



**Provincia di Ravenna**

**Settore Lavori Pubblici**

U.O. SICUREZZA, PATRIMONIO ED EDILIZIA SCOLASTICA

**ISTITUTO PROFESSIONALE DI STATO PER L'AGRICOLTURA E L'AMBIENTE  
"PERSOLINO-STROCCHI", via Firenze. 194 - FAENZA**

**INTERVENTI FINALIZZATI ALLA MESSA IN SICUREZZA DI EDIFICI SCOLASTICI VARI  
ANNO 2016- OPERE DI CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE E BONIFICA DEL COPERTO  
DEL CORPO STORICO DELL'ISTITUTO PROFESSIONALE "PERSOLINO-STROCCHI"  
CON SEDE IN VIA FIRENZE, 194 - FAENZA**

**PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO**

Presidente: Michele de Pascale	Consigliere Provinciale Istruzione ed Edilizia Scolastica: Dott. Maria Luisa Martinez				
Dirigente Responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Resp. dell'U.O.: Arch. Giovanna Garzanti				
RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Arch. Giovanna Garzanti	Firme: firmato digitalmente				
PROGETTISTA COORDINATORE: Arch. Caterina Panzavolta	firmato				
COORD. SICUREZZA PROGETTAZIONE: Arch. Giovanni Plazzi	firmato				
PROGETTISTA OPERE ARCHITETTONICHE: Arch. Caterina Panzavolta	firmato				
COLLABORATORI Arch. Plazzi Giovanni	firmato				
PROGETTISTA OPERE STRUTTURALI Ing. Marco Portolani	firmato digitalmente				
ELABORAZIONE GRAFICA: Geom. Tocco Franco, Geom. Vergallo Sara	firmato				
RILIEVI:					
0	EMISSIONE	G.P./P.C..	C.P.	G.G.	14/06/2017
Rev.	Descrizione	Redatto:	Controllato:	Approvato:	Data:

TITOLO ELABORATO:

**RELAZIONE SPECIALISTICA E CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE**

Elaborato num: <b>B</b>	Revisione: 0	Data: 12/06/2017	Scala:	Nome file:
----------------------------	-----------------	---------------------	--------	------------

SETTORE: LAVORI PUBBLICI  
U.O. SICUREZZA, PATRIMONIO ED EDILIZIA SCOLASTICA  
RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: GIOVANNA GARZANTI  
PER INFORMAZIONI CONTATTARE: CATERINA PANZAVOLTA  
TEL. 0544/258753 –E –MAIL: [cpanzavolta@mail.provincia.ra.it](mailto:cpanzavolta@mail.provincia.ra.it)  
INCARICATI: CATERINA PANZAVOLTA, GIOVANNI PLAZZI

**Provincia di Ravenna** - Piazza Caduti per la Libertà, 2 - 48121 Ravenna - Tel. 0544 258111 Fax 0544 258070 - C.F. e P. IVA 00356680397  
Sito web: [www.provincia.ra.it](http://www.provincia.ra.it) - PEC: [provra@cert.provincia.ra.it](mailto:provra@cert.provincia.ra.it)



Studio Tecnico di Progettazione  
**MARCO PORTOLANI INGEGNERE**

Via dell'Artigianato n.31/A - 48010 Fusignano (RA)  
e-mail: mportolani@email.it - pec: marco.portolani@ingpec.eu Tel. 349/3185760  
C.f.PRTMRC75L07D458F P.IVA 02160460396

**Comune di FAENZA** - Provincia di Ravenna

**Committenti: PROVINCIA DI RAVENNA**

**Oggetto: INTERVENTI FINALIZZATI ALLA MESSA IN SICUREZZA DI EDIFICI SCOLASTICI VARI - ANNO 2016 - OPERE DI CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE E BONIFICA DEL COPERTO DEL CORPO STORICO DELL' ISTITUTO "PERSOLINO-STROCCHI" - Via Firenze n. 194 - Persolino (Faenza)**  
- **INTERVENTO SISMICO LOCALE ai sensi delle NTC DM 14-01-2008** -

**Progettista Architettonico:**  
**Arch. CATERINA PANZAVOLTA**  
PNZCTN64E47H199S  
Via di Roma 118 - Ravenna  
Ordine Architetti di Ravenna al n.304

**Progettista e DL Strutturale:**  
**Ing. PORTOLANI MARCO**  
PRTMRC75L07D458F  
via dell'Artigianato n.31/A - Fusignano (Ra)  
Ordine Ingegneri di Ravenna al n.1446

## **RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO - C.1**

### **PROGETTAZIONE ESECUTIVA STRUTTURALE**

- ai sensi dell'art.12 comma 1 L.R. 19/2008 - (DGR 1071/2010 - DGR 687/2011 - DGR 1373/2011)

- 0. INDICE GENERALE**
- 1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI AL PROGETTO STRUTTURALE**
- 2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE**
- 3. RELAZIONE SUI MATERIALI**
- 5. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA**
- 6. RELAZIONI SPECIALISTICHE SUI DATI SPERIMENTALI**
- 9. RELAZIONE FOTOGRAFICA**

Codice: **C80\_405\_C.1rev002**  
Revisione: rev003  
Aggiornamento: B  
Data: **21.04.2017**

Area Tecnica di Riferimento:  
**INGEGNERIA STRUTTURALE CIVILE**

Responsabile Area Tecnica  
**INGEGNERIA STRUTTURALE CIVILE:**  
**Ing. PORTOLANI MARCO**

<b>INDICE GENERALE .....</b>	<b>2</b>
<b>ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE .....</b>	<b>3</b>
SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE .....	3
SINTESI DELLE VULNERABILITA' PRINCIPALI .....	4
SINTESI DEGLI INTERVENTI.....	5
DEFINIZIONE CATEGORIA DI INTERVENTO .....	7
CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE.....	8
ES ANALISI STORICO CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.....	9
QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO .....	9
ES LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA .....	9
AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.....	13
MODELLO NUMERICO METODOLOGIA DI MODELLAZIONE ED ANALISI.....	18
SINTESI DEI PRINCIPALI RISULTATI I.....	25
GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI .....	27
<b>2 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE .....</b>	<b>28</b>
MODELLO GLOBALE UTILIZZATO NELLA VERIFICA.....	28
SINTESI VERIFICHE STATICHE MASCHI MURARI.....	29
RISULTATI ANALISI SISMICA NON LINEARE - PUSH-OVER .....	35
ANALISI DEI CINEMATISMI DI PRIMO MODO.....	99
VERIFICA SOLAI LIGNEI DI COPERTURA .....	105
<b>3 RELAZIONE SUI MATERIALI .....</b>	<b>109</b>
<b>4 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....</b>	<b>111</b>
<b>5 PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA.....</b>	<b>111</b>
<b>6 RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI - INDAGINI SPECIALISTICHE.....</b>	<b>117</b>
<b>9 RELAZIONE FOTOGRAFICA .....</b>	<b>118</b>

## **SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE**

La presente relazione riporta le deduzioni e le calcolazioni effettuate per il dimensionamento degli interventi di rinforzo strutturale previsti per la realizzazione del progetto di riparazione locale di un edificio adibito ad istituto scolastico professionale. Il corpo analizzato è parte del complesso dell'istituto professionale di agraria e costituisce il blocco originario di dimensioni indicative pari a 28x12m, costituito dal corpo originario di dimensioni circa 24,5x12 ed un corpo laterale successivamente inglobato costituito da un vecchio porticato oggi tamponato ed interconnesso all'edificio principale.

## **RILIEVO DELLA STRUTTURA ED IDENTIFICAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA**

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali. La conoscenza della geometria strutturale dell'edificio è derivato sostanzialmente dalle operazioni di rilievo visivo. Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, etc.). La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

Coerentemente con quanto indicato al punto C8A.1.A.2 della circolare esplicativa 617/2009, dettagli costruttivi esaminati sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura e sue caratteristiche costruttive.

Al fine di ottenere ogni informazione utile alla caratterizzazione dell'organismo edilizio si è proceduti col rilievo dell'organismo strutturale con analisi puntuale del quadro fessurativo ed analisi della documentazione cartacea di cui si è riusciti ad entrare in possesso.

## **VULNERABILITA' RISCONTRATE**

Nel corso dei diversi sopralluoghi sono state riscontrate alcune vulnerabilità di elementi strutturali e non strutturali. Per "vulnerabilità" si intende la propensione di un elemento a danneggiarsi a causa dell'azione sismica, quindi il danno si manifesta con una certa entità solo al momento in cui l'azione si concretizza con una determinata intensità. Il danno dell'elemento o di una sua parte può generare incidenti, ossia conseguenze indesiderate sui fruitori dell'edificio. Di seguito si riporteranno le vulnerabilità riscontrate e possibili per l'edificio oggetto della presente relazione.

- La copertura in legno manifesta fenomeni deformativi maggiormente evidenti per le travi relative alle campate maggiori e dei travetti dell'orditura secondaria. Si rileva inoltre la presenza di trucioli di legno in corrispondenza di alcuni appoggi murari da valutare come sintomo di un potenziale attacco sulle testate lignee e conseguente riduzione significative della sezione resistente. Tale fenomeno degradativo è in alcuni casi contestuale a degradi per infiltrazioni dalla copertura.
- In termini generali il complesso presenta murature a tessitura estremamente disordinata con l'evidenza di una congenita e diffusa problematica derivante dall'assenza di efficaci ammorsamenti tra pareti principali e di controvento tali da rendere probabile il verificarsi di cinematismi di primo ordine fuori dal piano per effetto di azioni statiche di rilievo o sismiche anche estremamente limitate
- Si rileva visivamente la presenza di pareti con spancature significative in corrispondenza del fronte sul retro in corrispondenza della corte tra i due successivi ampliamenti, fenomeno evidentemente legato alla mancanza di un efficace sistema di confinamento e vincolo delle murature stesse

### **Livelli di sicurezza nei confronti dell'azione sismica**

I meccanismi locali analizzati sono principalmente le pareti murarie soggette alle azioni sismiche ortogonali al loro piano. Le pareti che sono maggiormente sensibili a tale meccanismo sono quelle che presentano carichi verticali ridotti seppur vincolate alla sommità in corrispondenza del solaio di falda in quanto privi di ritegni rompitratta trasversali dovuti alle fratture nelle ammorsature. Il problema principale si ha nei confronti di sismi orientati perpendicolarmente allo sviluppo delle pareti. Come risulta dall'analisi pushover, il meccanismo globale di collasso avviene per plasticizzazione ad una accelerazione significativamente inferiore rispetto a quanto previsto normativamente, ma affinché tale meccanismo possa innescarsi è fondamentale procedere all'esecuzione di interventi puntuali di risarcitura muraria ripristinandone il vincolo di testa originario ed eliminare così i cinematismi di primo modo che non permetterebbero alla struttura di garantire i livelli di comportamento scatolare globale determinato dall'analisi push-over.

### **STATO ATTUALE - Stato limite di salvaguardia vita SLV**

La capacità, in termini di accelerazione al suolo PGA e di periodo di ritorno TR, è la seguente:

Analisi globale PUSHOVER:                       $PGA_{CLV} = 0.131 \text{ g}$                        $TR_{CLV} = 133 \text{ anni}$

Meccanismi locali:                                       $PGA_{CLV} = 0.073$                                        $TR_{CLV} = 33 \text{ anni}$

L'accelerazione sostenibile dal fabbricato (capacità) per SLV è data dalla minima ottenuta di quelle ottenute dall'analisi globale Pushover e dai meccanismi locali; in questo caso:  **$PGA_{CLV} = 0.073 \text{ g}$**

L'indicatore di rischio di salvaguardia della vita, stimato in termini di accelerazione al suolo PGA:  **$\alpha_v = 0.29 = 29 \%$**

L'edificio risulta quindi caratterizzato da inidoneità legata a meccanismi locali e globali e come tale si ritiene necessario eliminarli al fine di garantire per l'edificio in oggetto il raggiungimento dei necessari livelli di sicurezza previsti dalla normativa vigente.

## STATO MODIFICATO - Stato limite di salvaguardia vita SLV

La capacità, in termini di accelerazione al suolo PGA e di periodo di ritorno TR, è la seguente:

Analisi globale PUSHOVER:  $PGA_{CLV} = 0.131 \text{ g}$   $TR_{CLV} = 133 \text{ anni}$

Meccanismi locali: ELIMINATI

L'accelerazione sostenibile dal fabbricato (capacità) per SLV è data dalla minima ottenuta di quelle ottenute dall'analisi globale Pushover e dai meccanismi locali; in questo caso:  **$PGA_{CLV} = 0.131 \text{ g}$**

L'indicatore di rischio di salvaguardia della vita, stimato in termini di accelerazione al suolo PGA:  **$\alpha_v = 0.58 = 58 \%$**

L'edificio riparato risulterà quindi caratterizzato da un più corretto comportamento scatolare permettendo di riportare l'edificio nello stato originale eliminando il rischio di cinematismi di primo modo

## SINTESI DEGLI INTERVENTI

L'intervento in oggetto, riguarderà l'esecuzione interventi locali sismici (ai sensi del 8.4.3. del DM 14/01/2008) fondamentalmente legati alla necessità di garantire un efficace comportamento scatolare del complesso strutturale eliminando le principali vulnerabilità legate a cinematismi di primo modo per quanto concerne i paramenti murari, e garantire le capacità di portata dei solai di copertura in ottemperanza alla norma. In ragione di ciò si provvederà alla verifica del singolo intervento, nella logica di rispettare il più correttamente possibile lo stato di rigidità presente allo stato attuale secondo il principio dell'intervento locale. Le strutture portanti oggetto di intervento sono in muratura. Il progetto è stato redatto secondo il DM 14/01/2008.

Di seguito si riportano in sintesi gli interventi principali:

- 1. INTERVENTI AL MANTO DI COPERTURA
  - o Rimozione dei coppi e tavole al di sopra dei travicelli con successiva sostituzione degli elementi ritenuti inadeguati al loro mantenimento
- 2. INTERVENTI ALLA STRUTTURA LIGNEA DI COPERTURA - ORDITURE SECONDARIE
  - o Sostituzione di tutti i travicelli che si dimostrassero inadeguati al loro mantenimento
- 3. INTERVENTI ALLA STRUTTURA LIGNEA DI COPERTURA - ORDITURE PRINCIPALE
  - o Campo di Solaio A-B-F-G: Verifica consistenza elementi lignei con sostituzione di tutti gli appoggi sotto cantonale con travi C30 20x25cm, nel caso in cui i cantonali risultassero inadeguati con travi C30 25x30cm e gli Arcarecci con travi C30 16x20cm
  - o Campo di Solaio C: Sostituzione arcarecci esistenti con Travi C30 20x25cm
  - o Campo di Solaio D - E: Verifica consistenza elementi lignei e sostituzione con travi C30 16x20cm

Si precisa che nel caso si rinvenissero elementi ritenuti inadeguati all'esercizio delle proprie funzioni strutturali, si procederà con la loro sostituzione attraverso l'uso di elementi di analoga qualità ed aspetto ad integrazione di quella esistente. In corrispondenza delle strutture lignee principali nel caso si evidenziassero in corso d'opera particolari segni di degrado, si provvederà all'esecuzione di rinforzo delle stesse mediante il consolidamento degli elementi in corrispondenza di discontinuità materiche accertate, attraverso ricostruzioni localizzate dei punti di frattura e mediante l'inserimento di un sistema di piastre metalliche in corrispondenza dei nodi principali al fine di ripristinare l'organizzazione originaria degli elementi attraverso un intervento sempre coerente con lo spirito del tempo e secondo una metodologia di fatto reversibile.

Nel caso in cui gli elementi di orditura principale si dimostrassero di fatto in degradata da non poter essere consolidate lasciandole in loco, si provvederà alla loro rimozione e successivamente al ripristino a terra

- 4. INTERVENTI DI RINFORZO METALLICO INTERVENTI DI CERCHIATURE DI SOTTOTETTO

- o Esecuzione di sistema di cordolature metalliche realizzate perimetralmente ai locali di sottotetto in grado di prevenire l'innescio di cinematismi di primo modo e garantire un efficace ritegno alle ammorsature di controvento

Al fine di creare un ritegno al cinematismo di ribaltamento delle pareti fuori dal piano si prevede di realizzare un sistema di cerchiatura metallica perimetrale alla muratura e fissata alla muratura mediante barre filettate con ancorante chimico ed imbullonate alle piastre di irrigidimento poste in corrispondenza di ogni parete di controvento. Le estremità dei profilati saranno collegate con piastre angolari mediante bullonatura. I profilati saranno vincolati alla sommità dei setti con staffe metalliche passanti sullo spessore murario.

Tale intervento prevederà quindi la realizzazione di una cordolatura metallica continua realizzata internamente al sottotetto, con la realizzazione e fissaggio esternamente di contropiastre di irrigidimento posizionate a vista esternamente alla parete e posizionate al di sotto della linea di gronda in modo tale da garantire l'efficacia della cerchiatura prevista. A seguito del rinvenimento di diffusi casi di fessurazione delle murature di sottotetto si provvederà alla riparazione di lesioni nelle murature mediante l'inserimento di cunei di ferro e chiusura delle fessure con malta di calce e contestuale rinzafo dei corsi delle murature stesse con malta di calce idraulica e grassello, previa rimozione delle parti di malta di scarsa qualità fra i corsi di laterizio;

- 5. INTERVENTI DI RINFORZO MURATURA DI SOTTOTETTO

- o Ricucitura e ripristini degli ammorsamenti murari di collegamento tra pareti perimetrali esterne coi setti di controvento interni mediante ripristino della muratura ad eliminazione dei punti di separazione

- 6. INTERVENTI SULLE MURATURE IN ELEVAZIONE - CUCI SCUCI

- o Intervento di scuci e cuci in riferimento ad una porzione di parete sul retro che presenta un fuori piombo eccessivo ed in corrispondenza del paramento di collegamento col corpo basso laterale.

In corrispondenza delle accertate lesioni nelle murature in elevazione si precederà con la loro riparazione mediante l'inserimento di cunei di ferro e chiusura delle fessure con malta di calce e rinzafo di murature con malta di calce idraulica e grassello, previa rimozione delle parti di malta di scarsa qualità fra i corsi di laterizio;

Nei casi in cui tali fratture si mostrassero di significativa consistenza si procederà attraverso un sistema di riparazione a scuci e cuci di lesioni murarie su muri gravemente lesionati, attraverso la demolizione dei lembi di stacco, la pulizia ed il lavaggio delle parti messe a nudo, la ricostituzione della continuità muraria previa la formazione dei necessari ammorsamenti con materiale idoneo ed omogeneo al preesistente, posto in opera a forza negli ammorsamenti e sulla superficie superiore di contatto e legato con malta idonea.



## INTERVENTO LOCALE DI EDIFICIO IN MURATURA PORTANTE

I lavori di cui all'oggetto:

- riguardano un edificio esistente;
- sono soggetti a deposito sismico (zona sismica "2");
- non ricadono sotto la legge 1086 del 1971;
- possono essere classificati come "intervento locale" (paragrafo 8.4 delle NTC08);
- non necessitano della nomina del collaudatore;
- possono essere classificati come "ordinari" (Tipo di costruzione "2"; Vita Nominale  $\geq$  50 anni);
- riguardano locali con "Classe d'Uso III" ;
- interessano ambienti destinati ad istituto scolastico (Categoria C);
- il livello di conoscenza raggiunto è LC1;
- relativamente alle lavorazioni indicate, il livello di prestazione in caso di incendi è "Livello II" (si può assegnare un R15).

Si sottolinea inoltre che:

- non si amplia né si sopraeleva l'edificio;
- non si apportano variazioni di destinazione che comportino incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) in fondazione superiori al 10%;
- non si effettuano interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;
- non si effettuano interventi strutturali che implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso;

Il presente intervento strutturale è da inquadrarsi nella categoria definita "RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE" (rif. paragrafo 8.4.3. del D.M. Infr. e Trasp. 14/01/2008).

L'intervento sulla parete può rientrare nell'ambito della "**Riparazione o Intervento locale**" alle condizioni previste dal punto §8.4.3:

*Riparazione o intervento locale, Circolare 2-2-2009 n° 617:*

*"Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali (travi, architravi, porzioni di solaio, pilastri, pannelli murari) o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.*

Si sottolinea che:

- non si amplia né si sopraeleva l'edificio;
- non si apportano variazioni di destinazione che comportino incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) in fondazione superiori al 10%;
- non si effettuano interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;
- non si effettuano interventi strutturali che implicino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso;
- la nuova distribuzione delle aperture, oltre a prevedere idonee opere di rinforzo, non è tale da alterare in modo sensibile la struttura resistente di piano ed il livello di regolarità della struttura;
- non si ha eliminazione totale di una parete portante o di controvento;
- non si ha inserimento di cerchiature a cavallo nelle intersezione delle murature;
- non si ha inserimento dei montanti nello spessore dei muri trasversali (ovvero nell'incrocio murario);
- non si ha apertura di porte o finestre nelle pareti che lascino una mazzetta muraria laterale residua inferiore a 50 cm (escluso lo spessore del muro ortogonale);
- non si aprono porte o finestre nelle pareti perimetrali esterne a distanza inferiore ad 1 m dall'angolo compreso lo spessore del muro trasversale.

Per quanto riguarda le fondazioni:

- i lavori non interessano le strutture di fondazione;
- l'intervento è di modesta rilevanza, soprattutto dal punto di vista geotecnico;
- nella costruzione non sono presenti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni;
- l'intervento in oggetto non comporta rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni.

#### Definizione della categoria d'intervento

Per quanto riguarda il *D.M. Infr. e Trasp. 14/01/2008* nel caso in esame si fa riferimento al capitolo 8. **COSTRUZIONI ESISTENTI.**

**Il presente intervento strutturale è da inquadrarsi nella categoria definita “RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE” (rif. paragrafo 8.4.3. del D.M. Infr. e Trasp. 14/01/2008).**

Infatti:

- gli interventi di progetto non rientrano fra quelli definiti “**interventi di adeguamento**” (rif. *paragrafo 84.1.* del D.M. Infr. e Trasp. 14/01/2008), in quanto non ricompresi nei casi elencati dalle norme tecniche, infatti: non si amplia né si sopraeleva l'edificio; non si apportano variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi originari (permanententi e accidentali) in fondazione superiori al 10%; non si effettuano interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente; non si effettuano interventi strutturali che implichino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso;
- il presente progetto delle strutture non è principalmente finalizzato ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni sismiche, ma ha lo scopo di intervenire localmente ove sono necessari interventi edili. Pertanto non rientra nella categoria degli “**interventi di miglioramento**” (rif. *paragrafo 8.4.2.* del D.M. Infr. e Trasp. 14/01/2008), infatti non si effettuano interventi che variano in modo significativo la rigidezza, la resistenza e/o di duttilità.
- il progetto delle strutture interessa porzioni della costruzione limitate alle zone ove risulta necessario intervenire e/o singole parti localizzate e pertanto riguarda le categorie d'intervento “**riparazioni o interventi locali**” (rif. *paragrafo 8.4.3.* del D.M. Infr. e Trasp. 14/01/2008 e *paragrafo C8.4.3* della Circolare).

***Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione.***

Classificazione e parametri per l'azione sismica. Il Comune sul cui territorio viene realizzato l'intervento di progetto è classificato zona sismica ai sensi dell'Allegato A alla O.P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274.

In particolare, in accordo con la Committenza, i parametri assunti per progettazione sismica delle strutture secondo il D.M. 14/01/2008 sono i seguenti:

-Località:

**via Firenze, 194 - Faenza (RA)**

-Latitudine (coordinate geografiche ellissoidiche ED50):	<b>44,274°</b>
-Longitudine (coordinate geografiche ellissoidiche ED50):	<b>11.849°</b>
-Zona sismica (rif. O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274, All. A):	<b>2</b>
-Vita nominale (rif. D.M. 14/01/08, punto 2.4.1):	<b>V<sub>N</sub> = 50 anni</b>
-Classe d'uso (rif. D.M. 14/01/08, punto 2.4.2):	<b>CLASSE III</b>
-Categoria di sottosuolo ipotizzata (rif. D.M. 14/01/08, punto 3.2.2):	<b>C</b>

(Nota: Google utilizza coordinate geografiche ellissoidiche WGS84).

Ai sensi dell'ALLEGATO A alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento sarà dedotta dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it>. T<sub>R</sub> = 475 anni

Limitazioni d'uso.

Nell'ambito della propria destinazione d'uso non si rende necessario imporre limitazioni d'uso alla costruzione una volta eseguite le lavorazioni in progetto. Nella presente relazione sono riportati i calcoli e le verifiche più significative per la struttura in esame, in relazione agli interventi di progetto. Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza delle strutture nella redazione del relativo progetto sono state effettuate e soddisfatte quelle prescritte dalle vigenti norme tecniche.

Rispetto alla configurazione precedente ai lavori in oggetto, non si sono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle pareti interessate dall'apertura dei nuovi vani e della struttura nel suo insieme.

### ***ES Analisi storico critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale.***

È stato eseguito un rilievo geometrico delle pareti associato ad alcuni saggi sui maschi (demolizione dell'intonaco) per classificare visivamente la muratura e sui solai. Si evidenzia che:

- La costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione; interventi successivi hanno lasciato tracce riconoscibili sulle strutture;
- Non si palesano difetti di impostazione e di realizzazione rispetto allo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione.
- La costruzione non manifesta (per quanto visto nei locali in cui mi è stato concesso di entrare e per quanto permesso dagli arredi), compatibilmente al livello di conoscenza raggiunto (minimo), dissesti in atto e lesioni dovute a cedimenti di fondazione
- Le strutture presentano un normale degrado dovuto alla obsolescenza materica.

### ***Descrizione generale dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica.***

I lavori di cui all'oggetto riguardano un edificio esistente. Non viene modificato il comportamento globale della struttura.

### ***Quadro normativo di riferimento adottato.***

#### 1.1.1 Norme di riferimento cogenti.

- **Legge 5 novembre 1971 n° 1086** - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge 2 febbraio 1974 n° 64** – Provvedimenti per la costruzione con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380** – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 14 gennaio 2008 – **Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni** (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008 – Serie generale).
- Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. – **Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»** (pubblicata sul supplemento ordinario alla G.U. n. 47 del 26 febbraio 2009 – Serie generale).
- **Classificazione sismica** dei Comuni italiani: ALLEGATO A all'Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (G.U. 08.05.2003, n. 105) – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio

nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

- L.R. (Emilia Romagna) 30 ottobre n. 19 del 2008 – «**Norme per la riduzione del rischio sismico**» e relativi atti di indirizzo.

#### ES Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

Nella verifica eseguita si è valutato livello di conoscenza raggiunto a seguito dell'analisi della documentazione disponibile, dei saggi e delle indagini in situ. Tale valutazione avviene ai sensi della Circolare n° 617 del 02 febbraio 2009 contenente le Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008, capitolo C8A (appendice al capitolo 8).

#### Dettagli costruttivi

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- *Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.*

*Si ritiene che la conoscenza dei dettagli costruttivi dell'edificio possa essere soddisfatta tramite la campagna di saggi eseguita e che corrisponde ad una "verifica in situ limitata".*

#### Proprietà dei materiali

La Circolare precedentemente citata distingue per la parte in muratura tra:

- *Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti). Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.*

#### Conclusioni

Alla luce di quanto sopra esposto si ritiene che il livello di conoscenza raggiunto è del tipo LC1, quindi con un fattore di confidenza FC=1,35.

In ragione di quanto indicato nel parere del Comitato Tecnico Scientifico della Regione Emilia Romagna n.35 del 2012, si è provveduto ad eseguire le verifiche sulle pareti oggetto di intervento verificando il rapporto di equivalenza tra lo stato attuale e quello di progetto utilizzando i sopracitati valori "medi" tabellati (C8A21).

*Ai fini dei citati confronti, è opportuno che le caratteristiche dei materiali esistenti siano assunte con riferimento ai loro valori più probabili (valori medi), senza l'applicazione dei fattori di confidenza FC (ferma restando la possibilità di impiegare valori ridotti delle rigidzze per tener conto dello stato di fessurazione nei materiali fragili). Gli appropriati valori di FC (in funzione del livello di conoscenza) dovranno comunque essere applicati in sede di valutazione del livello di sicurezza della costruzione o di sue parti ("apposita relazione" di cui al paragrafo 8.3 delle NTC-2008).*

In ragione di ciò Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito. Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2).

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale,  $w$  = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w (kN/m <sup>3</sup> )
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

### Muratura in pietrame disordinata (Valori Minimi)

$$f_m = 10 \text{ daN/cm}^2 \quad t_0 = 0.20 \text{ daN/mq} \quad E = 6900 \text{ daN/cm}^2 \quad G = 2300 \text{ daN/cm}^2$$

Per quanto concerne invece le valutazioni del livello di sicurezza della costruzione nelle pareti esaminate si è provveduto ad applicare ai suddetti valori fattori di confidenza  $FC = 1.35$  riduttivi delle relative caratteristiche in sede calcolativa.

Nella Tabella C8A.2.1 sono indicati i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi, secondo quanto indicato al § C8A.1.A.4 in funzione del livello di conoscenza acquisito. Il riconoscimento della tipologia muraria è condotto attraverso un dettagliato rilievo degli aspetti costruttivi (§ C8A.1.A.2).

A conferma di quanto sopra esposto, si ritiene corretto considerare di fatto il comportamento complessivo come rappresentato dal valore medio della resistenza a compressione della muratura nell'intervallo della tabella C8A.2.1 della Circolare, pari a  $f_m = 32 \text{ daN/cm}^2$

Quindi la resistenza di calcolo si ottiene dividendo per il fattore di confidenza  $FC = 1,35$  e vale:

$$f_d = 10,0/1,35 = 7.4 \text{ daN/cm}^2$$

Analogamente discendono gli altri parametri meccanici:

$$t_0 = 0.20 / 1,35 = 0.15 \text{ daN/cm}^2$$

### ***Azioni di progetto sulla costruzione.***

Sulla costruzione fondamentalmente agiscono:

- carichi gravitazionali dovuti ai pesi propri degli elementi portanti e portati nonché i relativi carichi accidentali;
- carichi orizzontali dovuti all'azione del vento;
- carichi orizzontali inerziali dovuti al sisma (carichi eccezionali).

La verifica delle parete prende in considerazione i carichi gravitazionali ed il sisma.

Il peso dei solai esistenti (peso proprio e permanente portato) è stato stimato sulla base dell'esame visivo, dei saggi effettuati e dell'esperienza personale.

Neve Regione: Emilia Romagna

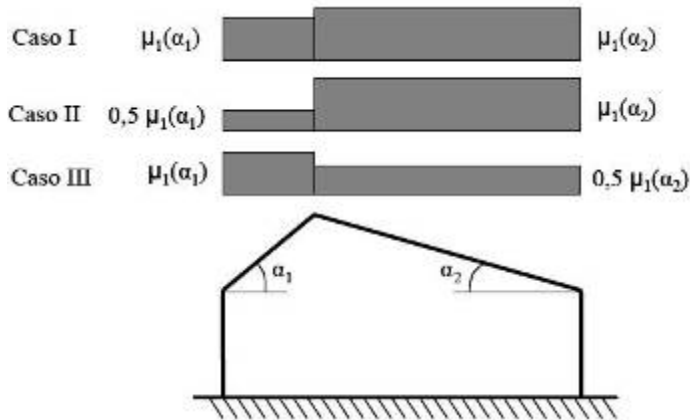
- Provincia: Ravenna
- Ubicazione: Zona I - Mediterranea
- Quota sito s.l.m.m.  $a_s$ : 0 m
- Topografia: Normale
- Coefficiente di esposizione  $C_E$ : 1.0
- Coefficiente termico  $C_t$ : 1.00
- Valore caratteristico di carico neve al suolo ( $T_R=50$ anni)  $q_{sk}$ :  $1.50 \text{ kN/m}^2$
- Angolo  $\alpha_1$  della falda 1 sull'orizzontale:  $17^\circ$  Angolo  $\alpha_2$  della falda 2 sull'orizzontale:  $17^\circ$
- Coefficiente di forma  $\mu_1(\alpha_1)$ : 0.80 Coefficiente di forma  $\mu_1(\alpha_2)$ : 0.80
- Caso (i) - Carico neve in assenza di vento
- Carico neve su falda 1  $q_1$ :  $1.20 \text{ kN/m}^2$  Carico neve su falda 2  $q_2$ :  $1.20 \text{ kN/m}^2$

Caso (ii) - Carico neve in presenza di vento

- Carico neve su falda 1  $q_1$ : 0.60 kN/m<sup>2</sup> Carico neve su falda 2  $q_2$ : 1.20 kN/m<sup>2</sup>

Caso (iii) - Carico neve in presenza di vento

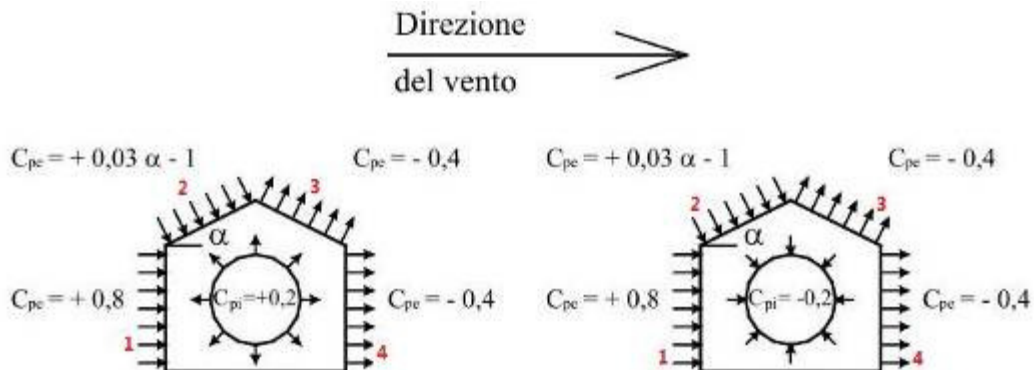
- Carico neve su falda 1  $q_1$ : 1.20 kN/m<sup>2</sup> Carico neve su falda 2  $q_2$ : 0.60 kN/m<sup>2</sup>



Vento Dati sito

- Regione: Emilia Romagna Provincia: Ravenna
- $v_0$ : 25.00 m/s  $a_0$ : 500.00 m  $k_a$ : 0.02 s<sup>-1</sup> Zona: 2 Classe di rugosità: D
- Distanza dalla costa: 30 km
- Categoria di esposizione: II
- $k_r$ : 0.19  $z_0$ : 0.05 m  $z_{min}$ : 4.00 m
- Pendenza falda  $\alpha$ : 17 °
- Altezza edificio sul p.c.: 10.00 m
- Tempo di ritorno  $T_R$ : 50 anni
- Coefficiente di topografia  $c_t$ : 1.00
- Coefficiente dinamico  $c_d$ : 1.00
- Coefficiente di esposizione  $c_e$ : 2.35
- $\alpha_R$ : 1.00  $v_b$ : 25.00 m/s  $v_b(T_R)$ : 25.02 m/s
- $q_b(T_R)$ : 391.20 N/m<sup>2</sup>

Caso (1): Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie <33% di quella totale



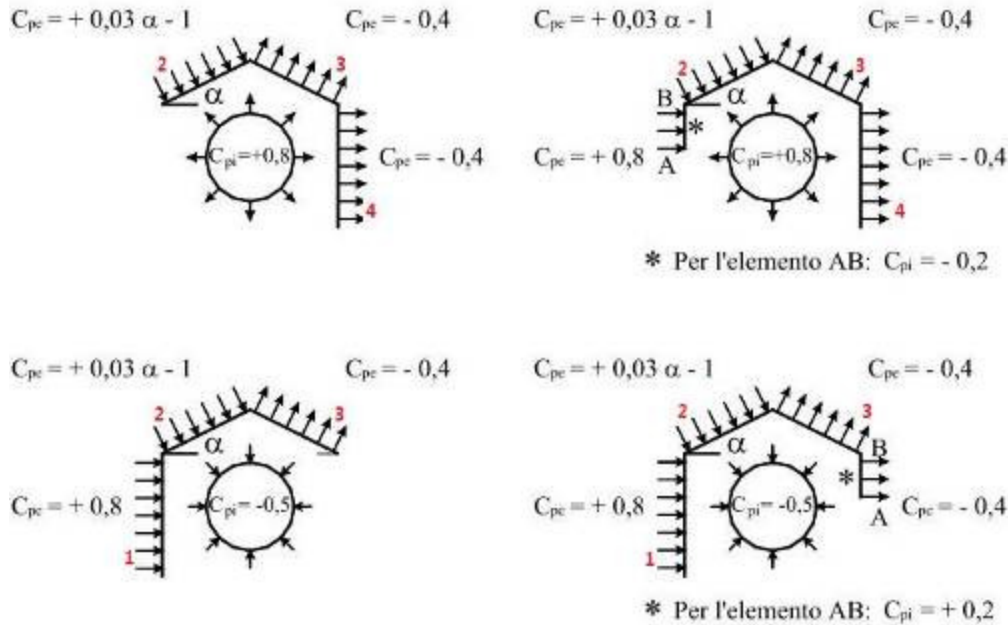


- $p_1 = 0.55 \text{ kN/m}^2$
- $p_2 = -0.55 \text{ kN/m}^2$   $p_3 = -0.55 \text{ kN/m}^2$   $p_4 = -0.55 \text{ kN/m}^2$

Pressioni del vento (area interna in depressione)

- $p_1 = 0.92 \text{ kN/m}^2$   $p_2 = -0.18 \text{ kN/m}^2$   $p_3 = -0.18 \text{ kN/m}^2$   $p_4 = -0.18 \text{ kN/m}^2$

Caso (2): Costruzioni aventi una parete con aperture di superficie  $\geq 33\%$  di quella totale



Coefficienti di pressione

- $c_{pe,AB} = 0.8$
- $c_{pe,2} = -0.4$
- $c_{pe,3} = -0.4$
- $c_{pe,4} = -0.4$
- $c_{pi,sop} = 0.8$
- $c_{pi,sot} = -0.5$
- $c_{pi,AB} = -0.2$

Pressioni del vento (apertura sopravvento)

- $p_{AB} = 0.92 \text{ kN/m}^2$
- $p_2 = -1.10 \text{ kN/m}^2$
- $p_3 = -1.10 \text{ kN/m}^2$

- $p_4 = -1.10 \text{ kN/m}^2$

Pressioni del vento (apertura sottovento)

- $p_1 = 1.20 \text{ kN/m}^2$
- $p_2 = 0.09 \text{ kN/m}^2$
- $p_3 = 0.09 \text{ kN/m}^2$
- $p_{AB} = -0.18 \text{ kN/m}^2$

Caso (3): Costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie  $\geq 33\%$  di quella totale

Coefficienti di pressione

- $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1.2$
- $c_{pi} = \pm 0.2$

Pressioni del vento

- $p_1 = 1.10 \text{ kN/m}^2$
- $p_2 = -0.18 \text{ kN/m}^2$
- $p_3 = -0.18 \text{ kN/m}^2$
- $p_4 = -1.10 \text{ kN/m}^2$

## ANALISI DEI CARICHI

---

### - PIANO DI COPERTURA

<b>G1 - Peso proprio solaio</b>	<b>35 kg/mq</b>
Travi principali (interasse medio 1.0ml)	30 daN/mq
Travicelli di sostegno tavelle	5 daN/mq
<b>G2 - Sovraccarico permanente</b>	<b>165 kg/mq</b>
Tavelle in laterizio	80 daN/mq
Manto impermeabile + Coppi di copertura	85 daN/mq
<b>Qsk - Carico accidentale</b>	<b>120 kg/mq</b>

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0

### - PIANO DI COPERTURA (quota parte di campo solaio A-C con accumulo contro parete)

<b>G1 - Peso proprio solaio</b>	<b>35 kg/mq</b>
Travi principali (interasse medio 1.0ml)	30daN/mq
Travicelli di sostegno tavelle	5 daN/mq
<b>G2 - Sovraccarico permanente</b>	<b>165 kg/mq</b>
Tavelle in laterizio	80 daN/mq
Manto impermeabile + Coppi di copertura	85 daN/mq
<b>Qsk - Carico accidentale (con accumulo contro parete verticale)</b>	<b>250 kg/mq</b>

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0

### - PIANO DI SOTTOTETTO (AD USO ESCLUSIVO DI CONTROSOFFITTO NON PRATICABILE)

<b>G1 - Peso proprio controsoffitto</b>	<b>55 kg/mq</b>
Travi principali (interasse medio 1.0ml)	25 daN/mq
Tavolato ligneo superiore	15 daN/mq
Controsoffitto intradossale in cartongesso	15 daN/mq

## **Modello numerico.**

### **Metodologia di modellazione ed analisi.**

#### Comportamento strutturale delle pareti in muratura:

I **diagrammi di comportamento** dei singoli elementi murari sono assunti **elastoplastici** (bilineari), con forza ultima determinata dalla minima forza resistente fra PressoFlessione e Taglio; lo spostamento ultimo viene generalmente assunto pari a 0.4%H in caso di crisi per taglio ( $F_U = F_{U,Taglio}$ ) e 0.6 %H in caso di crisi per PressoFlessione ( $F_U = F_{U,PressoFlessione}$ ); H viene assunta pari alla luce deformabile del maschio. L'altezza di calcolo del maschio può essere inferiore all'altezza complessiva a causa delle zone rigide di intersezione fra maschi e fasce di piano, seguendo in tal modo le indicazioni sulla modellazione 'a telaio' riportate in §7.8.1.5.2:

"(...) In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.(...)"

