



# COMUNE DI ERCOLANO

PROGETTO DEFINITIVO  
LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE E ADEGUAMENTO  
DELL'EDIFICIO SCOLASTICO F. GIAMPAGLIA  
II CIRCOLO DIDATTICO  
ERCOLANO (NA) - VIA G. SEMMOLA



COMMITTENTE:  
Comune di Ercolano

ELABORATO

**S.05**

TITOLO:

RC.04 - Relazioni di calcolo stato di progetto\_settore Aule DX

Strutturali

DATA

settembre 2017

PROGETTISTA: Ing. Aniello Moccia

rev. 00

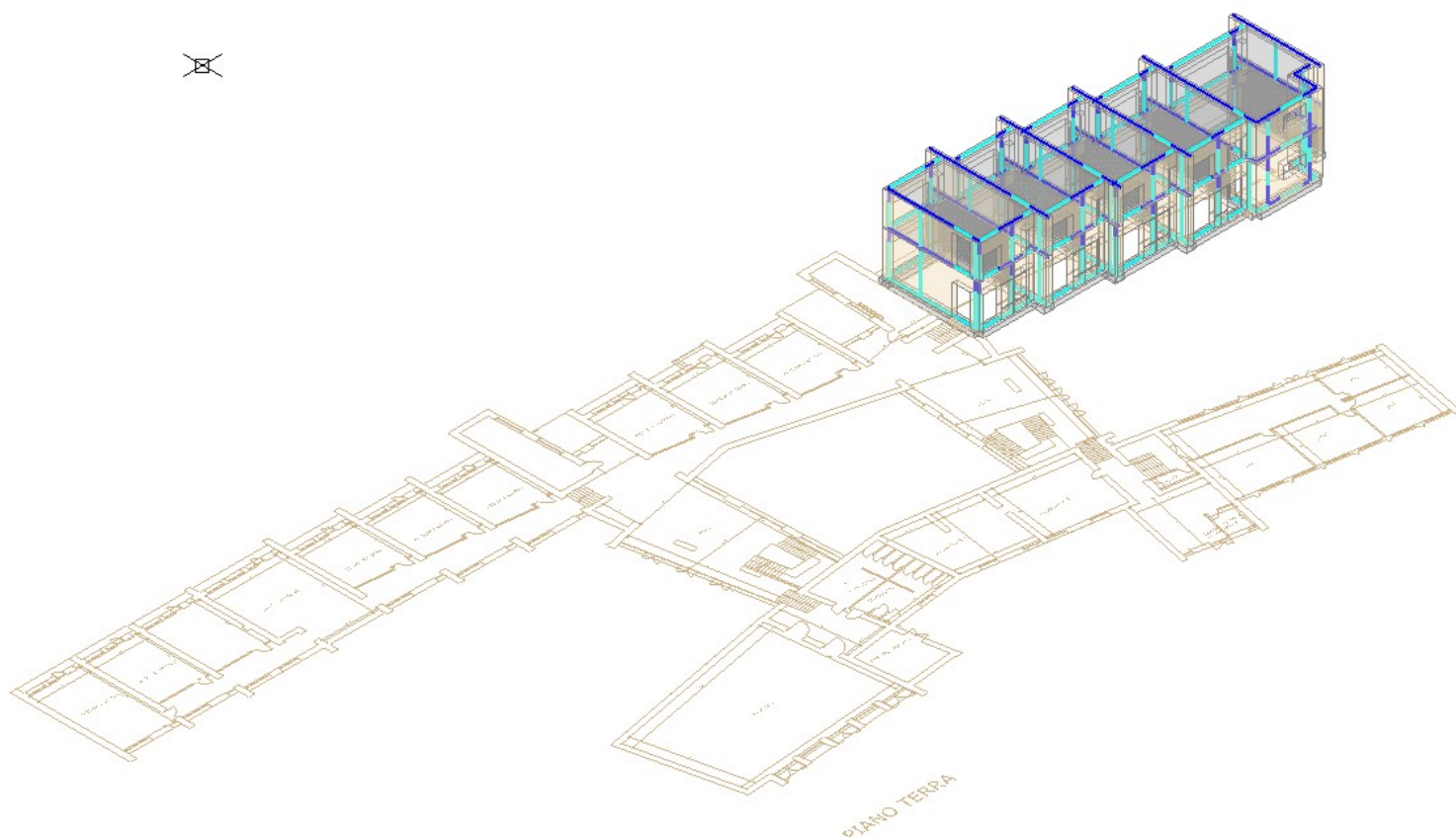
SUPPORTI TECNICI ALLA PROGETTAZIONE

Architettura: Arch. Raffaele Auriemma

Strutture: Prof. Ing. Michele Candela

Impianti: Ing. Salvatore Varapodio

## SETTORE AULE DX – RELAZIONE DI CALCOLO DI PROGETTO



### RELAZIONE DI CALCOLO ANALISI STATICA NON SISMICA

#### Indice

#### 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

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

#### 3. Dati PIANI

#### 4. Dati MATERIALI

#### 5. Dati NODI

#### 6. Dati SEZIONI

#### 7. Dati ASTE

#### 8. Dati SOLAI

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

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

#### 11. DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN MURATURA

#### 12. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) [ SLV ] - C.Sic: 1.063 (CCC ID 31) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

#### 13. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) [ SLV ] - C.Sic: 1.448 (CCC ID 41) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

#### 14. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (§4.5.6, §8.7.1.5) [ SLV ] - C.Sic: 1.021 (CCC ID 43) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

#### 15. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (da modello 3D) (§4.5.6, §7.8.2.2.3) [ SLV ] - C.Sic: 1.485 (CCC ID 29) (Analisi Statica Lineare NON Sismica: Inviluppo CCC)

**16. VERIFICHE PER STATO LIMITE ULTIMO DI TIPO GEOTECNICO (§6.4.2.1) [ SLV ] - C.Sic: 1.130 (CCC ID 29)**  
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC SLU)

