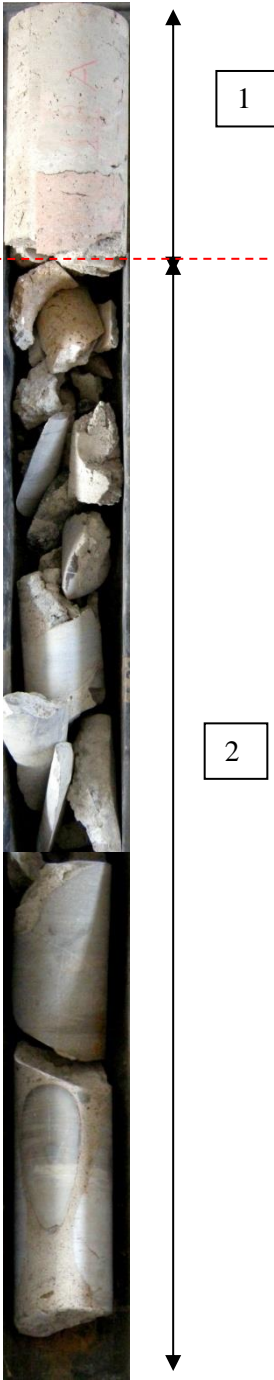
ALLEGATO A

Foro	6A	Campata 2	Volta	Zona archi in muratura
	Strato	Descrizione		
	1	Strato di muratura in laterizio e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 250 mm.		


Foro	6B	Campata 2	Volta	Zona archi in muratura
	Strato	Descrizione		
	1	Strato di muratura in laterizio e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 300 mm circa. E' presente una frattura trasversale a circa metà altezza.		


Foro	9	Campata 2	Timpano	Zona archi in muratura
	Strato	Descrizione		
	1	Strato superficiale di muratura in laterizi pieni e malta avente diametro 100 mm ed altezza di circa 250 mm fratturato in vari monconi.		
	2	Strato costituito da materiale lapideo grossolano e conglomerato cementizio per circa 750 mm di lunghezza.		




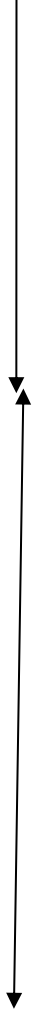
Foro	10	Campata 19	Timpano	Zona archi in c.a.
		Strato	Descrizione	
	1	1	Strato superficiale di muratura in laterizio semipieno e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 240 mm.	
	2	2	Stratificazione in calcestruzzo di diametro 100 mm ed altezza 560 mm con presenza di tondino di armatura a 50 mm dal fondo dello spezzone (cerchiato in rosso). Cls compatto con distribuzione granulometrica omogeneamente distribuita (Φ max < 15 mm).	
	3	3	Ghiaia sciolta per circa 450 mm di altezza.	
	4	4	Stratificazione in calcestruzzo di diametro 100 mm ed altezza 380 mm. Cls compatto con distribuzione granulometrica omogeneamente distribuita (Φ max < 20 mm).	

Foro	11	Campata 2	Pila	Zona archi in muratura
		Strato	Descrizione	
		1	Strato superficiale di muratura in laterizi pieni e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 280 mm.	
		2	Strato costituito da calcestruzzo grossolano ottenuto con materiale lapideo annegato in conglomerato cementizio per circa 1280 mm di lunghezza. Campione prelevato con fustella Φ 100 mm.	


ALLEGATO A


Foro	12A	Campata 2	Pila	Zona archi in muratura
	Strato	Descrizione		
	1	Strato di muratura in laterizio e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 290 mm.		


Foro	12B	Campata 2	Pila	Zona archi in muratura
	Strato	Descrizione		
	1	Strato di muratura in laterizio e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 290 mm. Presenza di numerose fratture nei laterizi fra 150-280 mm.		

Foro	13C	Campata 19	Pila	Zona archi in c.a.
	 <div style="border: 1px solid black; width: 20px; height: 20px; text-align: center; margin: 0 auto;">1</div>	Strato	Descrizione	
	 <div style="border: 1px solid black; width: 20px; height: 20px; text-align: center; margin: 0 auto;">2</div>	1	Strato superficiale di muratura in laterizio semipieno e malta avente diametro 100 mm ed altezza di circa 245 mm.	
	 <div style="border: 1px solid black; width: 20px; height: 20px; text-align: center; margin: 0 auto;">3</div>	2-3	Stratificazione in calcestruzzo di diametro 100 mm ed altezza complessiva di 1320 mm suddivisa in due monconi. Si rileva la presenza di n.2 tondini di armatura (cerchiati in rosso): il primo è posto a 50 mm dalla superficie dello spezzone superiore (mentre il secondo è a circa 30 mm dalla frattura fra i due monconi. Nel complesso il cls risulta compatto con distribuzione granulometrica omogeneamente distribuita (Φ max < 15 mm).	


ALLEGATO A


Foro	13B	Campata 19	Pila	Zona archi in c.a.
		Strato	Descrizione	
		1	Strato di muratura in laterizio semipieno e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 240 mm.	