Se in uno Stato Attuale si considera una parete piena ed in uno Stato di Progetto si pratica un'apertura con irrigidimento del traverso sovrastante l'architrave, è possibile che i modelli corrispondenti presentino una parete con altezza di calcolo pari all'altezza di interpiano nello Stato Attuale, e maschi adiacenti all'apertura con altezza di calcolo pari all'altezza dell'apertura nello Stato di Progetto.

Le caratteristiche fisiche e meccaniche del materiale murario costituente la parete vengono descritte in §C8A.2, dove la Tab.C8A.2.1 fornisce valori di riferimento per parametri meccanici (resistenze e moduli di elasticità) e peso specifico; i parametri possono essere modificati dall'applicazione dei coefficienti correttivi proposti in Tab.C8A.2.2 (N.B.: ex Tab.11.D.2 di OPCM 3431/2005: da quest'ultima Norma vengono desunti i coefficienti correttivi per le murature presenti in Tab.C8A.2.1 ma non riportate in Tab.C8A.2.2).

#### Calcolo della forza ultima per pressoflessione nel piano:

Per i **maschi murari**, la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_U = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 \cdot f_d), \text{ dove:}$$

$M_U$  = momento corrispondente al collasso per pressoflessione; se F è la forza orizzontale agente in sommità alla parete, alla base il momento è pari  $F_h/2$  nello schema a doppio incastro (con incastro scorrevole in sommità); a  $F_h$  nello schema a mensola ed in altri schemi statici diversi dal doppio incastro (a favore di sicurezza);

l = larghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t = spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P / l_t$ , con P forza assiale agente positiva se di compressione).

Se P è di trazione,  $M_U = 0$ ;

$f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

In Analisi Non Lineare la resistenza di calcolo è data da:  $f_d = f_m$ , dove  $f_m$  è il valore medio della resistenza a compressione della muratura (se  $f_m$  non è nota, si pone:  $f_m = f_k / 0.7$ ); inoltre, non si applica il coefficiente  $\gamma_M$ .

La formulazione riportata in §7.8.2.2.1 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del materiale è la resistenza a compressione media  $f_m$ , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab. C8A.2.1).  $f_m$  sostituisce  $f_k$  nella formulazione di  $f_d$ ; inoltre,  $\gamma_M$  deve essere moltiplicato per il Fattore di Confidenza  $F_C$  (§C8.7.1.5):  $F_C = 1.35, 1.20, 1.00$  rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $f_m$ ).

In Analisi Non Lineare, non si applica  $\gamma_M$ , e la resistenza di calcolo è data da:  $f_d = f_m / F_C$ .

#### Calcolo della forza ultima per taglio (taglio per fessurazione diagonale):

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata per mezzo di una formulazione esprimibile nel modo seguente:

$V_t = l t * f_{vd}$ , dove:

$$f_{vd} = \tau_{od} * \sqrt{[1 + \sigma_o / (b \tau_{od})]} = (f_{td} / b) * \sqrt{[1 + \sigma_o / f_{td}]}$$

essendo:

$\sigma_o$  = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione ( $= P / l_t$ , con P forza assiale agente positiva se di compressione);

$f_{td}$  = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale

$\tau_{od}$  = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale) per fessurazione diagonale

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b=h/l$ , comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete.

Si ha:  $f_t = b \tau_o$ .

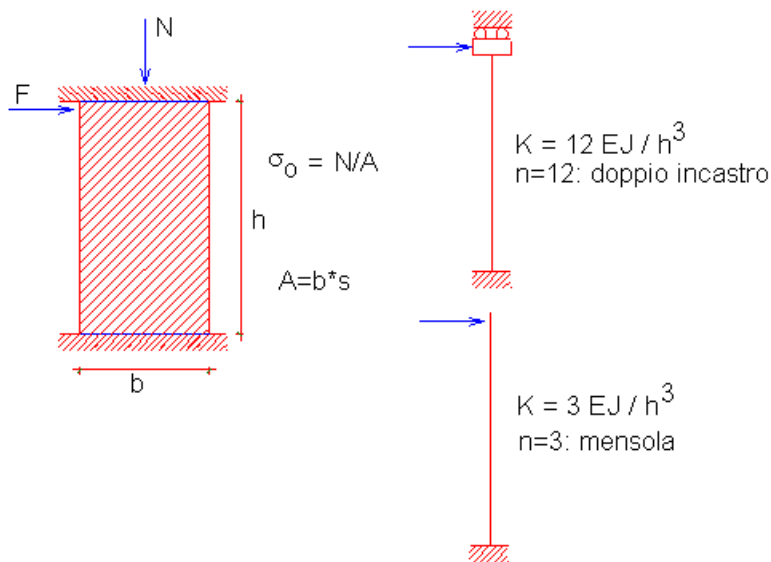
Secondo §C8.7.1.5 i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza  $F_C$  (Analisi Lineare e Non Lineare) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali  $\gamma_M$  (solo Analisi Lineare). Il Fattore di Confidenza  $F_C$  è pari a 1.35, 1.20, 1.00 rispettivamente per i livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per  $\tau_0$ ). I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (Tab. C8A.2.1).

Modalità di esecuzione dell'analisi, e calcolo dell'accelerazione al suolo sostenibile:

Il comportamento della parete muraria, composta da uno o più maschi murari con eventuali telai di rafforzamento nelle aperture, viene adeguatamente studiato tramite analisi statica non lineare, considerando i diagrammi di comportamento dei singoli elementi costitutivi della parete.

Comportamento strutturale del singolo maschio murario:

Consideriamo il singolo maschio sottoposto all'azione di una forza orizzontale (fig. 1).



**Fig. 1.**

Lo spostamento in sommità, componendo la deformazione flessionale e tagliante, è dato dalla

$$(1) \quad \delta = \delta_M + \delta_T = F h^3 / (n EJ) + \chi Fh / (GA), \quad \chi = 1.2, \quad 3 \leq n \leq 12$$

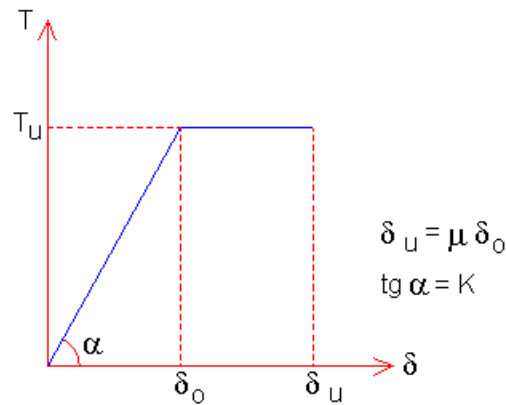
Ponendo lo spostamento uguale a 1, si ottiene il valore della rigidezza alla traslazione:

$$(2) \quad K = 1 / [ h^3 / (n EJ) + 1.2 h / (GA) ]$$

dove  $n=3$  per il caso della mensola, e  $n=12$  per la parete doppiamente incastrata.

La rigidezza elastica alla traslazione è uno dei tre parametri necessari per la definizione del comportamento strutturale del

maschio murario. Infatti, assumendo una legge costitutiva elasto-plastica (rappresentata dal diagramma Forza-Spostamento (fig. 2), occorrono i seguenti tre parametri:



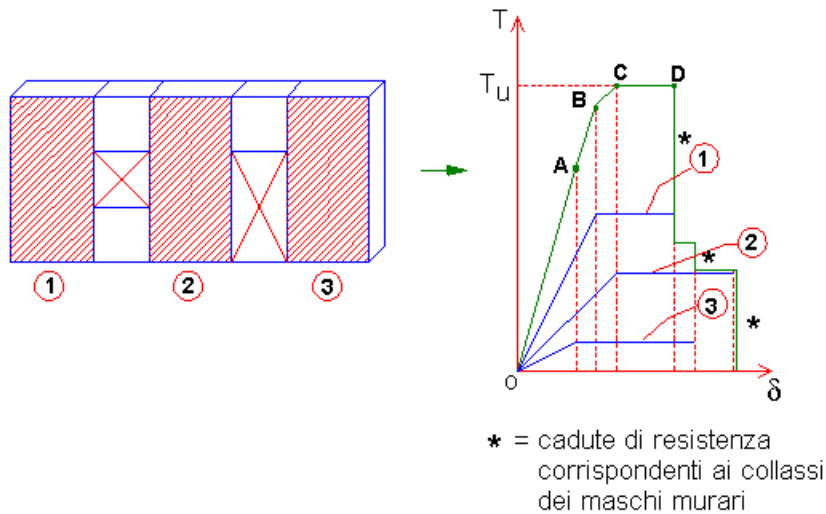
**Fig. 2.**

- la rigidezza elastica  $K$ , espressa dalla (2), che fornisce la pendenza del tratto inclinato del diagramma (campo elastico);
- la forza ultima  $T_U$ , che rappresenta il valore minimo fra la resistenza a taglio e la resistenza a pressoflessione del maschio;
- la duttilità  $\mu$ , pari al rapporto tra spostamento ultimo  $\delta_U$  e spostamento al limite elastico  $\delta_0$ . Secondo il D.M. 14.1.2008, la deformazione ultima è espressa come drift di piano (percentuale dell'altezza deformabile del maschio).

Costruzione della curva di capacità' (analisi statica non lineare):

Comportamento strutturale della parete composta da più maschi murari

Il comportamento strutturale della parete, costituita da più maschi in parallelo, viene definito a partire da quello dei singoli maschi. Sotto l'azione di una forza orizzontale agente globalmente, la parete presenta uno spostamento comune a tutti i maschi. Ognuno reagisce con una forza dipendente dalla propria rigidezza alla traslazione. Pertanto, il diagramma Forza-Spostamento della parete si ottiene sommando i contributi resistenti di ciascun maschio (fig. 3).



**Fig. 3.** Diagramma Forza-Spostamento globale.

Grazie al diagramma globale Forza-Spostamento, è possibile, noto il valore della forza orizzontale, ricavare il corrispondente spostamento della parete, mentre i vari contributi resistenti dei maschi murari vengono letti sui rispettivi diagrammi.

Per fissare le idee, si faccia riferimento al diagramma in fig. 3, costruito per l'esempio di 3 maschi. Supponiamo che i singoli diagrammi Forza-Spostamento dei maschi siano quelli riportati in figura; vogliamo costruire il diagramma complessivo che descrive il comportamento della parete.

Fino al punto A si sommano i contributi resistenti elastici dei tre maschi. La fine della fase elastica è determinata dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n.3.

Il punto B è caratterizzato dal raggiungimento del limite elastico per il maschio n.1; il punto C è determinato dal limite elastico del maschio n.2.

Successivamente, inizia un tratto orizzontale (fase perfettamente plastica): la forza corrispondente è la massima sviluppabile dalla parete nel suo complesso, ed è quindi la resistenza ultima della parete stessa.

Il tratto orizzontale termina in D, dove viene a mancare il contributo del maschio n.1, giunto a rottura. Proseguendo oltre questo punto, il diagramma presenta scalini corrispondenti alle successive cadute di resistenza degli altri due maschi.

### Informazioni sul codice di calcolo.

AC.M, Aperture e Cerchiature in Murature portanti, Vers.2013 della AEDES Software.

In AC.M, conformemente a §7.8.1.5.4, nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui in §7.8.2.2 e §7.8.3.2. Nel modello di AC.M, riferito ad un'analisi locale di 1 interpiano, è possibile adottare l'ipotesi shear-type, trascurando gli effetti connessi alla variazione delle forze verticali



dovuta all'azione sismica. Qui di seguito si fornisce una descrizione dettagliata del procedimento di analisi statica non lineare.

Sintesi dei risultati di AC.M Stato attuale:

Sono riportati i parametri riguardanti i maschi murari e le eventuali cerchiature presenti nello Stato Attuale della parete: rigidità  $K$ , forza ultima  $F_u$  a taglio e a pressoflessione, Spostamento al limite elastico, Spostamento ultimo (dipendente dal drift di piano).

Stato di progetto:

Sono riportati i parametri riguardanti i maschi murari e le eventuali cerchiature presenti nello Stato di Progetto della parete: rigidità  $K$ , forza ultima  $F_u$  a taglio e a pressoflessione, Spostamento al limite elastico, Spostamento ultimo (dipendente dal drift di piano).

Coefficienti di sicurezza:

Viene riportato il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale, definendo i seguenti coefficienti di sicurezza:

- \* **rigidità** (rapporto tra rigidità elastiche iniziali);
- \* **resistenza** (rapporto tra forze massime prima dello stato limite ultimo);
- \* **capacità di spostamento** (rapporto tra spostamenti massimi);

i coefficienti relativi a " $C_{ap.S_p}$ " e " $F_{ult}$ " devono essere maggiori o uguali a 1.000 affinché la verifica sia soddisfatta.

E' inoltre disponibile un ulteriore coefficiente:

- \* **accelerazione al suolo** (rapporto tra PGA,DS sostenibili)

AC.M non riporta questo coefficiente qualora i valori teorici di PGA,DS desumibili dall'analisi locale della parete risultino molto elevati ( $\geq 1.000$  g).

Aspetti complementari sulla modellazione:

La revisione dei parametri meccanici proposta dalla nuova Normativa rispetto ai valori tradizionalmente utilizzati per le pareti in muratura (cfr. Circ. 21745/1981 e OPCM 3431/2005), può condurre a casi di pareti notevolmente rigide per le quali la realizzazione di un'apertura comporta teoricamente strutture intelaiate aventi sezioni trasversali di grandi dimensioni, o addirittura casi in cui l'intervento appare non praticabile.

Ferma restando la considerazione che in alcuni casi tali tipi di interventi non siano consigliabili, AC.M rende disponibili una serie di parametri che consentono la corretta calibrazione dell'intervento evitando sovradimensionamenti. Essi sono i seguenti:

- è possibile definire con precisione un'altezza di calcolo singolarmente per ogni maschio murario, diversa dall'altezza della parete, in modo da valutare correttamente la sua rigidità, tenendo conto della zona rigida superiore (in caso di porta, e inferiore, in caso di finestra) dovuta alle fasce di piano qualora queste assicurino continuità di spessore con i maschi adiacenti;

- il vincolo flessionale in sommità alla parete è modificabile: può essere assunto a doppio incastro ( $K=12 EJ/H^3$ ) o a mensola ( $3 EJ/H^3$ ) a seconda anche della condizione di collegamento fra parete e impalcato sovrastante; questo aspetto influisce, ovviamente, sulla rigidezza dei maschi murari;
- è possibile ridurre i moduli di elasticità E e G per tenere conto di condizioni fessurate (secondo §C8A.2), influenzando in tal modo sulle rigidezze;
- è possibile modificare adeguatamente i drift di piano per la definizione dello spostamento massimo a taglio e a pressoflessione per ogni singolo maschio murario, influenzando sulla capacità di spostamento; ad esempio, nel caso di una muratura nuova inserita nella parete il drift a pressoflessione diviene 0.8%H invece che 0.6%H; analogamente può variare nel caso di pareti rafforzate con armature o nastri in FRP (per pannelli armati: 1.2%H a pressoflessione e 0.6%H a taglio);
- è possibile intervenire sul materiale applicando i coefficienti correttivi previsti in §C8A.2: in questo ambito si collocano anche gli interventi di iniezioni cementizie e intonaco armato, nonchè la qualifica di muratura di caratteristiche migliori o scarse.

In AC.M viene eseguita un'Analisi Non Lineare, consistente nella determinazione del diagramma Forza-Spostamento del sistema (costruito considerando i contributi dei singoli elementi, maschi e telai cerchianti), si ha quindi che  $f_d = f_m / F_C$ .

In AC.M,  $F_C$  si applica alla resistenza media a compressione  $f_m$  definita nei dati sui Materiali.

Si osservi che in AC.M le relazioni fornite nella Circolare al D.M. 14.1.2008 in §C8.7.1.5 sono precisate secondo quanto riportato nei riferimenti bibliografici sulla formulazione della resistenza a taglio per fessurazione diagonale (N.Augenti, "Il calcolo sismico degli edifici in muratura", UTET, giugno 2000, pagg. 280-281). In AC.M,  $F_C$  si applica alla resistenza media a taglio  $\tau_0$  definita nei dati sui Materiali.

Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche.

Le pareti sono state modellate a "telaio" con piedritti e traversi di opportune caratteristiche geometriche e meccaniche.

### **Modellazione dei vincoli interni ed esterni.**

I piedritti del "telaio equivalente" sono incastrati al piede; i montanti della cerchiatura sono considerati incastrati se posti al piano terra ed incernierati se poste ai piani superiori. Modellazione delle azioni.

I carichi di superficie e di volume sono tramutati in carichi lineari.

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali. 'Analisi pushover' significa 'analisi di spinta', intendendo appunto per 'spinta' l'applicazione delle forze orizzontali progressivamente incrementate.

La curva di capacità può essere immediatamente ottenuta assemblando le curve di comportamento dei singoli elementi (maschi murari e telai cerchianti), come è stato illustrato ai paragrafi precedenti.

Si tratta di un sistema ad un unico grado di libertà, coincidente con lo spostamento orizzontale del traverso superiore. La curva di capacità viene poi ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà (oscillatore monodimensionale bilineare elastoplastico), rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

Le verifiche di compatibilità degli spostamenti per il sistema reale 1-GDL consistono nel confronto tra la domanda sismica e la capacità deformativa della struttura.

Per il calcolo della domanda sismica, l'espressione degli spettri di risposta elastico  $S_e(T)$  e degli spettri di progetto a SLV (stato limite di salvaguardia della vita, che è un tipo di stato limite ultimo) è fornita dalla Normativa di riferimento: D.M. 14.1.2008.

Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamento è dato da:

$$S_{De}(T) = S_e(T) * (T / 2\pi)^2$$

Alle ordinate dello spettro di risposta  $S_e(T)$  viene inoltre applicato, qualora abbia valore diverso da 1.0, il coefficiente di importanza  $\gamma_I$  (definito nella Direttiva P.C.M. 12.10.2007 per i beni monumentali).

Sulla curva pushover (curva forza-spostamento), lo **Stato Limite Ultimo** coincide con il punto caratterizzato dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo.

L'analisi viene condotta separatamente sia per lo **Stato Attuale**, sia per lo **Stato di Progetto**, e in ognuno dei due casi viene costruita la curva forza-spostamento.

La curva consente la definizione dei parametri necessari per la **verifica di sicurezza**:

- la **rigidezza** è pari alla rigidezza elastica iniziale del sistema reale (oscillatore reale monodimensionale elastoplastico, non necessariamente bilineare: sarà tale solo nel caso di un solo maschio murario costituente la parete);
- la **resistenza** è pari alla forza massima sostenibile dal sistema reale prima del raggiungimento dello Stato Limite Ultimo;
- la **capacità di deformazione**, considerando anche il campo plastico, è pari al massimo spostamento mostrato dal diagramma.

I risultati sono esprimibili sotto forma di **Coefficienti di Sicurezza**, dati dal rapporto tra valore nello Stato di Progetto e valore nello Stato Attuale: un coefficiente  $\geq 1$  esprime verifica soddisfatta.

La curva forza-spostamento consente inoltre la definizione della **PGA<sub>DS</sub>**, massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale viene raggiunto lo Stato Limite Ultimo (Danno Severo) (rif.: D.P.C.M. 21.10.2003, attuazione OPCM 3274/2003 per la verifica degli edifici strategici). PGA<sub>DS</sub> viene calcolata ricercando per iterazioni il valore di  $a_g$  che rende uguale la richiesta di spostamento secondo lo spettro di risposta e la capacità di spostamento allo stato limite ultimo mostrata dal sistema reale. Confrontando la PGA<sub>DS</sub> con  $a_g$  di progetto è possibile rilevare se l'accelerazione sostenibile è superiore o meno rispetto all'accelerazione al suolo prevista per l'edificio.

Per il calcolo corretto di PGA<sub>DS</sub> occorre tenere conto della **posizione in elevazione della parete**.

La parete sottoposta ad intervento può infatti essere posta ad un qualunque piano dell'edificio.

Affinché la verifica di sicurezza dipenda dalla posizione in elevazione della parete, occorre definire una metodologia idonea a considerare la deformabilità della struttura sottostante, che si traduce in un'amplificazione dell'accelerazione al suolo.

A tal fine, può essere utilizzata un'analogia con le formulazioni riportate in §C8A.4.2.3 nell'ambito dello studio dei cinematismi di macroelementi murari (analisi dei meccanismi di collasso in edifici esistenti in muratura).

Nelle formule dell'accelerazione spettrale, per le strutture che interessano una porzione della costruzione poste ad una certa quota, (ag S) è sostituita da:  $S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma$ , dove:

$T_1$  = primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione esaminata, che può essere posto pari a:  $0.05 \cdot H^{0.75}$  ((7.3.5) in §7.3.3.2), essendo H l'altezza totale del fabbricato (altezza della costruzione rispetto alla fondazione);

$\psi(Z) = Z/H$  dove Z è l'altezza rispetto alla fondazione della quota di base della parete;

$\gamma$  è il coefficiente di partecipazione modale, che può essere assunto pari a  $3N/(2N+1)$ , con N=numero di piani dell'edificio.

Pertanto, conformemente alle indicazioni normative, se la parete è posta al piano i-esimo sopra al piano terreno ( $i > 1$ ), ponendo: 'piano terreno' = 'piano 1'), l'accelerazione al suolo viene amplificata: il termine (ag S) viene sostituito da:  $S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma$ .

È quindi possibile definire un 'fattore amplificativo F' dato da:

$$F = [ S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma / (ag S) ]$$

Se la parete ha quota di base zero, cioè si imposta sul piano di fondazione (essa appartiene quindi al piano '1' di calcolo), il fattore amplificativo non deve essere considerato: la parete riceve l'input sismico alla sua base direttamente dal suolo; la PGA, DS calcolata dal diagramma pushover è direttamente la reale PGA sostenibile.

Se invece la parete è posta a livelli superiori (quota di base > 0), il fattore amplificativo può assumere valori maggiori di 1. In tal caso, la PGA reale si ottiene dalla PGA di calcolo divisa per F: tale fattore va infatti a ridurre la PGA che diventa più bassa, cioè è sufficiente una minore accelerazione al suolo per condurre allo stato limite la parete posta ai piani superiori. Per conseguenza, il confronto con l'accelerazione di progetto diviene più sfavorevole.

Combinazioni e/o percorsi di carico.

Si è utilizzata la combinazione sismica di carico per gli SLV.

### **Principali risultati.**

#### **Risultati dell'analisi modale.**

Visto il tipo di intervento, non si è effettuata un'analisi modale ma si è svolta una analisi statica non lineare.

#### **Deformate e sollecitazioni per condizioni di carico.**

Visto il tipo di intervento, non si è sviluppato un modello f.e.m. ma si è svolta una analisi statica non lineare. Dato il tipo di

strumento analitico utilizzato, si omette di inserire grafici e/o immagini riguardanti deformate e sollecitazioni.

#### **Inviluppo delle sollecitazioni maggiormente significative.**

Visto il tipo di intervento, non si è sviluppato un modello f.e.m. ma si è svolta una analisi statica non lineare.

Si è considerata la sola combinazione di carico per la verifica agli SLV.

#### **Reazioni vincolari.**

Visto il tipo di intervento e la semplicità del modello utilizzato si omette di riportare le reazioni vincolari.

#### **Altri risultati significativi.**

Visto la semplicità del modello utilizzato, si ritiene che quanto esposto sia sufficiente alla comprensione del modello e del comportamento della struttura.

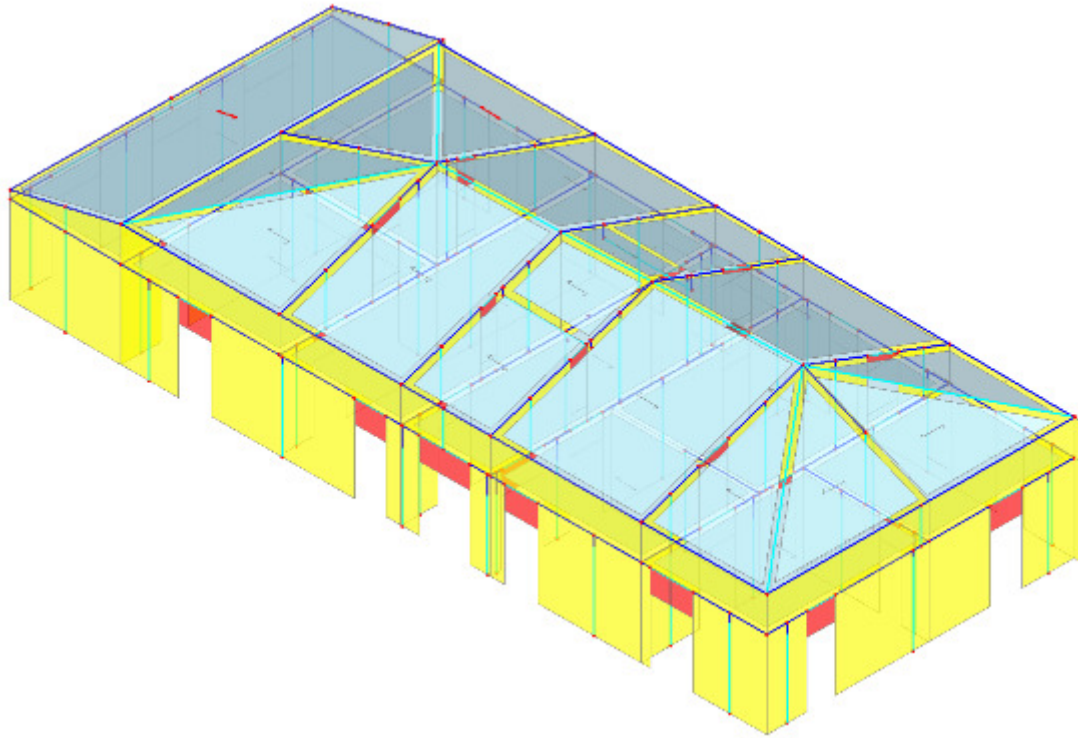
#### **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.**

I lavori in oggetto sono classificabili come "intervento locale", e questo è reso evidente dal fatto che l'area di muratura resistente è sostanzialmente la stessa prima e dopo i lavori di cui all'oggetto.

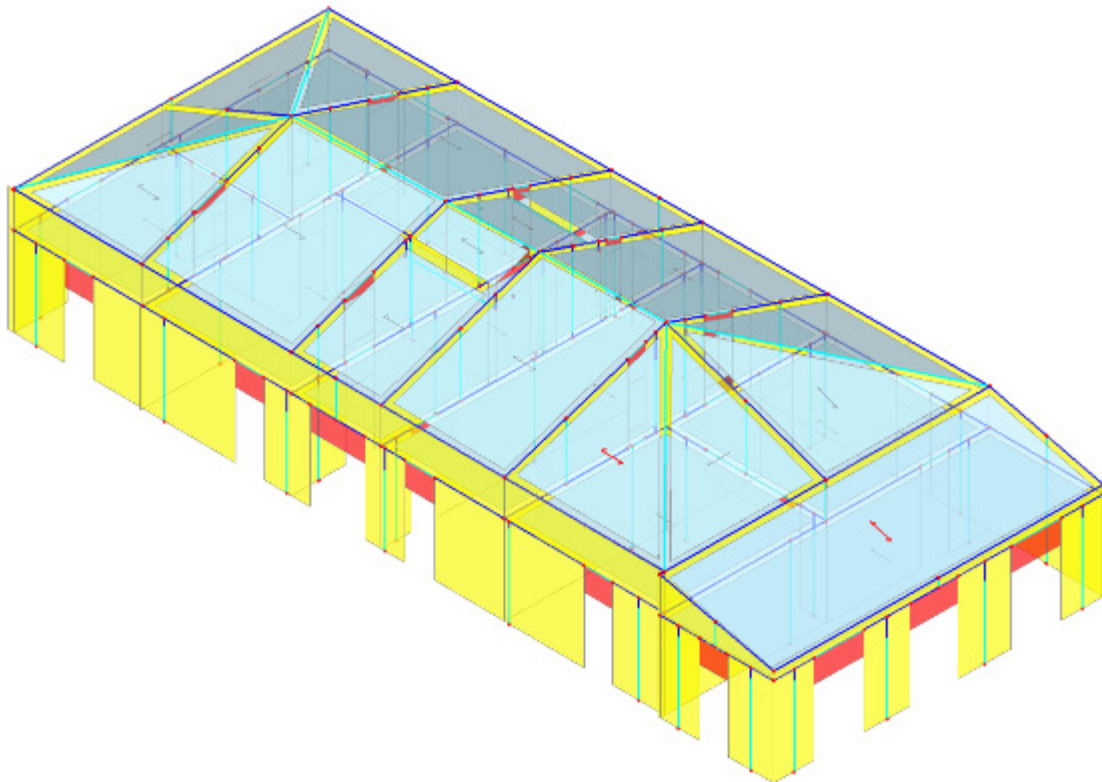
#### **Verifiche agli stati limite ultimi.**

I calcoli sono stati svolti secondo il metodo degli stati limite.

Da §7.8.1.6: "(...) Nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento illustrato al §7.3.4.1. In ogni caso, per le costruzioni in muratura ordinaria e per le costruzioni in muratura armata in cui non si sia applicato il criterio di gerarchia delle resistenze, nelle quali il rapporto tra il taglio totale agente sulla base del sistema equivalente ad un grado di libertà calcolato dallo spettro di risposta elastico e il taglio alla base resistente del sistema equivalente ad un grado di libertà ottenuto dall'analisi non lineare ecceda il valore 3.0, la verifica di sicurezza deve ritenersi non soddisfatta. La rigidità elastica del sistema bilineare equivalente si individua tracciando la secante alla curva di capacità nel punto corrispondente ad un taglio alla base pari a 0.7 volte il valore massimo (taglio massimo alla base). Il tratto orizzontale della curva bilineare si individua tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalle curve tracciate fino allo spostamento ultimo del sistema.