**17. VERIFICHE IN FONDAZIONE PER STATO LIMITE DI ESERCIZIO (§6.4.2.2) [ SLE ]**  
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Involuppo CCC SLE)

**Analisi Statica Lineare, NON Sismica: Sintesi risultati**

---

**Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]**  
**Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**


---

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)  
Verifiche di Resistenza

[§4.5.5] **Involuppo CCC**

PressoFlessione Complanare [§4.5.6]	<b>1.063</b>	100%
Taglio per Scorrimento [§4.5.6]	<b>1.448</b>	100%
Taglio per Fessuraz. Diagonale [§4.5.6]	<b>1.021</b>	100%
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D)	<b>1.485</b>	100%
PressoFlessione Ortogonale [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	<b>1.130</b>	

---

 Chiudi



## **Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica**

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

## **Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica**

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

## **Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio**

UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali

UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica

UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo

UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

## **Norme Italiane precedenti al D.M. 14.1.2008:**

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

**D.M. 14.9.2005:** "Norme Tecniche per le Costruzioni" (ex Testo Unico)

In campo antisismico, il D.M. 14.9.2005 definisce l'azione sismica [§3.2] e fissa i livelli di sicurezza. Nel rispetto di tali presupposti, il D.M.14.9.2005 può fare riferimento all'OPCM 3274 e s.m.i. [§5.7.1.1] per le indicazioni attuative sulle verifiche di sicurezza.

**Sismica: Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003:** "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni:

**Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005**

**Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003:** "Disposizioni attuative dell'art.2, commi 2, 3 e 4, dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003".

## **Norme strutturali precedenti all'OPCM 3274 (per la Sismica) e al D.M. 14.9.2005:**

**Legge n.64 del 2.2.1974:** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche."

**Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20.6.1977:** "Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura."

**Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34:** "Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici."

**D.M. 2.7.1981:** "Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia."

**Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981:** "Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma."

**D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche."

**Circolare Min.LL.PP. n.65 del 10.4.1997:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.1996."

**Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.):** "Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.", coord. F.Braga, 1998

**D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98:** "Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall'art.4 della Legge 61/98 - Allegato B".

**Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale:** "Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l'applicazione delle Direttive Tecniche D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98", coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.

**Murature: D.M. 20.11.1987:** "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

**Circolare Min.LL.PP. n.30787 del 4.1.1989:** "Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento."

**Carichi: D.M. 16.1.1996:** "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi."

## **DATI**

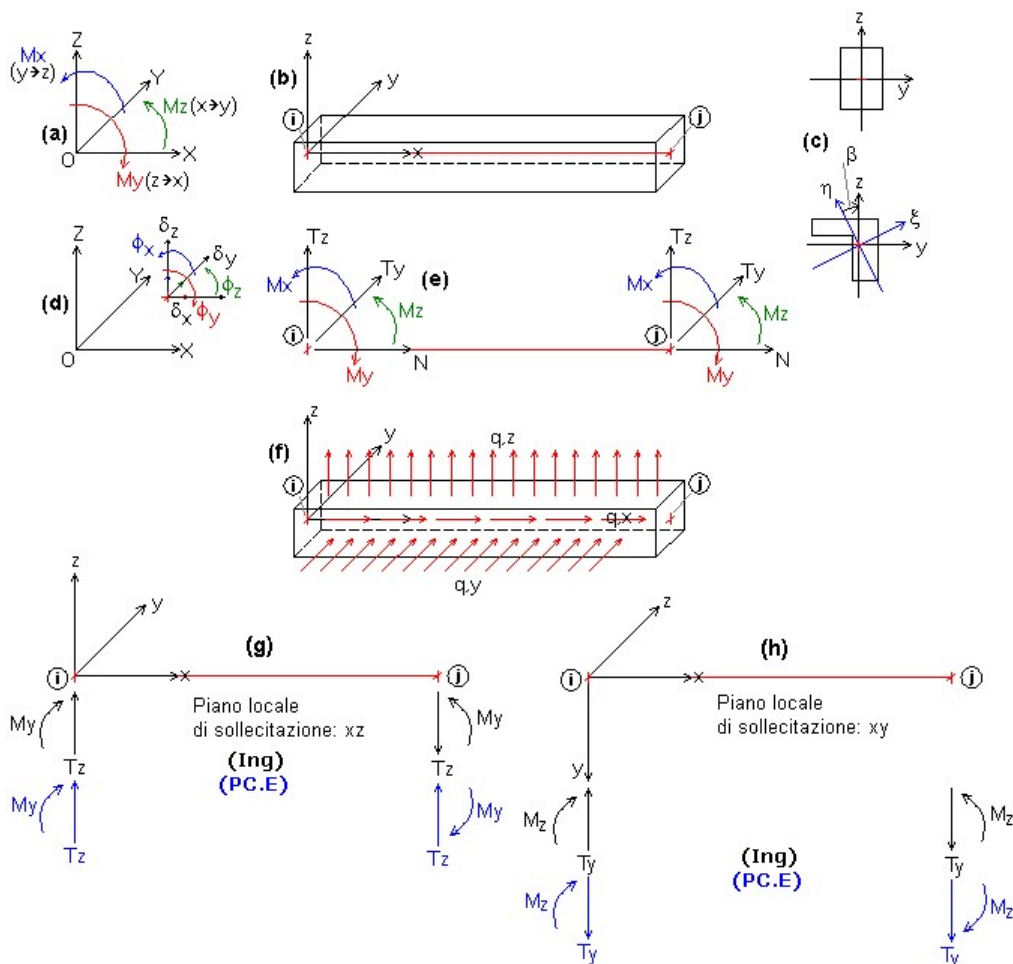
### **CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE**

**Aedes.PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura © 1997-2016 AEDES Software**

Risoluzione ad elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D), applicata alle costruzioni in muratura attraverso la modellazione a 'telaio equivalente', rappresentativo delle pareti murarie e degli elementi strutturali a loro collegati. Analisi: Modale, Statica lineare non sismica, Sismica: Statica, Dinamica modale, Statica non lineare (Pushover), in accordo con la Normativa vigente.