Foro	13A	Campata 19	Pila	Zona archi in c.a.
		Strato	Descrizione	
		1	Strato di muratura in laterizio semipieno e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 230 mm.	

Foro	14	Campata 4	Pila spalla	Zona archi in muratura	
		Strato	Descrizione		
		1	1	Strato superficiale di muratura in laterizio semipieno e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 310 mm.	
		2	2	Stratificazione in laterizio e malta avente diametro 55 mm ed altezza 140 mm.	
		3	3	Stratificazione costituita da frammenti di calcestruzzo grossolano di diametro 55 mm ed altezza complessiva di circa 380 mm.	
		4	4	Ghiaia sciolta per uno spessore di circa 130 mm.	
	5	5	Stratificazione costituita da frammenti di calcestruzzo grossolano di diametro 55 mm ed altezza complessiva di circa 690 mm.		

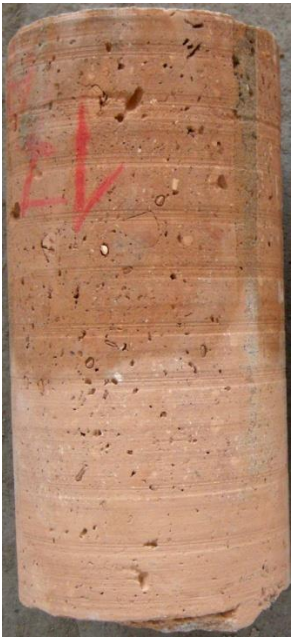
ALLEGATO A


Foro	15A	Campata 4	Pila spalla	Zona archi in muratura
	Strato	Descrizione		
	1	Strato di muratura costituita da laterizi pieni e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 295 mm.		


Foro	15B	Campata 4	Pila spalla	Zona archi in muratura
	Strato	Descrizione		
	1	Strato di muratura costituita da laterizi pieni e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 315 mm.		

Foro	16	Campata 16	Pila spalla	Zona archi in c.a.
	<div style="text-align: center;"> <div style="border: 1px solid black; width: 20px; height: 20px; display: inline-block; margin-bottom: 10px;">1</div> <div style="border: 1px solid black; width: 20px; height: 20px; display: inline-block; margin-bottom: 10px;">2</div> <div style="border: 1px solid black; width: 20px; height: 20px; display: inline-block;">3</div> </div>	Strato	Descrizione	
		1	Strato di muratura in laterizi pieni e malta composto da 4 spezzoni avente diametro 55 mm ed altezza complessiva di circa 970 mm.	
		2	Strato di muratura in laterizi pieni e malta composto da 4 spezzoni avente diametro 55 mm ed altezza complessiva di circa 1200 mm.	
		3	Stratificazione costituita da frammenti di calcestruzzo grossolano di diametro 55 mm ed altezza complessiva di circa 400 mm.	

ALLEGATO A

Foro	17A	Campata 16	Pila spalla	Zona archi in c.a.
	Strato	Descrizione		
	1	Strato di muratura costituita da laterizi pieni e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 290 mm.		

Foro	17B	Campata 16	Pila spalla	Zona archi in c.a.
	Strato	Descrizione		
	1	Strato di muratura costituita da laterizi pieni e malta avente diametro 150 mm ed altezza di circa 295 mm.		

Foro	18	Campata	1	Timpano sopra la pila Zona archi in muratura
	1	Strato	Descrizione	
	1		Strato superficiale costituito da due monconi di muratura in laterizi pieni e malta avente diametro 100 mm ed altezza complessiva di circa 520 mm.	
	2		2	Strato costituito da materiale lapideo grossolano e conglomerato cementizio avente diametro 100 mm ed altezza complessiva di circa 1050 mm. Il conglomerato risulta maggiormente frammentato fra 800- 1050 mm.

ALLEGATO B

Prove di resistenza a compressione degli strati in calcestruzzo.

<i>Punto carotaggio</i>	<i>Posizione</i>	<i>Strato da cui è stato ricavato il provino</i>	<i>Diam provino [mm]</i>	<i>Altezza provino [mm]</i>	<i>Peso provino [g]</i>	<i>Massa vol [Kg/m³]</i>	<i>Rapporto h/d</i>	<i>Carico di rottura [KN]</i>	<i>Resist unit a rottura [MPa]</i>
1	Soletta a sbalzo in c.a. campata n°13 (Figura 71)	0.15-0.75 m	97	97	1725	2408	1.0	229.8	31.1
4	Soletta a sbalzo in c.a. campata n°19 (Figura 74)	0.08-0.7 m	97	97	1760	2457	1.0	439.8	59.5
		0.7-1.14 m	97	97	1760	2457	1.0	340.5	46.1
10	Timpano campata n°19 (Figura 99)	0.24-0.8 m	97	97	1800	2512	1.0	310.3	42.0
		1.25-1.63 m	96	98	1660	2341	1.0	56.9	7.9
13	Pila n°19 (Figura 81)	0.24-0.9 m	97	98	1750	2418	1.0	339.7	46.0
		0.9-1.56 m	97	98	1725	2383	1.0	312.8	42.4