Modello Globale - vista retro



Modello Globale - vista Fronte principale

## ANALISI STATICA (NON SISMICA)

**DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN MURATURA** Coefficiente parziale di sicurezza dei materiali  $\gamma_M$ : in analisi sismica [S7.8.1.1] = 2.00  
 - SLD in analisi sismica [S7.8.1.1, S7.3.7.1, S4.5.9] = 1.00 - SLU in analisi statica [S4.5.6.1] = 2.00  
 Livello di Conoscenza: LCI Per muratura esistente: Fattore di confidenza = 1.35

N.	p.no	M/A	S/F	Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)				Xg (m)	Yg (m)	N° mat	
				lungh. l(base)	alt. H	alt. def.h	h/l	l/h	spess. t	alt. def.h	ho= r*h				ho/t
1	1	X		1.50	3.25	2.90	1.929	0.518	0.45	3.25	3.25	7.222	0.884	0.042	3
4	1	X		5.77	3.25	3.08	0.534	1.872	0.45	3.25	3.25	7.222	5.573	0.024	3
6	1	X		1.97	3.25	2.92	1.487	0.672	0.45	3.25	3.25	7.222	10.640	0.004	3
8	1		X	0.85	1.05	1.05	1.239	0.807	0.45						3
9	1		X	0.85	1.20	1.20	1.412	0.708	0.45						3
10	1	X		2.10	3.25	2.93	1.396	0.716	0.45	3.25	3.25	7.222	11.611	0.830	3
12	1	X		5.25	3.25	3.02	0.575	1.739	0.45	3.25	3.25	7.222	11.654	5.555	3
14	1	X		1.70	3.25	2.60	1.534	0.652	0.45	3.25	3.25	7.222	11.695	10.087	3
16	1	X		1.47	3.25	2.57	1.751	0.571	0.45	3.25	3.25	7.222	11.728	13.714	3
18	1	X		5.52	3.25	3.05	0.553	1.809	0.45	3.25	3.25	7.222	11.770	18.301	3
20	1	X		1.91	3.25	2.92	1.525	0.656	0.45	3.25	3.25	7.222	11.813	23.069	3
23	1		X	0.85	1.05	1.05	1.235	0.810	0.45						3
24	1		X	0.85	1.06	1.06	1.246	0.803	0.45						3
25	1		X	0.85	2.05	2.05	2.406	0.416	0.45						3
26	1		X	0.85	1.09	1.09	1.286	0.778	0.45						3
27	1		X	0.85	1.05	1.05	1.236	0.809	0.45						3
28	1	X		9.45	3.25	3.25	0.344	2.909	0.45	3.25	3.25	7.222	7.248	24.060	3
29	1	X		1.50	3.25	2.90	1.937	0.516	0.45	3.25	3.25	7.222	0.749	24.106	3
31	1		X	0.85	1.02	1.02	1.205	0.830	0.45						3
32	1	X		2.13	3.25	2.93	1.375	0.727	0.45	3.25	3.25	7.222	0.009	23.045	3
35	1	X		5.34	3.25	3.03	0.568	1.762	0.45	3.25	3.25	7.222	0.035	18.081	3
37	1	X		1.25	3.25	2.55	2.044	0.489	0.45	3.25	3.25	7.222	0.059	13.622	3
39	1	X		1.29	3.25	2.55	1.984	0.504	0.45	3.25	3.25	7.222	0.077	10.460	3
41	1	X		4.19	3.25	2.89	0.691	1.447	0.45	3.25	3.25	7.222	0.098	6.479	3
43	1	X		2.74	3.25	2.96	1.081	0.925	0.45	3.25	3.25	7.222	0.125	1.415	3
46	1		X	0.85	1.23	1.23	1.444	0.693	0.45						3
47	1		X	0.85	1.17	1.17	1.373	0.728	0.45						3
48	1		X	0.85	1.90	1.90	2.231	0.448	0.45						3
49	1		X	0.85	1.24	1.24	1.464	0.683	0.45						3
50	1		X	0.85	1.60	1.60	1.882	0.531	0.45						3
51	1	X		2.18	3.25	2.93	1.345	0.743	0.45	3.25	3.25	7.222	1.201	4.724	3
54	1	X		1.39	3.25	2.56	1.845	0.542	0.45	3.25	3.25	7.222	4.315	4.736	3
56	1	X		5.88	3.25	3.12	0.531	1.883	0.45	3.25	3.25	7.222	8.807	4.753	3
57	1		X	0.85	1.33	1.33	1.564	0.640	0.45						3
58	1		X	0.85	0.86	0.86	1.012	0.988	0.45						3
59	1	X		2.86	3.25	2.97	1.037	0.965	0.30	3.25	3.25	10.833	6.189	3.311	3
61	1	X		1.05	3.25	2.78	2.631	0.380	0.30	3.25	3.25	10.833	6.178	0.549	3
64	1		X	0.85	0.80	0.80	0.944	1.060	0.30						3
65	1	X		1.36	3.25	2.87	2.112	0.473	0.45	3.25	3.25	7.222	0.738	13.660	3
68	1	X		7.05	3.25	3.23	0.458	2.182	0.45	3.25	3.25	7.222	6.169	13.615	3
69	1	X		1.09	3.25	2.79	2.561	0.391	0.45	3.25	3.25	7.222	11.192	13.574	3
71	1		X	0.85	1.22	1.22	1.440	0.694	0.45						3
72	1		X	0.85	0.95	0.95	1.120	0.893	0.45						3
73	1	X		1.26	3.25	2.84	2.255	0.443	0.45	3.25	3.25	7.222	0.664	18.203	3
76	1	X		9.28	3.25	3.25	0.350	2.855	0.45	3.25	3.25	7.222	7.133	18.150	3
77	1		X	0.85	1.20	1.20	1.413	0.708	0.45						3
78	1	X		0.45	3.25	2.55	5.676	0.176	0.40	3.25	3.25	8.166	0.276	10.335	3
81	1	X		0.98	3.25	2.52	2.567	0.390	0.45	3.25	3.25	7.222	2.546	10.316	3
84	1	X		4.46	3.25	2.93	0.656	1.524	0.45	3.25	3.25	7.222	6.467	10.283	3
85	1	X		1.99	3.25	2.92	1.474	0.679	0.45	3.25	3.25	7.222	10.715	10.248	3
87	1		X	0.85	1.58	1.58	1.860	0.538	0.45						3
88	1		X	0.85	1.20	1.20	1.411	0.709	0.45						3
89	1		X	0.85	1.03	1.02	1.206	0.829	0.45						3
90	1	X		0.94	3.25	2.74	2.922	0.342	0.45	3.25	3.25	7.222	5.943	23.601	3
93	1	X		1.46	3.25	2.89	1.989	0.503	0.45	3.25	3.25	7.222	5.904	18.887	3
96	1		X	0.85	3.52	3.52	4.139	0.242	0.45						3
97	1	X		4.19	3.25	3.25	0.776	1.288	0.45	3.25	3.25	7.222	0.015	26.205	3
100	1	X		1.53	3.25	2.90	1.891	0.529	0.30	3.25	3.25	10.833	0.798	28.290	3
103	1	X		1.93	3.25	2.63	1.364	0.733	0.30	3.25	3.25	10.833	4.334	28.253	3
106	1	X		1.67	3.25	2.60	1.555	0.643	0.30	3.25	3.25	10.833	7.876	28.217	3
109	1	X		1.46	3.25	2.89	1.987	0.503	0.30	3.25	3.25	10.833	11.246	28.182	3
112	1		X	0.85	1.81	1.81	2.125	0.471	0.30						3
113	1		X	0.85	1.74	1.74	2.052	0.487	0.30						3
114	1		X	0.85	1.81	1.81	2.126	0.470	0.30						3
115	1	X		1.66	3.25	2.91	1.750	0.572	0.15	3.25	3.25	21.667	11.975	27.343	3
118	1	X		1.52	3.25	2.90	1.909	0.524	0.15	3.25	3.25	21.667	11.975	24.699	3
120	1		X	0.85	1.05	1.05	1.239	0.807	0.15						3
121	1	X		5.56	3.25	3.25	0.584	1.711	0.30	3.25	3.25	10.833	4.543	7.518	3
123	2	X		11.49	1.30	1.30	0.113	8.839	0.45	1.30	1.30	2.889	5.878	0.023	3
125	2	X		24.25	1.30	1.30	0.054	18.652	0.45	1.30	1.30	2.889	11.712	11.903	3
126	2	X		11.98	1.30	1.30	0.109	9.212	0.45	1.30	1.30	2.889	5.988	24.069	3
127	2	X		24.07	1.30	1.30	0.054	18.513	0.45	1.30	1.30	2.889	0.068	12.078	3
128	2	X		2.18	1.66	1.63	0.748	1.337	0.45	1.66	1.66	3.684	1.201	4.728	3

131	2	X	2.83	2.84	2.69	0.950	1.053	0.45	2.84	2.84	6.300	4.788	4.754	3
134	2	X	0.45	1.14	1.14	2.527	0.396	0.28						3
135	2	X	4.75	2.30	2.30	0.484	2.065	0.30	2.30	2.30	7.667	6.194	2.397	3
136	2	X	2.96	1.80	1.68	0.568	1.759	0.45	1.80	1.80	3.998	1.538	13.653	3
140	2	X	2.41	2.89	2.57	1.065	0.939	0.45	2.89	2.89	6.431	4.785	13.627	3
143	1	X	0.50	0.57	0.56	1.130	0.885	0.45						3
144	2	X	0.45	0.60	0.60	1.324	0.755	0.39						3
145	2	X	3.46	1.89	1.80	0.521	1.919	0.45	1.89	1.89	4.198	1.765	18.197	3
149	2	X	1.41	3.06	2.35	1.671	0.598	0.45	3.06	3.06	6.800	5.208	18.176	3
152	1	X	0.50	1.01	1.01	2.016	0.496	0.45						3
153	2	X	0.65	1.07	1.07	1.641	0.609	0.45						3
154	2	X	2.96	1.79	1.68	0.567	1.765	0.45	1.79	1.79	3.982	1.557	10.326	3
158	2	X	2.43	2.90	2.57	1.057	0.946	0.45	2.90	2.90	6.436	4.872	10.302	3
161	1	X	0.50	0.62	0.62	1.244	0.804	0.45						3
162	2	X	0.45	0.66	0.66	1.458	0.686	0.39						3
163	2	X	5.91	2.30	2.30	0.389	2.570	0.45	2.30	2.30	5.111	5.922	21.114	3
165	2	X	4.19	0.80	0.80	0.191	5.232	0.45	0.80	0.80	1.778	0.015	26.205	3
168	2	X	11.94	0.30	0.30	0.025	39.817	0.30	0.30	0.30	1.000	6.002	28.236	3
171	2	X	4.24	0.80	0.80	0.189	5.294	0.15	0.80	0.80	5.333	11.975	26.056	3
173	2	X	2.38	2.86	2.52	1.055	0.948	0.45	2.86	2.86	6.360	7.396	4.753	3
176	2	X	1.90	1.65	1.49	0.783	1.276	0.45	1.65	1.65	3.667	10.695	4.723	3
180	1	X	0.50	1.15	1.15	2.308	0.433	0.45						3
181	2	X	0.45	1.23	1.23	2.733	0.366	0.31						3
182	2	X	2.61	2.84	2.53	0.967	1.034	0.45	2.84	2.84	6.300	7.392	10.281	3
184	2	X	1.92	1.64	1.49	0.772	1.295	0.45	1.64	1.64	3.651	10.734	10.250	3
188	1	X	0.50	1.07	1.07	2.148	0.466	0.45						3
189	2	X	0.45	1.14	1.14	2.533	0.395	0.29						3
190	2	X	5.74	2.30	2.30	0.401	2.495	0.45	2.30	2.30	5.111	8.858	13.591	3
192	2	X	0.73	3.18	2.08	2.849	0.351	0.45	3.17	3.17	7.056	6.276	18.168	3
196	2	X	4.47	2.06	2.02	0.452	2.210	0.45	2.06	2.06	4.587	9.531	18.138	3
200	1	X	0.50	0.65	0.65	1.308	0.765	0.45						3
201	2	X	0.94	0.69	0.69	0.736	1.359	0.45						3

11. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) [ SLV ]

N.	n/e Sez.	P	p	fk / fm	g,m	fd	Nu	Mu	M	C.Sic.	ID	
		(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	* FC	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC	
1	e	B	75.55	0.112	1.400	2.70	0.519	298.10	42.39	-7.31	5.798	43
1	e	S	27.10	0.040	1.400	2.70	0.519	298.10	18.51	-17.53	1.056	43
4	e	B	567.12	0.218	1.400	2.70	0.519	1143.99	824.75	-25.06	>> 1	43
4	e	S	369.59	0.142	1.400	2.70	0.519	1143.99	721.54	-11.15	>> 1	43
6	e	B	95.49	0.108	1.400	2.70	0.519	389.92	70.88	6.55	>> 1	41
6	e	S	31.60	0.036	1.400	2.70	0.519	389.92	28.55	22.09	1.292	41
10	e	B	87.83	0.093	1.400	2.70	0.519	416.30	72.73	5.69	>> 1	44
10	e	S	19.47	0.021	1.400	2.70	0.519	416.30	19.48	14.92	1.306	44
12	e	B	300.88	0.127	1.400	2.70	0.519	1041.45	561.74	14.50	>> 1	42
12	e	S	124.61	0.053	1.400	2.70	0.519	1041.45	288.02	-43.89	6.562	42
14	e	B	160.86	0.211	1.400	2.70	0.519	336.17	71.10	-1.83	>> 1	42
14	e	S	111.87	0.147	1.400	2.70	0.519	336.17	63.26	-3.13	>> 1	42
16	e	B	132.19	0.200	1.400	2.70	0.519	291.55	53.11	-1.50	>> 1	42
16	e	S	90.13	0.136	1.400	2.70	0.519	291.55	45.77	-2.37	>> 1	42
18	e	B	332.87	0.134	1.400	2.70	0.519	1094.40	639.05	10.22	>> 1	44
18	e	S	145.74	0.059	1.400	2.70	0.519	1094.40	348.55	26.92	>> 1	44
20	e	B	121.92	0.141	1.400	2.70	0.519	379.81	79.26	3.90	>> 1	44
20	e	S	59.74	0.069	1.400	2.70	0.519	379.81	48.20	4.62	>> 1	44
25	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
27	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
28	e	B	639.26	0.150	1.400	2.70	0.519	1875.24	1991.88	-34.04	>> 1	41
28	e	S	297.71	0.070	1.400	2.70	0.519	1875.24	1183.98	91.54	>> 1	41
29	e	B	92.28	0.137	1.400	2.70	0.519	296.90	47.60	2.25	>> 1	41
29	e	S	44.03	0.065	1.400	2.70	0.519	296.90	28.07	3.21	8.744	41
32	e	B	131.40	0.137	1.400	2.70	0.519	423.05	96.61	5.02	>> 1	44
32	e	S	61.89	0.064	1.400	2.70	0.519	423.05	56.35	7.71	7.309	44
35	e	B	385.52	0.160	1.400	2.70	0.519	1058.90	654.46	10.77	>> 1	44
35	e	S	205.71	0.086	1.400	2.70	0.519	1058.90	442.46	26.39	>> 1	44
37	e	B	122.37	0.218	1.400	2.70	0.519	247.12	38.49	-1.02	>> 1	42
37	e	S	87.10	0.155	1.400	2.70	0.519	247.12	35.14	-1.56	>> 1	42
39	e	B	132.36	0.229	1.400	2.70	0.519	255.06	40.94	-1.07	>> 1	42
39	e	S	95.88	0.166	1.400	2.70	0.519	255.06	38.48	-1.66	>> 1	42
41	e	B	240.78	0.128	1.400	2.70	0.519	830.62	358.04	9.93	>> 1	42
41	e	S	106.06	0.056	1.400	2.70	0.519	830.62	193.73	-38.86	4.985	42
43	e	B	113.68	0.092	1.400	2.70	0.519	543.43	123.16	6.32	>> 1	44
43	e	S	23.47	0.019	1.400	2.70	0.519	543.43	30.77	16.16	1.904	44
48	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
51	e	B	173.19	0.176	1.400	2.70	0.519	432.57	113.25	8.12	>> 1	43
51	e	S	102.07	0.104	1.400	2.70	0.519	432.57	85.04	31.68	2.684	43
54	e	B	142.01	0.227	1.400	2.70	0.519	275.68	47.86	4.52	>> 1	43
54	e	S	102.40	0.164	1.400	2.70	0.519	275.68	44.73	7.40	6.045	43
56	e	B	468.97	0.177	1.400	2.70	0.519	1165.21	823.15	82.75	9.947	37
56	e	S	265.23	0.100	1.400	2.70	0.519	1165.21	601.77	-153.80	3.913	37
59	e	B	189.27	0.220	1.400	2.70	0.519	378.68	135.57	-1.15	>> 1	42
59	e	S	126.28	0.147	1.400	2.70	0.519	378.68	120.53	-7.47	>> 1	42



61	e	B	68.74	0.217	1.400	2.70	0.519	139.49	18.39	-1.03	>> 1	42
61	e	S	47.03	0.149	1.400	2.70	0.519	139.49	16.44	-1.95	8.433	42
65	e	B	126.26	0.207	1.400	2.70	0.519	269.14	45.48	1.96	>> 1	41
65	e	S	83.04	0.136	1.400	2.70	0.519	269.14	38.96	2.61	>> 1	41
68	e	B	581.16	0.183	1.400	2.70	0.519	1399.24	1198.58	-15.64	>> 1	41
68	e	S	327.64	0.103	1.400	2.70	0.519	1399.24	885.12	64.26	>> 1	41
69	e	B	92.84	0.190	1.400	2.70	0.519	215.79	28.78	-2.24	>> 1	43
69	e	S	59.15	0.121	1.400	2.70	0.519	215.79	23.36	-3.13	7.462	43
71	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
73	e	B	90.80	0.160	1.400	2.70	0.519	249.50	36.33	1.55	>> 1	41
73	e	S	51.13	0.090	1.400	2.70	0.519	249.50	25.57	1.89	>> 1	41
76	e	B	594.49	0.142	1.400	2.70	0.519	1840.53	1867.46	-30.26	>> 1	41
76	e	S	259.26	0.062	1.400	2.70	0.519	1840.53	1033.52	88.21	>> 1	41
77	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
78	e	B	40.63	0.227	1.400	2.70	0.519	78.94	4.44	0.12	>> 1	41
78	e	S	29.34	0.164	1.400	2.70	0.519	78.94	4.15	0.13	>> 1	41
81	e	B	97.13	0.220	1.400	2.70	0.519	194.37	23.81	1.21	>> 1	41
81	e	S	69.73	0.158	1.400	2.70	0.519	194.37	21.91	1.48	>> 1	41
84	e	B	428.31	0.213	1.400	2.70	0.519	884.96	493.08	0.42	>> 1	41
84	e	S	283.14	0.141	1.400	2.70	0.519	884.96	429.58	34.35	>> 1	41
85	e	B	172.99	0.194	1.400	2.70	0.519	393.69	96.25	-5.82	>> 1	43
85	e	S	108.46	0.121	1.400	2.70	0.519	393.69	77.99	-10.93	7.135	43
87	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
90	e	B	66.69	0.158	1.400	2.70	0.519	185.84	20.03	1.01	>> 1	44
90	e	S	38.18	0.091	1.400	2.70	0.519	185.84	14.21	1.09	>> 1	44
93	e	B	98.12	0.150	1.400	2.70	0.519	288.58	47.11	2.44	>> 1	44
93	e	S	51.31	0.078	1.400	2.70	0.519	288.58	30.69	2.76	>> 1	44
96	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
97	e	B	272.13	0.144	1.400	2.70	0.519	830.22	382.88	6.91	>> 1	44
97	e	S	120.91	0.064	1.400	2.70	0.519	830.22	216.21	24.91	8.680	44
100	e	B	70.24	0.153	1.400	2.70	0.519	202.96	35.25	1.55	>> 1	41
100	e	S	37.23	0.081	1.400	2.70	0.519	202.96	23.33	2.23	>> 1	41
103	e	B	94.39	0.163	1.400	2.70	0.519	254.66	57.21	-0.53	>> 1	44
103	e	S	56.90	0.098	1.400	2.70	0.519	254.66	42.55	0.00	4.476	44
106	e	B	79.61	0.159	1.400	2.70	0.519	220.81	42.51	-2.70	>> 1	43
106	e	S	47.47	0.095	1.400	2.70	0.519	220.81	31.12	-2.21	>> 1	43
109	e	B	66.48	0.152	1.400	2.70	0.519	192.65	31.72	1.30	>> 1	41
109	e	S	35.21	0.081	1.400	2.70	0.519	192.65	20.96	1.63	>> 1	41
113	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
115	e	B	36.65	0.147	1.400	2.70	0.519	109.88	20.30	1.03	>> 1	44
115	e	S	18.73	0.075	1.400	2.70	0.519	109.88	12.91	1.19	>> 1	44
118	e	B	32.71	0.143	1.400	2.70	0.519	100.49	16.77	0.87	>> 1	44
118	e	S	16.37	0.072	1.400	2.70	0.519	100.49	10.41	0.99	>> 1	44
120	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
121	e	B	205.15	0.123	1.400	2.70	0.519	735.42	411.37	117.94	3.488	39
123	e	B	390.27	0.075	1.400	2.70	0.519	2279.05	1858.32	-120.82	>> 1	41
125	e	B	264.07	0.024	1.400	2.70	0.519	4808.99	3025.66	62.93	>> 1	30
126	e	B	274.75	0.051	1.400	2.70	0.519	2375.24	1454.90	153.05	9.506	29
127	e	B	248.68	0.023	1.400	2.70	0.519	4773.29	2836.59	-106.35	>> 1	29
128	e	B	135.19	0.138	1.400	2.70	0.519	432.57	101.35	34.83	2.910	30
131	e	B	141.33	0.111	1.400	2.70	0.519	561.68	149.77	28.69	5.220	37
134	e	I	7.87	0.063	0.700	2.70	0.259	27.47	1.26	-0.58	2.178	38
134	e	J	7.87	0.063	0.700	2.70	0.259	27.47	1.26	-0.59	2.141	38
135	e	B	131.88	0.093	1.400	2.70	0.519	628.06	247.45	-40.49	6.111	40
136	e	B	42.29	0.032	1.400	2.70	0.519	586.47	58.02	5.65	>> 1	41
140	e	B	50.38	0.046	1.400	2.70	0.519	477.78	54.28	3.02	>> 1	41
144	e	I	0.06	0.000	0.700	2.70	0.259	38.87	0.01	0.00	>> 1	37
145	e	B	133.73	0.086	1.400	2.70	0.519	686.23	186.27	3.99	>> 1	41
149	e	B	49.53	0.078	1.400	2.70	0.519	279.25	28.68	0.56	>> 1	41
153	e	I	0.00	0.000	0.700	2.70	0.259	0.00	0.00	0.00	>> 1	29
154	e	B	41.58	0.031	1.400	2.70	0.519	586.67	57.14	5.82	9.818	41
158	e	B	103.76	0.095	1.400	2.70	0.519	481.55	98.82	5.16	>> 1	43
163	e	B	184.17	0.069	1.400	2.70	0.519	1172.15	458.71	56.77	8.080	38
165	e	B	209.34	0.111	1.400	2.70	0.519	830.22	327.67	82.71	3.962	38
168	e	B	49.34	0.014	1.400	2.70	0.519	1579.39	285.48	-17.95	>> 1	41
171	e	B	34.26	0.054	1.400	2.70	0.519	279.98	63.67	18.32	3.475	39
173	e	B	128.65	0.120	1.400	2.70	0.519	473.02	111.69	13.91	8.030	30
176	e	B	154.50	0.180	1.400	2.70	0.519	377.43	86.83	12.20	7.117	37
181	e	I	3.52	0.025	0.700	2.70	0.259	30.94	0.70	0.40	1.755	32
181	e	J	3.52	0.025	0.700	2.70	0.259	30.94	0.70	0.43	1.632	32
182	e	B	126.25	0.107	1.400	2.70	0.519	518.05	124.70	6.10	>> 1	43
184	e	B	42.05	0.049	1.400	2.70	0.519	381.79	36.02	-9.54	3.775	37
189	e	I	7.63	0.058	0.700	2.70	0.259	28.86	1.26	0.67	1.885	37
189	e	J	7.63	0.058	0.700	2.70	0.259	28.86	1.26	0.68	1.857	37
190	e	B	155.86	0.060	1.400	2.70	0.519	1138.04	385.92	25.67	>> 1	37
192	e	B	25.98	0.079	1.400	2.70	0.519	144.78	7.78	0.14	>> 1	41
196	e	B	188.92	0.094	1.400	2.70	0.519	887.34	332.64	6.98	>> 1	41
201	e	I	0.01	0.000	0.700	2.70	0.259	93.12	0.00	0.00	>> 1	29

12. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) [ SLV ] (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

N.	n/e Sez.	P	M	Ecc.	Beta	C	s,n	fvk0/tau0	g,m	fvd	Vt	V	C.Sic.	ID
		(kN)	(kN m)	(m)		(kN)		(N/mm <sup>2</sup> )	* FC	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN)		CCC

1	e	B	75.55	-7.31	0.10	1.000	75.55	0.112	0.026	2.70	0.026	17.71	8.56	2.068	43
4	e	B	567.12	-25.06	0.04	1.000	567.12	0.218	0.026	2.70	0.042	109.01	11.77	9.262	43
4	e	S	369.59	11.15	0.03	1.000	369.59	0.142	0.026	2.70	0.031	79.75	11.74	6.793	43
6	e	B	95.49	6.55	0.07	1.000	95.49	0.108	0.026	2.70	0.026	22.67	9.81	2.410	41
10	e	B	87.83	5.69	0.06	1.000	87.83	0.093	0.026	2.70	0.023	22.11	7.05	3.136	44
12	e	B	300.88	14.50	0.05	1.000	300.88	0.127	0.026	2.70	0.028	67.33	9.75	6.906	42
12	e	S	124.61	43.89	0.35	1.000	124.61	0.053	0.026	2.70	0.017	41.22	9.70	4.249	42
14	e	B	160.86	-1.83	0.01	1.000	160.86	0.211	0.026	2.70	0.041	31.18	1.92	>>	42
14	e	S	111.87	3.13	0.03	1.000	111.87	0.147	0.026	2.70	0.031	23.92	1.92	>>	42
16	e	B	132.19	-1.50	0.01	1.000	132.19	0.200	0.026	2.70	0.039	25.95	1.49	>>	42
16	e	S	90.13	2.37	0.03	1.000	90.13	0.136	0.026	2.70	0.030	19.72	1.49	>>	42
18	e	B	332.87	10.22	0.03	1.000	332.87	0.134	0.026	2.70	0.029	73.23	12.21	5.997	44
18	e	S	145.74	26.92	0.18	1.000	145.74	0.059	0.026	2.70	0.018	45.50	12.15	3.745	44
20	e	B	121.92	3.90	0.03	1.000	121.92	0.141	0.026	2.70	0.031	26.36	2.92	9.028	44
20	e	S	59.74	4.62	0.08	1.000	59.74	0.069	0.026	2.70	0.020	17.15	2.90	5.913	44
25	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
27	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
28	e	B	637.61	-108.47	0.17	1.000	637.61	0.150	0.026	2.70	0.032	135.43	19.19	7.057	43
28	e	S	296.06	46.13	0.16	1.000	296.06	0.070	0.026	2.70	0.020	84.83	19.19	4.421	43
29	e	B	92.28	2.25	0.02	1.000	92.28	0.137	0.026	2.70	0.030	20.16	1.88	>>	41
29	e	S	44.03	3.21	0.07	1.000	44.03	0.065	0.026	2.70	0.019	13.01	1.88	6.920	41
32	e	B	131.40	5.02	0.04	1.000	131.40	0.137	0.026	2.70	0.030	28.71	4.35	6.600	44
32	e	S	61.89	7.71	0.12	1.000	61.89	0.064	0.026	2.70	0.019	18.41	4.34	4.242	44
35	e	B	385.52	10.77	0.03	1.000	385.52	0.160	0.026	2.70	0.033	80.25	12.30	6.524	44
35	e	S	205.71	26.39	0.13	1.000	205.71	0.086	0.026	2.70	0.022	53.61	12.25	4.376	44
37	e	B	122.37	-1.02	0.01	1.000	122.37	0.218	0.026	2.70	0.042	23.53	1.02	>>	42
37	e	S	87.10	1.56	0.02	1.000	87.10	0.155	0.026	2.70	0.033	18.30	0.99	>>	42
39	e	B	132.36	-1.07	0.01	1.000	132.36	0.229	0.026	2.70	0.044	25.18	1.08	>>	42
39	e	S	95.88	1.66	0.02	1.000	95.88	0.166	0.026	2.70	0.034	19.78	1.05	>>	42
41	e	B	240.78	9.93	0.04	1.000	240.78	0.128	0.026	2.70	0.029	53.82	10.02	5.371	42
41	e	S	106.06	38.86	0.37	1.000	106.06	0.056	0.026	2.70	0.018	33.86	9.96	3.400	42
43	e	B	113.68	6.32	0.06	1.000	113.68	0.092	0.026	2.70	0.023	28.71	7.60	3.778	44
43	e	S	23.47	16.16	0.69	0.746	23.47	0.026	0.026	2.70	0.013	12.34	7.59	1.625	44
48	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
51	e	B	173.19	8.12	0.05	1.000	173.19	0.176	0.026	2.70	0.036	35.11	13.57	2.587	43
51	e	S	102.07	31.68	0.31	1.000	102.07	0.104	0.026	2.70	0.025	24.57	13.57	1.811	43
54	e	B	142.01	4.52	0.03	1.000	142.01	0.227	0.026	2.70	0.043	27.06	4.66	5.807	43
54	e	S	102.40	7.40	0.07	1.000	102.40	0.164	0.026	2.70	0.034	21.19	4.66	4.548	43
56	e	B	454.38	66.80	0.15	1.000	454.38	0.172	0.026	2.70	0.035	92.77	25.90	3.582	41
56	e	S	250.64	147.63	0.59	1.000	250.64	0.095	0.026	2.70	0.024	62.59	25.90	2.417	41
58	e	I	0.00	3.65	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	2.92	1.261	41
58	e	J	0.00	1.14	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	2.92	1.261	41
59	e	B	189.27	-1.15	0.01	1.000	189.27	0.220	0.026	2.70	0.042	36.31	2.91	>>	42
59	e	S	126.28	7.47	0.06	1.000	126.28	0.147	0.026	2.70	0.031	26.98	2.91	9.272	42
61	e	B	68.74	-1.03	0.01	1.000	68.74	0.217	0.026	2.70	0.042	13.23	1.07	>>	42
61	e	S	47.03	1.95	0.04	1.000	47.03	0.149	0.026	2.70	0.032	10.02	1.07	9.360	42
65	e	B	126.26	1.96	0.02	1.000	126.26	0.207	0.026	2.70	0.040	24.59	1.60	>>	41
65	e	S	83.04	2.61	0.03	1.000	83.04	0.136	0.026	2.70	0.030	18.18	1.60	>>	41
68	e	B	581.16	-15.64	0.03	1.000	581.16	0.183	0.026	2.70	0.037	116.67	15.04	7.757	41
68	e	S	327.64	64.26	0.20	1.000	327.64	0.103	0.026	2.70	0.025	79.11	15.04	5.260	41
69	e	B	92.84	-2.24	0.02	1.000	92.84	0.190	0.026	2.70	0.038	18.47	1.93	9.569	43
69	e	S	59.15	3.13	0.05	1.000	59.15	0.121	0.026	2.70	0.028	13.48	1.93	6.983	43
71	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
72	e	I	0.00	-1.77	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	1.63	2.260	39
72	e	J	0.00	0.22	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	1.63	2.260	39
73	e	B	90.80	1.55	0.02	1.000	90.80	0.160	0.026	2.70	0.033	18.90	1.21	>>	41
73	e	S	51.13	1.89	0.04	1.000	51.13	0.090	0.026	2.70	0.023	13.03	1.21	>>	41
76	e	B	592.30	-102.40	0.17	1.000	592.30	0.142	0.026	2.70	0.031	127.96	18.12	7.062	43
76	e	S	257.07	43.50	0.17	1.000	257.07	0.062	0.026	2.70	0.019	78.30	18.11	4.323	43
77	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
78	e	B	40.63	0.12	0.00	1.000	40.63	0.227	0.026	2.70	0.043	7.74	0.09	>>	41
78	e	S	29.34	0.13	0.00	1.000	29.34	0.164	0.026	2.70	0.034	6.07	0.09	>>	41
81	e	B	97.13	1.21	0.01	1.000	97.13	0.220	0.026	2.70	0.042	18.64	1.07	>>	41
81	e	S	69.73	1.48	0.02	1.000	69.73	0.158	0.026	2.70	0.033	14.58	1.07	>>	41
84	e	B	428.31	0.42	0.00	1.000	428.31	0.213	0.026	2.70	0.041	82.79	11.88	6.969	41
84	e	S	283.14	34.35	0.12	1.000	283.14	0.141	0.026	2.70	0.031	61.28	11.88	5.158	41
85	e	B	172.99	-5.82	0.03	1.000	172.99	0.194	0.026	2.70	0.038	34.23	5.73	5.974	43
85	e	S	108.46	10.93	0.10	1.000	108.46	0.121	0.026	2.70	0.028	24.67	5.73	4.305	43
87	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
90	e	B	66.69	1.01	0.02	1.000	66.69	0.158	0.026	2.70	0.033	13.94	0.76	>>	44
90	e	S	38.18	1.09	0.03	1.000	38.18	0.091	0.026	2.70	0.023	9.72	0.76	>>	44
93	e	B	98.12	2.44	0.02	1.000	98.12	0.150	0.026	2.70	0.032	20.84	1.79	>>	44
93	e	S	51.31	2.76	0.05	1.000	51.31	0.078	0.026	2.70	0.021	13.91	1.79	7.769	44
96	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
97	e	B	272.13	6.91	0.03	1.000	272.13	0.144	0.026	2.70	0.031	58.45	9.82	5.953	44
97	e	S	120.91	24.91	0.21	1.000	120.91	0.064	0.026	2.70	0.019	36.05	9.74	3.701	44
100	e	B	70.24	1.55	0.02	1.000	70.24	0.153	0.026	2.70	0.032	14.84	1.33	>>	41
100	e	S	37.23	2.23	0.06	1.000	37.23	0.081	0.026	2.70	0.022	9.95	1.30	7.654	41
103	e	B	95.08	-3.47	0.04	1.000	95.08	0.165	0.026	2.70	0.034	19.65	2.42	8.120	43
103	e	S	57.59	2.76	0.05	1.000	57.59	0.100	0.026	2.70	0.024	14.10	2.35	5.998	43
106	e	B	79.61	-2.70	0.03	1.000	79.61	0.159	0.026	2.70	0.033	16.62	1.92	8.655	43
106	e	S	47.47	2.21	0.05	1.000	47.47	0.095	0.026	2.70	0.024	11.86	1.85	6.409	43

109	e	B	65.50	-1.80	0.03	1.000	65.50	0.150	0.026	2.70	0.032	13.91	1.12	>>	1	43
109	e	S	34.24	1.34	0.04	1.000	34.24	0.078	0.026	2.70	0.021	9.28	1.06	8.756	43	
112	e	I	0.00	-1.19	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.46	1.16	2.117	39	
112	e	J	0.00	0.93	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.46	1.16	2.117	39	
113	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.46	0.00	>>	1	29
114	e	I	0.00	-0.08	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.46	0.12	>>	1	38
114	e	J	0.00	0.13	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.46	0.12	>>	1	38
115	e	B	36.65	1.03	0.03	1.000	36.65	0.147	0.026	2.70	0.031	7.83	0.74	>>	1	44
115	e	S	18.73	1.19	0.06	1.000	18.73	0.075	0.026	2.70	0.021	5.18	0.74	6.994	44	
118	e	B	32.71	0.87	0.03	1.000	32.71	0.143	0.026	2.70	0.031	7.04	0.64	>>	1	44
118	e	S	16.37	0.99	0.06	1.000	16.37	0.072	0.026	2.70	0.020	4.62	0.64	7.220	44	
120	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	1.23	0.00	>>	1	29
121	e	B	202.18	100.58	0.50	1.000	202.18	0.121	0.026	2.70	0.028	46.02	24.90	1.848	42	
123	e	B	390.27	-120.82	0.31	1.000	390.27	0.075	0.026	2.70	0.021	107.61	8.86	>>	1	41
125	e	B	260.99	60.84	0.23	1.000	260.99	0.024	0.026	2.70	0.013	143.74	6.97	>>	1	42
126	e	B	277.25	153.26	0.55	1.000	277.25	0.051	0.026	2.70	0.017	92.97	5.17	>>	1	41
127	e	B	249.90	-96.14	0.38	1.000	249.90	0.023	0.026	2.70	0.013	141.31	3.00	>>	1	42
128	e	B	135.79	34.34	0.25	1.000	135.79	0.138	0.026	2.70	0.030	29.57	12.09	2.446	31	
131	e	B	142.47	27.48	0.19	1.000	142.47	0.112	0.026	2.70	0.026	33.38	6.77	4.930	39	
134	e	I	7.97	-0.58	0.07	1.000	7.97	0.064	0.026	2.70	0.019	2.38	1.02	2.334	39	
134	e	J	7.97	0.59	0.07	1.000	7.97	0.064	0.026	2.70	0.019	2.38	1.02	2.334	39	
135	e	B	122.90	-36.50	0.30	1.000	122.90	0.086	0.026	2.70	0.022	31.93	1.84	>>	1	44
136	e	B	42.29	5.65	0.13	1.000	42.29	0.032	0.026	2.70	0.014	19.08	2.33	8.188	41	
140	e	B	50.38	3.02	0.06	1.000	50.38	0.046	0.026	2.70	0.017	17.90	1.36	>>	1	41
144	e	I	0.05	0.00	0.00	1.000	0.05	0.000	0.026	2.70	0.010	1.71	0.01	>>	1	29
145	e	B	133.73	3.99	0.03	1.000	133.73	0.086	0.026	2.70	0.022	34.81	1.58	>>	1	41
149	e	B	49.53	0.56	0.01	1.000	49.53	0.078	0.026	2.70	0.021	13.44	0.36	>>	1	41
153	e	I	0.00	0.00	0.00	1.000	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.81	0.00	>>	1	29
154	e	B	41.58	5.82	0.14	1.000	41.58	0.031	0.026	2.70	0.014	18.98	2.52	7.531	41	
158	e	B	112.74	5.07	0.04	1.000	112.74	0.103	0.026	2.70	0.025	27.22	2.17	>>	1	37
163	e	B	183.53	56.09	0.31	1.000	183.53	0.069	0.026	2.70	0.020	52.80	5.13	>>	1	40
165	e	B	195.90	75.33	0.38	1.000	195.90	0.104	0.026	2.70	0.025	47.16	6.09	7.744	41	
168	e	B	49.63	-7.00	0.14	1.000	49.63	0.014	0.026	2.70	0.012	41.86	7.61	5.501	43	
171	e	B	32.66	17.31	0.53	1.000	32.66	0.051	0.026	2.70	0.017	10.96	1.04	>>	1	43
173	e	B	129.26	13.93	0.11	1.000	129.26	0.120	0.026	2.70	0.027	29.48	5.88	5.014	29	
176	e	B	147.48	11.42	0.08	1.000	147.48	0.172	0.026	2.70	0.035	30.10	5.97	5.041	41	
181	e	I	4.52	0.48	0.11	1.000	4.52	0.032	0.026	2.70	0.014	2.02	0.80	2.527	38	
181	e	J	4.52	0.51	0.11	1.000	4.52	0.032	0.026	2.70	0.014	2.02	0.80	2.527	38	
182	e	B	125.08	5.51	0.04	1.000	125.08	0.106	0.026	2.70	0.025	29.85	2.35	>>	1	41
184	e	B	40.23	-9.17	0.23	1.000	40.23	0.046	0.026	2.70	0.017	14.30	4.09	3.497	39	
189	e	I	7.46	0.66	0.09	1.000	7.46	0.057	0.026	2.70	0.018	2.37	1.17	2.022	40	
189	e	J	7.46	0.67	0.09	1.000	7.46	0.057	0.026	2.70	0.018	2.37	1.17	2.022	40	
190	e	B	147.57	24.10	0.16	1.000	147.57	0.057	0.026	2.70	0.018	46.73	3.92	>>	1	41
192	e	B	25.98	0.14	0.01	1.000	25.98	0.079	0.026	2.70	0.021	7.01	0.11	>>	1	41
196	e	B	188.92	6.98	0.04	1.000	188.92	0.094	0.026	2.70	0.024	47.38	1.96	>>	1	41
201	e	I	0.01	0.00	0.00	1.000	0.01	0.000	0.026	2.70	0.010	4.07	0.00	>>	1	29

13. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (§4.5.6, §C8.7.1.5) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC)

N.	n/e	Sez.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm <sup>2</sup> )	fvk0/tau0 (N/mm <sup>2</sup> )	g,m (* FC)	fvd (N/mm <sup>2</sup> )	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.	ID	
1	e	B	1.500	75.55	0.112	0.026	2.70	0.028	19.25	8.56	2.249	43	
1	e	S	1.500	27.10	0.040	0.026	2.70	0.019	12.65	8.56	1.478	43	
4	e	B	1.500	567.12	0.218	0.026	2.70	0.039	100.37	11.77	8.528	43	
4	e	S	1.500	369.59	0.142	0.026	2.70	0.032	82.36	11.74	7.015	43	
6	e	B	1.500	95.49	0.108	0.026	2.70	0.028	24.80	9.81	2.528	41	
6	e	S	1.500	31.60	0.036	0.026	2.70	0.018	15.88	9.79	1.622	41	
10	e	B	1.500	87.83	0.093	0.026	2.70	0.026	24.81	7.05	3.519	44	
10	e	S	1.500	19.47	0.021	0.026	2.70	0.015	14.17	7.04	2.013	44	
12	e	B	1.500	300.88	0.127	0.026	2.70	0.030	71.29	9.75	7.312	42	
12	e	S	1.500	124.61	0.053	0.026	2.70	0.021	49.07	9.70	5.059	42	
14	e	B	1.500	160.86	0.211	0.026	2.70	0.038	29.01	1.92	>>	1	42
14	e	S	1.500	111.87	0.147	0.026	2.70	0.032	24.53	1.92	>>	1	42
16	e	B	1.500	132.19	0.200	0.026	2.70	0.037	24.53	1.49	>>	1	42
16	e	S	1.500	90.13	0.136	0.026	2.70	0.031	20.57	1.49	>>	1	42
18	e	B	1.500	332.87	0.134	0.026	2.70	0.031	76.67	12.21	6.279	44	
18	e	S	1.500	145.74	0.059	0.026	2.70	0.022	53.80	12.15	4.428	44	
20	e	B	1.500	121.92	0.141	0.026	2.70	0.032	27.26	2.92	9.337	44	
20	e	S	1.500	59.74	0.069	0.026	2.70	0.023	19.98	2.90	6.891	44	
25	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	1	29
27	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	1	29
28	e	B	1.500	637.61	0.150	0.026	2.70	0.032	138.18	19.19	7.201	43	
28	e	S	1.500	296.06	0.070	0.026	2.70	0.023	98.82	19.19	5.150	43	
29	e	B	1.500	92.28	0.137	0.026	2.70	0.031	21.00	1.88	>>	1	41
29	e	S	1.500	44.03	0.065	0.026	2.70	0.023	15.25	1.88	8.111	41	
32	e	B	1.500	131.40	0.137	0.026	2.70	0.031	29.92	4.35	6.878	44	
32	e	S	1.500	61.89	0.064	0.026	2.70	0.023	21.61	4.34	4.978	44	
35	e	B	1.500	385.52	0.160	0.026	2.70	0.034	80.51	12.30	6.545	44	
35	e	S	1.500	205.71	0.086	0.026	2.70	0.025	60.89	12.25	4.971	44	
37	e	B	1.500	122.37	0.218	0.026	2.70	0.039	21.67	1.02	>>	1	42
37	e	S	1.500	87.10	0.155	0.026	2.70	0.033	18.51	0.99	>>	1	42
39	e	B	1.500	132.36	0.229	0.026	2.70	0.040	22.86	1.08	>>	1	42