### **CONVENZIONI SUI SEGNI**

**Convenzioni** su: Sistemi di riferimento, Carichi, Sollecitazioni (forze e momenti), Spostamenti (traslazioni e rotazioni), Pareti in Muratura.



## 1) Sistemi di riferimento utilizzati da PCM.

- **Sistema di riferimento globale X Y Z**, con origine in O (punto di coordinate nulle). E' una terna destrorsa, rappresentata in fig. (a). Il piano XY è orizzontale; i piani XZ e YZ sono verticali.

- **Sistema di riferimento locale x y z** per le aste: è una terna cartesiana destrorsa così definita: - origine nel nodo iniziale *i* dell'asta; - asse x coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale *i* al nodo finale *j*. La terna locale xyz si può immaginare derivante dalla globale XYZ dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse X così definito pari all'Angolo di Rotazione dell'asta, definito nei Dati Aste.

In pratica, con riferimento alla tipologia degli edifici (elementi orizzontali = travi, elementi verticali = pilastri):

- le travi con Angolo di Rotazione nullo hanno sempre l'asse z rivolto verso l'alto e l'asse y nel piano del solaio (piano orizzontale);
- i pilastri con Angolo di Rotazione nullo hanno l'asse y parallelo all'asse Y globale e l'asse z parallelo ma controverso all'asse X globale.

In fig. (b) è rappresentato il caso di una trave appartenente ad un telaio orientato secondo X (posto cioè nel piano XZ): l'asse x è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale *i* con il nodo finale *j*; l'asse z è verticale, e l'asse y è parallelo all'asse Y globale (per l'osservatore: entrante nel piano xz).

- **Sistema di riferimento locale principale x ξ η**, che a causa di alcune tipologie di sezione non simmetriche o di rotazioni delle aste (per esempio, per pilastri aventi sezione rettangolare ma obliqui in pianta), può non coincidere con x y z : fig. (c). In tal caso, l'angolo β rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale x ξ η si sovrapponga al riferimento locale x y z (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale *i*). Le caratteristiche di sollecitazione sono calcolate nel sistema di riferimento locale principale (in generale, quindi, il momento My è da intendersi come  $M_\xi$ , mentre Mz come  $M_\eta$ ). Gli assi principali vengono definiti in modo tale che siano sovrapponibili per rotazione agli assi yz.

In PCM, per semplicità, gli assi locali yz sono considerati coincidenti con gli assi principali ξ η. Definendo ad esempio un pilastro con sezione a L e angolo β nullo, in pianta la sua sezione risulterà 'ruotata' rispetto ad assi di riferimento globali XY paralleli all'anima e all'ala della sezione a L; per riportare la sezione in posizione parallela agli assi globali è sufficiente ruotare l'asta cui appartiene di un angolo β pari all'angolo principale (mostrato nei Dati Sezioni).

## 2) Forze e Spostamenti.

PCM adotta una convenzione univoca sia per le azioni esterne (carichi e cedimenti applicati ai nodi, carichi e sulle aste), sia per le azioni interne (caratteristiche di sollecitazione e di deformazione).

Forze e spostamenti sono positivi se equivari agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie ( $x \rightarrow y$ ,  $y \rightarrow z$ ,  $z \rightarrow x$ ).

Per le azioni interne sull'asta *i-j*, la convenzione è invariata sia al nodo *i* iniziale, sia al nodo *j* finale.

### 2.1) Carichi.

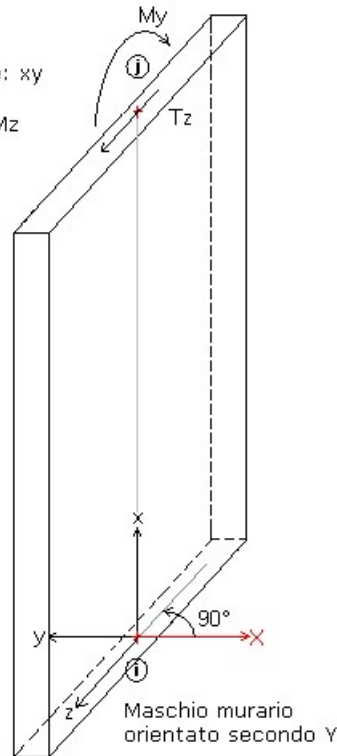
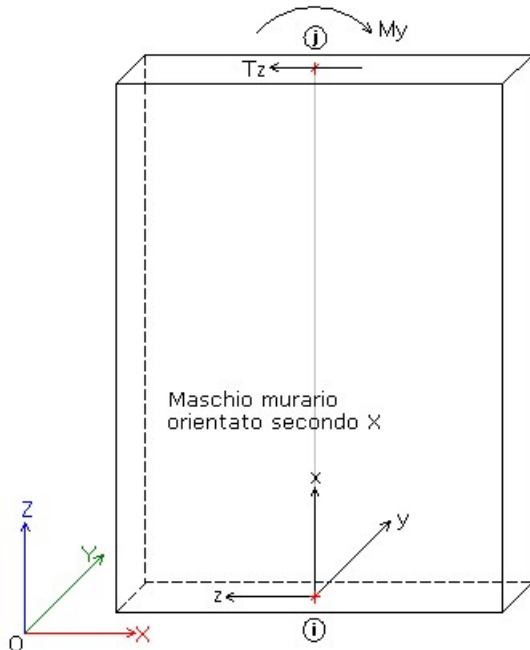
**Nodi.** Possono essere applicati i seguenti carichi:

- Carichi Concentrati: PX PY PZ, MX MY MZ (forze e coppie)
- Cedimenti Vincolari: dX dY dZ, dphiX dphiY dphiZ (cedimenti traslazionali e rotazionali)



### Maschi murari: azioni complanari e azioni ortogonali

- piano locale complanare:  $xz$  - piano locale ortogonale:  $xy$
- taglio complanare:  $T_z$  - taglio ortogonale:  $T_y$
- momento complanare:  $M_y$  - momento ortogonale:  $M_z$



### Descrizione di AZIONE SISMICA e PARAMETRI DI CALCOLO

Il Sistema di Unità di Misura adottato è il Sistema Internazionale. In generale, le forze sono espresse in kN e le tensioni in N/mm<sup>2</sup>.