39	e	S	1.500	95.88	0.166	0.026	2.70	0.034	19.68	1.05	>>	42
41	e	B	1.500	240.78	0.128	0.026	2.70	0.030	56.94	10.02	5.683	42
41	e	S	1.500	106.06	0.056	0.026	2.70	0.021	40.16	9.96	4.032	42
43	e	B	1.500	113.68	0.092	0.026	2.70	0.026	32.26	7.60	4.245	44
43	e	S	1.500	23.47	0.019	0.026	2.70	0.015	18.08	7.59	2.382	44
48	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
51	e	B	1.500	173.19	0.176	0.026	2.70	0.035	34.36	13.57	2.532	43
51	e	S	1.500	102.07	0.104	0.026	2.70	0.028	27.06	13.57	1.994	43
54	e	B	1.500	142.01	0.227	0.026	2.70	0.039	24.63	4.66	5.285	43
54	e	S	1.500	102.40	0.164	0.026	2.70	0.034	21.15	4.66	4.539	43
56	e	B	1.500	454.38	0.172	0.026	2.70	0.035	91.43	25.90	3.530	41
56	e	S	1.500	250.64	0.095	0.026	2.70	0.026	70.01	25.90	2.703	41
58	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	2.92	1.261	41
59	e	B	1.500	189.27	0.220	0.026	2.70	0.039	33.35	2.91	>>	42
59	e	S	1.500	126.28	0.147	0.026	2.70	0.032	27.66	2.91	9.505	42
61	e	B	1.500	68.74	0.217	0.026	2.70	0.039	12.20	1.07	>>	42
61	e	S	1.500	47.03	0.149	0.026	2.70	0.032	10.24	1.07	9.570	42
65	e	B	1.500	126.26	0.207	0.026	2.70	0.038	23.01	1.60	>>	41
65	e	S	1.500	83.04	0.136	0.026	2.70	0.031	18.98	1.60	>>	41
68	e	B	1.500	581.16	0.183	0.026	2.70	0.036	113.05	15.04	7.516	41
68	e	S	1.500	327.64	0.103	0.026	2.70	0.027	87.25	15.04	5.801	41
69	e	B	1.500	92.84	0.190	0.026	2.70	0.036	17.72	1.93	9.182	43
69	e	S	1.500	59.15	0.121	0.026	2.70	0.029	14.43	1.93	7.475	43
71	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
72	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	1.63	2.260	39
73	e	B	1.500	90.80	0.160	0.026	2.70	0.034	18.97	1.21	>>	41
73	e	S	1.500	51.13	0.090	0.026	2.70	0.026	14.68	1.21	>>	41
76	e	B	1.500	592.30	0.142	0.026	2.70	0.032	132.27	18.12	7.300	43
76	e	S	1.500	257.07	0.062	0.026	2.70	0.022	92.24	18.11	5.094	43
77	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
78	e	B	1.500	40.63	0.227	0.026	2.70	0.039	7.05	0.09	>>	41
78	e	S	1.500	29.34	0.164	0.026	2.70	0.034	6.06	0.09	>>	41
81	e	B	1.500	97.13	0.220	0.026	2.70	0.039	17.12	1.07	>>	41
81	e	S	1.500	69.73	0.158	0.026	2.70	0.033	14.68	1.07	>>	41
84	e	B	1.500	428.31	0.213	0.026	2.70	0.038	76.78	11.88	6.463	41
84	e	S	1.500	283.14	0.141	0.026	2.70	0.032	63.43	11.88	5.339	41
85	e	B	1.500	172.99	0.194	0.026	2.70	0.037	32.65	5.73	5.698	43
85	e	S	1.500	108.46	0.121	0.026	2.70	0.030	26.38	5.73	4.604	43
87	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
90	e	B	1.500	66.69	0.158	0.026	2.70	0.033	14.04	0.76	>>	44
90	e	S	1.500	38.18	0.091	0.026	2.70	0.026	10.95	0.76	>>	44
93	e	B	1.500	98.12	0.150	0.026	2.70	0.032	21.26	1.79	>>	44
93	e	S	1.500	51.31	0.078	0.026	2.70	0.024	15.98	1.79	8.929	44
96	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	3.68	0.00	>>	29
97	e	B	1.500	272.13	0.144	0.026	2.70	0.032	60.17	9.82	6.127	44
97	e	S	1.500	120.91	0.064	0.026	2.70	0.022	42.32	9.74	4.345	44
100	e	B	1.500	70.24	0.153	0.026	2.70	0.033	15.08	1.33	>>	41
100	e	S	1.500	37.23	0.081	0.026	2.70	0.025	11.39	1.30	8.761	41
103	e	B	1.500	95.08	0.165	0.026	2.70	0.034	19.59	2.42	8.094	43
103	e	S	1.500	57.59	0.100	0.026	2.70	0.027	15.64	2.35	6.655	43
106	e	B	1.500	79.61	0.159	0.026	2.70	0.033	16.71	1.92	8.705	43
106	e	S	1.500	47.47	0.095	0.026	2.70	0.026	13.26	1.85	7.170	43
109	e	B	1.500	65.50	0.150	0.026	2.70	0.032	14.20	1.12	>>	43
109	e	S	1.500	34.24	0.078	0.026	2.70	0.024	10.67	1.06	>>	43
112	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.46	1.16	2.117	39
113	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.46	0.00	>>	29
114	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.46	0.12	>>	38
115	e	B	1.500	36.65	0.147	0.026	2.70	0.032	8.03	0.74	>>	44
115	e	S	1.500	18.73	0.075	0.026	2.70	0.024	5.98	0.74	8.079	44
118	e	B	1.500	32.71	0.143	0.026	2.70	0.032	7.26	0.64	>>	44
118	e	S	1.500	16.37	0.072	0.026	2.70	0.024	5.36	0.64	8.383	44
120	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	1.23	0.00	>>	29
121	e	B	1.500	202.18	0.121	0.026	2.70	0.030	49.23	24.90	1.977	42
121	e	S	1.500	68.24	0.041	0.026	2.70	0.019	31.45	24.90	1.263	42
123	e	B	1.500	390.27	0.075	0.026	2.70	0.024	124.24	8.86	>>	41
125	e	B	1.500	260.99	0.024	0.026	2.70	0.016	171.23	6.97	>>	42
126	e	B	1.500	277.25	0.051	0.026	2.70	0.021	110.84	5.17	>>	41
127	e	B	1.500	249.90	0.023	0.026	2.70	0.016	168.08	3.00	>>	42
128	e	B	1.500	135.79	0.138	0.026	2.70	0.031	30.74	12.09	2.543	31
131	e	B	1.500	142.47	0.112	0.026	2.70	0.028	36.28	6.77	5.359	39
134	e	I	1.500	7.97	0.064	0.026	2.70	0.022	2.80	1.02	2.741	39
135	e	B	1.500	122.90	0.086	0.026	2.70	0.025	36.23	1.84	>>	44
136	e	B	1.500	42.29	0.032	0.026	2.70	0.017	22.92	2.33	9.838	41
140	e	B	1.500	50.38	0.046	0.026	2.70	0.020	21.44	1.36	>>	41
144	e	I	1.500	0.05	0.000	0.026	2.70	0.010	1.72	0.01	>>	29
145	e	B	1.500	133.73	0.086	0.026	2.70	0.025	39.52	1.58	>>	41
149	e	B	1.500	49.53	0.078	0.026	2.70	0.024	15.45	0.36	>>	41
153	e	I	1.500	0.00	0.000	0.026	2.70	0.010	2.81	0.00	>>	29
154	e	B	1.500	41.58	0.031	0.026	2.70	0.017	22.80	2.52	9.046	41
158	e	B	1.500	112.74	0.103	0.026	2.70	0.027	30.02	2.17	>>	37
163	e	B	1.500	183.53	0.069	0.026	2.70	0.023	61.56	5.13	>>	40
165	e	B	1.500	195.90	0.104	0.026	2.70	0.028	51.94	6.09	8.529	41
168	e	B	1.500	49.63	0.014	0.026	2.70	0.013	48.30	7.61	6.346	43

171	e	B	1.500	32.66	0.051	0.026	2.70	0.021	13.06	1.04	>> 1	43
173	e	B	1.500	139.74	0.130	0.026	2.70	0.030	32.71	6.12	5.344	37
176	e	B	1.500	154.50	0.180	0.026	2.70	0.035	30.29	6.15	4.925	37
181	e	I	1.500	4.52	0.032	0.026	2.70	0.017	2.43	0.80	3.037	38
182	e	B	1.500	134.30	0.114	0.026	2.70	0.029	33.79	2.45	>> 1	37
184	e	B	1.500	40.23	0.046	0.026	2.70	0.020	17.13	4.09	4.187	39
189	e	I	1.500	7.46	0.057	0.026	2.70	0.021	2.80	1.17	2.396	40
190	e	B	1.500	147.57	0.057	0.026	2.70	0.021	55.36	3.92	>> 1	41
192	e	B	1.500	25.98	0.079	0.026	2.70	0.025	8.05	0.11	>> 1	41
196	e	B	1.500	188.92	0.094	0.026	2.70	0.026	53.08	1.96	>> 1	41
201	e	I	1.500	0.01	0.000	0.026	2.70	0.010	4.07	0.00	>> 1	29

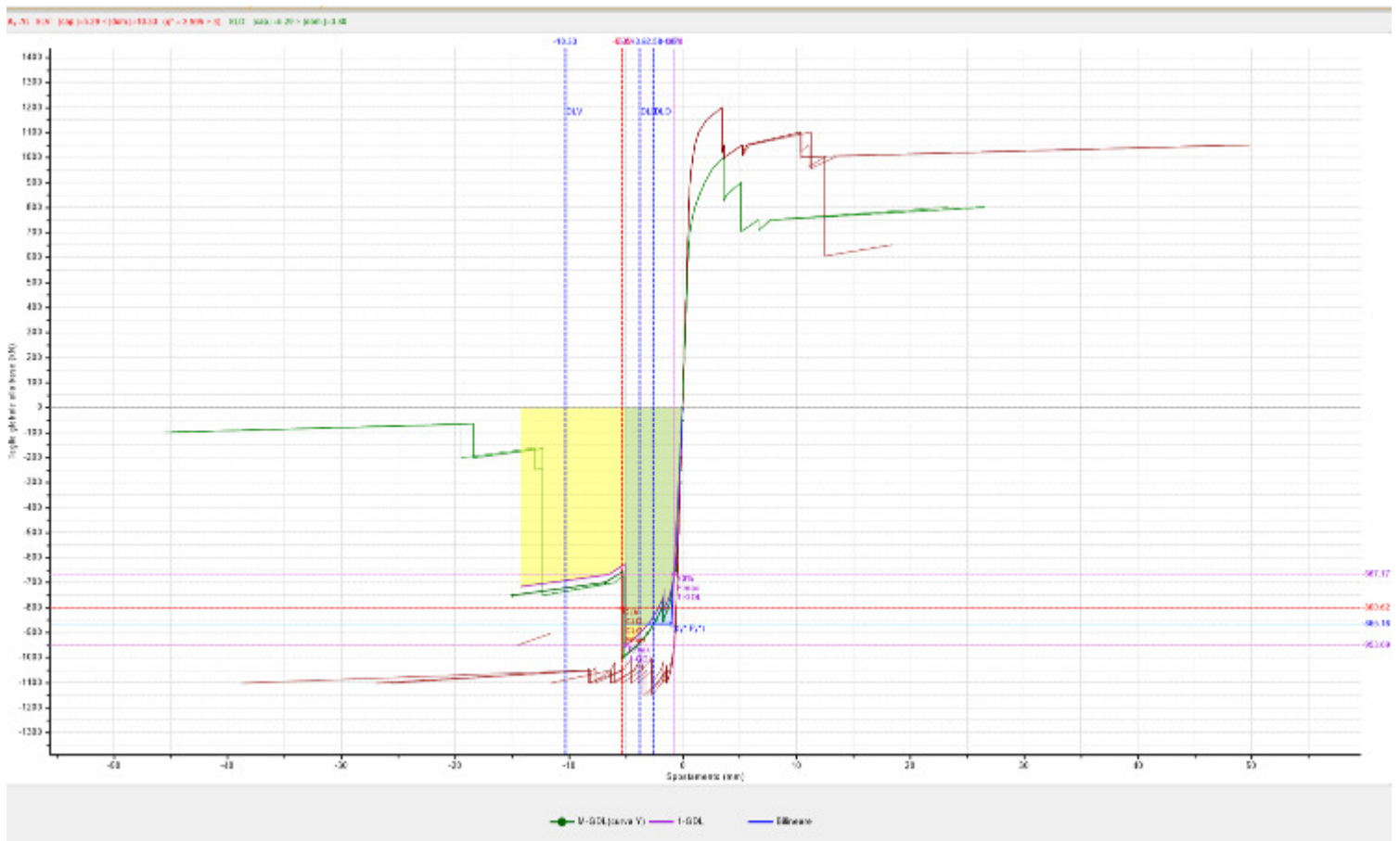
14. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) [ SLV ]

N.	n/e	x Sez.	P	p	fk / fm	g,m	fd	Nu	Mu	M	C.Sic.	ID
		(m)	(kN)	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	* FC	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN m)	(kN m)		CCC
1	e	1.600	51.42	0.076	1.400	2.70	0.519	298.10	9.57	0.84	>> 1	32
4	e	1.541	488.39	0.188	1.400	2.70	0.519	1143.99	62.97	7.94	7.935	40
6	e	1.600	63.99	0.072	1.400	2.70	0.519	389.92	12.03	1.04	>> 1	32
10	e	1.700	49.27	0.052	1.400	2.70	0.519	416.30	9.77	0.98	9.973	41
12	e	1.600	215.44	0.091	1.400	2.70	0.519	1041.45	38.45	3.50	>> 1	29
14	e	1.600	136.22	0.179	1.400	2.70	0.519	336.17	18.23	2.21	8.236	37
16	e	1.600	110.17	0.167	1.400	2.70	0.519	291.55	15.42	1.79	8.614	37
18	e	1.526	248.46	0.100	1.400	2.70	0.519	1094.40	43.21	4.04	>> 1	29
20	e	1.600	90.98	0.106	1.400	2.70	0.519	379.81	15.57	1.48	>> 1	29
28	e	1.600	483.12	0.114	1.400	2.70	0.519	1875.24	80.70	7.85	>> 1	38
29	e	1.600	67.82	0.101	1.400	2.70	0.519	296.90	11.77	1.10	>> 1	32
32	e	1.600	96.03	0.100	1.400	2.70	0.519	423.05	16.70	1.56	>> 1	39
35	e	1.600	302.25	0.126	1.400	2.70	0.519	1058.90	48.59	4.91	9.894	31
37	e	1.600	104.89	0.187	1.400	2.70	0.519	247.12	13.58	1.70	7.969	39
39	e	1.600	114.83	0.198	1.400	2.70	0.519	255.06	14.20	1.87	7.612	39
41	e	1.600	170.59	0.091	1.400	2.70	0.519	830.62	30.50	2.77	>> 1	39
43	e	1.700	62.98	0.051	1.400	2.70	0.519	543.43	12.53	1.49	8.408	43
51	e	1.600	139.93	0.143	1.400	2.70	0.519	432.57	21.30	2.27	9.367	32
54	e	1.600	123.14	0.197	1.400	2.70	0.519	275.68	15.33	2.00	7.661	39
56	e	1.560	367.10	0.139	1.400	2.70	0.519	1165.21	56.58	5.97	9.484	37
59	e	1.600	164.55	0.192	1.400	2.70	0.519	378.68	13.96	2.67	5.220	39
61	e	1.600	59.13	0.187	1.400	2.70	0.519	139.49	5.11	0.96	5.318	40
65	e	1.600	107.58	0.176	1.400	2.70	0.519	269.14	14.53	1.75	8.312	39
68	e	1.600	469.99	0.148	1.400	2.70	0.519	1399.24	70.23	7.64	9.195	29
69	e	1.600	76.62	0.156	1.400	2.70	0.519	215.79	11.12	1.25	8.930	37
73	e	1.600	71.98	0.127	1.400	2.70	0.519	249.50	11.52	1.17	9.852	31
76	e	1.600	443.36	0.106	1.400	2.70	0.519	1840.53	75.73	7.20	>> 1	29
78	e	1.600	35.46	0.198	1.400	2.70	0.519	78.94	3.89	0.58	6.745	39
81	e	1.600	83.46	0.189	1.400	2.70	0.519	194.37	10.72	1.36	7.901	39
84	e	1.600	363.97	0.181	1.400	2.70	0.519	884.96	48.21	5.91	8.151	40
85	e	1.600	142.93	0.160	1.400	2.70	0.519	393.69	20.48	2.32	8.819	37
90	e	1.600	51.71	0.123	1.400	2.70	0.519	185.84	8.40	0.84	9.993	38
93	e	1.600	74.58	0.114	1.400	2.70	0.519	288.58	12.44	1.21	>> 1	32
97	e	1.600	205.97	0.109	1.400	2.70	0.519	830.22	34.85	3.35	>> 1	39
100	e	1.600	54.10	0.117	1.400	2.70	0.519	202.96	5.95	0.88	6.770	38
103	e	1.700	70.13	0.121	1.400	2.70	0.519	254.66	7.62	1.29	5.909	44
106	e	1.700	58.50	0.117	1.400	2.70	0.519	220.81	6.45	1.20	5.375	44
109	e	1.700	47.18	0.108	1.400	2.70	0.519	192.65	5.34	0.80	6.680	44
115	e	1.625	26.55	0.106	1.400	2.70	0.519	109.88	1.51	0.75	2.013	43
118	e	1.700	22.97	0.101	1.400	2.70	0.519	100.49	1.33	0.69	1.926	43
121	e	1.600	140.07	0.084	1.400	2.70	0.519	735.42	17.01	2.28	7.473	38
123	e	0.600	318.71	0.062	1.400	2.70	0.519	2279.05	61.68	2.57	>> 1	32
125	e	0.700	73.04	0.007	1.400	2.70	0.519	4808.99	16.18	5.18	3.124	41
126	e	0.600	194.72	0.036	1.400	2.70	0.519	2375.24	40.22	1.39	>> 1	42
127	e	0.700	62.79	0.006	1.400	2.70	0.519	4773.29	13.94	1.51	9.233	43
128	e	0.800	124.99	0.127	1.400	2.70	0.519	432.57	20.00	1.04	>> 1	39
131	e	1.345	100.13	0.079	1.400	2.70	0.519	561.68	18.51	1.42	>> 1	39
135	e	1.100	93.60	0.066	1.400	2.70	0.519	628.06	11.95	1.08	>> 1	37
136	e	0.800	20.33	0.015	1.400	2.70	0.519	586.47	4.42	0.18	>> 1	39
140	e	1.400	19.41	0.018	1.400	2.70	0.519	477.78	4.19	0.28	>> 1	39
145	e	0.900	108.03	0.069	1.400	2.70	0.519	686.23	20.48	1.02	>> 1	38
149	e	1.500	31.13	0.049	1.400	2.70	0.519	279.25	6.22	0.48	>> 1	38
154	e	0.800	19.66	0.015	1.400	2.70	0.519	586.67	4.28	0.18	>> 1	39
158	e	1.400	79.22	0.073	1.400	2.70	0.519	481.55	14.89	1.15	>> 1	37
163	e	1.100	111.92	0.042	1.400	2.70	0.519	1172.15	22.78	1.29	>> 1	38
165	e	0.300	187.03	0.099	1.400	2.70	0.519	830.22	32.60	0.77	>> 1	43
168	e	0.100	39.85	0.011	1.400	2.70	0.519	1579.39	5.83	3.15	1.850	44
171	e	0.300	30.59	0.048	1.400	2.70	0.519	279.98	2.04	0.12	>> 1	37
173	e	1.400	106.77	0.099	1.400	2.70	0.519	473.02	18.60	1.53	>> 1	37
176	e	0.800	140.30	0.164	1.400	2.70	0.519	377.43	19.83	1.16	>> 1	37
182	e	1.400	98.66	0.084	1.400	2.70	0.519	518.05	17.97	1.40	>> 1	39
184	e	0.800	27.64	0.032	1.400	2.70	0.519	381.79	5.77	0.23	>> 1	37
190	e	1.100	87.25	0.034	1.400	2.70	0.519	1138.04	18.13	1.00	>> 1	39
192	e	1.500	16.93	0.052	1.400	2.70	0.519	144.78	3.36	0.27	>> 1	38
196	e	1.000	148.12	0.074	1.400	2.70	0.519	887.34	27.76	1.53	>> 1	38

# ANALISI SISMICA NON LINEARE (PUSH-OVER)

## Riepilogo curve di capacità

Distr.	Direz.	Mt	F/W	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR	PGA,CLD	TR,CLD	PVR,CLD	aD,PGA	aD,TR
A	+X		0.271	2.628	<b>5.000</b>	0.284	1360	5.365	1.214	1.910	0.150	189	32.718	1.442	2.523
A	-X		0.248	2.707	5.000	0.270	1152	6.304	1.154	1.618	0.103	73	64.261	0.990	0.972
A	+Y		0.226	3.854	5.000	0.169	266	24.586	0.722	0.373	0.116	97	53.965	1.115	1.289
A	-Y		0.226	3.595	5.000	0.131	133	43.046	0.560	0.187	0.131	133	43.100	1.260	1.773
B	+X		0.271	2.683	5.000	0.274	1214	5.992	1.171	1.705	0.150	186	33.221	1.442	2.477
B	-X		0.259	2.594	5.000	0.290	1464	4.996	1.239	2.055	0.143	165	36.588	1.375	2.195
B	+Y		0.226	3.854	5.000	0.169	266	24.586	0.722	0.373	0.116	97	53.965	1.115	1.289
B	-Y		0.226	3.583	5.000	0.132	136	42.414	0.564	0.191	0.133	137	42.268	1.279	1.820
E	+X		0.271	2.765	5.000	0.262	1031	7.014	1.120	1.449	0.150	186	33.221	1.442	2.477
E	-X		0.259	2.671	5.000	0.276	1245	5.847	1.179	1.748	0.130	131	43.673	1.250	1.742
E	+Y		0.226	3.908	5.000	0.167	253	25.684	0.714	0.355	0.116	97	53.965	1.115	1.289
E	-Y		0.226	3.636	5.000	0.132	136	42.414	0.564	0.191	0.133	137	42.268	1.279	1.820
F	+X		0.271	2.610	5.000	0.286	1410	5.180	1.222	1.981	0.152	193	32.230	1.462	2.570
F	-X		0.259	2.591	5.000	0.290	1465	4.990	1.239	2.058	0.152	193	32.230	1.462	2.570
F	+Y		0.226	3.854	5.000	0.169	266	24.586	0.722	0.373	0.116	97	53.965	1.115	1.289
F	-Y		0.226	3.583	5.000	0.132	136	42.414	0.564	0.191	0.133	137	42.268	1.279	1.820



## 1. GENERALITA' - PARAMETRI DI CALCOLO - AZIONE SISMICA

### AZIONE SISMICA

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50  
Classe d'uso: III  
Coefficiente d'uso CU = 1.5  
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:  
Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 11.849  
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.274  
Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]  
ag(g) Fo Tc\*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.069	2.395	0.26
50	0.087	2.39	0.27
72	0.102	2.39	0.275
101	0.118	2.4	0.28
140	0.134	2.425	0.28
201	0.154	2.45	0.29
475	0.207	2.47	0.3
975	0.258	2.525	0.31
2475	0.336	2.6	0.33

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

ag(g) Fo Tc\*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite [S3.2.3]

SLO: TR(anni) ag(g) Fo Tc*(sec)	45	0.083	2.391	0.268
SLD: TR(anni) ag(g) Fo Tc*(sec)	75	0.104	2.391	0.276
SLV: TR(anni) ag(g) Fo Tc*(sec)	712	0.234	2.501	0.306
SLC: TR(anni) ag(g) Fo Tc*(sec)	1462	0.289	2.557	0.319
SLO: S TB TC TD	1.500	0.145	0.435	1.932
SLD: S TB TC TD	1.500	0.148	0.443	2.016
SLV: S TB TC TD	1.348	0.158	0.475	2.536
SLC: S TB TC TD	1.256	0.163	0.488	2.756

Suolo: Categoria di sottosuolo: C

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analoga ad ag)

Microzonazione:

Fattore di suolo SS da microzonazione sismica: no

Componenti:

Spettro di risposta: componente orizzontale:

SLE: Smorzamento viscoso ( $\xi$ ) (%) = 5  
 $\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} = 1$   
SLU: Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1 = 1.4$   
Regolarità in altezza: si  
SLU: Fattore di struttura = 2.8 =>  $\eta=1/q=0.357$

Spettro di risposta: componente verticale:

SS=1.000, S=1.000, TB=0.050 sec, TC=0.150 sec, TD=1.000 sec,  $\xi=5\%$  ( $\eta=1.000$ ),  $q=1.500$  ( $\eta=1/q=0.667$ )

### PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Metodo di normalizzazione degli autovettori: Rispetto alla matrice delle masse

Numero modi da calcolare: 3

Numero di modi da considerare: tutti i modi con massa part.>5% e comunque tali che massa part.tot.>85% [S7.3.3.1]

Metodo di combinazione dei modi: CQC (combinazione quadratica completa) [S7.3.3.1]

### PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di edificio e Livello di Conoscenza: Muratura Ordinaria

Edificio Esistente con Livello di Conoscenza LC1 (limitata)

Fattore di Confidenza FC [S8.5.4, SC8A.1.A.4, S4.2 Dir.9.2.2011] = 1.35

Coefficienti parziali di sicurezza: Edificio Esistente con Livello di Conoscenza LC1 (limitata)

-  $\gamma_M$  in Statica [S4.5.6.1] = 2

-  $\gamma_M$  in Sismica [S7.8.1.1] = 2

- per edifici esistenti [S8.5.4]:  $\gamma_M*FC$ : in Statica = 2.7, in Sismica = 2.7

Comportamento muratura:

Diagramma di calcolo tensione-deformazione [S4.1.2.1.2.2]: Stress-block

### PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi

Per maschi murari:

Contributo Rigidezza Trasversale: si

Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui: no

Analisi Sismica: valutazione della sicurezza:

Tipo di valutazione sicurezza sismica: Indipendente: edificio Nuovo / Stato Attuale di Miglioramento / Stato di Adeguamento

Per Edifici Esistenti: valutare la sicurezza con riferimento al solo SLV [S8.3]: si

Analisi Sismica lineare: varie:

Eseguire il calcolo degli Indicatori di Rischio Sismico: no

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (Nmin, T/Mmax), (Nmax, T/Mmin): no

Ridistribuzione taglio [S7.8.1.5.2-3]

- Max riduzione del taglio V per i maschi murari:  $R\% = 25$
- Max aumento del taglio V per i maschi murari:  $A\% = 25$
- $\Delta V \leq \max(R, A\%)|V|, 0.1*|V_{piano}|$ : sì

**PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche**

Per maschi murari:

Sezioni di verifica per Azioni Complanari. Alla base: obbligatoria; in sommità: a tutti i piani, tranne l'ultimo

PressoFlessione Complanare:

- Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.1]: sì
- Considerare la Flessione solo nei maschi snelli: no
- snelli se (h/l) superiore a: 2

Taglio per Scorrimento:

- Eseguire le verifiche [§7.8.2.2.2]: sì
- Modalità di calcolo della zona reagente: distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3(6)]
- Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione: no

Taglio per fessurazione diagonale:

- Eseguire le verifiche [§C8.7.1.5]: sì
- Per muratura nuova, in Analisi lineare:  $\tau_0 = f_{vm0}$ : sì
- (in analogia con la muratura esistente, anziché:  $\tau_0 = f_{vk0}$ )

Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza  $\lambda = (h/l)$ :  $b = 1.5$  indipendente da  $\lambda$  (Turnsek-Cacovic)

PressoFlessione Ortogonale:

- Analisi Statica [§4.5.6.2]:
- Con azioni da modello di calcolo 3D: sì
- Eccentricità minima (h/200) (4.5.9) anche per verifiche con azioni da modello di calcolo 3D: sì
- Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [§4.5.5, §4.5.6.2]: no
- Eseguire le verifiche (sia da modello 3D, sia con metodo semplificato) solo in mezzera: sì

Analisi Sismica [§7.8.2.2.3]:

- Con azioni da modello di calcolo 3D: sì
- Con azioni convenzionali (forze equivalenti) [§7.2.3] (solo per analisi lineare): no
- Assumere  $T_a = 0$  [§7.8.1.5.2] per tutte le pareti che rispettano i requisiti della Tab.7.8.II, per muratura sia nuova che

esistente

**PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (1)**

Distribuzioni di forze [cfr. §7.3.4.1]:

- Gruppo 1: distribuzioni principali
- (A) Lineare: proporzionale alle forze statiche
- (B) Uni-modale: forze corrispondenti al primo modo di vibrare
- Gruppo 2: distribuzioni secondarie
- (E) Uniforme: forze proporzionali alle masse
- Adattive (rapporti aggiornati ad ogni evoluzione di rigidezza):
- (F) Uni-modale: forze corrispondenti al primo modo di vibrare

Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  [cfr. §C7.3.5]:

- calcolato con le sole masse equiverse all'analisi
- $\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E): sì

Incrementi di taglio, Direzioni di analisi, Punto di controllo

- Incremento di taglio alla base (kN):
- iniziale (fino al taglio di prima plasticizzazione) = 50
- dopo il taglio di prima plasticizzazione = 50

Direzione e verso di analisi:

- + $\alpha$  (+X per  $\alpha = 0^\circ$ )
- $\alpha$  (-X per  $\alpha = 0^\circ$ )
- + $\alpha + 90^\circ$  (+Y per  $\alpha = 0^\circ$ )
- $(\alpha + 90^\circ)$  (-Y per  $\alpha = 0^\circ$ )
- considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale: no

Punto di controllo:

- baricentro del piano 0

**PARAMETRI DI CALCOLO: Pushover (2)**

Comportamento degli elementi strutturali:

Verifiche di sicurezza in corso di analisi:

Maschi murari:

- Non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione: sì
- Non eseguire verifiche a PressoFlessione Ortogonale: no
- Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra):
- Non eseguire verifiche a PressoFlessione: sì
- Non eseguire verifiche a Taglio: sì
- Non eseguire verifiche di resistenza in fase plastica: no

Fondazioni:

- Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: sì

Curve caratteristiche: comportamento:

- Maschi murari: Bilineare, con rigidità iniziale elastica
- Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra): Elasto-plastico
- Dopo il collasso, la fascia non vincola più gli spostamenti orizzontali dei nodi dei maschi tra i quali è definita: no

Modalità di calcolo:

Spostamento ultimo:

- Drift ultimo (deformazione angolare): sì
- Controllo di duttilità (multiplo dello spostamento al limite elastico): no
- Sistema bilineare equivalente:
- Massima riduzione R di resistenza in corrispondenza di SLU (%) = 20
- Tratto elastico passante per il punto con Taglio (k Tmax), dove k = 0.7
- Ulteriori condizioni per il raggiungimento di SLU:
- Spostamenti non superiori ad H/k, con: H altezza dell'edificio, k = 100: no



Taglio alla base (kN) non superiore a 100000: no  
 Massima diminuzione di rigidità fra due passi consecutivi 50% : no  
 Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo:  
 Ultima configurazione equilibrata corrispondente a una riduzione del Taglio pari a R% rispetto al massimo  
 SLU: ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione del Taglio pari a R% rispetto al massimo: no  
 Opzioni varie:  
 Ignorare tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo di un piano: si  
 Incremento di taglio autocorrettivo per individuare i punti di collasso dei singoli elementi strutturali: no

**PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura Armata**

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [S4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):

fyk = 550 - fyd = 240

εud = 10 - Es = 210000 - εyd = 1.86

Armatura:

verticale: Fmin barre: 5 mm.; orizzontale (nei giunti):

tipo di traliccio: 2

sezione totale del traliccio Asw (mm<sup>2</sup>) = 25

distanza verticale tra i livelli di armatura (mm) = 500

fyd per l'armatura orizzontale = 391.3

Opzioni per Verifiche di resistenza:

PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa no

Taglio: Vt = VtM + VtS = (d t fvd) + (0.6 d Asw fyd)/s, con: Vt<=0.3 fd t d [S7.8.3.2.2]

**PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato**

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [S4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in N/mm<sup>2</sup>, deformazioni in per mille):

fyk = 450 - fyd = 391.3

εud = 10 - Es = 210000 - εyd = 1.86

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [S4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:

εc2 = 2 - εcu = 3.5

Varie:

Verifiche a PressoFlessione: si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

Fattore di confidenza FC per strutture in c.a. [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

**2. Dati PIANI**

N°	Z:altezza da fondaz. (m)	Piano Rigido (master/slave)	Nodo (master/dir. (a+90)° [Y] (m))	>3D:Ecc.agg. -ecc. agg. (dir. (a)° [X] (m))	Piano di controllo in Pushover	W.X (kN)	W.Y	F (SLO a° [X])
1	3.250	X	290	1.415	0.599	3005.45	3005.45	684.92
2	4.550	X	291	1.415	0.599	1432.38	1432.38	378.13

N°	F (SLO (a+90)° [Y])	F (SLD a° [X])	F (SLD (a+90)° [Y])	F (SLV a° [X])	F (SLV (a+90)° [Y])	Rigidezza X (kN/mm)	Rigidezza Y	R.X (m)	R.Y (m)	G.X (m)	G.Y (m)	Ecc.GR.X (m)
1	765.44	844.62	948.73	727.85	140.65	0.00	0.00	0.000	0.000	5.877	13.269	5.877
2	392.92	473.07	487.35	403.21	67.04	0.00	0.00	0.000	0.000	5.786	12.370	5.786

N°	Ecc.GR.Y (m)	Vento +X	Vento +Y	Vento -X	Vento -Y	Press.X (kN/m <sup>2</sup> )	Depress.X	Press.Y	Depress.Y
1	13.269	X	X	X	X	0.50	0.25	0.50	0.25
2	12.370	X	X	X	X	0.50	0.25	0.50	0.25

**3. Dati MATERIALI**

N°	Tipologia materiale	Descrizione [parametri meccanici:N/mm <sup>2</sup> ]	Mat. nuovo	Tipologia muratura	E	G	fm	fk
1	1) Conglomerato Cementizio Armato	C25/30			31000	13000	0.00	25.00
2	2) Acciaio	Acciaio S235			210000	80769	0.00	235.00
3	3) Muratura	Muratura esistente		1) Pietrame disordinata	870	290	1.40	0.98
4	3) Muratura	Muratura nuova	X	4) Laterizio Pieni	5300	2120	7.57	5.30
5	5) Materiale generico	Legno			10000	3500	0.00	0.00

N°	fvm0 (mur.nuova) / tau0 (mur.esistente)	fvk0	ftd	ftd muratura: malta	fhd	fhd muratura: fessuraz.diag.	fhm	fhk	fbk	f'bk	Malta: fm (du/de)	Duttilità (du/de)	Coeff. attrito	Coeff.dilatataz. termica (°^-1)	Peso sp. (kN/m <sup>3</sup> )
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	12.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.000010	25.00
2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	117.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.000012	78.50

3	0.026 0.018 0.000	0.140 0.70	0.49 0.00 0.00	0.0	1.50	0.40	0.000010	19.00
4	0.286 0.200 0.000	0.000 3.79	2.65 10.00 2.00	10.0	2.00	0.40	0.000010	18.00
5	0.000 0.000 0.000	0.000 0.00	0.00 0.00 0.00	0.0	0.00	0.00	0.000004	8.00

N°	Coeff. corr.:	Giunti	Ricorsi o	Connessione	Nucleo	Iniezioni	Intonaco
	Malta buona	sottili	listature	trasversale	scadente	di miscele	armato
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	1.50	1.00	1.30	1.50	0.90	2.00	2.50
4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

Dati NODI

N°	Nome	X	Y	Z	Piano	Vinc. est.	u	v	w	phiX	phiY	phiZ	Nodo
		(m)	(m)	(m)		(1=lib.,0=blocc.)	(sX)	(sX)	(sX)				master
1	1.	0.884	0.042	0.000	0	inc							0
2	2.	0.884	0.042	3.250	1	001110		X	X	X			290
3	3.	0.133	0.045	3.250	1	001110		X	X	X			290
4	4.	1.636	0.039	3.250	1	001110		X	X	X			290
5	5.	5.573	0.024	0.000	0	inc							0
6	6.	5.573	0.024	3.250	1	001110		X	X	X			290
7	7.	2.689	0.035	3.250	1	001110		X	X	X			290
8	8.	8.457	0.013	3.250	1	001110		X	X	X			290
9	9.	10.640	0.004	0.000	0	inc							0
10	10.	10.640	0.004	3.250	1	001110		X	X	X			290
11	11.	9.657	0.008	3.250	1	001110		X	X	X			290
12	12.	11.611	0.830	0.000	0	inc							0
13	13.	11.611	0.830	3.250	1	001110		X	X	X			290
14	14.	11.620	1.879	3.250	1	001110		X	X	X			290
15	15.	11.654	5.555	0.000	0	inc							0
16	16.	11.654	5.555	3.250	1	001110		X	X	X			290
17	17.	11.630	2.929	3.250	1	001110		X	X	X			290
18	18.	11.678	8.180	3.250	1	001110		X	X	X			290
19	19.	11.695	10.087	0.000	0	inc							0
20	20.	11.695	10.087	3.250	1	001110		X	X	X			290
21	21.	11.687	9.239	3.250	1	001110		X	X	X			290
22	22.	11.703	10.934	3.250	1	001110		X	X	X			290
23	23.	11.728	13.714	0.000	0	inc							0
24	24.	11.728	13.714	3.250	1	001110		X	X	X			290
25	25.	11.721	12.979	3.250	1	001110		X	X	X			290
26	26.	11.735	14.449	3.250	1	001110		X	X	X			290
27	27.	11.770	18.301	0.000	0	inc							0
28	28.	11.770	18.301	3.250	1	001110		X	X	X			290
29	29.	11.745	15.542	3.250	1	001110		X	X	X			290
30	30.	11.795	21.060	3.250	1	001110		X	X	X			290
31	31.	11.813	23.069	0.000	0	inc							0
32	32.	11.813	23.069	3.250	1	001110		X	X	X			290
33	33.	11.804	22.111	3.250	1	001110		X	X	X			290
34	34.	11.822	24.027	3.250	1	001110		X	X	X			290
35	35.	7.248	24.060	0.000	0	inc							0
36	36.	7.248	24.060	3.250	1	001110		X	X	X			290
37	37.	11.975	24.027	3.250	1	001110		X	X	X			290
38	38.	2.521	24.094	3.250	1	001110		X	X	X			290
39	39.	0.749	24.106	0.000	0	inc							0
40	40.	0.749	24.106	3.250	1	001110		X	X	X			290
41	41.	1.497	24.101	3.250	1	001110		X	X	X			290
42	42.	0.000	24.112	3.250	1	001110		X	X	X			290
43	43.	0.009	23.045	0.000	0	inc							0
44	44.	0.009	23.045	3.250	1	001110		X	X	X			290
45	45.	0.003	24.112	3.250	1	001110		X	X	X			290
46	46.	0.014	21.978	3.250	1	001110		X	X	X			290
47	47.	0.035	18.081	0.000	0	inc							0
48	48.	0.035	18.081	3.250	1	001110		X	X	X			290
49	49.	0.021	20.751	3.250	1	001110		X	X	X			290
50	50.	0.050	15.412	3.250	1	001110		X	X	X			290
51	51.	0.059	13.622	0.000	0	inc							0
52	52.	0.059	13.622	3.250	1	001110		X	X	X			290
53	53.	0.056	14.245	3.250	1	001110		X	X	X			290
54	54.	0.063	12.999	3.250	1	001110		X	X	X			290
55	55.	0.077	10.460	0.000	0	inc							0
56	56.	0.077	10.460	3.250	1	001110		X	X	X			290
57	57.	0.073	11.103	3.250	1	001110		X	X	X			290
58	58.	0.080	9.817	3.250	1	001110		X	X	X			290
59	59.	0.098	6.479	0.000	0	inc							0
60	60.	0.098	6.479	3.250	1	001110		X	X	X			290
61	61.	0.087	8.573	3.250	1	001110		X	X	X			290
62	62.	0.109	4.385	3.250	1	001110		X	X	X			290
63	63.	0.125	1.415	0.000	0	inc							0

64	64.	0.125	1.415	3.250	1	001110			X	X	X	290
65	65.	0.118	2.785	3.250	1	001110			X	X	X	290
66	66.	1.201	4.724	0.000	0	inc						0
67	67.	1.201	4.724	3.250	1	001110			X	X	X	290
68	68.	0.110	4.720	3.250	1	001110			X	X	X	290
69	69.	2.291	4.728	3.250	1	001110			X	X	X	290
70	70.	4.315	4.736	0.000	0	inc						0
71	71.	4.315	4.736	3.250	1	001110			X	X	X	290
72	72.	3.620	4.733	3.250	1	001110			X	X	X	290
73	73.	5.010	4.738	3.250	1	001110			X	X	X	290
74	74.	8.807	4.753	0.000	0	inc						0
75	75.	8.807	4.753	3.250	1	001110			X	X	X	290
76	76.	5.870	4.742	3.250	1	001110			X	X	X	290
77	77.	6.189	3.311	0.000	0	inc						0
78	78.	6.189	3.311	3.250	1	001110			X	X	X	290
79	79.	6.195	4.743	3.250	1	001110			X	X	X	290
80	80.	6.183	1.879	3.250	1	001110			X	X	X	290
81	81.	6.178	0.549	0.000	0	inc						0
82	82.	6.178	0.549	3.250	1	001110			X	X	X	290
83	83.	6.180	1.077	3.250	1	001110			X	X	X	290
84	84.	6.176	0.022	3.250	1	001110			X	X	X	290
85	85.	0.738	13.660	0.000	0	inc						0
86	86.	0.738	13.660	3.250	1	001110			X	X	X	290
87	87.	0.059	13.666	3.250	1	001110			X	X	X	290
88	88.	1.417	13.654	3.250	1	001110			X	X	X	290
89	89.	6.169	13.615	0.000	0	inc						0
90	90.	6.169	13.615	3.250	1	001110			X	X	X	290
91	91.	2.641	13.644	3.250	1	001110			X	X	X	290
92	92.	9.696	13.586	3.250	1	001110			X	X	X	290
93	93.	11.192	13.574	0.000	0	inc						0
94	94.	11.192	13.574	3.250	1	001110			X	X	X	290
95	95.	10.648	13.578	3.250	1	001110			X	X	X	290
96	96.	0.664	18.203	0.000	0	inc						0
97	97.	0.664	18.203	3.250	1	001110			X	X	X	290
98	98.	0.035	18.208	3.250	1	001110			X	X	X	290
99	99.	1.293	18.198	3.250	1	001110			X	X	X	290
100	100.	7.133	18.150	0.000	0	inc						0
101	101.	7.133	18.150	3.250	1	001110			X	X	X	290
102	102.	2.494	18.188	3.250	1	001110			X	X	X	290
103	103.	0.276	10.335	0.000	0	inc						0
104	104.	0.276	10.335	3.250	1	001110			X	X	X	290
105	105.	0.077	10.336	3.250	1	001110			X	X	X	290
106	106.	0.475	10.333	3.250	1	001110			X	X	X	290
107	107.	2.546	10.316	0.000	0	inc						0
108	108.	2.546	10.316	3.250	1	001110			X	X	X	290
109	109.	2.056	10.320	3.250	1	001110			X	X	X	290
110	110.	3.036	10.312	3.250	1	001110			X	X	X	290
111	111.	6.467	10.283	0.000	0	inc						0
112	112.	6.467	10.283	3.250	1	001110			X	X	X	290
113	113.	4.235	10.302	3.250	1	001110			X	X	X	290
114	114.	8.698	10.265	3.250	1	001110			X	X	X	290
115	115.	10.715	10.248	0.000	0	inc						0
116	116.	10.715	10.248	3.250	1	001110			X	X	X	290
117	117.	9.723	10.257	3.250	1	001110			X	X	X	290
118	118.	5.943	23.601	0.000	0	inc						0
119	119.	5.943	23.601	3.250	1	001110			X	X	X	290
120	120.	5.947	24.069	3.250	1	001110			X	X	X	290
121	121.	5.939	23.133	3.250	1	001110			X	X	X	290
122	122.	5.904	18.887	0.000	0	inc						0
123	123.	5.904	18.887	3.250	1	001110			X	X	X	290
124	124.	5.910	19.615	3.250	1	001110			X	X	X	290
125	125.	5.898	18.160	3.250	1	001110			X	X	X	290
126	126.	0.015	26.205	0.000	0	inc						0
127	127.	0.015	26.205	3.250	1	001110			X	X	X	290
128	128.	0.030	28.298	3.250	1	001110			X	X	X	290
129	129.	0.798	28.290	0.000	0	inc						0
130	130.	0.798	28.290	3.250	1	001110			X	X	X	290
131	131.	1.565	28.282	3.250	1	001110			X	X	X	290
132	132.	4.334	28.253	0.000	0	inc						0
133	133.	4.334	28.253	3.250	1	001110			X	X	X	290
134	134.	3.371	28.263	3.250	1	001110			X	X	X	290
135	135.	5.297	28.243	3.250	1	001110			X	X	X	290
136	136.	7.876	28.217	0.000	0	inc						0
137	137.	7.876	28.217	3.250	1	001110			X	X	X	290
138	138.	7.041	28.225	3.250	1	001110			X	X	X	290
139	139.	8.711	28.208	3.250	1	001110			X	X	X	290
140	140.	11.246	28.182	0.000	0	inc						0
141	141.	11.246	28.182	3.250	1	001110			X	X	X	290
142	142.	10.518	28.189	3.250	1	001110			X	X	X	290
143	143.	11.975	28.174	3.250	1	001110			X	X	X	290
144	144.	11.975	26.056	0.000	0	inc						0
145	145.	11.975	26.056	3.250	1	001110			X	X	X	290
146	146.	4.543	7.518	0.000	0	inc						0

147 147.	4.543	7.518	3.250	1	001110				X	X	X		290
148 148.	4.554	4.737	3.250	1	001110				X	X	X		290
149 149.	5.878	0.023	3.250	1	001110				X	X	X		290
150 150.	5.878	0.023	4.550	2	001110				X	X	X		291
151 151.	0.133	0.045	4.550	2	001110				X	X	X		291
152 152.	11.624	0.000	4.550	2	001110				X	X	X		291
153 153.	11.712	11.903	3.250	1	001110				X	X	X		290
154 154.	11.712	11.903	4.550	2	001110				X	X	X		291
155 155.	11.822	24.027	4.550	2	001110				X	X	X		291
156 156.	5.988	24.069	3.250	1	001110				X	X	X		290
157 157.	5.988	24.069	4.550	2	001110				X	X	X		291
158 158.	11.975	24.027	4.550	2	001110				X	X	X		291
159 159.	0.000	24.112	4.550	2	001110				X	X	X		291
160 160.	0.068	12.078	3.250	1	001110				X	X	X		290
161 161.	0.068	12.078	4.550	2	001110				X	X	X		291
162 162.	0.003	24.112	4.550	2	001110				X	X	X		291
163 163.	1.201	4.728	3.250	1	001110				X	X	X		290
164 164.	1.201	4.728	4.908	2	001110				X	X	X		291
165 165.	0.111	4.720	4.550	2	001110				X	X	X		291
166 166.	2.292	4.736	5.266	2	001110				X	X	X		291
167 167.	4.788	4.754	3.250	1	001110				X	X	X		290
168 168.	4.788	4.754	6.085	2	001110				X	X	X		291
169 169.	3.372	4.743	5.621	2	001110				X	X	X		291
170 170.	6.204	4.764	6.550	2	001110				X	X	X		291
171 171.	6.194	2.397	3.250	1	001110				X	X	X		290
172 172.	6.194	2.397	5.550	2	001110				X	X	X		291
173 173.	1.538	13.653	3.250	1	001110				X	X	X		290
174 174.	1.538	13.653	5.049	2	001110				X	X	X		291
175 175.	3.016	13.641	3.250	1	001110				X	X	X		290
176 176.	0.059	13.666	4.550	2	001110				X	X	X		291
177 177.	3.016	13.641	5.547	2	001110				X	X	X		291
178 178.	4.785	13.627	3.250	1	001110				X	X	X		290
179 179.	4.785	13.627	6.144	2	001110				X	X	X		291
180 180.	3.581	13.637	3.250	1	001110				X	X	X		290
181 181.	3.581	13.637	5.738	2	001110				X	X	X		291
182 182.	5.990	13.617	6.550	2	001110				X	X	X		291
183 183.	1.765	18.197	3.250	1	001110				X	X	X		290
184 184.	1.765	18.197	5.139	2	001110				X	X	X		291
185 185.	3.495	18.186	3.250	1	001110				X	X	X		290
186 186.	0.035	18.208	4.550	2	001110				X	X	X		291
187 187.	3.495	18.186	5.727	2	001110				X	X	X		291
188 188.	5.208	18.176	3.250	1	001110				X	X	X		290
189 189.	5.208	18.176	6.310	2	001110				X	X	X		291
190 190.	4.503	18.180	3.250	1	001110				X	X	X		290
191 191.	4.503	18.180	6.071	2	001110				X	X	X		291
192 192.	5.912	18.171	6.550	2	001110				X	X	X		291
193 193.	1.557	10.326	3.250	1	001110				X	X	X		290
194 194.	1.557	10.326	5.042	2	001110				X	X	X		291
195 195.	3.036	10.315	3.250	1	001110				X	X	X		290
196 196.	0.077	10.336	4.550	2	001110				X	X	X		291
197 197.	3.036	10.315	5.535	2	001110				X	X	X		291
198 198.	4.872	10.302	3.250	1	001110				X	X	X		290
199 199.	4.872	10.302	6.146	2	001110				X	X	X		291
200 200.	3.658	10.310	3.250	1	001110				X	X	X		290
201 201.	3.658	10.310	5.742	2	001110				X	X	X		291
202 202.	6.086	10.293	6.550	2	001110				X	X	X		291
203 203.	5.922	21.114	3.250	1	001110				X	X	X		290
204 204.	5.922	21.114	5.550	2	001110				X	X	X		291
205 205.	5.947	24.069	4.550	2	001110				X	X	X		291
206 206.	5.898	18.160	6.550	2	001110				X	X	X		291
207 207.	0.015	26.205	4.050	2	001110				X	X	X		291
208 208.	0.030	28.298	3.550	2	001110				X	X	X		291
209 209.	6.002	28.236	3.250	1	001110				X	X	X		290
210 210.	6.002	28.236	3.550	2	001110				X	X	X		291
211 211.	11.975	28.174	3.550	2	001110				X	X	X		291
212 212.	11.975	26.056	4.050	2	001110				X	X	X		291
213 213.	7.396	4.753	3.250	1	001110				X	X	X		290
214 214.	7.396	4.753	6.112	2	001110				X	X	X		291
215 215.	8.589	4.742	3.250	1	001110				X	X	X		290
216 216.	8.589	4.742	5.674	2	001110				X	X	X		291
217 217.	10.695	4.723	3.250	1	001110				X	X	X		290
218 218.	10.695	4.723	4.900	2	001110				X	X	X		291
219 219.	9.743	4.731	3.250	1	001110				X	X	X		290
220 220.	9.743	4.731	5.249	2	001110				X	X	X		291
221 221.	11.646	4.714	4.550	2	001110				X	X	X		291
222 222.	7.392	10.281	3.250	1	001110				X	X	X		290
223 223.	7.392	10.281	6.085	2	001110				X	X	X		291
224 224.	8.697	10.269	3.250	1	001110				X	X	X		290
225 225.	8.697	10.269	5.619	2	001110				X	X	X		291
226 226.	10.734	10.250	3.250	1	001110				X	X	X		290
227 227.	10.734	10.250	4.893	2	001110				X	X	X		291
228 228.	9.771	10.259	3.250	1	001110				X	X	X		290
229 229.	9.771	10.259	5.236	2	001110				X	X	X		291

230 230. 11.696 10.242 4.550 2 001110 X X X 291
231 231. 8.858 13.591 3.250 1 001110 X X X 290
232 232. 8.858 13.591 5.550 2 001110 X X X 291
233 233. 11.727 13.565 4.550 2 001110 X X X 291
234 234. 6.276 18.168 3.250 1 001110 X X X 290
235 235. 6.276 18.168 6.425 2 001110 X X X 291
236 236. 6.641 18.164 3.250 1 001110 X X X 290
237 237. 6.641 18.164 6.301 2 001110 X X X 291
238 238. 9.531 18.138 3.250 1 001110 X X X 290
239 239. 9.531 18.138 5.314 2 001110 X X X 291
240 240. 7.295 18.159 3.250 1 001110 X X X 290
241 241. 7.295 18.159 6.078 2 001110 X X X 291
242 242. 11.768 18.118 4.550 2 001110 X X X 291
243 243. 3.835 13.634 5.550 2 001110 X X X 291
244 244. 3.808 10.305 5.550 2 001110 X X X 291
245 245. 7.581 13.603 5.550 2 001110 X X X 291
246 246. 7.553 10.274 5.550 2 001110 X X X 291
247 247. 6.091 10.287 6.550 2 001110 X X X 291
248 248. 11.822 24.028 3.250 1 001110 X X X 290
249 249. 0.108 4.720 3.250 1 001110 X X X 290
250 250. 11.822 24.028 4.550 2 001110 X X X 291
251 251. 11.975 24.027 4.529 2 001110 X X X 291
252 252. 0.108 4.720 4.550 2 001110 X X X 291
253 253. 6.211 4.764 6.546 2 001110 X X X 291
254 254. 5.898 18.171 6.545 2 001110 X X X 291
255 255. 6.090 10.293 6.550 2 001110 X X X 291
256 256. 6.091 10.293 6.548 2 001110 X X X 291
257 257. 5.910 18.172 6.546 2 001110 X X X 291
258 258. 4.788 4.738 3.250 1 001110 X X X 290
259 259. 6.185 2.397 3.250 1 001110 X X X 290
260 260. 5.207 18.166 3.250 1 001110 X X X 290
261 261. 4.872 10.297 3.250 1 001110 X X X 290
262 262. 7.396 4.747 3.250 1 001110 X X X 290
263 263. 10.695 4.760 3.250 1 001110 X X X 290
264 264. 7.392 10.276 3.250 1 001110 X X X 290
265 265. 10.734 10.248 3.250 1 001110 X X X 290
266 266. 8.858 13.593 3.250 1 001110 X X X 290
267 267. 6.276 18.157 3.250 1 001110 X X X 290
268 268. 9.531 18.130 3.250 1 001110 X X X 290
269 269. 11.603 0.001 3.250 1 001110 X X X 290
270 270. 11.647 4.763 3.250 1 001110 X X X 290
271 271. 11.696 10.240 3.250 1 001110 X X X 290
272 272. 11.727 13.569 3.250 1 001110 X X X 290
273 273. 11.768 18.111 3.250 1 001110 X X X 290
274 274. 11.603 0.001 4.550 2 001110 X X X 291
275 275. 0.003 24.109 4.551 2 001110 X X X 291
276 276. 6.211 4.757 6.547 2 001110 X X X 291
277 277. 6.211 4.757 6.544 2 001110 X X X 291
278 278. 3.835 13.635 5.823 2 001110 X X X 291
279 279. 5.909 18.171 6.549 2 001110 X X X 291
280 280. 5.887 18.171 6.546 2 001110 X X X 291
281 281. 5.887 18.171 6.542 2 001110 X X X 291
282 282. 3.808 10.309 5.550 2 001110 X X X 291
283 283. 3.808 10.309 5.792 2 001110 X X X 291
284 284. 7.553 10.279 5.550 2 001110 X X X 291
285 285. 7.553 10.279 6.027 2 001110 X X X 291
286 286. 7.581 13.603 5.995 2 001110 X X X 291
287 287. 11.604 0.018 4.550 2 001110 X X X 291
288 288. 11.604 0.018 4.557 2 001110 X X X 291
289 289. 5.909 18.171 6.544 2 001110 X X X 291
290 G.1. 5.877 13.269 3.250 1 110001 X X X 0
291 G.2. 5.786 12.370 4.550 2 110001 X X X 0

## 6. Dati ASTE

Legenda Tipologie:

M = pareti in Muratura ordinaria

T = Travi (c.a. o acciaio)

S = Strisce

F = sottoFinestra

K = collegamenti rigidi

N°	Tipologia	Lungh. (m)	Lungh. def. (m)	Rig. (m) i, xz	Rig. (m) j, xz	Lungh. def. (m) xy	Inf. rig.	N° Sez.	B (m)	H (m)	Ang. rot. (°)	N° Mat.	E (N/mm <sup>2</sup> )	G	fm	fvm0/tau0	fhm
1	M	3.250	2.900	0.000	0.350	3.250		6	0.450	1.503	179.78	3	870	290	1.40	0.026	0.70
2	K	0.751	0.751	0.000	0.000	0.751	X	1	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
3	K	0.752	0.752	0.000	0.000	0.752	X	1	0.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
4	M	3.250	3.081	0.000	0.169	3.250		7	0.450	5.768	179.78	3	870	290	1.40	0.026	0.70









254	K	0.838	0.838	0.000	0.000	0.838	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
255	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
256	K	0.857	0.857	0.000	0.000	0.857	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
257	K	0.011	0.011	0.000	0.000	0.011	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
258	K	2.398	2.398	0.000	0.000	2.398	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
259	K	0.008	0.008	0.000	0.000	0.008	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
260	K	0.829	0.829	0.000	0.000	0.829	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
261	K	0.952	0.952	0.000	0.000	0.952	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
262	K	0.962	0.962	0.000	0.000	0.962	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
263	K	0.535	0.535	0.000	0.000	0.535	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
264	K	2.237	2.237	0.000	0.000	2.237	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
265	K	2.029	2.029	0.000	0.000	2.029	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
266	K	0.746	0.746	0.000	0.000	0.746	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
267	K	0.003	0.003	0.000	0.000	0.003	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
268	K	0.325	0.325	0.000	0.000	0.325	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
269	K	1.201	1.201	0.000	0.000	1.201	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
270	K	0.298	0.298	0.000	0.000	0.298	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
271	K	2.281	2.281	0.000	0.000	2.281	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
272	K	0.579	0.579	0.000	0.000	0.579	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
273	K	0.044	0.044	0.000	0.000	0.044	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
274	K	2.543	2.543	0.000	0.000	2.543	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
275	K	0.127	0.127	0.000	0.000	0.127	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
276	K	0.124	0.124	0.000	0.000	0.124	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
277	K	0.519	0.519	0.000	0.000	0.519	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
278	K	0.041	0.041	0.000	0.000	0.041	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
279	K	3.426	3.426	0.000	0.000	3.426	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
280	K	0.691	0.691	0.000	0.000	0.691	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
281	K	0.378	0.378	0.000	0.000	0.378	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
282	K	0.239	0.239	0.000	0.000	0.239	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
283	K	0.234	0.234	0.000	0.000	0.234	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
284	K	2.085	2.085	0.000	0.000	2.085	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
285	K	0.021	0.021	0.000	0.000	0.021	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
286	K	0.003	0.003	0.000	0.000	0.003	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
287	T	0.004	0.004	0.000	0.000	0.004		4	10.300	0.000	0.00	5	10000	3500	0.00	0.000	0.00
288	K	0.008	0.008	0.000	0.000	0.008	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
289	K	1.262	1.262	0.000	0.000	1.262	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
290	T	0.010	0.010	0.000	0.000	0.010		4	10.300	0.000	0.00	5	10000	3500	0.00	0.000	0.00
291	K	0.003	0.003	0.000	0.000	0.003	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
292	K	1.588	1.588	0.000	0.000	1.588	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
293	K	0.273	0.273	0.000	0.000	0.273	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
294	K	4.542	4.542	0.000	0.000	4.542	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
295	K	3.107	3.107	0.000	0.000	3.107	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
296	K	0.012	0.012	0.000	0.000	0.012	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
297	T	0.017	0.017	0.000	0.000	0.017		4	10.300	0.000	0.00	5	10000	3500	0.00	0.000	0.00
298	T	8.557	8.557	0.000	0.000	8.557		4	10.300	0.000	0.00	5	10000	3500	0.00	0.000	0.00
299	K	0.003	0.003	0.000	0.000	0.003	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
300	T	8.594	8.594	0.000	0.000	8.594		4	10.300	0.000	0.00	5	10000	3500	0.00	0.000	0.00
301	T	0.016	0.016	0.000	0.000	0.016		4	10.300	0.000	0.00	5	10000	3500	0.00	0.000	0.00
302	K	0.004	0.004	0.000	0.000	0.004	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
303	K	1.742	1.742	0.000	0.000	1.742	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
304	T	3.325	3.325	0.000	0.000	3.325		2	10.300	0.500	0.00	3	870	290	1.40	0.026	0.70
305	T	0.004	0.004	0.000	0.000	0.004		2	10.300	0.500	0.00	3	870	290	1.40	0.026	0.70
306	K	0.242	0.242	0.000	0.000	0.242	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
307	K	0.041	0.041	0.000	0.000	0.041	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
308	K	5.944	5.944	0.000	0.000	5.944	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
309	T	0.006	0.006	0.000	0.000	0.006		4	10.300	0.000	0.00	5	10000	3500	0.00	0.000	0.00
310	T	3.326	3.326	0.000	0.000	3.326		4	10.300	0.000	0.00	5	10000	3500	0.00	0.000	0.00
311	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
312	T	3.324	3.324	0.000	0.000	3.324		2	10.300	0.500	0.00	3	870	290	1.40	0.026	0.70
313	T	0.005	0.005	0.000	0.000	0.005		2	10.300	0.500	0.00	3	870	290	1.40	0.026	0.70
314	K	0.477	0.477	0.000	0.000	0.477	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
315	K	5.528	5.528	0.000	0.000	5.528	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
316	K	1.661	1.661	0.000	0.000	1.661	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
317	K	0.445	0.445	0.000	0.000	0.445	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
318	K	1.662	1.662	0.000	0.000	1.662	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
319	K	4.553	4.553	0.000	0.000	4.553	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
320	K	5.909	5.909	0.000	0.000	5.909	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
321	K	0.153	0.153	0.000	0.000	0.153	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
322	K	4.574	4.574	0.000	0.000	4.574	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
323	K	1.759	1.759	0.000	0.000	1.759	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
324	K	0.335	0.335	0.000	0.000	0.335	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
325	K	0.153	0.153	0.000	0.000	0.153	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
326	K	5.834	5.834	0.000	0.000	5.834	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
327	K	5.616	5.616	0.000	0.000	5.616	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
328	K	4.675	4.675	0.000	0.000	4.675	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00
329	K	0.005	0.005	0.000	0.000	0.005	X	1	10.000	0.000	0.00	1	31000	13000	0.00	0.000	0.00

337	K	0.145	0.145	0.000	0.000	0.145	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
338	K	2.569	2.569	0.000	0.000	2.569	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
339	K	0.190	0.190	0.000	0.000	0.190	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
340	K	5.725	5.725	0.000	0.000	5.725	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
341	K	0.021	0.021	0.000	0.000	0.021	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
342	K	0.003	0.003	0.000	0.000	0.003	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
343	K	5.901	5.901	0.000	0.000	5.901	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
344	K	0.007	0.007	0.000	0.000	0.007	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
345	K	2.561	2.561	0.000	0.000	2.561	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
346	K	0.017	0.017	0.000	0.000	0.017	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
347	K	4.696	4.696	0.000	0.000	4.696	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
348	K	0.007	0.007	0.000	0.000	0.007	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
349	K	0.003	0.003	0.000	0.000	0.003	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
350	K	0.012	0.012	0.000	0.000	0.012	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
351	K	0.012	0.012	0.000	0.000	0.012	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
352	K	0.003	0.003	0.000	0.000	0.003	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
353	K	0.718	0.718	0.000	0.000	0.718	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
354	K	0.011	0.011	0.000	0.000	0.011	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
355	K	0.268	0.268	0.000	0.000	0.268	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
356	K	1.003	1.003	0.000	0.000	1.003	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
357	K	0.158	0.158	0.000	0.000	0.158	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
358	K	1.121	1.121	0.000	0.000	1.121	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
359	K	0.171	0.171	0.000	0.000	0.171	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
360	K	1.215	1.215	0.000	0.000	1.215	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
361	K	1.685	1.685	0.000	0.000	1.685	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
362	K	1.352	1.352	0.000	0.000	1.352	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
363	T	7.450	7.450	0.000	0.000	7.450		4 0.300	0.000	0.00	5	10000  3500 0.00 0.000 0.00
364	T	0.028	0.028	0.000	0.000	0.028		4 0.300	0.000	0.00	5	10000  3500 0.00 0.000 0.00
365	K	0.007	0.007	0.000	0.000	0.007	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
366	K	0.002	0.002	0.000	0.000	0.002	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00
367	K	0.005	0.005	0.000	0.000	0.005	X	1 0.000	0.000	0.00	1	31000 13000 0.00 0.000 0.00

N°	%K elast.	q lim	Nodo	Vinc.	Drift (%)	Verif.	PressoFl.	Taglio	Taglio	Sf.Norm.	PressoFl.
	(rig.fess.)	(N/mm^2)	i   j	i   j	PressoFl.   Taglio		Compl.	Scorr.	Fess.Diag.	Traz.	Ortog.
1	100	0.000	1  2	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
2	100	0.000	3  2	inc   inc	0.60  0.40						
3	100	0.000	2  4	inc   inc	0.60  0.40						
4	100	0.000	5  6	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
5	100	0.000	7  6	inc   inc	0.60  0.40						
6	100	0.000	9  10	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
7	100	0.000	11  10	inc   inc	0.60  0.40						
8	100	0.000	4  7	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X		
9	100	0.000	8  11	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X		
10	100	0.000	12  13	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
11	100	0.000	13  14	inc   inc	0.60  0.40						
12	100	0.000	15  16	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
13	100	0.000	16  18	inc   inc	0.60  0.40						
14	100	0.000	19  20	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
15	100	0.000	21  20	inc   inc	0.60  0.40						
16	100	0.000	23  24	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
17	100	0.000	24  26	inc   inc	0.60  0.40						
18	100	0.000	27  28	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
19	100	0.000	28  30	inc   inc	0.60  0.40						
20	100	0.000	31  32	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
21	100	0.000	33  32	inc   inc	0.60  0.40						
22	100	0.000	32  34	inc   inc	0.60  0.40						
23	100	0.000	14  17	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X		
24	100	0.000	18  21	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X		
25	100	0.000	22  25	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X		
26	100	0.000	26  29	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X		
27	100	0.000	30  33	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X		
28	100	0.000	35  36	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
29	100	0.000	39  40	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
30	100	0.000	41  40	inc   inc	0.60  0.40						
31	100	0.000	38  41	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X		
32	100	0.000	43  44	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
33	100	0.000	45  44	inc   inc	0.60  0.40						
34	100	0.000	44  46	inc   inc	0.60  0.40						
35	100	0.000	47  48	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
36	100	0.000	48  50	inc   inc	0.60  0.40						
37	100	0.000	51  52	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
38	100	0.000	52  54	inc   inc	0.60  0.40						
39	100	0.000	55  56	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
40	100	0.000	57  56	inc   inc	0.60  0.40						
41	100	0.000	59  60	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
42	100	0.000	61  60	inc   inc	0.60  0.40						
43	100	0.000	63  64	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X	X	X
44	100	0.000	65  64	inc   inc	0.60  0.40						
45	100	0.000	64  3	inc   inc	0.60  0.40						
46	100	0.000	46  49	inc   inc	0.60  0.40	X	X	X	X		

47	100	0.000	50  53	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
48	100	0.000	54  57	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
49	100	0.000	58  61	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
50	100	0.000	62  65	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
51	100	0.000	66  67	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
52	100	0.000	68  67	inc   inc	0.60	0.40							
53	100	0.000	67  69	inc   inc	0.60	0.40							
54	100	0.000	70  71	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
55	100	0.000	72  71	inc   inc	0.60	0.40							
56	100	0.000	74  75	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
57	100	0.000	69  72	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
58	100	0.000	73  76	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
59	100	0.000	77  78	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
60	100	0.000	79  78	inc   inc	0.60	0.40							
61	100	0.000	81  82	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
62	100	0.000	83  82	inc   inc	0.60	0.40							
63	100	0.000	82  84	inc   inc	0.60	0.40							
64	100	0.000	80  83	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
65	100	0.000	85  86	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
66	100	0.000	87  86	inc   inc	0.60	0.40							
67	100	0.000	86  88	inc   inc	0.60	0.40							
68	100	0.000	89  90	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
69	100	0.000	93  94	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
70	100	0.000	95  94	inc   inc	0.60	0.40							
71	100	0.000	88  91	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
72	100	0.000	92  95	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
73	100	0.000	96  97	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
74	100	0.000	98  97	inc   inc	0.60	0.40							
75	100	0.000	97  99	inc   inc	0.60	0.40							
76	100	0.000	100 101	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
77	100	0.000	99 102	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
78	100	0.000	103 104	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
79	100	0.000	105 104	inc   inc	0.60	0.40							
80	100	0.000	104 106	inc   inc	0.60	0.40							
81	100	0.000	107 108	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
82	100	0.000	109 108	inc   inc	0.60	0.40							
83	100	0.000	108 110	inc   inc	0.60	0.40							
84	100	0.000	111 112	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
85	100	0.000	115 116	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
86	100	0.000	117 116	inc   inc	0.60	0.40							
87	100	0.000	106 109	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
88	100	0.000	110 113	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
89	100	0.000	114 117	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
90	100	0.000	118 119	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
91	100	0.000	120 119	inc   inc	0.60	0.40							
92	100	0.000	119 121	inc   inc	0.60	0.40							
93	100	0.000	122 123	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
94	100	0.000	124 123	inc   inc	0.60	0.40							
95	100	0.000	123 125	inc   inc	0.60	0.40							
96	100	0.000	121 124	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
97	100	0.000	126 127	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
98	100	0.000	42 127	inc   inc	0.60	0.40							
99	100	0.000	127 128	inc   inc	0.60	0.40							
100	100	0.000	129 130	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
101	100	0.000	128 130	inc   inc	0.60	0.40							
102	100	0.000	130 131	inc   inc	0.60	0.40							
103	100	0.000	132 133	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
104	100	0.000	134 133	inc   inc	0.60	0.40							
105	100	0.000	133 135	inc   inc	0.60	0.40							
106	100	0.000	136 137	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
107	100	0.000	138 137	inc   inc	0.60	0.40							
108	100	0.000	137 139	inc   inc	0.60	0.40							
109	100	0.000	140 141	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
110	100	0.000	142 141	inc   inc	0.60	0.40							
111	100	0.000	141 143	inc   inc	0.60	0.40							
112	100	0.000	131 134	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
113	100	0.000	135 138	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
114	100	0.000	139 142	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X			
115	100	0.000	144 145	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
116	100	0.000	143 145	inc   inc	0.60	0.40							
117	100	0.000	146 147	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
118	100	0.000	147 148	inc   inc	0.60	0.40							
119	100	0.000	149 150	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
120	100	0.000	151 150	inc   inc	0.60	0.40							
121	100	0.000	153 154	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
122	100	0.000	156 157	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
123	100	0.000	160 161	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
124	100	0.000	163 164	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
125	100	0.000	165 164	inc   inc	0.60	0.40							
126	100	0.000	164 166	inc   inc	0.60	0.40							
127	100	0.000	167 168	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X
128	100	0.000	169 168	inc   inc	0.60	0.40							
129	100	0.000	168 170	inc   inc	0.60	0.40							

130	100	0.000	166 169	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X				
131	100	0.000	171 172	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
132	100	0.000	173 174	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
133	100	0.000	173 175	inc   inc	0.60	0.40								
134	100	0.000	176 174	inc   inc	0.60	0.40								
135	100	0.000	174 177	inc   inc	0.60	0.40								
136	100	0.000	178 179	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
137	100	0.000	180 178	inc   inc	0.60	0.40								
138	100	0.000	179 182	inc   inc	0.60	0.40								
139	100	0.000	175 180	inc   inc	0.60	0.40		X	X	X	X			
140	100	0.000	177 181	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X			
141	100	0.000	183 184	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
142	100	0.000	183 185	inc   inc	0.60	0.40								
143	100	0.000	186 184	inc   inc	0.60	0.40								
144	100	0.000	184 187	inc   inc	0.60	0.40								
145	100	0.000	188 189	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
146	100	0.000	190 188	inc   inc	0.60	0.40								
147	100	0.000	191 189	inc   inc	0.60	0.40								
148	100	0.000	185 190	inc   inc	0.60	0.40		X	X	X	X			
149	100	0.000	187 191	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X			
150	100	0.000	193 194	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
151	100	0.000	193 195	inc   inc	0.60	0.40								
152	100	0.000	196 194	inc   inc	0.60	0.40								
153	100	0.000	194 197	inc   inc	0.60	0.40								
154	100	0.000	198 199	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
155	100	0.000	200 198	inc   inc	0.60	0.40								
156	100	0.000	199 202	inc   inc	0.60	0.40								
157	100	0.000	195 200	inc   inc	0.60	0.40		X	X	X	X			
158	100	0.000	197 201	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X			
159	100	0.000	203 204	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
160	100	0.000	205 204	inc   inc	0.60	0.40								
161	100	0.000	127 207	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
162	100	0.000	159 207	inc   inc	0.60	0.40								
163	100	0.000	207 208	inc   inc	0.60	0.40								
164	100	0.000	209 210	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
165	100	0.000	208 210	inc   inc	0.60	0.40								
166	100	0.000	210 211	inc   inc	0.60	0.40								
167	100	0.000	145 212	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
168	100	0.000	211 212	inc   inc	0.60	0.40								
169	100	0.000	213 214	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
170	100	0.000	213 215	inc   inc	0.60	0.40								
171	100	0.000	214 216	inc   inc	0.60	0.40								
172	100	0.000	217 218	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
173	100	0.000	219 217	inc   inc	0.60	0.40								
174	100	0.000	220 218	inc   inc	0.60	0.40								
175	100	0.000	218 221	inc   inc	0.60	0.40								
176	100	0.000	215 219	inc   inc	0.60	0.40		X	X	X	X			
177	100	0.000	216 220	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X			
178	100	0.000	222 223	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
179	100	0.000	222 224	inc   inc	0.60	0.40								
180	100	0.000	226 227	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
181	100	0.000	228 226	inc   inc	0.60	0.40								
182	100	0.000	229 227	inc   inc	0.60	0.40								
183	100	0.000	227 230	inc   inc	0.60	0.40								
184	100	0.000	224 228	inc   inc	0.60	0.40		X	X	X	X			
185	100	0.000	225 229	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X			
186	100	0.000	231 232	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
187	100	0.000	232 233	inc   inc	0.60	0.40								
188	100	0.000	234 235	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
189	100	0.000	234 236	inc   inc	0.60	0.40								
190	100	0.000	192 235	inc   inc	0.60	0.40								
191	100	0.000	235 237	inc   inc	0.60	0.40								
192	100	0.000	238 239	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X	X	X	X
193	100	0.000	240 238	inc   inc	0.60	0.40								
194	100	0.000	241 239	inc   inc	0.60	0.40								
195	100	0.000	239 242	inc   inc	0.60	0.40								
196	100	0.000	236 240	inc   inc	0.60	0.40		X	X	X	X			
197	100	0.000	237 241	inc   inc	0.60	0.40	X	X	X	X	X			
198	100	0.000	170 247	inc   inc	0.60	0.40		X	X	X	X			
199	100	0.000	206 182	inc   inc	0.60	0.40		X	X	X	X			
200	100	0.000	170 151	inc   inc	0.60	0.40		X	X	X	X			
201	100	0.000	34 248	inc   inc	0.60	0.40								
202	100	0.000	34 37	inc   inc	0.60	0.40								
203	100	0.000	68 249	inc   inc	0.60	0.40								
204	100	0.000	42 45	inc   inc	0.60	0.40								
205	100	0.000	155 250	inc   inc	0.60	0.40								
206	100	0.000	155 251	inc   inc	0.60	0.40								
207	100	0.000	165 252	inc   inc	0.60	0.40								
208	100	0.000	159 162	inc   inc	0.60	0.40								
209	100	0.000	170 253	inc   inc	0.60	0.40								
210	100	0.000	206 254	inc   inc	0.60	0.40								
211	100	0.000	202 247	inc   inc	0.60	0.40								
212	100	0.000	202 255	inc   inc	0.60	0.40								