Per alcuni parametri si riportano riferimenti normativi al D.M.14.1.2008 (alias: NTC08), evidenziati in colore blu indicando direttamente al paragrafo corrispondente; i riferimenti ad altre Normative sono preceduti dal titolo della Norma (EC = EuroCodici).

### AZIONE SISMICA: Normativa Italiana: D.M. 14.1.2008

#### - Struttura

**Vita Nominale** (anni) (§2.4.1) Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

**Classe d'uso** §2.4.2 Utilizzando i valori della 'Vita Nominale' e del 'Coefficiente d'uso' corrispondente alla Classe d'uso, viene determinato il periodo di riferimento per l'azione sismica VR (§2.4.3).

#### - Pericolosità

**Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50** (gradi sessadecimali)

**Tipo di interpolazione**

- media ponderata §All.A.[3]

- superficie rigata §CA

**Tab.2, All.B**

- località non in Tab.2,All.B

- isola (località posta in Tab.2,All.B)

**Valori dei parametri  $ag$  (\*g),  $F_0$ ,  $TC^*$ (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:**

NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di  $ag$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni)

#### - Stati Limite

**P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR** §3.2.1

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento VR

**Valori dei parametri  $ag$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite** §3.2

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti TR (anni),  $ag$  (\*g),  $F_0$ ,  $TC^*$  e S, TB, TC, TD (periodi in sec.)

#### - Suolo

**Categoria di sottosuolo** §3.2.2

### Categoria topografica §3.2.2

#### Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2

#### Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1

**Definizione di PGA:** la PGA (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:

- accelerazione su roccia (analoga ad ag)
- accelerazione al suolo (analoga ad:  $ag \cdot S$ , dove:  $S = SS \cdot ST$ )

#### Microzonazione sismica

#### - Componenti

#### SLE: Smorzamento viscoso $\xi$ (%) §3.2.3.2.1

#### SLU: Rapporto $\alpha/\alpha_1$ §7.8.1.3

#### Regolarità in altezza §7.3.1

**SLU: Fattore di struttura** Valore del fattore di struttura per la componente orizzontale del sisma. Per la componente verticale, si considera sempre  $q=1.5$ .

Per la muratura ordinaria: edifici nuovi: §7.8.1.3, edifici esistenti: §C8.7.1.2

## PARAMETRI DI CALCOLO

### - Generale

#### Tipi di analisi

**Analisi Modale.** Non viene condotta l'analisi sismica della struttura. L'analisi si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. E' nell'Analisi Sismica Dinamica Modale che i risultati dell'analisi modale sono utilizzati per la generazione delle forze spettrali equivalenti ai vari modi di vibrare; nell'Analisi Sismica Statica Lineare le forze spettrali sono invece direttamente generate da un'approssimazione del primo modo di vibrare (per tale motivo questa analisi sismica statica è definita anche si dinamica semplificata, e coincide concettualmente con la tradizionale analisi sismica condotta con carichi staticamente equivalenti calcolati senza necessità di valutazione dei modi di vibrare).

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:  $G_1 + G_2 + \sum(\psi_{2,j} \cdot Q_{k,j})$

**Analisi Statica Lineare NON Sismica.** Calcolo di sollecitazioni e spostamenti, in dipendenza da carichi generici, cedimenti anelastici e variazioni termiche. Sono processate le combinazioni delle condizioni di carico elementari (CCC), così come specificate nei dati.

- **con rigidezze elastiche:** se il parametro è selezionato, si utilizzano in Analisi Statica Lineare NON Sismica rigidezze elastiche (non fessurate) [Rigidezza fessurata=100%, ignorando eventuali diversi valori specificati in input nei Dati Aste nella proprietà "Rigidezza fessurata" (%K,elast)].

Questo parametro è influente sulle Analisi Sismiche Lineari (Statica e Dinamica Modale), nelle quali si utilizzano in ogni caso le rigidezze fessurate in input ("Rigidezza fessurata" definita nei Dati Aste).

In Analisi Pushover, le rigidezze dipendono dall'opzione scelta per il comportamento dei maschi murari (cfr. Parametri di Calcolo: Pushover, comportamento meccanico maschi)

Analisi Sismiche Lineari:

**Analisi Sismica Statica Lineare (§7.3.3.2)** In EC8 è denominata: analisi sismica modale semplificata con spettro di risposta; essa infatti equivale ad una analisi sismica dinamica limitata al primo modo di vibrare.

**Analisi Sismica Dinamica Modale (§7.3.3.1)** In EC8 è denominata: Analisi sismica multimodale con spettro di risposta.

Nelle analisi sismiche lineari, la struttura viene risolta staticamente sotto l'azione delle forze sismiche, per due direzioni:  $\alpha$  e  $\alpha+90$  [vedi Angolo di ingresso del sisma]. Alle sollecitazioni determinate per effetto sismico, si "sommano" (in doppio segno, come sarà evidenziato nel seguito) le sollecitazioni corrispondenti alla somma delle condizioni di carico elementari sismicamente attive.