296	100	0.000	254 206	inc   inc	0.60	0.40							
297	100	0.000	206 257	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
298	100	0.000	257 155	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
299	100	0.000	279 257	inc   inc	0.60	0.40							
300	100	0.000	275 280	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
301	100	0.000	280 206	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
302	100	0.000	281 280	inc   inc	0.60	0.40							
303	100	0.000	161 196	inc   inc	0.60	0.40							
304	100	0.000	243 282	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
305	100	0.000	282 244	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
306	100	0.000	283 282	inc   inc	0.60	0.40							
307	100	0.000	157 205	inc   inc	0.60	0.40							
308	100	0.000	205 162	inc   inc	0.60	0.40							
309	100	0.000	247 255	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
310	100	0.000	255 182	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
311	100	0.000	256 255	inc   inc	0.60	0.40							
312	100	0.000	245 284	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
313	100	0.000	284 246	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
314	100	0.000	285 284	inc   inc	0.60	0.40							
315	100	0.000	221 230	inc   inc	0.60	0.40							
316	100	0.000	230 154	inc   inc	0.60	0.40							
317	100	0.000	286 245	inc   inc	0.60	0.40							
318	100	0.000	154 233	inc   inc	0.60	0.40							
319	100	0.000	233 242	inc   inc	0.60	0.40							
320	100	0.000	242 155	inc   inc	0.60	0.40							
321	100	0.000	37 248	inc   inc	0.60	0.40							
322	100	0.000	248  36	inc   inc	0.60	0.40							
323	100	0.000	60 249	inc   inc	0.60	0.40							
324	100	0.000	249  62	inc   inc	0.60	0.40							
325	100	0.000	158 250	inc   inc	0.60	0.40							
326	100	0.000	250 157	inc   inc	0.60	0.40							
327	100	0.000	196 252	inc   inc	0.60	0.40							
328	100	0.000	252 151	inc   inc	0.60	0.40							
329	100	0.000	202 256	inc   inc	0.60	0.40							
330	100	0.000	256 223	inc   inc	0.60	0.40							
331	100	0.000	10 269	inc   inc	0.60	0.40							
332	100	0.000	17 270	inc   inc	0.60	0.40							
333	100	0.000	270  16	inc   inc	0.60	0.40							
334	100	0.000	20 271	inc   inc	0.60	0.40							
335	100	0.000	271  22	inc   inc	0.60	0.40							
336	100	0.000	25 272	inc   inc	0.60	0.40							
337	100	0.000	272  24	inc   inc	0.60	0.40							
338	100	0.000	29 273	inc   inc	0.60	0.40							
339	100	0.000	273  28	inc   inc	0.60	0.40							
340	100	0.000	150 274	inc   inc	0.60	0.40							
341	100	0.000	274 152	inc   inc	0.60	0.40							
342	100	0.000	162 275	inc   inc	0.60	0.40							
343	100	0.000	275 186	inc   inc	0.60	0.40							
344	100	0.000	253 277	inc   inc	0.60	0.40							
345	100	0.000	277 172	inc   inc	0.60	0.40							
346	100	0.000	274 287	inc   inc	0.60	0.40							
347	100	0.000	287 221	inc   inc	0.60	0.40							
348	100	0.000	288 287	inc   inc	0.60	0.40							
349	100	0.000	192 279	inc   inc	0.60	0.40							
350	100	0.000	279 254	inc   inc	0.60	0.40							
351	100	0.000	254 279	inc   inc	0.60	0.40							
352	100	0.000	279 192	inc   inc	0.60	0.40							
353	100	0.000	189 281	inc   inc	0.60	0.40							
354	100	0.000	281 254	inc   inc	0.60	0.40							
355	100	0.000	181 278	inc   inc	0.60	0.40							
356	100	0.000	278 179	inc   inc	0.60	0.40							
357	100	0.000	201 283	inc   inc	0.60	0.40							
358	100	0.000	283 199	inc   inc	0.60	0.40							
359	100	0.000	223 285	inc   inc	0.60	0.40							
360	100	0.000	285 225	inc   inc	0.60	0.40							
361	100	0.000	182 286	inc   inc	0.60	0.40							
362	100	0.000	286 232	inc   inc	0.60	0.40							
363	100	0.000	276 288	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
364	100	0.000	288 152	inc   inc	0.60	0.40		X		X			
365	100	0.000	192 289	inc   inc	0.60	0.40							
366	100	0.000	289 257	inc   inc	0.60	0.40							
367	100	0.000	279 289	inc   inc	0.60	0.40							

## 7. Dati SOLAI

N°	Tipologia	Piano	G1 (kN/m^2)	G2 =	Q =	Superf. (m^2)	Direz.   princ. (°)	Distr.   trasv. (%)	Pend. (%)	G1 tot. (kN)	G2 tot. =	Q tot. =
1	Solaio piano	1	0.60	0.00	0.50	29.76	90	0	0	29.76	0.00	14.88
2	Solaio piano	1	0.60	0.00	0.50	29.63	90	0	0	29.63	0.00	14.81
3	Solaio piano	1	0.60	0.00	0.50	46.04	90	0	0	46.04	0.00	23.02

4	Solaio piano	1	0.60	0.00	0.50	32.23	90	0	0	32.23	0.00	16.11	
5	Solaio piano	1	0.60	0.00	0.50	20.95	90	0	0	20.95	0.00	10.47	
6	Solaio piano	1	0.60	0.00	0.50	34.24	90	0	0	34.24	0.00	17.12	
7	Solaio piano	1	0.60	0.00	0.50	24.18	90	0	0	24.18	0.00	12.09	
8	Solaio piano	1	0.60	0.00	0.50	21.74	90	0	0	21.74	0.00	10.87	
9	Solaio piano	1	0.60	0.00	0.00	44.21	90	0	0	44.21	0.00	0.00	
10	Falda		2	1.00	1.00	1.20	26.15	90	0	-37	26.15	26.15	31.38
11	Falda		2	1.00	1.00	1.20	9.72	90	0	35	9.72	9.72	11.66
12	Falda		2	1.00	1.00	1.20	5.51	90	0	36	5.51	5.51	6.62
13	Falda		2	1.00	1.00	1.20	3.53	90	0	-36	3.53	3.53	4.23
14	Falda		2	1.00	1.00	1.20	10.83	90	0	-36	10.83	10.83	13.00
15	Falda		2	1.00	1.00	1.20	22.28	90	0	-36	22.28	22.28	26.73
16	Falda		2	1.00	1.00	1.20	22.63	90	0	35	22.63	22.63	27.15
17	Falda		2	1.00	1.00	1.20	29.09	90	0	35	29.09	29.09	34.91
18	Falda		2	1.00	1.00	1.20	13.59	90	0	-35	13.59	13.59	16.30
19	Falda		2	1.00	1.00	1.20	13.87	90	0	-35	13.87	13.87	16.64
20	Falda		2	1.00	1.00	1.20	13.68	0	0	-36	13.68	13.68	16.42
21	Falda		2	1.00	1.00	1.20	10.90	90	0	35	10.90	10.90	13.08
22	Falda		2	1.00	1.00	1.20	11.30	0	0	41	11.30	11.30	13.56
23	Falda		2	1.00	1.00	1.20	10.06	0	0	41	10.06	10.06	12.07
24	Falda		2	1.00	1.00	1.20	9.64	90	0	-37	9.64	9.64	11.57

## 9. CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con §2.5 D.M.14.1.2008.

Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva; per CCC non generiche;
- lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);
- il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;
- la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza CCC;
- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);
- i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):
  - per la tipologia Fondamentale:  $(\psi_i) = (\psi_i), 0$ ;
  - per la tipologia Frequente:  $(\psi_i) = (\psi_i), 1$  per l'Azione Dominante, e:  $(\psi_i) = (\psi_i), 2$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
  - per la tipologia QuasiPermanente:  $(\psi_i) = (\psi_i), 2$ ;
- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a: (gamma) per l'Azione Dominante,  $(\text{gamma}) * (\psi_i), 0$  per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;
- per eventuali CCC generiche:
  - i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

### Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 29 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento +X)  
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.50, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.75, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00

### Combinazione di Condizioni di Carico n°2

SLU: Combinazione 30 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento +Y)  
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.50, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.75, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00

### Combinazione di Condizioni di Carico n°3

SLU: Combinazione 31 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento -X)  
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.50, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.75, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00

### Combinazione di Condizioni di Carico n°4

SLU: Combinazione 32 (Fondamentale/Variabile Cat.H/Vento -Y)  
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.50, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.75, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90

### Combinazione di Condizioni di Carico n°5

SLU: Combinazione 37 (Fondamentale/Neve/Vento +X)  
CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00  
(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.00, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.00, 4) 1.50, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°6**

SLU: Combinazione 38 (Fondamentale/Neve/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.00, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.00, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00, 8) 0.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°7**

SLU: Combinazione 39 (Fondamentale/Neve/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.00, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.00, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90, 8) 0.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°8**

SLU: Combinazione 40 (Fondamentale/Neve/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.00, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.00, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.90

**Combinazione di Condizioni di Carico n°9**

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.00, 4) 0.50, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.00, 4) 0.75, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 0.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°10**

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.00, 4) 0.50, 5) 0.60, 6) -, 7) 0.60, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.00, 4) 0.75, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00, 8) 0.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°11**

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.00, 4) 0.50, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) -, 8) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.00, 4) 0.75, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50, 8) 0.00

**Combinazione di Condizioni di Carico n°12**

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.00, 4) 0.50, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60, 8) -

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 0.00, 4) 0.75, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00, 8) 1.50

**Combinazione di Condizioni di Carico n°13**

SLE: Combinazione 29 Frequente/Variabile Cat.H/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°14**

SLE: Combinazione 30 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°15**

SLE: Combinazione 31 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°16**

SLE: Combinazione 32 (Frequente/Variabile Cat.H/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°17**

SLE: Combinazione 37 (Frequente/Neve/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°18**

SLE: Combinazione 38 (Frequente/Neve/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°19**

SLE: Combinazione 39 (Frequente/Neve/Vento -X)



CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°20**

SLE: Combinazione 40 (Frequente/Neve/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°21**

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°22**

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°23**

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°24**

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)  
CCC frequente (SLE)  
(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.2

**Combinazione di Condizioni di Carico n°25**

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente/Vento +X)  
CCC quasi permanente (SLE)  
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°26**

SLE: Combinazione 46 (QuasiPermanente/Vento +Y)  
CCC quasi permanente (SLE)  
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°27**

SLE: Combinazione 47 (QuasiPermanente/Vento -X)  
CCC quasi permanente (SLE)  
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°28**

SLE: Combinazione 48 (QuasiPermanente/Vento -Y)  
CCC quasi permanente (SLE)  
(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.0, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0, 8) 0.0

**Combinazione di Condizioni di Carico n°29**

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 1.00, 5) 1.00, 6) 1.00, 7) 1.00, 8) 1.00

**10. RISULTATI ANALISI SISMICA STATICA NON LINEARE (PUSHOVER)**

**Parametri sismici:**

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  di riferimento  
(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr.Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR	a, g	F <sub>0</sub>	TC*
(anni)	(*g)		(sec)
30	0.069	2.395	0.260
50	0.087	2.390	0.270
72	0.102	2.390	0.275
101	0.118	2.400	0.280
140	0.134	2.425	0.280
201	0.154	2.450	0.290
475	0.207	2.470	0.300
975	0.258	2.525	0.310
2475	0.336	2.600	0.330

Vita Nominale, Classi d'uso e Periodo di riferimento (§2.4)

Vita Nominale  $V, N$  (anni) = 50  
Classe d'uso = III  
Coefficiente d'uso  $C, U$  = 1.5  
Periodo di riferimento per l'azione sismica (anni):  $V, R = V, N * C, U = 75$

Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche (§3.2.2):

Categoria di sottosuolo = C  
Categoria topografica = T1  
 $h/H$  ( $h$  = quota sito,  $H$  = altezza rilievo topografico) = 0.000  
Coefficiente di amplificazione topografica  $ST = 1.0$

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1474055.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1200.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 1000.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.01  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 13.43, di cui dovuto alle forze orizzontali = 13.44

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale Γ (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):  
 - completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;  
 - masse di piano m<sub>i</sub> traslazionali;  
 - corrispondenti spostamenti modali φ<sub>i</sub> secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 95.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);  
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)  
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.	Massa		Spostamento	Punto di controllo	Spostamento
	rigido	(k*kgm)		(mm)		normalizzato
1	X	306.47		43.54		0.851
2	X	146.06		51.16	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* = Σ(m<sub>i</sub>\*φ<sub>i</sub>) (k\*kgm) = 407.00  
 Coefficiente di partecipazione Γ = Σ(m<sub>i</sub>\*φ<sub>i</sub>)/Σ(m<sub>i</sub>\*φ<sub>i</sub><sup>2</sup>) = 1.106

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / Γ) (kN) = 1086.13  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / Γ) (kN) = 905.23  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / Γ) (mm) = 12.15

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 760.29  
 Rigidità elastica: k\* (kN/m) = 1435115.00 (=97.358% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2π√(m\*/k\*) (sec) = 0.106  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 0.67  
 forza Fy\* (kN) = 960.29

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %  
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A) attraverso la relazione: T,R = - V,R / [1 - ln(1 - PVR)]

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV  
 e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv (§3.2.3), dove:  
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g		Fo		SS		CC		S		TB		TC		TD		Fv	
	(anni)	(*g)		(sec)								(sec)		(sec)		(sec)			
SLU - SLV	712	0.234		2.501		0.306		0.000		0.000		1.348		0.158		0.475		2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.632 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.76$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \cdot m^* \text{ (kN)} = 2524.36$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 960.29$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.628$ Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 5.56$ **Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 6.15$ **Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 6.15

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 13.43

**Rapporto: Capacità/Domanda = 2.185: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.284 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1360 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 5.365 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	1360	0.284	5.4

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**- secondo PGA:  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.284/0.234 = 1.214$ - secondo TR:  $\alpha_v = TR_{CLV} / TR_{DLV}(=TR \text{ in input per SLV}) = 1360/712 = 1.910$ **Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**-  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.284/0.234 = 1.214$ - periodi di ritorno: TR<sub>CLV</sub> = 1360; TR<sub>DLV</sub> = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio

per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.78

90% del Taglio massimo (kN) = 1080.70

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$  calcolato = 4.309Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$  effettivo = 2.500Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$ **SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +X**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito.

I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL} \text{ (kN)} = 1200.78$ 

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL} = 3.48$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.49

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A) attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g, F_o, T_C^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_o$	$T_C^*$ (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.311 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 0.87

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 1241.77

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 960.29

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.293$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 1.55

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 1.71

#### Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.71

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.48

**Rapporto: Capacità / Domanda = 2.03: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.150 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 189.2578

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 32.718 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	189	0.150	32.7

#### Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.150/0.104 = 1.442$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 189/75 = 2.523$

#### SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -X

#### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1474057.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL$  (kN) = -1100.78

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL$  (kN) = -950.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = -0.01

- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL = -14.60$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -14.59

#### Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

- per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
  - masse di piano  $m_i$  traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 95.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo  $\%K_{elast}=100\%$  per tutte le aste);
  - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
  - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.	Massa		Spostamento	Punto di controllo	Spostamento
	rigido	(k*kgm)		(mm)		normalizzato
1	X	306.47		43.54		0.851
2	X	146.06		51.16	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

$$\text{Massa } m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i) \text{ (k*kgm)} = 407.00$$

$$\text{Coefficiente di partecipazione } \Gamma = \frac{\sum(m_i \cdot \phi_i)}{\sum(m_i \cdot \phi_i^2)} = 1.106$$

$$\text{Resistenza massima (taglio alla base): } F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = -995.68$$

$$\text{Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): } F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = -860.00$$

$$\text{Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): } d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = -13.21$$

#### Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

$$70\% \text{ della Resistenza massima del sistema 1-GDL} = 70\% F_{Max,1-GDL} \text{ (kN)} = -696.98$$

$$\text{Rigidezza elastica: } k^* \text{ (kN/m)} = 1419794.00 \text{ (=96.319\% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)}$$

$$\text{Periodo elastico: } T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*} \text{ (sec)} = 0.106$$

$$\text{Punto di snervamento: spostamento } dy^* \text{ (mm)} = -0.66$$

$$\text{forza } Fy^* \text{ (kN)} = -934.67$$

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 10\%$

Da PVR e  $V,R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. A)

attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLV

e:  $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$  [§3.2.3], dove:

$ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

$SS$  = coefficiente di sottosuolo;

$CC$  = coefficiente per  $TC$  dipendente dal sottosuolo;

$S$  = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

$TB, TC, TD$  = periodi di spettro;

$Fv$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

$$\text{- in accelerazione: } S,e(T^*) = 0.634 \text{ g}$$

$$\text{- in spostamento: } d^*,e,max = S,De(T^*) \text{ (mm)} = -1.78$$

$$\text{- forza di risposta elastica } = S,e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2531.17$$

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

$$\text{- forza di snervamento } Fy^* \text{ (kN)} = -934.67$$

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.707$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -5.68$

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -6.28$

**Verifica di sicurezza** (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -6.28  
Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -14.60

**Rapporto: Capacità/Domanda = 2.326: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.270 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1152 anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 6.304 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	1152	0.270	6.3

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.270/0.234 = 1.154$
- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1152/712 = 1.618$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.270/0.234 = 1.154$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 1152; TR, DLV = 712  
(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -200.78  
90% del Taglio massimo (kN) = -990.70  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 4.934  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
Edificio regolare in altezza: q = 5.000

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -X**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = -1100.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = -1.69, di cui dovuto alle forze orizzontali = -1.67

**Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):**

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V, R = 63 %  
Da PVR e V, R, per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)  
attraverso la relazione:  $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
SS = coefficiente di sottosuolo;  
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
TB, TC, TD = periodi di spettro;  
Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	

| SLE - SLD | 75 | 0.104 | 2.391 | 0.276 | 0.000 | 0.000 | 1.500 | 0.148 | 0.443 | 2.016 | 1.041 |

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.312 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -0.88$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1245.10$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -934.67$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.332$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -1.63$

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -1.81$

#### Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -1.81

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -1.69

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.934: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.103 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 72.89063$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 64.261 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	73	0.103	64.3

#### Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.103/0.104 = 0.990$

- secondo TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD} (=TR \text{ in input per SLD}) = 73/75 = 0.972$

#### SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +Y

#### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1280739.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 1000.78$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 800.78$

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = -0.02

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = 23.27$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 23.29

#### Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)

al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,

la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master

e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;

- masse di piano  $m_{i}$  traslazionali;

- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i}$  secondo il modo principale

nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1

con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 99.8%

(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidzze utilizzate in analisi pushover,

che possono differire dalle rigidzze considerate in analisi modale. In Analisi Modale

le rigidzze considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi

conto dell'eventuale rigidzza fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di

comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidzze iniziali elastiche,

ignorando quindi le rigidzze fessurate cioè assumendo  $\%K_{elast}=100\%$  per tutte le aste);

- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)

- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo

(nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.   rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento   normalizzato
1	X	306.47	45.80		0.928
2	X	146.06	49.36	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m, i \cdot \phi, i)$  (k\*kgm) = 430.00

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m, i \cdot \phi, i) / \sum(m, i \cdot \phi, i^2) = 1.050$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, Max, 1-GDL = (F, Max, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 953.09

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 762.62

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 22.16

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F, Max, 1-GDL$  (kN) = 667.17

Rigidità elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1083363.00 (=84.589% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.125

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 0.70  
forza  $Fy^*$  (kN) = 756.49

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V, R = 10 \%$

Da PVR e  $V, R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T, R$  (§ All. A)

attraverso la relazione:  $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

$ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.691 g$

- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 2.69

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2912.70

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 756.49

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.854$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 8.26

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = 8.67

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.67

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 23.27

**Rapporto: Capacità/Domanda = 2.684: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA, CLV) = 0.169 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 266$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 24.586 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**



	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	266	0.169	24.6

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.169/0.234 = 0.722$
- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 266/712 = 0.373$

#### Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.169/0.234 = 0.722$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 266; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. SC8A.4).

#### Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 0.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = 900.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 1152.900  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio regolare in altezza: q = 5.000

#### SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: +Y

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

#### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = 1000.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = 3.61, di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.63

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V, R = 63 %  
 Da PVR e V, R, per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A) attraverso la relazione:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.340 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 1.32
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1432.16  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 756.49  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.895$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 3.07

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 3.22

**Verifica di sicurezza** (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.22

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.61

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.119: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.116 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 96.67969

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 53.965 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	97	0.116	54.0

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = PGA,CLD / PGA,DL D (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.116/0.104 = 1.115$

- secondo TR:  $\alpha, D = TR,CLD / TR,DL D (=TR \text{ in input per SLD}) = 97/75 = 1.289$

**SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -Y**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1280739.00

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1000.78

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -800.62

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -5.29, di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.27

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)

al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,

la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master

e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;

- masse di piano  $m_i$  traslazionali;

- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale

nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1

con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 99.8%

(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover,

che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale

le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi

conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di

comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche,

ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);

- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)

- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo

(nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano

e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate

-secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.   rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento   normalizzato
1	X	306.47	45.80		0.928
2	X	146.06	49.36	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i)$  (k\*kgm) = 430.00

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.050$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -953.09  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -762.48  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -5.04

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL}$  (kN) = -667.17  
 Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 858891.30 (=67.062% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.141  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -1.01  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -865.18

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 10\%$   
 Da PVR e  $V,R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLV  
 e:  $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$  [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $SS$  = coefficiente di sottosuolo;  
 $CC$  = coefficiente per  $TC$  dipendente dal sottosuolo;  
 $S$  = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 $TB, TC, TD$  = periodi di spettro;  
 $Fv$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.737 g$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -3.62  
 - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 3107.51  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -865.18  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.595$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -9.84

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -10.33

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §7.3.4.1 - §7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -10.33

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -5.29

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.512: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.131 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 133$  anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 43.046\%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente  $TR$  minori,  
 e la corrispondente  $PVR$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e  $TR$  maggiori, e  $PVR$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	133	0.131	43.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.131/0.234 = 0.560$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR \text{ in input per SLV}) = 133/712 = 0.187$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.131/0.234 = 0.560$

- periodi di ritorno:  $TR,CLV = 133$ ;  $TR,DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:  
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;  
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -200.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = -900.70  
 Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 4.486  
 Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500  
 Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (A) - DIREZIONE: -Y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL}$  (kN) = -1000.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = -0.02  
 - al limite di danno:  $d_c,SLD,M-GDL = -5.29$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.27

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 63 \%$   
 Da PVR e  $V,R$ , per SLD risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. A) attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g, F_o, T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo Stato Limite SLD

e:  $SS, CC, S, T_B, T_C, T_D, F_v$  [§3.2.3], dove:  
 $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $SS$  = coefficiente di sottosuolo;  
 $CC$  = coefficiente per  $T_C$  dipendente dal sottosuolo;  
 $S$  = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 $T_B, T_C, T_D$  = periodi di spettro;  
 $F_v$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	$SS$	$CC$	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	$F_v$
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.362 g$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -1.78  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1527.47  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -865.18  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.767$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.62

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -3.80

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.80  
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.29

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.394: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.131 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R = 133.0078$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 43.1 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	133	0.131	43.1

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.131/0.104 = 1.260$
- secondo TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 133/75 = 1.773$

**SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1502403.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1200.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 1050.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.01  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 49.87, di cui dovuto alle forze orizzontali = 49.88

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi; per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano m<sub>i</sub> traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 95.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidzze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidzze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidzze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidzza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidzze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidzze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.   rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	306.47	43.54		0.851
2	X	146.06	51.16	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* =  $\Sigma(m, i*\phi, i)$  (k\*kgm) = 407.00  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m, i*\phi, i) / \Sigma(m, i*\phi, i^2) = 1.106$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1086.13  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 950.46  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 45.11

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 760.29  
 Rigidzza elastica: k\* (kN/m) = 1453724.00 (=96.760% della rigidzza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* =  $2\pi\sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.105  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 0.64  
 forza Fy\* (kN) = 937.48

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %  
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A) attraverso la relazione: T,R = - V,R / [1 - ln(1 - PVR)]

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.630$  g

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 1.73

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2516.23

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 937.48

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.683$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 5.55

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 6.14

#### Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 6.14

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 49.87

**Rapporto: Capacità/Domanda = 8.128: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.274 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R = 1214$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 5.992$  %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente  $T_R$  minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e  $T_R$  maggiori, e PVR minore).

#### Riepilogo per SLV

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	1214	0.274	6.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$  (=PGA in input per SLV) =  $0.274/0.234 = 1.171$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_v = T_{R,CLV} / T_{R,DLV}$  (=TR in input per SLV) =  $1214/712 = 1.705$

#### Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

-  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$  (=PGA in input per SLV) =  $0.274/0.234 = 1.171$

- periodi di ritorno:  $T_{R,CLV} = 1214$ ;  $T_{R,DLV} = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio

per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

#### Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.78

90% del Taglio massimo (kN) = 1080.70

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$  calcolato = 4.309

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$  effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$

#### SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

#### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = 1200.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01

- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 3.46, di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.47

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.310$  g

- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 0.85

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 1237.79

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 937.48

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.320$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 1.58

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 1.74

#### Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.74

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.46

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.985: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.150 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 185.7422

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 33.221 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	186	0.150	33.2

#### Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.150/0.104 = 1.442$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 186/75 = 2.477$

**SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -X**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1502406.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1150.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -1100.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.01  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -27.01, di cui dovuto alle forze orizzontali = -27.00

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):  
 - completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)  
 al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,  
 la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master  
 e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;  
 - masse di piano  $m_{i}$  traslazionali;  
 - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i}$  secondo il modo principale  
 nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2  
 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 95.7%  
 (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover,  
 che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale  
 le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi  
 conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di  
 comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche,  
 ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);  
 - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)  
 - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo  
 (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano  
 e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate  
 -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.   rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	306.47	43.54		0.851
2	X	146.06	51.16	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 407.00  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2)$  = 1.106

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1040.91  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -995.68  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -24.43

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -728.64  
 Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1438469.00 (=95.744% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.106  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -0.68  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -972.30

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 10\%$   
 Da PVR e  $V,R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV  
 e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv (§3.2.3), dove:  
 $ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 $Fv$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633



**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.632 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = -1.75$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2522.88$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -972.30$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.594$ Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -5.52$ **Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -6.10$ **Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -6.10

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -27.01

**Rapporto: Capacità/Domanda = 4.427: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.290 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1464 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 4.996 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	1464	0.290	5.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.290/0.234 = 1.239$ - secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 1464/712 = 2.055$ **Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.290/0.234 = 1.239$ 

- periodi di ritorno: TR,CLV = 1464; TR,DLV = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -200.78

90% del Taglio massimo (kN) = -1035.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  calcolato = 5.158Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  effettivo = 2.500Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$ **SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -X**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**Resistenza a SLD:  $F,SLD,M-GDL \text{ (kN)} = -1150.78$ 

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01

- al limite di danno:  $dc,SLD,M-GDL = -3.13$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -3.12

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %  
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (\$ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.311$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -0.86  
 - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 1241.05  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -972.30  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.276$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -1.51

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -1.67

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -1.67  
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.13

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.872: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.143 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 164.6484  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 36.588 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	165	0.143	36.6

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.143/0.104 = 1.375$   
 - secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR \text{ in input per SLD}) = 165/75 = 2.195$

**SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +Y**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1280739.00  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL$  (kN) = 1000.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL$  (kN) = 800.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.02  
 - al limite ultimo:  $dc,SLV,M-GDL = 26.52$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 26.54

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master; e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$ , secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 99.8% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	306.47	45.80		0.928
2	X	146.06	49.36	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

$$\text{Massa } m^* = \sum(m_i \cdot \phi_i) \text{ (k*kgm)} = 430.00$$

$$\text{Coefficiente di partecipazione } \Gamma = \sum(m_i \cdot \phi_i) / \sum(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.050$$

$$\text{Resistenza massima (taglio alla base): } F_{\text{Max},1\text{-GDL}} = (F_{\text{Max},M\text{-GDL}} / \Gamma) \text{ (kN)} = 953.09$$

$$\text{Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): } F_{\text{SLV},1\text{-GDL}} = (F_{\text{SLV},M\text{-GDL}} / \Gamma) \text{ (kN)} = 762.62$$

$$\text{Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): } d_{\text{SLV},1\text{-GDL}} = (d_{\text{SLV},M\text{-GDL}} / \Gamma) \text{ (mm)} = 25.26$$

#### Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

$$70\% \text{ della Resistenza massima del sistema 1-GDL} = 70\% F_{\text{Max},1\text{-GDL}} \text{ (kN)} = 667.17$$

$$\text{Rigidezza elastica: } k^* \text{ (kN/m)} = 1095899.00 \text{ (=85.568\% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)}$$

$$\text{Periodo elastico: } T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*} \text{ (sec)} = 0.125$$

$$\text{Punto di snervamento: spostamento } dy^* \text{ (mm)} = 0.69$$

$$\text{forza } Fy^* \text{ (kN)} = 754.08$$

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

$$\text{PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento } V,R = 10 \%$$

Da PVR e  $V,R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. A)

$$\text{attraverso la relazione: } T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD,  $F_v$  [§3.2.3], dove:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

$F_v$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_0$	$TC^*$ (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	$F_v$
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

$$\text{- in accelerazione: } S_e(T^*) = 0.689 \text{ g}$$

$$\text{- in spostamento: } d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 2.65$$

$$\text{- forza di risposta elastica} = S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2903.62$$

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

$$\text{- forza di snervamento } Fy^* \text{ (kN)} = 754.08$$

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

$$\text{Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: } q^* = 3.854$$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

$$\text{Risposta in spostamento del sistema anelastico: } d^*,max \text{ (mm)} = 8.18$$

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

$$\text{Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: } \Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 8.59$$

**Verifica di sicurezza** (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):  
 Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.59  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 26.52

**Rapporto: Capacità/Domanda = 3.087: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.169 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 266 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 24.586 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	266	0.169	24.6

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.169/0.234 = 0.722$
- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 266/712 = 0.373$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.169/0.234 = 0.722$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 266; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 0.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = 900.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 1152.900  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio regolare in altezza: q = 5.000

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +Y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = 1000.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = 3.59, di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.62

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V, R = 63 %  
 Da PVR e V, R, per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

[Stato Limite]	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	

```

-----|
| SLE - SLD | 75 | 0.104 | 2.391 | 0.276 | 0.000 | 0.000 | 1.500 | 0.148 | 0.443 | 2.016 | 1.041 |
-----|

```

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.339 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.30$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1427.71$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 754.08$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.895$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 3.04$

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 3.19$

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.19

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.59

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.126: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.116 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 96.67969$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 53.965 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	97	0.116	54.0

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.116/0.104 = 1.115$

- secondo TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 97/75 = 1.289$

**SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -Y**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1280739.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = -1000.78$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = -800.62$

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = -5.22$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.20

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave)

al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso,

la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master

e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;

- masse di piano  $m_i$  traslazionali;

- corrispondenti spostamenti modali  $\Phi_i$  secondo il modo principale

nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1

con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 99.8%

(i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover,

che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale

le rigidezze considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi

conto dell'eventuale rigidezza fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di

comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche,

ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo  $\%K_{elast}=100\%$  per tutte le aste);

- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)

- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo  
(nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.     rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	306.47	45.80		0.928
2	X	146.06	49.36	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m, i^* \phi, i)$  (k\*kgm) = 430.00

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m, i^* \phi, i) / \sum(m, i^* \phi, i^2) = 1.050$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, Max, 1-GDL = (F, Max, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = -953.09

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = -762.48

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = -4.97

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F, Max, 1-GDL$  (kN) = -667.17

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 879201.40 (=68.648% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.139

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -0.98

forza  $Fy^*$  (kN) = -862.39

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V, R = 10 \%$

Da PVR e  $V, R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T, R$  (§ All. A)

attraverso la relazione:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

$ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.732 g$

- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = -3.51

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 3086.86

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -862.39

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.583$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = -9.64

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = -10.12

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -10.12

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -5.22

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.516: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA, CLV) = 0.132 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 136$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 42.414 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente  $TR$  minori, e la corrispondente  $PVR$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e  $TR$  maggiori, e  $PVR$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	136	0.132	42.4

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.132/0.234 = 0.564$
- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 136/712 = 0.191$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.132/0.234 = 0.564$
  - periodi di ritorno: TR, CLV = 136; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. SC8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -200.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = -900.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 4.486  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio regolare in altezza: q = 5.000

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -Y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = -1000.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = -5.22, di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.20

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V, R = 63 %  
 Da PVR e V, R, per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.360 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*) \text{ (mm)} = -1.73$
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1517.37$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -862.39$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.761$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max \text{ (mm)} = -3.53$

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = -3.71

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.71

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.22

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.407: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.133 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 136.5234$   
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 42.268\%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente  $TR$  minori,  
e la corrispondente  $PVR$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e  $TR$  maggiori, e  $PVR$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	137	0.133	42.3

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.133/0.104 = 1.279$

- secondo TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 137/75 = 1.820$

**SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1502403.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, \text{Max}, M\text{-GDL}$  (kN) = 1200.78

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, \text{SLV}, M\text{-GDL}$  (kN) = 1050.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):

- iniziale = -0.01

- al limite ultimo:  $dc, \text{SLV}, M\text{-GDL} = 49.69$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 49.70

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).

La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \Sigma(m, i)$  (k\*kgm) = 453.00

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, \text{Max}, 1\text{-GDL} = (F, \text{Max}, M\text{-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1200.78

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, \text{SLV}, 1\text{-GDL} = (F, \text{SLV}, M\text{-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 1050.78

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d, \text{SLV}, 1\text{-GDL} = (d, \text{SLV}, M\text{-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 49.69

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F, \text{Max}, 1\text{-GDL}$  (kN) = 840.55

Rigidità elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1470557.00 (=97.880% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.110

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 0.70

forza  $Fy^*$  (kN) = 1036.44

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

$PVR$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V, R = 10\%$

Da  $PVR$  e  $V, R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T, R$  (§ All. A)

attraverso la relazione:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLV

e:  $SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv$  [§3.2.3], dove:

$ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

$SS$  = coefficiente di sottosuolo;

$CC$  = coefficiente per  $TC$  dipendente dal sottosuolo;

$S$  = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

$TB, TC, TD$  = periodi di spettro;

$Fv$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:



Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.646 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 1.95$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 2868.56$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 1036.44$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.765$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risultato:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 6.07$

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 6.07$

#### Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 6.07

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 49.69

**Rapporto: Capacità/Domanda = 8.193: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.262 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1031 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 7.014 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	1031	0.262	7.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.262/0.234 = 1.120$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR_{CLV} / TR_{DLV}(=TR \text{ in input per SLV}) = 1031/712 = 1.449$

#### Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:

-  $\alpha,V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.262/0.234 = 1.120$

- periodi di ritorno: TR<sub>CLV</sub> = 1031; TR<sub>DLV</sub> = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare

dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno

in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;

- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

#### Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.78

90% del Taglio massimo (kN) = 1080.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,l$  calcolato = 4.309

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,l$  effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza: q = 5.000

#### SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

#### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Resistenza a SLD:  $F_{SLD,M-GDL} \text{ (kN)} = 1200.78$

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01  
 - al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 3.45, di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.46

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %  
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD  
 e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.318 \text{ g}$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*) \text{ (mm)} = 0.96$   
 - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) \text{ m}^* \text{ (kN)} = 1410.93$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = 1036.44$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.360$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 1.80$

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 1.80$

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.80  
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.45

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.918: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.150 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 185.7422  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 33.221 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	186	0.150	33.2

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.150/0.104 = 1.442$   
 - secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR \text{ in input per SLD}) = 186/75 = 2.477$

**SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1502406.00  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,M-GDL \text{ (kN)} = -1150.78$   
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,M-GDL \text{ (kN)} = -1100.78$

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.01

- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -38.75, di cui dovuto alle forze orizzontali = -38.74

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (X):

Massa  $m^* = \Sigma(m,i)$  (k\*kgm) = 453.00  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1150.78  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -1100.78  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -38.75

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -805.55  
Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1454936.00 (=96.840% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.111  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -0.74  
forza  $Fy^*$  (kN) = -1075.88

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %  
Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)  
attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
SS = coefficiente di sottosuolo;  
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
TB, TC, TD = periodi di spettro;  
Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.647$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -1.97  
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 2876.41  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -1075.88  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.671$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -6.04

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -6.04

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -6.04  
Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -38.75

**Rapporto: Capacità/Domanda = 6.42: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.276 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1245 anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 5.847 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0

| Risultati | 1245 | 0.276 | 5.8 |

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.234 = 1.179$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1245/712 = 1.748$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.234 = 1.179$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 1245; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. SC8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -200.78  
90% del Taglio massimo (kN) = -1035.70  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 5.158  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = -1150.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = -2.70, di cui dovuto alle forze orizzontali = -2.69

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V, R = 63 %  
Da PVR e V, R, per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)  
attraverso la relazione:  $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g, F_0, T_C^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $F_0$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
SS = coefficiente di sottosuolo;  
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
TB, TC, TD = periodi di spettro;  
Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	$a, g$	$F_0$	$T_C^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.318 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -0.97
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1414.78  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -1075.88  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.314$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -1.73

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = -1.73

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -1.73

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -2.70

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.557: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.130 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 130.6641  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 43.673 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	131	0.130	43.7

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.130/0.104 = 1.250$
- secondo TR:  $\alpha, D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 131/75 = 1.742$

**SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1302082.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1000.78  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 800.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
- iniziale = -0.02  
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 26.51, di cui dovuto alle forze orizzontali = 26.53

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \Sigma(m, i)$  (k\*kgm) = 453.00  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1000.78  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 800.78  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 26.51

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 700.55  
Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1099855.00 (=84.469% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.127  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 0.72  
forza  $Fy^*$  (kN) = 791.80

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %  
Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)  
attraverso la relazione:  $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
SS = coefficiente di sottosuolo;  
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 $Fv$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.697 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = 2.81$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 3097.90$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 791.80$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.908$ Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 8.52$ **Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 8.52$ **Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.52

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 26.51

**Rapporto: Capacità/Domanda = 3.11: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.167 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 253 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 25.684 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

- in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,
- e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	253	0.167	25.7

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.167/0.234 = 0.714$ - secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 253/712 = 0.355$ **Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.167/0.234 = 0.714$ 

- periodi di ritorno: TR,CLV = 253; TR,DLV = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 0.78

90% del Taglio massimo (kN) = 900.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,l$  calcolato = 1152.900Rapporto  $\alpha,u/\alpha,l$  effettivo = 2.500Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$ **SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**Resistenza a SLD:  $F,SLD,M-GDL \text{ (kN)} = 1000.78$ 

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $dc,SLD,M-GDL = 3.59$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.61

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %  
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (\$ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD,  $F_v$  [§3.2.3], dove:  
 $a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $T_C^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 $F_v$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	$a_g$ (*g)	$F_o$	$T_C^*$ (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	$F_v$
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_{e}(T^*) = 0.343 g$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 1.38  
 - forza di risposta elastica =  $S_{e}(T^*) m^*$  (kN) = 1523.15  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = 791.80  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.922$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 3.19

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 3.19

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.19  
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.59

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.124: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.116 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 96.67969  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 53.965 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	97	0.116	54.0

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.116/0.104 = 1.115$   
 - secondo TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 97/75 = 1.289$

**SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1302082.00  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -1000.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -800.62

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):  
 - iniziale = -0.02  
 - al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL = -5.21$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.19

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stata scelta l'opzione  $\Gamma=1.000$  per la distribuzione di forze (E).  
 La massa  $m^*$  è pari alla somma delle masse traslazionali nella direzione di analisi (Y):

Massa  $m^* = \sum(m,i) (k*kgm) = 453.00$   
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL / \Gamma) (kN) = -1000.78$   
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL / \Gamma) (kN) = -800.62$   
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL / \Gamma) (mm) = -5.21$

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F,Max,1-GDL (kN) = -700.55$   
 Rigidezza elastica:  $k^* (kN/m) = 881856.50 (=67.727\% \text{ della rigidezza elastica del sistema M-GDL})$   
 Periodo elastico:  $T^* = 2\pi\sqrt{(m^*/k^*)} (sec) = 0.142$   
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^* (mm) = -1.03$   
 forza  $Fy^* (kN) = -905.63$

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %  
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.742 g$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*) (mm) = -3.73$   
 - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^* (kN) = 3296.04$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^* (kN) = -905.63$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.636$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max (mm) = -10.06$

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max (mm) = -10.06$

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -10.06  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -5.21

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.518: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.132 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 136 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 42.414 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	136	0.132	42.4

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.132/0.234 = 0.564$



- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 136/712 = 0.191$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.132/0.234 = 0.564$
  - periodi di ritorno: TR, CLV = 136; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. SC8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -200.78  
90% del Taglio massimo (kN) = -900.70  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 4.486  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
Edificio regolare in altezza: q = 5.000

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = -1000.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.02
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = -5.21, di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.19

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V, R = 63 %  
Da PVR e V, R, per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)  
attraverso la relazione:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
SS = coefficiente di sottosuolo;  
CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
TB, TC, TD = periodi di spettro;  
Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.365 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -1.84
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1620.09  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -905.63  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.787$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -3.72

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = -3.72

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.72  
Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.21

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.4: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.133 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 136.5234  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 42.268 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	137	0.133	42.3

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.133/0.104 = 1.279$
- secondo TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 137/75 = 1.820$

**SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (F) - DIREZIONE: +X****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1502403.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 1200.78  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 960.62

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 12.49, di cui dovuto alle forze orizzontali = 12.50

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):  
 è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master; e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_{i}$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i}$ , secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 95.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.   rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	306.47	43.54		0.851
2	X	146.06	51.16	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m, i \cdot \phi_i)$  (k\*kgm) = 407.00  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m, i \cdot \phi_i) / \Sigma(m, i \cdot \phi_i^2) = 1.106$   
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 1086.13  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 868.91  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 11.30  
**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**  
 70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = 760.29  
 Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1453421.00 (=96.740% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.105  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 0.66  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 963.81

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V, R = 10$  %  
 Da PVR e  $V, R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T, R$  (§ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV  
 e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.630$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 1.73  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 2516.36  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 963.81  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 2.610$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 5.49

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 6.07

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 6.07  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 12.49

**Rapporto: Capacità/Domanda = 2.059: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.286 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1410 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 5.18 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	1410	0.286	5.2

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.286/0.234 = 1.222$
- secondo TR:  $\alpha_v = TR_{CLV} / TR_{DLV}(=TR \text{ in input per SLV}) = 1410/712 = 1.981$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha_v = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.286/0.234 = 1.222$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 1410; TR,DLV = 712  
 (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:  
 - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;  
 - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 250.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = 1080.70  
 Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 4.309  
 Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500  
 Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (F) - DIREZIONE: +X**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = 1200.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01

- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 3.46, di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.47

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %

Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)

attraverso la relazione:  $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.310 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 0.85

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 1237.86

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 963.81

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.284$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 1.51

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 1.67

#### Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = 1.67

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.46

**Rapporto: Capacità / Domanda = 2.066: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.152 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 192.7734

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 32.23 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	193	0.152	32.2

#### Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha,D = PGA,CLD / PGA,DLD(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.152/0.104 = 1.462$

- secondo TR:  $\alpha,D = TR,CLD / TR,DLD(=TR \text{ in input per SLD}) = 193/75 = 2.570$

**SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (F) - DIREZIONE: -X**

#### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1502406.00

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1150.78

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -1100.78

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):

- iniziale = -0.01
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -25.65, di cui dovuto alle forze orizzontali = -25.64

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

Calcolo della Massa m\* e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

- è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;  
 per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):
- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
  - masse di piano m<sub>i</sub> traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali  $\phi_{i}$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 2 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 95.7% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidezze utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidezze considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidezze considerate corrispondono al parametro %K,elast dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidezza fessurata (%K,elast < 100%); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidezze iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidezze fessurate cioè assumendo %K,elast=100% per tutte le aste);
  - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
  - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.   rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	306.47	43.54		0.851
2	X	146.06	51.16	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* =  $\Sigma(m_i \cdot \phi_i)$  (k\*kgm) = 407.00

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \cdot \phi_i) / \Sigma(m_i \cdot \phi_i^2) = 1.106$

Resistenza massima (taglio alla base): F<sub>Max,1-GDL</sub> = (F<sub>Max,M-GDL</sub> /  $\Gamma$ ) (kN) = -1040.91

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F<sub>SLV,1-GDL</sub> = (F<sub>SLV,M-GDL</sub> /  $\Gamma$ ) (kN) = -995.68

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d<sub>SLV,1-GDL</sub> = (d<sub>SLV,M-GDL</sub> /  $\Gamma$ ) (mm) = -23.20

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F<sub>Max,1-GDL</sub> (kN) = -728.64

Rigidezza elastica: k\* (kN/m) = 1438237.00 (=95.729% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: T\* =  $2\pi \sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.106

Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -0.68  
 forza Fy\* (kN) = -973.63

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V<sub>R</sub> = 10 %

Da PVR e V<sub>R</sub>, per SLV risulta definito il valore di T<sub>R</sub> (§ All. A)

attraverso la relazione: T<sub>R</sub> = - V<sub>R</sub> / [1 - ln(1 - PVR)]

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

ag = accelerazione orizzontale massima al sito,

Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S<sub>e</sub>(T\*) = 0.632 g

- in spostamento: d<sub>e,max</sub> = S<sub>De</sub>(T\*) (mm) = -1.75

- forza di risposta elastica = S<sub>e</sub>(T\*) m\* (kN) = 2522.98

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy\* (kN) = -973.63

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q\* = 2.591

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -5.52

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = -6.10

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -6.10  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -25.65

**Rapporto: Capacità/Domanda = 4.206: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.290 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 1465 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 4.99 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	1465	0.290	5.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.290/0.234 = 1.239$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 1465/712 = 2.058$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.290/0.234 = 1.239$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 1465; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -200.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = -1035.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 5.158  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (F) - DIREZIONE: -X**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente ella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD: F,SLD,M-GDL (kN) = -1150.78  
 Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.01  
 - al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -3.46, di cui dovuto alle forze orizzontali = -3.45  
 Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 63 %  
 Da PVR e V,R, per SLD risulta definito il valore di T,R (§ All. A)  
 attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $SS$  = coefficiente di sottosuolo;  
 $CC$  = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 $S$  = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 $TB, TC, TD$  = periodi di spettro;  
 $Fv$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	

| SLE - SLD | 75 | 0.104 | 2.391 | 0.276 | 0.000 | 0.000 | 1.500 | 0.148 | 0.443 | 2.016 | 1.041 |

#### Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.311 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -0.86$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1241.10$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -973.63$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.274$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -1.51$

#### Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -1.67$

#### Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -1.67

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -3.46

**Rapporto: Capacità / Domanda = 2.072: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.152 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 192.7734$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 32.23 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	193	0.152	32.2

#### Indicatore di rischio:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DL} (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.152/0.104 = 1.462$

- secondo TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DL} (=TR \text{ in input per SLD}) = 193/75 = 2.570$

#### SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (F) - DIREZIONE: +Y

##### Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1280739.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 1000.78$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 800.78$

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = -0.02

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = 26.51$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 26.53

##### Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):

Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):

è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi;

per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito):

- completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
- masse di piano  $m_i$  traslazionali;
- corrispondenti spostamenti modali  $\phi_i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 99.8% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K_{elast}$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K_{elast} < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo  $\%K_{elast}=100\%$  per tutte le aste);
- piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
- spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate

-secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl.     rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	306.47	45.80		0.928
2	X	146.06	49.36	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m, i \cdot \phi, i)$  (k\*kgm) = 430.00

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m, i \cdot \phi, i) / \sum(m, i \cdot \phi, i^2) = 1.050$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, Max, 1-GDL = (F, Max, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 953.09

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 762.62

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 25.25

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F, Max, 1-GDL$  (kN) = 667.17

Rigidezza elastica:  $k^*$  (kN/m) = 1095898.00 (=85.568% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.125

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 0.69

forza  $Fy^*$  (kN) = 754.08

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V, R = 10 \%$

Da PVR e  $V, R$ , per SLV risulta definito il valore di  $T, R$  (§ All. A)

attraverso la relazione:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

$ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

TB, TC, TD = periodi di spettro;

Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR (anni)	a, g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLU - SLV	712	0.234	2.501	0.306	0.000	0.000	1.348	0.158	0.475	2.536	1.633

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.689 g$

- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*)$  (mm) = 2.65

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 2903.62

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 754.08

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.854$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max$  (mm) = 8.18

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max$  (mm) = 8.59

**Verifica di sicurezza** (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 8.59

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 26.51

**Rapporto: Capacità/Domanda = 3.086: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA, CLV) = 0.169 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 266$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 24.586 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,

e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	266	0.169	24.6

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**



- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.169/0.234 = 0.722$
- secondo TR:  $\alpha, V = TR, CLV / TR, DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 266/712 = 0.373$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

- $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.169/0.234 = 0.722$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 266; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:
  - Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
  - Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = 0.78  
 90% del Taglio massimo (kN) = 900.70  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 1152.900  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio regolare in altezza: q = 5.000

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (F) - DIREZIONE: +Y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD: F, SLD, M-GDL (kN) = 1000.78  
 Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = -0.02  
 - al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = 3.59, di cui dovuto alle forze orizzontali = 3.62

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V, R = 63 %

Da PVR e V, R, per SLD risulta definito il valore di T, R (§ All. A)

attraverso la relazione:  $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 ag = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 Fo = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 TC\* = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione: S, e(T\*) = 0.339 g  
 - in spostamento: d\*, e, max = S, De(T\*) (mm) = 1.30  
 - forza di risposta elastica = S, e(T\*) m\* (kN) = 1427.71  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento Fy\* (kN) = 754.08  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q\* = 1.895  
 Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:  
 risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*, max (mm) = 3.04

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = 3.19

**Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):**

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.19

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 3.59

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.126: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA, CLD) = 0.116 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 96.67969  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 53.965 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori,  
 e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)

Dati	75	0.104	63.0
Risultati	97	0.116	54.0

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.116/0.104 = 1.115$
- secondo TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 97/75 = 1.289$

**SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (F) - DIREZIONE: -Y**

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

- Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1280739.00
- Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -1000.78
- Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -800.62
- Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):
  - iniziale = -0.02
  - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -5.22, di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.19

**Sistema equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

- Calcolo della Massa  $m^*$  e del Fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (§C7.3.4.1):
  - è stato scelto il calcolo con le sole masse traslazionali nella direzione di analisi; per ogni piano, risultano i seguenti parametri (elencati nel seguito): - completamente rigido: è tale un piano rigido (quindi con relazione master-slave) al quale non appartenga nessuna massa non riferita al nodo master. In tal caso, la massa di piano coincide con la massa concentrata nel nodo master e lo spostamento di piano è esattamente lo spostamento del nodo master;
  - masse di piano  $m, i$  traslazionali;
  - corrispondenti spostamenti modali  $\phi, i$  secondo il modo principale nella direzione di analisi (Y): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 99.8% (i risultati dell'analisi modale sono riferiti alle rigidità utilizzate in analisi pushover, che possono differire dalle rigidità considerate in analisi modale. In Analisi Modale le rigidità considerate corrispondono al parametro  $\%K, elast$  dei dati Aste e tengono quindi conto dell'eventuale rigidità fessurata ( $\%K, elast < 100\%$ ); in Analisi Pushover al tipo di comportamento scelto per i maschi murari corrispondono rigidità iniziali elastiche, ignorando quindi le rigidità fessurate cioè assumendo  $\%K, elast=100\%$  per tutte le aste);
  - piano del Punto di Controllo (scelto a priori)
  - spostamenti normalizzati rispetto allo spostamento del punto di controllo (nel caso di piano deformabile, la massa di piano coincide con la somma delle masse di piano e lo spostamento del baricentro è dato dalla distanza fra il baricentro delle masse spostate -secondo la forma modale- ed il baricentro delle masse nella configurazione indeformata):

Piano	Compl. rigido	Massa (k*kgm)	Spostamento (mm)	Punto di controllo	Spostamento normalizzato
1	X	306.47	45.80		0.928
2	X	146.06	49.36	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

- Massa  $m^* = \Sigma(m, i * \phi, i)$  (k\*kgm) = 430.00
- Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m, i * \phi, i) / \Sigma(m, i * \phi, i^2) = 1.050$
- Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -953.09
- Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -762.48
- Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -4.97

**Sistema bi-lineare equivalente 1-GDL (a 1 grado di libertà):**

- 70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F,Max,1-GDL (kN) = -667.17
- Rigidità elastica:  $k^*$  (kN/m) = 879531.40 (=68.674% della rigidità elastica del sistema M-GDL)
- Periodo elastico:  $T^* = 2\pi \sqrt{m^*/k^*}$  (sec) = 0.139
- Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -0.98
- forza  $Fy^*$  (kN) = -862.39

Stato Limite SLV e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 10 %  
 Da PVR e V,R, per SLV risulta definito il valore di T,R (§ All. A) attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLV  
 e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,  
 $Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 $TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,  
 SS = coefficiente di sottosuolo;  
 CC = coefficiente per TC dipendente dal sottosuolo;  
 S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 $Fv$  = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	

```

-----|
| SLU - SLV | 712 | 0.234 | 2.501 | 0.306 | 0.000 | 0.000 | 1.348 | 0.158 | 0.475 | 2.536 | 1.633 |
-----|

```

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.732 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = -3.51$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 3086.53$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -862.39$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 3.583$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

**risulta:  $q^* > 3$ : la verifica di sicurezza deve ritenersi NON soddisfatta.**

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -9.63$

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -10.12$

**Verifica di sicurezza** (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = -10.12

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -5.22

**Rapporto: Capacità/Domanda = 0.516: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLV (PGA,CLV) = 0.132 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR = 136$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 42.414 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente  $TR$  minori, e la corrispondente  $PVR$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e  $TR$  maggiori, e  $PVR$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.234	10.0
Risultati	136	0.132	42.4

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.132/0.234 = 0.564$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 136/712 = 0.191$

**Indicatore di rischio: Rapporto fra Capacità e Domanda in termini di PGA:**

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.132/0.234 = 0.564$

- periodi di ritorno:  $TR,CLV = 136$ ;  $TR,DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'indicatore di rischio per la Resistenza e la Deformazione nel piano; per le altre verifiche di sicurezza:

- Resistenza fuori piano e Capacità limite del terreno: occorre eseguire un'analisi lineare dove si può utilizzare il fattore di struttura 'q' calcolato in pushover; in essa si prenderanno in considerazione le verifiche a pressoflessione ortogonale e gli stati limite ultimi di tipo geotecnico;
- Cinematismo: occorre studiare i meccanismi di collasso (Analisi Cinematica), cfr. §C8A.4).

**Calcolo del Fattore di Struttura 'q' (§7.8.1.3 - §C8.7.1.2):**

Taglio di prima plasticizzazione (kN) = -200.78

90% del Taglio massimo (kN) = -900.70

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,l$  calcolato = 4.486

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,l$  effettivo = 2.500

Edificio regolare in altezza:  $q = 5.000$

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (F) - DIREZIONE: -Y**

La curva di capacità a SLD coincide con la curva a SLV: il sistema bilineare equivalente è già stato sopra definito. I risultati a SLD consistono quindi direttamente nella verifica di compatibilità degli spostamenti.

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Resistenza a SLD:  $F,SLD,M-GDL \text{ (kN)} = -1000.78$

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $dc \text{ (mm)}$ :

- iniziale = -0.02

- al limite di danno:  $dc,SLD,M-GDL = -5.22$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -5.19

Stato Limite SLD e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):

$PVR$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 63 \%$

Da  $PVR$  e  $V,R$ , per SLD risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. A)

attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $ag, Fo, TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLD

e: SS, CC, S, TB, TC, TD, Fv [§3.2.3], dove:

$ag$  = accelerazione orizzontale massima al sito,

$Fo$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

$TC^*$  = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale,

SS = coefficiente di sottosuolo;

CC = coefficiente per  $TC$  dipendente dal sottosuolo;

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;  
 TB, TC, TD = periodi di spettro;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a, g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.104	2.391	0.276	0.000	0.000	1.500	0.148	0.443	2.016	1.041

**Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:**

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.360$  g  
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -1.73  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1517.21  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -862.39  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 1.761$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.53

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -3.71

**Verifica di sicurezza** (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento (mm) = -3.71

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -5.22

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.407: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

Accelerazione sostenibile (Capacità) per SLD (PGA,CLD) = 0.133 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR = 136.5234

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 42.268 %

(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA sostenibile ed il corrispondente TR minori, e la corrispondente PVR maggiore; per verifica soddisfatta, PGA sost.e TR maggiori, e PVR minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.104	63.0
Risultati	137	0.133	42.3

**Indicatore di rischio:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.133/0.104 = 1.279$

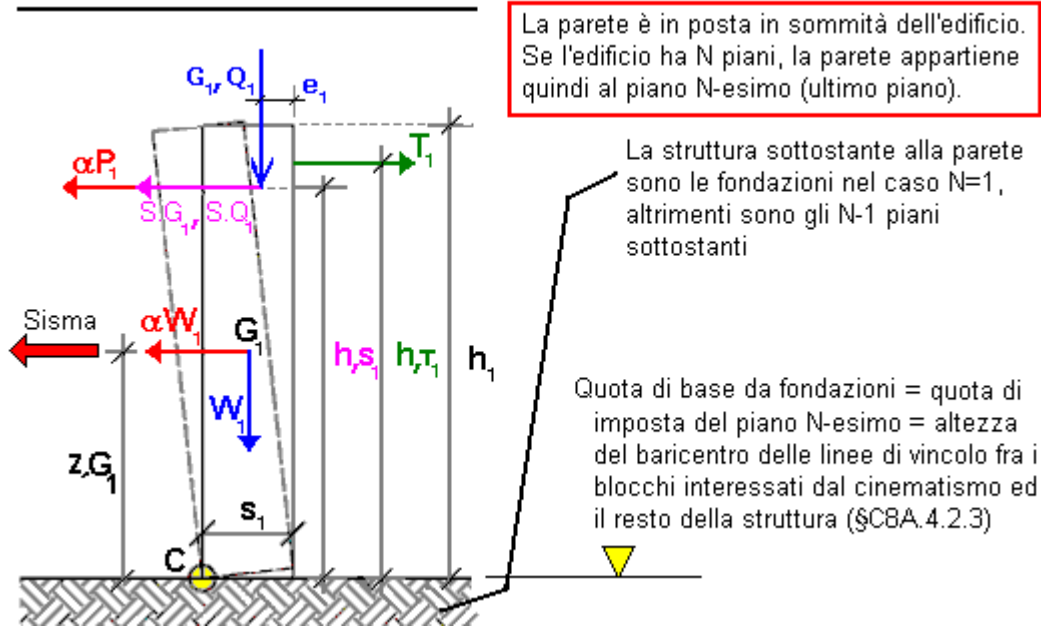
- secondo TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 137/75 = 1.820$

## ANALISI DEI CINEMATISMI DI PRIMO MODO - PARETE DI FACCIATA PIU' SOLLECITATA

### STATO ATTUALE

Nella valutazione dello stato attuale, nella considerazione dell'assenza di ammortatura tra la parete di facciata ed i controventi interni si rappresenta di seguito la modellazione della facciata esterna secondo un cinematismo globale di ribaltamento in assenza di vincoli laterali o di testa

#### RIBALTAMENTO DI PARETE MONOPIANO



\* Ribaltamento di parete monopiano [Gruppo: Cinematismi\_Muratura\_DM08 - Nome file: Cn-001]

#### Dati:

Larghezza **a** (cm) = 500

Quota base da fondazioni **Z,b** (cm) = 0

Spessore **s,1** (cm) = 40

Altezza **h,1** (cm) = 540

Carico Permanente **G,1** (kN) = 15

Carico Variabile **Q,1** (kN) = 5

Coeff. di combinazione  $\psi_2$  per Q,1:  **$\psi_{2,1}$**  = 0

Eccentricità carico **e,1** (cm) = 20

Spinta Permanente **S,G1** (kN) = 0

Spinta Variabile **S,Q1** (kN) = 0

Quota carico da solaio **h,S1** (cm) = 540

Sforzo nel tirante **T,1** (kN) = 0

Quota del tirante **h,T1** (cm) = 500

Peso specifico muratura **p.s.,1** (kN/m<sup>3</sup>) = 19

Peso Proprio **W,1** (kN) = 205.2

Quota baricentro **z,G1** (cm) = 270

Resistenza media a Compressione  $f_c$  ( $N/mm^2$ ) = 10

Polo di rotazione (=1,2,3,4,5) = 1

Numero di piani dell'edificio  $N$  = 1

Primo periodo di vibrazione  $T$  (sec) = 0.177

Coefficiente di partecipazione modale  $\gamma$  = 1

Livello di Conoscenza  $LC$  = 1

Fattore di Confidenza  $FC$  = 1.35

#### Risultati:

Momento Stabilizzante  $M_S$  ( $kN*m$ ) = 44.04

Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di  $\alpha$ :  $M_{R1}$  ( $kN*m$ ) = 635.04

Mom.Rib.: contributo non dipendente da  $\alpha$ :  $M_{R2}$  ( $kN*m$ ) = 0.00

Moltiplicatore di collasso  $\alpha_0$  (o:  $\lambda$ ) = 0.069

Massa partecipante  $M^*$  ( $kgm$ ) = 21271

Frazione di massa partecipante  $e^*$  = 0.947

Acc.spettrale attivazione meccanismo  $a_{0*}$  (\* g) = 0.054

Vita Nominale  $VN$  (anni) = 50

Coefficiente d'uso  $CU$  = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica  $VR$  (anni) = 75

Probabilità PVR per SLV  $PVR,DLV$  (%) = 10.000

Domanda in termini di TR per SLV  $TR,DLV$  (anni) = 712

Domanda in termini di PGA per SLV  $PGA,DLV$  (\* g) = 0.234

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido  $a^*,Rig$  (\* g) = 0.158

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile  $a^*,Def$  (\* g) = 0.000

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV  $a^*$  (\* g) = 0.158

Capacità in termini di PGA per SLV  $PGA,CLV$  (\* g) = 0.073

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV  $TR,CLV$  (anni) = 33

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV  $PVR,CLV$  (%) = 89.462

**Indicatore di Rischio Sismico  $IRS_{PGA}$  = 0.312**

Indicatore di Rischio Sismico  $IRS_{TR}$  = 0.047

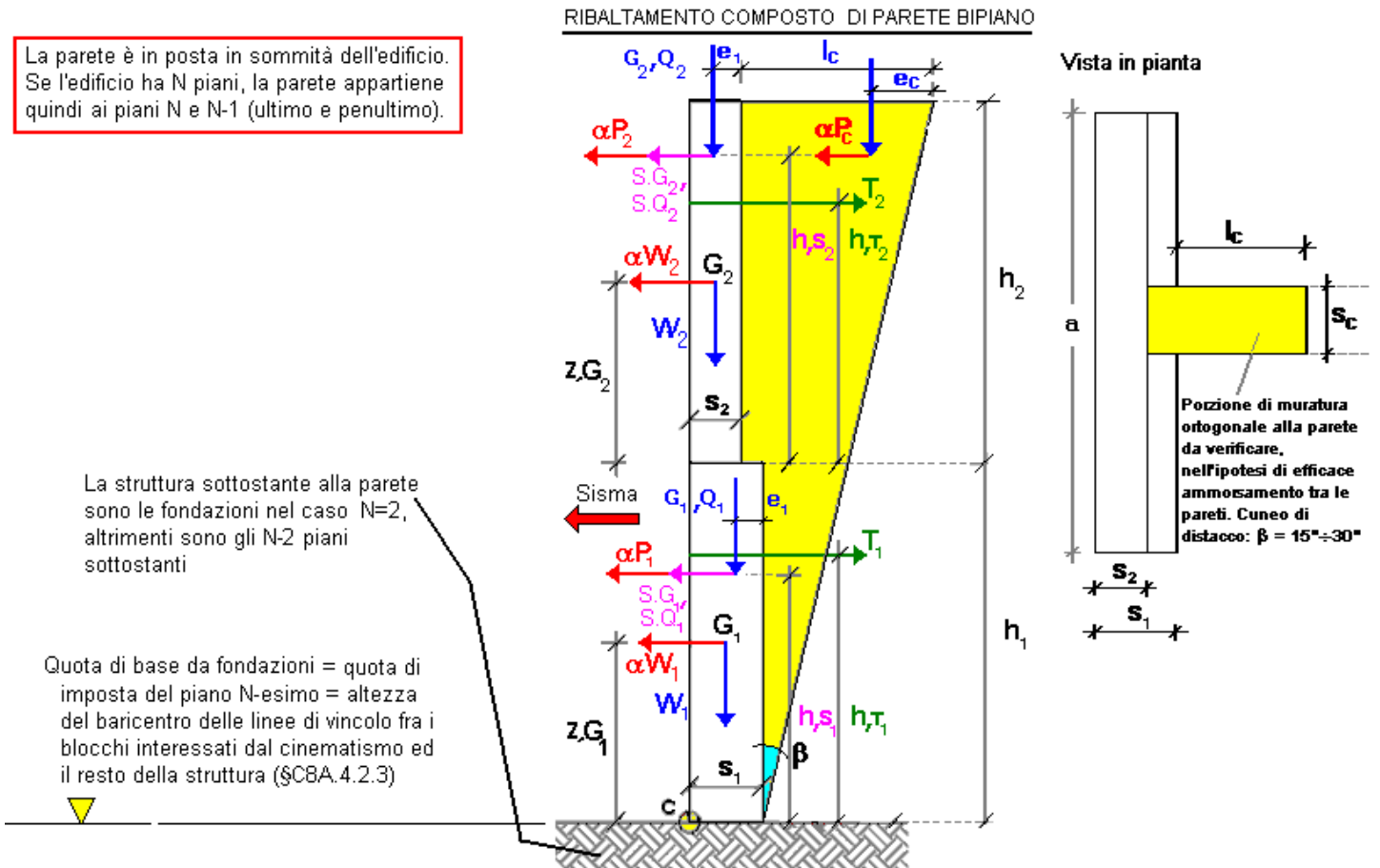
Indicatore di Rischio Sismico  $(IRS_{TR})^{0.41}$  = 0.285

Capacità in termini di Vita Nominale  $VN,C$  = 2

## STATO DI PROGETTO

Nella valutazione dello stato di progetto vengono cautelativamente valutati due distinti cinematicismi nella considerazione dell'efficacia del vincolo generato dai controventi interni (mediante una valutazione di ribaltamento di facciata con cunei di ritegno alle estremità) ed un altro nella considerazione dell'efficacia data dal tirante metallico di collegamento in testa alla parete

## MODELLO DI RIBALTAMENTO CON CONSIDERAZIONE DEI SOLI CONTROVENTI MURARI



\* Ribaltamento di parete con cuneo [Gruppo: Cinematicismi\_Muratura\_DM08 - Nome file: Cn-006]

### Dati:

Quota base 1 da fondazioni **Z,b (cm) = 0**

Larghezza **a (cm) = 500**

Spessore **s,1 (cm) = 40**

Altezza **h,1 (cm) = 540**

Carico Permanente **G,1 (kN) = 5**

Carico Variabile **Q,1 (kN) = 2**

Coeff. di combinazione  $\psi_2$  per Q,1:  **$\psi_2,1 = 0$**

Eccentricità carico **e,1 (cm) = 20**

Spinta Permanente **S,G1 (kN) = 0**

Spinta Variabile **S,Q1** (kN) = 0  
 Quota carico da solaio **h,S1** (cm) = 350  
 Sforzo nel tirante **T,1** (kN) = 0  
 Quota del tirante **h,T1** (cm) = 0  
 Peso specifico muratura **p.s.,1** (kN/m<sup>3</sup>) = 19  
 Peso Proprio **W,1** (kN) = 205.2  
 Quota baricentro da base 1 **z,G1** (cm) = 270  
 Resistenza media a Compressione **f,m** (N/mm<sup>2</sup>) = 10  
**Polo** di rotazione (=1,2,3,4,5) = 1  
 Spessore **s,2** (cm) = 40  
 Altezza **h,2** (cm) = 190  
 Carico Permanente **G,2** (kN) = 15  
 Carico Variabile **Q,2** (kN) = 5  
 Coeff. di combinazione  $\psi_2$  per Q,2:  **$\psi_{2,2}$**  = 0  
 Eccentricità carico **e,2** (cm) = 20  
 Spinta Permanente **S,G2** (kN) = 0  
 Spinta Variabile **S,Q2** (kN) = 0  
 Quota carico da solaio **h,S2** (cm) = 540  
 Sforzo nel tirante **T,2** (kN) = 0  
 Quota del tirante **h,T2** (cm) = 500  
 Peso specifico muratura **p.s.,2** (kN/m<sup>3</sup>) = 19  
 Peso Proprio **W,2** (kN) = 72.2  
 Quota baricentro da base 2 **z,G2** (cm) = 95  
 Spessore equivalente cuneo **s,C** (cm) = 40  
 Carico Permanente **G,C** (kN) = 25  
 Carico Variabile **Q,C** (kN) = 10  
 Eccentricità carico **e,C** (cm) = 0  
 Peso specifico muratura cuneo **p.s.,C** (kN/m<sup>3</sup>) = 19  
 Angolo del cuneo  **$\beta$**  (°) = 30  
 Numero di piani dell'edificio (>=2) **N** = 1  
 Primo periodo di vibrazione **T** (sec) = 0.1  
 Coefficiente di partecipazione modale  **$\gamma$**  = 1  
 Livello di Conoscenza **LC** = 1  
 Fattore di Confidenza **FC** = 1.35

#### Risultati:

Momento Stabilizzante **M<sub>S</sub>** (kN\*m) = 385.86  
 Mom.Rib.: coeff.multiplicativo di  $\alpha$ : **M<sub>R1</sub>** (kN\*m) = 2030.99  
 Mom.Rib.: contributo non dipendente da  $\alpha$ : **M<sub>R2</sub>** (kN\*m) = 0.00  
 Moltiplicatore di collasso  **$\alpha_0$**  (o:  **$\lambda$** ) = 0.190  
 Massa partecipante **M\*** (kgm) = 35338  
 Frazione di massa partecipante **e\*** = 0.789  
 Acc.spettrale attivazione meccanismo **a,0\*** (\* g) = 0.178  
 Vita Nominale **VN** (anni) = 50  
 Coefficiente d'uso **CU** = 1.5  
 Periodo di riferimento per l'azione sismica **VR** (anni) = 75  
 Probabilità PVR per SLV **PVR,DLV** (%) = 10.000



Domanda in termini di TR per SLV **TR,DLV** (anni) = **712**

Domanda in termini di PGA per SLV **PGA,DLV** (\*g) = **0.234**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a\*,Rig** (\*g) = **0.158**

Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a\*,Def** (\*g) = **0.000**

Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a\*** (\*g) = **0.158**

Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV** (\*g) = **0.281**

Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV** (anni) = **1309**

Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV **PVR,CLV** (%) = **5.570**

**Indicatore di Rischio Sismico** **IRS<sub>PGA</sub>** = **1.201**

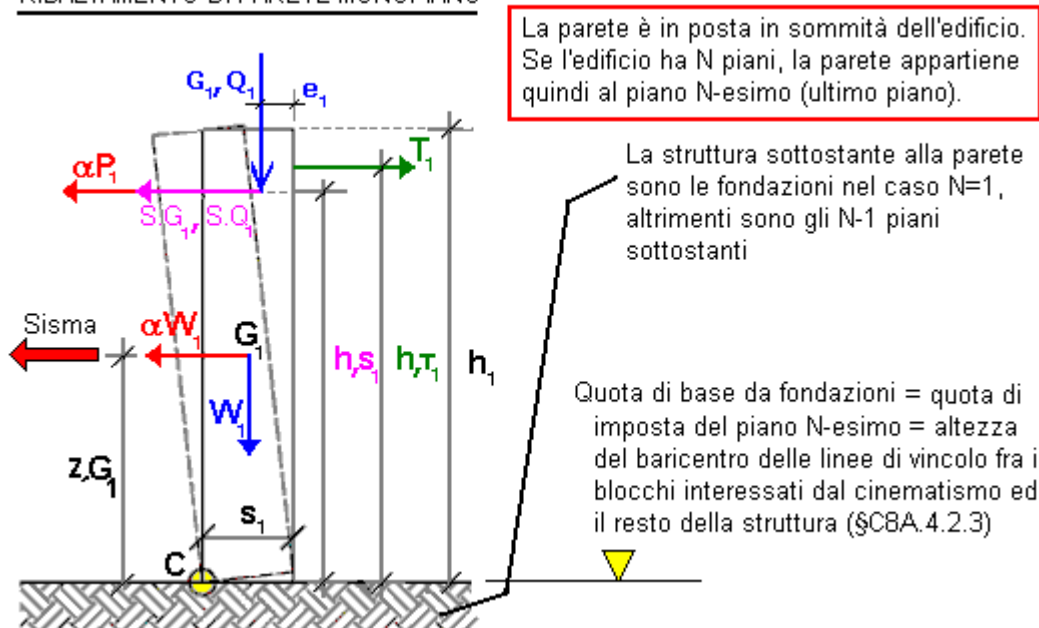
Indicatore di Rischio Sismico **IRS<sub>TR</sub>** = **1.838**

Indicatore di Rischio Sismico **(IRS<sub>TR</sub>)<sup>0.41</sup>** = **1.283**

Capacità in termini di Vita Nominale **VN,C** = **92**

## MODELLO DI RIBALTAMENTO CON CONSIDERAZIONE DEI SOLI TIRANTI DI TESTA

### RIBALTAMENTO DI PARETE MONOPIANO



\* Ribaltamento di parete monopiano [Gruppo: Cinematismi\_Muratura\_DM08 - Nome file: Cn-001]

#### Dati:

Larghezza **a** (cm) = **500**

Quota base da fondazioni **Z,b** (cm) = **0**

Spessore **s,1** (cm) = **40**

Altezza **h,1** (cm) = **540**

Carico Permanente **G,1** (kN) = **15**

Carico Variabile **Q,1** (kN) = **5**

Coeff. di combinazione  $\psi_2$  per Q,1:  **$\psi_{2,1}$**  = **0**

Eccentricità carico **e,1** (cm) = **20**

Spinta Permanente **S,G1** (kN) = **0**

Spinta Variabile **S,Q1** (kN) = 0  
Quota carico da solaio **h,S1** (cm) = 540  
Sforzo nel tirante **T,1** (kN) = 50  
Quota del tirante **h,T1** (cm) = 500  
Peso specifico muratura **p.s.,1** (kN/m<sup>3</sup>) = 19  
Peso Proprio **W,1** (kN) = 205.2  
Quota baricentro **z,G1** (cm) = 270  
Resistenza media a Compressione **f,m** (N/mm<sup>2</sup>) = 10  
**Polo** di rotazione (=1,2,3,4,5) = 1  
Numero di piani dell'edificio **N** = 1  
Primo periodo di vibrazione **T** (sec) = 0.177  
Coefficiente di partecipazione modale **γ** = 1  
Livello di Conoscenza **LC** = 1  
Fattore di Confidenza **FC** = 1.35

#### **Risultati:**

Momento Stabilizzante **M<sub>S</sub>** (kN\*m) = 294.04  
Mom.Rib.: coeff.moltiplicativo di  $\alpha$ : **M<sub>R1</sub>** (kN\*m) = 635.04  
Mom.Rib.: contributo non dipendente da  $\alpha$ : **M<sub>R2</sub>** (kN\*m) = 0.00  
Moltiplicatore di collasso **α,0** (o:  $\lambda$ ) = 0.463  
Massa partecipante **M\*** (kgm) = 21271  
Frazione di massa partecipante **e\*** = 0.947  
Acc.spettrale attivazione meccanismo **a,0\*** (\* g) = 0.362  
Vita Nominale **VN** (anni) = 50  
Coefficiente d'uso **CU** = 1.5  
Periodo di riferimento per l'azione sismica **VR** (anni) = 75  
Probabilità PVR per SLV **PVR,DLV** (%) = 10.000  
Domanda in termini di TR per SLV **TR,DLV** (anni) = 712  
Domanda in termini di PGA per SLV **PGA,DLV** (\* g) = 0.234  
Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo rigido **a\*,Rig** (\* g) = 0.158  
Acc.spettrale richiesta SLV su sottostante corpo deformabile **a\*,Def** (\* g) = 0.000  
Massima Acc.spettrale richiesta per SLV **a\*** (\* g) = 0.158  
Capacità in termini di PGA per SLV **PGA,CLV** (\* g) = 0.336  
Capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV **TR,CLV** (anni) = 2475  
Probabilità PVR corrispondente a TR,CLV **PVR,CLV** (%) = 2.985  
**Indicatore di Rischio Sismico** **IRS<sub>PGA</sub>** = 1.436  
Indicatore di Rischio Sismico **IRS<sub>TR</sub>** = 3.476  
Indicatore di Rischio Sismico **(IRS<sub>TR</sub>)<sup>0.41</sup>** = 1.667  
Capacità in termini di Vita Nominale **VN,C** = 174

## VERIFICA SOLAI LIGNEI DI COPERTURA

Al fine di ottenere ogni informazione utile alla caratterizzazione dell'organismo edilizio si è proceduti col rilievo dell'organismo strutturale con analisi visiva e distributiva delle strutture lignee, oltre all'analisi della documentazione cartacea di cui si è riusciti ad entrare in possesso che non ha dato alcuna informazione aggiuntiva in merito;

Si riportano di seguito le verifiche suddivise per campo di solaio di copertura precisando che in corrispondenza del campo C le travate andranno sostituite con idonee travature lignee di classe C30 salvo il fatto in corso d'opera di verificare attentamente eventuali elementi che si potessero ritenere idonei al loro mantenimento.