- **per edifici in muratura, in analisi sismica lineare: ridistribuzione taglio base pareti (§7.8.1.5.2)** Per Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale) di Edifici in Muratura: in caso di Verifica (per azioni complanari) NON soddisfatta, è possibile applicare la Ridistribuzione del Taglio fra i maschi murari (richiede l'ipotesi di Piani Rigidi). La Ridistribuzione non agisce sulle fasce di piano e non aiuta quindi a soddisfarne la verifica

#### Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover (§7.8.1.5.4)

#### Opzioni avanzate

**Soglia di labilità' per spostamenti nodali (mm):** indica il limite di spostamento oltre il quale la deformazione è inaccettabile, di fatto equiparabile alla labilità. Questo parametro è talvolta importante, in particolare in analisi incrementale (pushover) in quanto in alcuni casi la fattorizzazione della matrice di rigidezza della struttura risulta ancora possibile ma gli spostamenti ottenuti sono eccessivi, il che corrisponde fisicamente ad una labilità di fatto. Calibrando la soglia di labilità si possono così evitare campi di spostamenti eccessivi

**Minima lunghezza per aste in fondazione infinitamente rigide (m):** la generazione del telaio equivalente può condurre alla creazione di aste in fondazione di piccola lunghezza: questo parametro permette di ignorare l'attribuzione di infinita rigidezza a tali elementi, a favore della stabilità numerica della soluzione

**Minima forza da considerare (kN):** precisione numerica delle forze. Lo stesso valore numerico (in unità kNm) è applicato alla precisione numerica dei momenti

- **Passo di discretizzazione per sollecitazioni e deformazioni (m):** determina la generazione dei diagrammi di stato e delle deformazioni delle aste

**Modifiche automatiche per vincolamento aste:** prima dell'esecuzione dell'analisi, si controlla che le aste definite tra due nodi liberi (cioè non collegati a maschi, pilastri o elementi verticali) non presentino svincolamento a traslazione verticale, causa di labilità locale. Per queste aste, se il check 'Modifiche automatiche per vincolamento aste' è selezionato, il sistema controlla inoltre che tutte le aste che convergono nei nodi iniziale e finale non siano svincolate a traslazione verticale: a tale situazione corrisponderebbero altre labilità

### - Sismica

#### Direzioni di analisi e Combinazione delle componenti

#### Angolo di ingresso del sisma

Angolo (in gradi °) che la direzione sismica di riferimento forma con l'asse X (+: corrisponde alla rotazione antioraria di X verso Y). Eseguita l'analisi modale, il calcolo dei coefficienti di partecipazione e quindi delle forze spettrali viene eseguito nella direzione specificata e nella direzione ortogonale (frequentemente: a 0° e a 90°, cioè lungo l'asse X e lungo l'asse Y [le due direzioni orizzontali globali])

#### **Criterio di combinazione delle componenti orizzontali** (per le analisi lineari statica, dinamica)

Con riferimento a §7.3.5, per un dato effetto (spostamento o sollecitazione) le componenti orizzontali dell'azione sismica devono essere considerate simultaneamente. La combinazione delle componenti dell'azione sismica non viene eseguita in Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover). In Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale), è possibile combinare gli effetti dell'analisi condotta in ciascuna delle due direzioni tra loro ortogonali di riferimento, secondo una delle seguenti modalità:

- Combinazione non eseguita: si valutano solo risultati in direzione  $\alpha^\circ$  (ignorare cioè i risultati in direzione  $(\alpha+90)^\circ$ ).

In caso di  $\alpha^\circ=0$ , ciò significa considerare gli effetti del solo sisma X

- Combinazione non eseguita: si valutano solo risultati in direzione  $(\alpha+90)^\circ$  (ignorare cioè i risultati in direzione  $\alpha^\circ$ ).

In caso di  $\alpha^\circ=0$ , ciò significa considerare gli effetti del solo sisma Y

- Combinazione eseguita, calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati:  $E = \sqrt{E_\alpha^2 + E_{(\alpha+90)}^2}$

- Combinazione eseguita, sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione:  $\pm \text{Max} [(E_\alpha + 0.30 E_{(\alpha+90)}); (0.30 E_\alpha + E_{(\alpha+90)})]$  (è l'unica modalità indicata in §7.3.5)

#### **Ignorare effetti eccentricità accidentali**

Con questo parametro è possibile ignorare gli effetti dei momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (pari a +/-5% della dimensione dell'edificio perpendicolare alla direzione sismica) (§7.2.6)

#### **Opzioni di analisi**

##### **Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità**

$S_d(T_1)$  (g) è il valore semplificato dello spettro di risposta

##### **Per analisi sismiche lineari:**

- **Quota Z di inizio degli effetti sismici** (m) (per analisi sismiche lineari)

Quota di riferimento Q per il calcolo delle forze sismiche (§7.3.3.2), rispetto alla coordinata  $Z=0.000$  assunta nei Dati. Con  $Q<0$  si può tenere conto dell'altezza delle fondazioni; con  $Q>0$  si attribuisce alla corrispondente zona inferiore dell'edificio un moto rigido insieme al terreno (p.es. in caso di piani interrati o di scantinati in c.a. di edifici in muratura considerati come 'strutture di fondazione').

In Analisi Sismica Dinamica Modale le masse ubicate al di sotto della quota di inizio degli effetti sismici sono considerate inattive

- **Amplificazione spostamenti sismici: ignorare ai fini del calcolo delle tensioni sul terreno**

Il fattore moltiplicativo sismico per gli spostamenti:  $\mu_d$  (§7.3.3.3 per SLV, §C.7.3.7 per SLO e SLD) può essere considerato solo ai fini degli spostamenti della sovrastruttura e non dei nodi di fondazione. Lo spostamento dei nodi di fondazione determina la tensione sul terreno, attraverso il coefficiente di Winkler. Pertanto, senza l'amplificazione sismica allo spostamento verticale dei nodi di fondazione si evita una sovrastima delle tensioni sul terreno

- **Eseguire analisi per SLO, SLD**

Non selezionando queste due opzioni, è possibile limitare l'esecuzione delle analisi sismiche lineari a SLV

#### **Per Analisi Sismica Statica Lineare**

**Altezza H dal piano di fondazione** (m)

**Periodo principale  $T_1$  (sec) in direzione X e in direzione Y**

**Calcolo di  $T_1$  con relazione  $T_1 = C_1 H^{(3/4)}$  §7.3.3.2**

-  $C_1$  per il calcolo di  $T_1 = 0.05$

**$\lambda=1.00$  nella definizione delle forze in Sismica Lineare**

Secondo §7.8.1.5.2, l'Analisi Sismica Statica Lineare per edifici in muratura è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purché si ponga  $\lambda=1.00$  (§7.3.3.2)

#### **- Analisi Modale**

L'Analisi Modale viene condotta con il metodo di Lanczos.

#### **Metodo di normalizzazione degli autovettori**

Possibili opzioni:

- rispetto alle masse

- rispetto allo spostamento massimo

Nelle analisi modali viene generalmente utilizzata la normalizzazione rispetto alle masse. Cambiando modalità, cambiano i valori dei coefficienti di partecipazione, ma non i risultati dell'analisi modale (in particolare, non cambiano le masse modali efficaci o masse partecipanti). La normalizzazione rispetto allo spostamento massimo (che diviene unitario) può essere utilizzata in analogia al metodo di calcolo del "fattore di partecipazione modale" utilizzato in analisi statica non lineare per associare al sistema strutturale reale (a più gradi di libertà) il sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (oscillatore monodimensionale) (§C7.3.4.1)

#### **Criterio e numero di modi da calcolare**

Possibili opzioni:

- tutti i modi corrispondenti agli ND gradi di libertà dinamici del sistema (ND non è un dato in input, ma dipende dalle caratteristiche della struttura e viene definito nel corso dell'analisi)

- numero di modi specificato in input (NC), con limite superiore ND

#### **Criterio e numero di modi da considerare**

Possibili opzioni:

- tutti i modi calcolati
- numero di modi specificato in input, con limite superiore pari a NC
- tutti i modi, fra quelli calcolati, con massa partecipante superiore al 5% (occorre aver calcolato tutti i modi)
- un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Il numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti gli NC calcolati, e nei risultati dell'analisi modale si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%
- tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1)

#### Metodo di combinazione dei modi

La modalità di combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, può essere una delle due seguenti:

- SRSS (square root of sum of squares, radice quadrata della somma dei quadrati). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003. SRSS non è previsto da NTC 08
- CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

#### - Muratura

#### Tipo di edificio e Livello di Conoscenza

**Muratura** (ordinaria, armata, armata con gerarchia delle resistenze)

##### - tipologia

Per edifici esistenti viene indicato il Livello di Conoscenza (§C8A.1.4)

##### - per edificio nuovo: verifica di robustezza secondo §3.1.1

In caso affermativo, per l'analisi statica (non sismica) di un edificio nuovo vengono imposte azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento) da applicarsi secondo due direzioni ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%. PCM traduce questa prescrizione nelle verifiche di resistenza incrementando direttamente momento flettente e taglio di una quota pari all'1% dello sforzo normale

##### - fattore di confidenza per muratura esistente

Il Fattore di Confidenza FC viene normalmente definito in relazione al livello di conoscenza (§C8A.1.4), ed assume valore pari a 1.00, 1.20 o 1.35; in alcuni casi può assumere valori diversi: in particolare, per gli edifici monumentali la Normativa specifica (Dirett.PCM 9.2.2011) definisce la modalità di calcolo di FC in §4.2

##### - $\gamma_M$ in Analisi Statica

Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali è definito in Tab. 4.5.II, §4.5.6.1

##### - $\gamma_M$ in Analisi Sismica

Il valore di riferimento del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per azioni sismiche è definito in §7.8.1.1

#### Comportamento muratura

##### Diagramma di calcolo tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.2)

Definisce il diagramma di comportamento della muratura secondo una delle due seguenti modalità:

- Stress-block, con:  $\mu_u = (1^2 + \sigma_o/2) [1 - (\sigma_o/0.85 f_d)]$  (§7.8.2.2.1), o equivalentemente:  $M' = N'/2 * (1 - N')$ ,  $M' = M/(N_u I)$ ,  $N' = N/N_u$ , dove:  $N_u = 0.85 f_d I_t$
- Parabola-rettangolo, con  $\mu_u$  da diagramma di resistenza N-M. Questa opzione è automaticamente utilizzata per sezioni di muratura armata o consolidate con FRP / CAM / Reticolatus. Con questa opzione è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale)

**Muratura:**  $\epsilon_{m2}$ ,  $\epsilon_{mu}$  (per mille)

Per il modello parabolico-rettangolare, vengono specificate la deformazione di inizio tratto plastico ( $\epsilon_{m2}$ ) e la deformazione ultima ( $\epsilon_{mu}$ )

##### Per murature esistenti: coefficienti correttivi [Tab. C8A.2.2]

Per l'applicazione contemporanea di 2 o più coefficienti correttivi dei parametri meccanici, sono possibili due opzioni alternative:

- sommare gli effetti rispetto al valore di riferimento del parametro, oppure:
- amplificare gli effetti moltiplicando i coefficienti correttivi

#### - Analisi

#### Per maschi murari

##### Contributo rigidezza trasversale

In caso non affermativo, viene trascurata la rigidezza trasversale di una parete attribuendo alla sua asta rappresentativa il vincolamento a biella in direzione ortogonale al piano della parete stessa.

##### Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui

In caso affermativo, valuta per ogni asta l'eventuale incremento di rigidezza flessionale (EJ complanare) dovuto all'assemblaggio di pareti contigue. L'assemblaggio riguarda gli elementi che rispettano i seguenti requisiti: sono elementi murari verticali (maschi in muratura ordinaria o armata) con la medesima tipologia; appartengono allo stesso piano; hanno identica sigla alfanumerica identificativa del gruppo di assemblaggio; hanno identico Vincolo flessionale complanare (con la condizione aggiuntiva che non devono essere bielle: l'assemblaggio viene effettuato solo su elementi di controvento).

#### Analisi Sismica: valutazione della sicurezza

##### Tipo di valutazione della sicurezza sismica

E' possibile identificare la struttura corrente come Stato di Progetto di un Intervento di Miglioramento.