Cautelativamente le restanti campate verranno verificate considerando una caratterizzazione del materiale ligneo come C16 al fine di definirne una sezione minima resistente che occorrerà sia rispettata al fine di permetterne il mantenimento.

### CAMPATE SOLAIO A-B-E-F-G (sezione minima per mantenere travatura esistente 20x20)

Classe di Resistenza	<u>C16</u>	
Classe di Servizio	<u>1</u>	
$\gamma_M$	<u>1.5</u>	(1,5 per legno massiccio, 1,45 per legno lamellare)
$\gamma_{G2}$	<u>1.3</u>	(1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

#### Caratteristiche geometriche

L	<u>400</u>	cm	i	<u>100</u>	cm	$\theta$	<u>16</u>	°
B	<u>20</u>	cm	H	<u>20</u>	cm	$L_{eff}/L$	<u>0.9</u>	
W =	<u>1333</u>	cm <sup>3</sup>	J =	<u>13333</u>	cm <sup>4</sup>			
			H/B =	<u>1.00</u>				

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

#### Analisi dei carichi

Peso proprio =	<u>370</u>	kg/mc	$G_1 =$	<u>14.8</u>	kg/ml
Permanente	<u>190</u>	kg/mq	$G_2 =$	<u>190.0</u>	kg/ml
Variabile	<u>120</u>	kg/mq	$Q_1 =$	<u>120.0</u>	kg/ml
Tot =	<u>310</u>	kg/mq	Tot =	<u>324.8</u>	kg/ml

#### Verifica a flessione SLU ( $M_{max} = q l^2/\alpha$ )

$$\alpha = \underline{8}$$

	$M_{Ed}$ (kg m)	Durata	$k_{mod}$	$f_{m,d}$	$\sigma_{my,d}$	$\sigma_{my,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$
SLU solo perm.	532.48	Permanente	0.60	6.40	3.99	0.62	0.72
SLU con variab.	892.48	<u>Media</u>	0.80	8.53	6.69	0.78	0.91

#### Verifica a taglio SLU ( $T_{max} = q l/\beta$ )

$$\beta = \underline{2}$$

	$V_{Ed}$ (kg)	Durata	$k_{mod}$	$\tau_d$	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$
SLU solo perm.	532.48	Permanente	0.60	0.20	0.72	0.28
SLU con variab.	892.48	<u>Media</u>	0.80	0.33	0.96	0.35

#### Verifica deformazione SLE ( $u = \chi q l^4/EJ$ )

$$\chi = \underline{0.0130} \quad u_0 (w_c \text{ EC5}) = \underline{0} \text{ (cm) - controfreccia}$$

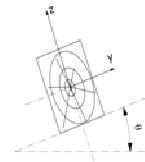
	Tipo	$\Psi_{2,i}$	$k_{def}$	E (GPa)	u (cm)	L/u
$u_{G,in}$ ( $U_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	8.00	0.64	625
$u_{Q,in}$ ( $U_{inst,Q}$ EC5)	var. istant	1	0.00	8.00	<u>0.38</u>	1067
$u_{in}$ ( $W_{inst}$ EC5)	tot. istant			$u_{G,in} + u_{Q,in}$	1.02	394

$u_{G,fin}$ ( $u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	5.00	1.02	391
$u_{Q,fin}$ ( $u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	<u>0.3</u>	0.60	6.78	<u>0.44</u>	904
$u_{fin}$ ( $w_{fin}$ EC5)	tot. finale			$u_{G,fin} + u_{Q,fin}$	= 1.47	273
$w_{creep}$ (EC5)				$u_{fin} - u_{in}$	= 0.45	886
$u_{net,fin}$ ( $w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta			$u_{fin} - u_0$	= 1.47	273

## CAMPATE SOLAIO A-B-E-F-G (in caso di sostituzione sezione minima 16x20) Legno C30

### Caratteristiche dei materiali

Classe di Resistenza	<u>C30</u>	
Classe di Servizio	<u>1</u>	
$\gamma_M$	<u>1.5</u>	(1,5 per legno massiccio, 1,45 per legno lamellare)
$\gamma_{G2}$	<u>1.3</u>	(1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)



### Caratteristiche geometriche

L	<u>430</u>	cm	i	<u>100</u>	cm	$\theta$	<u>16</u>	°
B	<u>16</u>	cm	H	<u>20</u>	cm	$L_{eff}/L$	<u>0.9</u>	
W	<u>1067</u>	cm <sup>3</sup>	J	<u>10667</u>	cm <sup>4</sup>			
			H/B	<u>1.25</u>				

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

### Analisi dei carichi

Peso proprio =	460	kg/mc	$G_1$ =	14.7	kg/ml
Permanente	<u>190</u>	kg/mq	$G_2$ =	190.0	kg/ml
Variabile	<u>120</u>	kg/mq	$Q_1$ =	<u>120.0</u>	kg/ml
Tot =	310	kg/mq	Tot =	324.7	kg/ml

### Verifica a flessione SLU ( $M_{max} = q l^2/\alpha$ )

$$\alpha = \frac{8}{8}$$

	$M_{Ed}$ (kg m)	Durata	$k_{mod}$	$f_{m,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	$\sigma_{m,y,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$
SLU solo perm.	615.10683	Permanente	0.60	12.00	5.77	0.48	0.55
SLU con variab.	1031.13183	<u>Media</u>	0.80	16.00	9.67	0.60	0.70

### Verifica a taglio SLU ( $T_{max} = q l/\beta$ )

$$\beta = \frac{2}{2}$$

	$V_{Ed}$ (kg)	Durata	$k_{mod}$	$\tau_d$	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$
SLU solo perm.	572.1924	Permanente	0.60	0.27	1.20	0.22
SLU con variab.	959.1924	<u>Media</u>	0.80	0.45	1.60	0.28

### Verifica deformazione SLE ( $u = \chi q l^4/EJ$ )

$$\chi = \frac{0.0130}{0.0130} \quad u_0 (w_c \text{ EC5}) = \frac{0}{0} \text{ (cm) - contrefreccia}$$

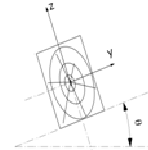
	Tipo	$\Psi_{2,i}$	$k_{def}$	E (GPa)	u (cm)	L/u
$u_{G,in}$ ( $u_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	12.00	0.71	604
$u_{Q,in}$ ( $u_{inst,Q}$ EC5)	var. istant.	1	0.00	12.00	<u>0.42</u>	1030
$u_{in}$ ( $w_{inst}$ EC5)	tot. istant.			$u_{G,in} + u_{Q,in}$	= 1.13	381
$u_{G,fin}$ ( $u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	7.50	1.14	377

$u_{Q,fin}$ ( $u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	<u>0.3</u>	0.60	10.17	<u>0.49</u>	873
$u_{fin}$ ( $w_{fin}$ EC5)	tot. finale			$u_{G,fin} + u_{Q,fin}$	= 1.63	264
$w_{creep}$ (EC5)				$u_{fin} - u_{in}$	= 0.50	856
$u_{net,fin}$ ( $w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta			$u_{fin} - u_0$	= 1.63	264

## CAMPATE SOLAIO D (sezione minima per mantenere travatua esistente 16x16)

### Caratteristiche dei materiali

Classe di Resistenza	<u>C16</u>	
Classe di Servizio	<u>1</u>	
$\gamma_M$	<u>1.5</u>	(1,5 per legno massiccio, 1,45 per legno lamellare)
$\gamma_{G2}$	<u>1.3</u>	(1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)



### Caratteristiche geometriche

L	<u>300</u>	cm	i	<u>100</u>	cm	$\theta$	<u>16</u>	°
B	<u>16</u>	cm	H	<u>16</u>	cm	$L_{eff}/L$	<u>0.9</u>	
W =	<u>683</u>	cm <sup>3</sup>	J =	<u>5461</u>	cm <sup>4</sup>			
			H/B =	<u>1.00</u>				

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

### Analisi dei carichi

Peso proprio =	370	kg/mc	$G_1$ =	9.5	kg/ml
Permanente	<u>190</u>	kg/mq	$G_2$ =	190.0	kg/ml
Variabile	<u>120</u>	kg/mq	$Q_1$ =	<u>120.0</u>	kg/ml
Tot =	310	kg/mq	Tot =	319.5	kg/ml

### Verifica a flessione SLU ( $M_{max} = q l^2/\alpha$ )

$\alpha$	<u>8</u>							
	$M_{Ed}$ (kg m)	Durata	$k_{mod}$	$f_{m,d}$	$\sigma_{my,d}$	$\sigma_{my,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	
SLU solo perm.	291.7278	Permanente	0.60	6.40	4.27	0.67	0.77	
SLU con variab.	494.2278	<u>Media</u>	0.80	8.53	7.24	0.85	0.98	

### Verifica a taglio SLU ( $T_{max} = q l/\beta$ )

$\beta$	<u>2</u>						
	$V_{Ed}$ (kg)	Durata	$k_{mod}$	$\tau_d$	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$	
SLU solo perm.	388.9704	Permanente	0.60	0.23	0.72	0.32	
SLU con variab.	658.9704	<u>Media</u>	0.80	0.39	0.96	0.40	

### Verifica deformazione SLE ( $u = \chi q l^4/EJ$ )

$\chi$	<u>0.0130</u>		$u_0$ ( $w_c$ EC5)	<u>0</u>	(cm) - contrefreccia	
	Tipo	$\Psi_{2,i}$	$k_{def}$	E (GPa)	u (cm)	L/u
$u_{G,in}$ ( $u_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	8.00	0.48	623
$u_{Q,in}$ ( $u_{inst,Q}$ EC5)	var. istant.	1	0.00	8.00	<u>0.29</u>	1036
$u_{in}$ ( $w_{inst}$ EC5)	tot. istant.			$u_{G,in} + u_{Q,in}$	= 0.77	389
$u_{G,fin}$ ( $u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	5.00	0.77	389
$u_{Q,fin}$ ( $u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	<u>0.3</u>	0.60	6.78	<u>0.34</u>	878

$u_{fin}$ ( $w_{fin}$ EC5)	tot. finale	$u_{G,fin} + u_{Q,fin} =$	1.11	270
$w_{creep}$ (EC5)		$u_{fin} - u_{in} =$	0.34	880
$u_{net,fin}$ ( $w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta	$u_{fin} - u_0 =$	1.11	270

## Appoggio cantonale ligneo (Da sostituire sezione minima 20x25) Legno C30

Classe di Resistenza	<u>C27</u>
Classe di Servizio	<u>1</u>
$\gamma_M$	<u>1.5</u> (1,5 per legno massiccio, 1,45 per legno lamellare)
$\gamma_{G2}$	<u>1.3</u> (1,5 o 1,3 vedi §2.6.1 NTC 2008 D.M. 14.01.2008)

### Caratteristiche geometriche

L	<u>200</u> cm	i	<u>100</u> cm	$\theta$	<u>0</u> °
B	<u>20</u> cm	H	<u>25</u> cm	$L_{eff}/L$	<u>0.9</u>
W =	2083 cm <sup>3</sup>	J =	26042 cm <sup>4</sup>		
		H/B =	1.25		

(L luce della trave; i larghezza area di influenza; H altezza della sezione; B larghezza della sezione)

### Analisi dei carichi

Peso proprio =	450 kg/mc	$G_1 =$	22.5 kg/ml
Permanente	<u>2000</u> kg/mq	$G_2 =$	2000.0 kg/ml
Variabile	<u>120</u> kg/mq	$Q_1 =$	<u>120.0</u> kg/ml
Tot =	2120 kg/mq	Tot =	2142.5 kg/ml

### Verifica a flessione SLU ( $M_{max} = q l^2/\alpha$ )

$$\alpha = \frac{8}{8}$$

	$M_{Ed}$ (kg m)	Durata	$k_{mod}$	$f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$	$\sigma_{m,d}/f_{m,d}$
SLU solo perm.	1314.625	Permanente	0.60	10.80	6.31	0.58	0.58
SLU con variab.	1404.625	<u>Media</u>	0.80	14.40	6.74	0.47	0.47

### Verifica a taglio SLU ( $T_{max} = q l/\beta$ )

$$\beta = \frac{2}{2}$$

	$V_{Ed}$ (kg)	Durata	$k_{mod}$	$\tau_d$	$f_{v,d}$	$\tau_d/f_{v,d}$
SLU solo perm.	2629.25	Permanente	0.60	0.79	1.12	0.70
SLU con variab.	2809.25	<u>Media</u>	0.80	0.84	1.49	0.56

### Verifica deformazione SLE ( $u = \chi q l^4/EJ$ )

$$\chi = \frac{0.0130}{0.0130} \quad u_0 (w_c \text{ EC5}) = 0 \text{ (cm) - controfreccia}$$

	Tipo	$\Psi_{2,i}$	$k_{def}$	E (GPa)	u (cm)	L/u
$u_{G,in}$ ( $u_{inst,G}$ EC5)	perm. istant.	1	0.00	12.00	0.13	1483
$u_{Q,in}$ ( $u_{inst,Q}$ EC5)	var. istant.	1	0.00	12.00	<u>0.01</u>	25000
$u_{in}$ ( $w_{inst}$ EC5)	tot. istant.			$u_{G,in} + u_{Q,in} =$	0.14	1400
$u_{G,fin}$ ( $u_{fin,G}$ EC5)	perm. finale	1	0.60	7.50	0.22	927
$u_{Q,fin}$ ( $u_{fin,Q}$ EC5)	var. finale	<u>0.3</u>	0.60	10.17	<u>0.01</u>	21186
$u_{fin}$ ( $w_{fin}$ EC5)	tot. finale			$u_{G,fin} + u_{Q,fin} =$	0.23	888
$w_{creep}$ (EC5)				$u_{fin} - u_{in} =$	0.08	2429
$u_{net,fin}$ ( $w_{net,fin}$ EC5)	tot. finale netta			$u_{fin} - u_0 =$	0.23	888

### **3 RELAZIONE SUI MATERIALI**

#### ***3.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera.***

Materiali da costruzione.

I materiali ed i prodotti devono essere *identificati, qualificati ed accettati* secondo le procedure di cui alle “Norme Tecniche per le costruzioni” DM 14 Gennaio 2008.

In particolare:

- I materiali e prodotti per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE e per i quali sia concluso il periodo di coesistenza potranno essere impiegati solamente se in possesso della marcatura CE, prevista dalla direttiva 89/106/CEE “prodotti da costruzione”, recepita in Italia dal DPR 21/04/1993 n. 246, così come modificato dal DPR 10/12/1997, n. 499.
- I materiali e prodotti per i quali non sia disponibile una norma europea armonizzata ovvero la stessa ricada nel periodo di coesistenza, potranno essere impiegati solamente se qualificati secondo le procedure indicate nel DM 14 Gennaio 2008. È fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il produttore abbia volontariamente optato per la marchiatura CE.
- I materiali e prodotti che non ricadono nelle tipologie A o B potranno essere impiegati solamente se in possesso della marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in alternativa, se in possesso di un Certificato di idoneità Tecnica all'impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale.
- Ad eccezione di quelli in possesso di Marcatura CE, possono essere impiegati materiali o prodotti conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello previsto nelle presenti norme. Tale equivalenza sarà accertata attraverso procedure previste al punto 11.1 del DM 14.1.08.

Procedure di accettazione dei materiali.

In base alla normativa vigente cap.11 delle NTC 2008 i materiali e prodotti impiegati per uso strutturale devono essere non solo identificati e qualificati ma anche *accettati* dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Si impiegano materiali aventi le seguenti caratteristiche:

#### **3.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera**

##### **Acciaio da carpenteria -**

Acciaio per strutture metalliche S 275, con la seguente tensione caratteristica di snervamento:

$$f_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2 \text{ Valori di calcolo.}$$

## Proprietà di resistenza in N/mm<sup>2</sup> essenze lignee di nuova fornitura

Classe di resistenza	Tipo	f <sub>m,k</sub>	f <sub>t,0,k</sub>	f <sub>t,90,k</sub>	f <sub>c,0,k</sub>	f <sub>c,90,k</sub>	f <sub>v,k</sub>	E <sub>0,m</sub>	E <sub>0,05</sub>	E <sub>90,m</sub>	G <sub>m</sub>	□ <sub>k</sub>	□ <sub>m</sub>
C30	Conifere e Pioppo	30	18	0.6	23	2.7	3	12	8	0.4	0.75	380	460

• **ACCIAIO PER STRUTTURE METALLICHE**

E' PREVISTO L'UTILIZZO DI ACCIAIO RECANTE MARCATURA CE e CONFORME A NORME:

UNI EN 10025 (LAMINATI) TIPO S 275 JR con t < 40 mm, f tk = 430 N/mm<sup>2</sup>, f yk= 275 N/mm<sup>2</sup>

UNI EN 10025: LAMIERE PER ARCARECCI PRESSOPIEGATI TIPO S 235 JR con t < 40 mm, f tk = 360 N/mm<sup>2</sup>, f yk= 235 N/mm<sup>2</sup>

UNI EN 10210 (TUBI SENZA SALDATURA)

UNI EN 10219-1 (TUBI SALDATI)

Per tali prodotti dovranno essere forniti alla D.L. la dichiarazione di conformità alla parte armonizzata della specifica norma europea ovvero allo specifico benestare tecnico europeo.

Per i materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non sia disponibile una norma armonizzata dovrà essere fornito l'attestato di qualificazione o certificato di idoneità tecnica all'impiego rilasciato dal S.T.C. Inoltre dovranno essere effettuate per ogni fornitura minimo 3 prove (di cui una sullo spessore minimo e una su quello massimo) ogni 30 ton di materiale.

Per il prelievo dei saggi, l'accertamento delle caratteristiche meccaniche, la posizione nel pezzo, la preparazione delle provette e le modalità di prova fare riferimento alla norme UNI EN ISO 377:1999 – UNI 552:1986 – En 10002:2004 – UNI EN 10045-1:1992

• **BULLONI**

Tutti i bulloni devono essere conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002 – UNI 5592:1968.

In particolare è previsto l'utilizzo di Bulloni ad alta resistenza - Classe della vite 8.8 – Classe del dado 8

f<sub>yb</sub> = 900 N/mm<sup>2</sup>

f<sub>tb</sub> = 1000 N/mm<sup>2</sup>

Tutti gli elementi dovranno essere zincati a caldo.

**Resistenza di viti e bulloni e momenti di serraggio:**

Filetto	mm	Classe di resistenza	M6	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M36
Passo	mm		1	1.25	1.50	1.75	2	2	2.50	2.50	2.50	3	3	3.50	4
<b>Momenti di serraggio:</b>															
Carico di rottura minimo (A <sub>s</sub> · R <sub>m</sub> )	kN	8.8	(16)	(29)	(46)	(67)	92	125	159	203	252	293	381	466	678
		10.9	21	38	60	88	(120)	(163)	(200)	(255)	(315)	(367)	(477)	(583)	(850)
Carico ammesso per il bullone, max. 80% dello snervamento	kN	8.8	10	19	30	43	59	80	101	129	160	186	242	296	431
		10.9	14	27	43	63	86	118	144	184	228	265	345	421	614
Forza di collaudo (A <sub>s</sub> · S <sub>p</sub> ) sec. DIN ISO 898, Par. 1	kN	8.8	(12)	(21)	(34)	(49)	67	91	115	147	182	212	275	337	490
		10.9	17	30	48	70	(96)	(130)	(159)	(203)	(252)	(293)	(381)	(466)	(678)
Forza di serraggio ammessa fino al 90% dello snervamento e attrito μ = 0,14	kN	8.8	9	17	26	38	53	73	91	117	146	168	221	269	394
		10.9	13	25	38	55	77	107	130	167	208	240	315	384	561
Coppia necessaria per raggiungere la forza di chiusura con attrito μ = 0,14	Nm	8.8	10	25	46	82	130	206	284	407	542	698	1021	1355	2372
		10.9	14	36	67	120	191	302	405	580	772	994	1455	1930	3378

• **SALDATURE:**

Il processo di saldatura dovrà essere conforme a quanto indicato al punto 11.3.4.5 del DM 14/01/2008. Le saldature dovranno essere di livello B per strutture soggette a fatica e di livello C per quelle non soggette a fatica nel rispetto della norma UNI EN ISO 5817: 2004.

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti codificati secondo la norma UNI EN ISO 4063:2001. Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa e in zona termica alterata non inferiori a quelle del materiale base. Nell'esecuzione delle saldature dovranno essere rispettate le norme UNI EN 1011:2005 parti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà la norma UNI EN ISO 9692-1:2005.

**Ove non diversamente indicato tutte le saldature di elementi testa a testa e ad angolo sono di tipo MIG dello spessore pari ad almeno 0.8 volte lo spessore più piccolo da saldare.**

Prima del trattamento superficiale degli elementi saldati si raccomanda di avvertire la D.L. per definire l'entità dei controlli distruttivi o non distruttivi in aggiunta a quello visivo al 100% che si rendessero necessari per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista.

Ogni Fornitura in cantiere di elementi presaldati, presagomati e preassemblati deve essere accompagnata:

- a) da dichiarazione su documento di trasporto degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciata dal servizio Tecnico centrale, recante logo e marchio del centro di trasformazione
- b) dall'attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal direttore tecnico del centro di trasformazione con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata.



## **4 ELABORATI GRAFICI ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI**

Vedi Tavole 4.1 / 4.2 allegate.

## **5 PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA**

### **Premessa.**

La manutenzione di un manufatto e delle sue pertinenze ha l'obiettivo di garantirne l'utilizzo, di mantenere il valore patrimoniale e di preservarne le prestazioni nel ciclo di vita utile, favorendo l'adeguamento tecnico e normativo. I manuali d'uso e di manutenzione rappresentano gli strumenti con cui l'utente si rapporta con l'immobile, direttamente, utilizzandolo, evitando comportamenti anomali che possono danneggiare o compromettere la durabilità e le caratteristiche.

Attraverso i manutentori si utilizzeranno così le metodologie più confacenti ad una gestione che coniughi economicità e durabilità del bene. A tal fine, i manuali definiscono le procedure di raccolta e di registrazione dell'informazione nonché le azioni necessarie per impostare il piano di manutenzione e per organizzare in modo efficiente, sia sul piano tecnico che su quello economico, il servizio di manutenzione.

Il manuale d'uso mette a punto una metodica di ispezione dei manufatti che individua, sulla base dei requisiti fissati dal progettista in fase di redazione del progetto, la serie dei guasti che possono influenzare la durabilità del bene e per i quali un intervento manutentivo potrebbe rappresentare allungamento della vita utile e mantenimento del valore patrimoniale. Il manuale di manutenzione invece rappresenta lo strumento con cui l'esperto si rapporta con il bene in fase di gestione di un contratto di manutenzione programmata.

Il programma, infine, è lo strumento con cui, chi ha il compito di gestire il bene, riesce a programmare le attività in riferimento alla previsione del complesso degli interventi inerenti la manutenzione di cui si presumono la frequenza, gli indici di costo orientativi e le strategie di attuazione nel medio e lungo periodo.

Il Piano di Manutenzione è organizzato in tre strumenti:

- a) Il manuale d'uso;
- b) Il manuale di manutenzione;
- c) Il programma di manutenzione;

- il sottoprogramma delle prestazioni, che prende in considerazione le prestazioni fornite dal bene e dalle sue parti nel corso del ciclo di vita.

- Il sottoprogramma dei controlli, che definisce il programma delle verifiche e dei controlli al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti di vita del bene, individuando la dinamica della caduta delle prestazioni aventi come estremi il valore di collaudo e quello minimo di norma.

- Il sottoprogramma degli interventi di manutenzione, che riporta in ordine temporale i differenti interventi di manutenzione, al fine di fornire le informazioni per una corretta conservazione del bene. Tali interventi devono consentire di raggiungere, in accordo con quanto previsto dalla norma "UNI 10874 criteri di stesura dei manuali d'uso e di manutenzione" almeno i seguenti obiettivi, raggruppati in base alla loro natura:

1) Obiettivi tecnico-funzionali:

- Istituire un sistema di raccolta delle informazioni di base e di aggiornamento con le informazioni di ritorno a seguito degli interventi, che consenta, attraverso l'implementazione ed il costante aggiornamento del sistema informativo, di conoscere e mantenere correttamente l'immobile e le sue parti.
- Consentire l'individuazione delle strategie di manutenzione più adeguate in relazione alle caratteristiche del bene immobile ed alla più generale politica di gestione del patrimonio immobiliare;
- Istruire gli operatori tecnici sugli interventi di ispezione e manutenzione da eseguire, favorendo la corretta ed efficiente esecuzione degli interventi;
- Istruire gli utenti sul corretto uso dell'immobile e delle sue parti, su eventuali interventi di piccola manutenzione che possono eseguire direttamente, sulla corretta interpretazione degli indicatori di uno stato di guasto o di malfunzionamento e sulle procedure per la sua segnalazione alle competenti strutture di manutenzione;
- Definire le istruzioni e le procedure per controllare la qualità del servizio di manutenzione.

2) Obiettivi economici:

- Ottimizzare l'utilizzo del bene immobile e prolungare il ciclo di vita con l'effettuazione di interventi mirati;
- Conseguire il risparmio di gestione sia con il contenimento dei consumi energetici o di altra natura, sia con la riduzione di guasti e del tempo di non utilizzazione del bene immobile;
- Consentire la pianificazione e l'organizzazione più efficiente ed economica del servizio di manutenzione;

*RIEPILOGO CLASSI DI UNITA' TECNOLOGICHE: STRUTTURA*

Insieme delle unità tecnologiche e degli elementi tecnici appartenenti al sistema edilizio aventi funzione di sostenere i carichi del sistema edilizio stesso e di collegare staticamente le sue parti.

**- Unità Tecnologica: 01.02**

Si definiscono strutture di elevazione gli insiemi degli elementi tecnici del sistema edilizio aventi la funzione di resistere alle azioni di varia natura agenti sulla parte di costruzione fuori terra, trasmettendole alle strutture di fondazione e quindi al terreno.

***L'Unità Tecnologica è composta dai seguenti Elementi Manutenibili:***

01.02.01 Strutture orizzontali o inclinate

01.02.02 Strutture verticali

Elemento Manutenibile:

### 01.02.02 Strutture verticali

#### **Modalità di uso corretto:**

Non compromettere l'integrità delle strutture. Controllo periodico del grado di usura delle parti in vista. Riscontro di eventuali anomalie. Le strutture verticali sono costituite dagli elementi tecnici con funzione di sostenere i carichi agenti, trasmettendoli verticalmente ad altre parti aventi funzione strutturale e ad esse collegate. Le strutture di elevazione verticali a loro volta possono essere suddivise in: strutture a telaio; strutture ad arco; strutture a pareti portanti.

#### **Risorse necessarie per l'intervento manutentivo**

Per eseguire le manutenzioni, contemplate nel presente piano di manutenzione dell'opera, occorre affidarsi ad idonea impresa edile specializzata.

#### **Livello minimo delle prestazioni**

Le strutture in acciaio devono assicurare la durabilità nel tempo prevista dalla normativa, in funzione della vita nominale del manufatto, in modo da garantire la giusta resistenza alle diverse sollecitazioni di esercizio considerate in fase di progettazione. Esse devono garantire stabilità, resistenza e durabilità nel tempo. Gli elementi strutturali non dovranno presentare lesioni o altre alterazioni superficiali. Per i livelli minimi prestazionali si rimanda alle norme vigenti in materia, al momento della progettazione.

E' solo il caso di ricordare che l'acciaio è un materiale isotropo, duro ma nel contempo duttile e che presenta elevata resistenza a trazione, a compressione ed a sforzi longitudinali o trasversali (flessione, taglio, torsione). E' un materiale durevole che non modifica le sue caratteristiche nel tempo e non è soggetto a fenomeni di disgregazione.

#### **Anomalie riscontrabili**

**Cedimenti:** dissesti dovuti a cedimenti di natura e causa diverse (ad es. il discostamento delle piastre di un collegamento bullonato, l'abbassamento di una parte di struttura dovuto ad un cedimento fondale

**Lesioni:** si manifestano con la formazione di soluzioni di continuità del materiale. Le caratteristiche e l'andamento ne caratterizzano l'importanza e il tipo.

**Erosione superficiale:** asportazione di materiale dalla superficie, dovuta a processi di natura diversa. Quando siano note le cause del degrado, possono essere utilizzati anche termini come: erosione per abrasione o per corrosione (cause meccaniche), erosione per corrosione (cause chimiche e biologiche), erosione per usura (cause antropiche).

**Non perpendicolarità della struttura in elevazione:** dovuta a dissesti o eventi di natura diversa (ad es. un abbassamento del piano di imposta delle fondazioni ecc...).

**Deposito superficiale:** accumulo di pulviscolo atmosferico o di altri materiali estranei, di spessore variabile, poco coerente e poco aderente alla superficie del rivestimento.

**Patina biologica:** strato sottile, morbido e omogeneo, aderente alla superficie e di evidente natura biologica, di colore variabile, per lo più verde. La patina biologica è costituita prevalentemente da microrganismi cui possono aderire polvere e terriccio.

#### **Manutenzioni eseguibili direttamente dall'utente**

L'utente potrà eseguire i controlli a vista dello stato di conservazione del manufatto, in particolare, potrà verificare l'eventuale presenza di processi di corrosione e/o ossidazione, con progressiva formazione di ruggine, o la comparsa di

cedimenti o lesioni. Non potrà, invece, eseguire direttamente alcuna manutenzione, trattandosi di lavori da affidare ad impresa edile specializzata.

### **Manutenzioni eseguibili a cura di personale specializzato**

In seguito alla comparsa di anomalie, occorrerà consultare tecnici qualificati, per effettuare accurati accertamenti e per la diagnosi e la verifica delle strutture, nonché per stabilire gli interventi da effettuare. Verificato il dissesto ed individuatane la causa, occorrerà procedere alla messa in sicurezza delle parti interessate, attraverso la realizzazione degli specifici interventi indicati dai tecnici, a secondo del tipo di dissesto riscontrato.

## **Programma di Manutenzione**

### **Sottoprogramma delle Prestazioni**

Il sottoprogramma delle Prestazioni prende in considerazione, per ciascuna classe di requisito di seguito riportata, le prestazioni fornite dall'opera nel corso del suo ciclo di vita.

#### **Stabilità e Resistenza**

Le strutture orizzontali e verticali, sotto l'effetto di carichi statici, dinamici e variabili devono assicurare stabilità e resistenza. La freccia di inflessione delle travi rappresenta il parametro attraverso il quale vengono giudicate la deformazione sotto carico e l'elasticità dell'elemento strutturale.

Il controllo della freccia massima avviene sull'impalcato strutturale sottoposto al peso proprio, a quello degli altri elementi accessori (sovraccarichi permanenti) ed a quello delle persone e delle eventuali attrezzature ipotizzati per l'utilizzo (sovraccarichi variabili).

#### **Durabilità**

Le strutture orizzontali e verticali, sotto l'effetto degli agenti atmosferici e dell'utilizzo quotidiano, devono assicurare durabilità. La durabilità delle strutture è garantita dal materiale che le costituisce, l'acciaio, e dallo strato protettivo superficiale di finitura.

### **Sottoprogramma dei Controlli**

Il sottoprogramma dei Controlli definisce il programma delle verifiche e dei controlli, al fine di rilevare il livello prestazionale (qualitativo e quantitativo) nei successivi momenti della vita dell'opera.

Per i controlli di seguito riportati sono previste procedure sia a vista che con l'ausilio di attrezzature specifiche (ad es. per il serraggio dei bulloni). L'esito di ogni ispezione deve formare oggetto di uno specifico rapporto da conservare insieme alla relativa documentazione tecnica.

A conclusione di ogni ispezione, inoltre, l'eventuale tecnico incaricato deve, se necessario, indicare gli interventi a carattere manutentorio da eseguire ed esprimere un giudizio riassuntivo sullo stato d'opera.

### **Controllo dell'integrità delle strutture portanti**

Il controllo dell'integrità delle strutture portanti, va eseguito individuando la presenza di eventuali anomalie.

A puro titolo di esempio: degrado degli elementi di collegamento, formazione di ossidazione e/o ruggine sugli elementi di collegamento e/o sugli elementi strutturali, mancato o difettoso serraggio delle unioni bullonate, apertura delle stesse, disallineamento, difetti di planarità, insorgenza di fenomeni di dissesto strutturali vari...

**Frequenza del controllo: annuale.**

**Controlli strutturali dettagliati**

Controlli strutturali approfonditi vanno effettuati in occasione di calamità naturali (sisma, trombe d'aria ecc...), manifestazioni eccezionali (esplosioni, incendi ecc...), smottamenti circostanti, o qualunque altro fenomeno rilevante che possa aver coinvolto anche indirettamente la struttura.

**Frequenza del controllo: all'occorrenza.**

**Verifica dello stato dell'acciaio**

La verifica dello stato dell'acciaio, va effettuato controllando il degrado dello strato protettivo di rivestimento e/o la presenza di eventuali processi di ossidazione, corrosione e/o formazione di ruggine nelle parti metalliche. Tali manifestazioni visibili anche all'intradosso del rivestimento

**Frequenza del controllo: annuale.**

**Sottoprogramma degli Interventi di Manutenzione**

**Interventi sulle strutture portanti**

Gli interventi riparativi dovranno effettuarsi a secondo del tipo di anomalia riscontrata e previa accurata diagnosi delle cause del difetto accertato e relativa individuazione delle soluzioni più adatte.

La diagnosi deve essere resa da tecnico abilitato che riporterà, in elaborati esecutivi, gli interventi necessari, da eseguirsi ad opera di personale specializzato.

**Frequenza del controllo: all'occorrenza.**

***Elementi in acciaio.***

- Collocazione: Vedasi elaborati grafici strutturali.
- Livello minimo delle prestazioni: Resistere ai carichi ed alle sollecitazioni previste in fase di progettazione.
- Anomalie riscontrabili:

L'acciaio è un materiale durevole che non modifica le sue caratteristiche nel tempo, oltre a non essere soggetto a fenomeni di disgregazione, eccetto la formazione di ruggine a causa dell'azione dell'umidità; tale formazione può però essere evitata con opportune vernici o film protettivi.

Controlli	Periodicità
Controllo visivo dell'opera di eventuali locali corrosioni dell'acciaio, previa rimozione localizzato del rivestimento	biennale

Interventi eventuali	Risorse
----------------------	---------

Trattamento superficiale delle parti soggette a corrosione.	Vernici e prodotti specifici.
---	-------------------------------

## **6 RELAZIONE SUI RISULTATI SPERIMENTALI**

### **6.1 Relazione geologica: indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito.**

L'intervento locale di riparazione in oggetto è di modesta rilevanza (soprattutto dal punto di vista geotecnico) e gli interventi di consolidamento previsti:

- non riguarda le fondazioni;
- non comportano alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- non comportano modificazioni dei pesi e dei sovraccarichi dell'edificio;
- non comportano rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- nella costruzione non sono presenti dissesti visibili attribuibili a cedimenti delle fondazioni.

Si riporta uno stralcio del paragrafo "6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA" delle NTC'08.

*"... Nel caso di costruzioni o di interventi di modesta rilevanza, che ricadano in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione può essere basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili, ..."*

Si è quindi omesso di svolgere l'indagine geologica specifica. A titolo di un più ampio e curato inquadramento geologico si è però presa visione delle risultanze emerse in sede di indagine geologica eseguite esattamente sul posto nel maggio 2005 di cui si riporta in allegato la relazione di sintesi.

### **6.2 Relazione geotecnica: indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno.**

Per i motivi sopra riportati e in considerazione del fatto che il fabbricato è ricadente in una zona nota, non si è ritenuto necessario redigere una relazione geotecnica.

### **6.3 ES Relazione sulla caratterizzazione meccanica dei materiali.**

Muratura esistente.

La muratura esistente è stata caratterizzata con verifiche visive in situ dopo la rimozione di parte dell'intonaco in alcuni punti. Muratura in pietrame disordinata (Valori Minimi)

$$f_m = 10 \text{ daN/cm}^2 \quad t_0 = 0.20 \text{ daN/mq} \quad E = 6900 \text{ daN/cm}^2 \quad G = 2300 \text{ daN/cm}^2$$

Per quanto concerne invece le valutazioni del livello di sicurezza della costruzione nelle pareti esaminate si è provveduto ad applicare ai suddetti valori fattori di confidenza  $FC = 1.35$  riduttivi delle relative caratteristiche in sede calcolativa.

**9** RELAZIONE FOTOGRAFICA ORGANISMO EDILIZIO ESISTENTE



Fronte principale







Fronte sul retro - dettaglio parete con fuori piombo per distacco dalle pareti di controvento



Fronte sul retro - dettaglio parete con fuori piombo per distacco dalle pareti di controvento



Dettaglio intradossale controsoffitto di sottotetto



Dettaglio fessurazione controvento murario







Campata interna con travature da sostituire per eccessiva inflessione



Campata interna con travature da sostituire per eccessiva inflessione - appoggio



Dettaglio appoggio rompitratta cantonale da sostituire



Dettaglio appoggio rompitratta cantonale da sostituire