In tal caso, si possono indicare tre nomi di files, corrispondenti ad altrettanti progetti di PCM, che consentono il confronto fra Stato di Progetto e Stato Attuale (precedentemente elaborato), distinguendo anche la possibilità di fare riferimento a files diversi per l'analisi strutturale globale (lineare e/o pushover) e per l'analisi cinematica.

##### Per edifici esistenti: valutare la sicurezza con riferimento al solo SLV (§8.3)

Per gli edifici in muratura esistenti, è possibile identificare la valutazione della sicurezza della costruzione con le sole verifiche a stato limite ultimo SLV (verifiche di resistenza)

### **Analisi Sismica: varie**

#### **Eseguire il calcolo degli Indicatori di Rischio Sismico**

In analisi sismica lineare (statica o dinamica modale) è possibile effettuare iterativamente il calcolo della capacità in termini di PGA (e del corrispondente periodo di ritorno TR) agli Stati Limite considerati (SLO, SLD, SLV), ai fini della determinazione dell'indicatore di rischio sismico, inteso come rapporto fra PGA e a<sub>g</sub> in input (o analogamente in termini di TR)

#### **Eseguire le verifiche di sicurezza anche per combinazioni (N<sub>min</sub>, T/M<sub>max</sub>), (N<sub>max</sub>, T/M<sub>min</sub>)**

In Analisi Lineare, il parametro indica se considerare o meno anche le combinazioni (N min, T/M max), (N max, T/M min)

#### **Ridistribuzione del taglio (§7.8.1.5.2-3)**

- **max riduzione taglio base pareti (%)**, - **max aumento taglio base pareti (%)** Per l'applicazione della tecnica di Ridistribuzione del Taglio (§7.8.1.5.2), NTC08 indica i limiti -25% / +25% (unitamente al confronto con il 10% del taglio di piano). Queste limitazioni erano state precedentemente introdotte, nelle Norme Italiane, da OPCM 3431/2005. Altri valori di riferimento presenti in altri testi normativi sono i seguenti: -25% / +33% (OPCM 3274/2003) e -30% / +50% (EC8, §5.4.(6))

- **confronto con  $0.1 \cdot V_{\text{piano}}$**  Secondo NTC08, deve aversi che il valore assoluto della variazione di taglio in ciascuna parete  $\Delta V$  non sia superiore a:  $\Delta V \leq \max \{0.25[V], 0.1[V_{\text{piano}}]\}$ , dove V è il taglio nella parete e  $V_{\text{piano}}$  è il taglio totale al piano nella direzione parallela alla parete. Questo parametro è lasciato opzionale in PCM per poter eseguire la redistribuzione del taglio con il solo riferimento alle variazioni percentuali del taglio nella parete (ad es., EC8 non prevede la condizione sul taglio globale di piano)

### **- Verifiche**

### **Per maschi murari**

#### **Sezioni di verifica per Azioni Complanari**

Le Verifiche vengono eseguite obbligatoriamente nelle sezioni di Base. Per quanto riguarda le sezioni di Sommità, le verifiche (in Analisi Statica e in Analisi Sismica) possono essere eseguite secondo una delle tre seguenti modalità:

in nessun caso; a tutti i piani, tranne l'ultimo; in tutti i casi

### **PressoFlessione Complanare**

#### **Eseguire le Verifiche a PressoFlessione Complanare (§7.8.2.2.1)**

#### **Considerare la Flessione solo nei maschi snelli**

è possibile limitare le verifiche a pressoflessione complanare ai soli maschi snelli. La snellezza della parete è definita dal rapporto (h/l) fra altezza e lunghezza di base della parete; l'altezza h è definita dalla luce deformabile (al netto quindi delle eventuali zone rigide di estremità)

#### **- snellezza di riferimento**

In caso di limitazione alle pareti snelle, è il valore di riferimento del rapporto (h/l): solo le pareti aventi snellezza superiore a tale valore vengono sottoposte a verifica a pressoflessione complanare

### **Taglio per Scorrimento**

#### **Eseguire le Verifiche a Taglio per Scorrimento (§7.8.2.2.2)**

#### **Modalità di calcolo della zona reagente**

Possibili opzioni:

- la zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]
- la zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo"

#### **Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione**

In caso affermativo, il taglio per scorrimento viene valutato sull'intera sezione, altrimenti solo sulla zona reagente

### **Taglio per Fessurazione diagonale**

#### **Eseguire le Verifiche a Taglio per Fessurazione diagonale (§C8.7.1.5)**

#### **Per muratura nuova, in Analisi lineare: $\tau_o = f_{vm}$**

per la resistenza a taglio per fessurazione diagonale in analisi lineare, per la muratura nuova (in assenza di specifiche normative) è possibile assumere, in analogia con la muratura esistente, il valore medio  $f_{vm}$  anziché il valore caratteristico  $f_{vko}$

#### **Coefficiente di forma b in dipendenza dalla snellezza**

Sono possibili tre opzioni:

- $b=1.5$ , indipendente dalla snellezza  $\lambda=(h/l)$  (criterio di Turnsek-Cacovic, formulazione originaria del metodo Por)
- $b=(h/l)$ , con:  $1.0 \leq b \leq 1.5$  (§C8.7.1.5) (criterio di Benedetti e Tomazevic)
- $b=1+0.5(h/l)$ , con:  $b \leq 1.5$  (criterio proposto da Betti, Galano, Petracchi, Vignoli)

#### **Resistenza a trazione per fessurazione diagonale**

Sono possibili due opzioni:

- $f_t = b \tau_o$
- $f_t = 1.5 \tau_o$

### **PressoFlessione Ortogonale**

## Analisi Statica (§4.5.6.2)

### - a. Con azioni da modello di calcolo 3D

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio.

Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane. La verifica viene condotta con riferimento alla sezione più sfavorevole, considerando la parete soggetta ai momenti superiore e inferiore e, per pareti esposte al vento, l'effetto flessionale dovuto al carico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

### - b. Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata) (§4.5.5, §4.5.6.2)

Verifica a pressoflessione ortogonale condotta per ogni parete nelle sezioni di sommità, base e mezzeria, come da Normativa, con riferimento alla luce deformabile ortogonale: le cerniere si suppongono poste agli estremi della luce deformabile, coerentemente con la modellazione a telaio equivalente. Per la sommità si usano le azioni da calcolo derivanti dallo schema a telaio, depurate dagli effetti del vento; per la mezzeria, si considera il momento dovuto al vento (che produce l'eccentricità  $e_v$ ) agente sullo schema di asta incernierata; per la base, non si considera il vento e il carico si suppone ricentrato (deve comunque essere considerata l'eccentricità accidentale).

### - Eseguire le verifiche (a, b) solo in mezzeria

E' possibile limitare le verifiche a pressoflessione ortogonale alle sole sezioni di mezzeria delle pareti

## Analisi Sismica (§7.8.2.2.3)

### - a. Con azioni da modello di calcolo 3D

Verifiche di sicurezza per pressoflessione ortogonale con sollecitazioni derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio.

Questa verifica richiede lo schema spaziale ed è influente per modellazioni piane; se richiesta, viene eseguita in analisi lineare ed anche in analisi statica non lineare (se confermata nelle opzioni dell'analisi pushover). La verifica viene condotta nelle sezioni di base e di sommità, dove sono massimi gli effetti flessionali dovuti alla sollecitazione sismica (prodotta da masse concentrate poste agli estremi dell'asta).

### - b. Con azioni convenzionali

Verifiche di sicurezza a pressoflessione ortogonale per azioni convenzionali, condotte secondo quanto prescritto da §7.2.3 (forze equivalenti, per elementi non strutturali; a tale punto riconduce §7.8.1.5.2). Queste verifiche possono essere eseguite sia per modelli spaziali che piani, ma limitatamente all'analisi lineare. In caso di analisi globale dell'edificio condotta con il metodo statico non lineare, eventuali richieste sulla capacità delle pareti per azioni ortogonali convenzionali richiedono necessariamente anche l'esecuzione dell'analisi lineare (il cui interesse sui risultati si focalizzerà ovviamente sulla sola pressoflessione ortogonale convenzionale). La verifica viene condotta con riferimento alla sezione di mezzeria, e per le sollecitazioni alle estremità (sforzo normale, momenti superiore e inferiore) viene considerato il solo valore statico, attribuendo gli effetti sismici solo al carico sismico orizzontale distribuito lungo l'altezza.

### - Assumere $T_a=0$ per tutte le pareti che rispettano i requisiti della Tab.7.8.II, per muratura sia nuova che esistente

Secondo §7.8.1.5.2, per le pareti murarie che rispettano i requisiti dimensionali riportati in tab.7.8.II, si assume  $T_a=0$ . Se questo parametro è attivato, tale prescrizione è estesa anche alle pareti in muratura esistente

## In Analisi Statica (a) e Analisi Sismica (a, b):

### - Riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità

La verifica di stabilità è una verifica complessiva per l'asta, e viene svolta tenendo conto sia del carico assiale variabile (dovuto al peso proprio) sia delle azioni trasversali (vento, sisma).

### - Considerare eccentricità minima ( $h/200$ )

E' possibile considerare un'eccentricità minima ( $h/200$ ) [(4.5.9) in §4.5.6.2] anche per verifiche con azioni da modello di calcolo (3D) e, in sismica, con azioni convenzionali

### - Pushover (1)

Parametri caratteristici dell'Analisi Pushover per edifici in muratura (§7.3.4.1, §7.8.1.5.4)

## Distribuzioni di forze

Le distribuzioni di forze sono suddivise nel modo seguente:

### Gruppo 1: distribuzioni principali

Fisse (rapporti tra forze fissi nel corso del processo incrementale)

(A) **Lineare**: forze proporzionali a quelle da utilizzarsi per l'analisi statica lineare

(B) **Uni-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione

(C) **Dinamica**: forze corrispondenti alla distribuzione delle forze modali calcolate con analisi dinamica lineare, tenendo conto di tutti i modi considerati

(D) **Multi-modale**: forze modali, proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente ad una forma modale equivalente, tenendo conto di tutti i modi considerati

### Gruppo 2: distribuzioni secondarie

(E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse

**Adattive** (la distribuzione di forze viene aggiornata ad ogni evoluzione di rigidità, previa riesecuzione dell'analisi modale):

(F) **Uni-modale**

(G) **Dinamica**

(H) **Multi-modale**

Le distribuzioni (A)(B)(C) del Gruppo 1 e (E)(F)(G) del Gruppo 2 sono espressamente citate in §7.3.4.1. Le distribuzioni (D)(H) possono essere considerate distribuzioni multi-modali, alternative o complementari alle (C)(G).

Per edifici in muratura nuovi, con impalcati rigidi, si considereranno almeno una distribuzione del Gruppo 1 e almeno una del Gruppo 2, con le limitazioni previste: (A) e (B) sono applicabili solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha massa partecipante non inferiore al 60% (§7.8.1.5.4); (C) solo se il periodo fondamentale è superiore a  $T_C$ .

Per edifici in muratura esistenti, potranno essere utilizzate le distribuzioni (A)(E) indipendentemente dalla massa partecipante del primo modo (§C8.7.1.4).

Le distribuzioni (C)(G) dipendono dalle forze spettrali: pertanto, poiché a SLD (di danno) e SLV (ultimo) corrispondono due distinti spettri di risposta, l'analisi pushover si differenzia fra i due stati limite; ognuna delle due verifiche a SLD e SLV si effettua nel corrispondente diagramma. Per tutte le altre distribuzioni, il diagramma pushover SLD e SLV è coincidente, ed in esso sono eseguite entrambe le verifiche

### **Fattore di partecipazione modale**

#### **Masse per fattore part.modale**

Metodo di valutazione delle masse per il calcolo del Fattore di partecipazione modale, che consente la trasformazione da M-GDL a 1-GDL: sono possibili le due seguenti opzioni:

- matrice di massa del sistema reale (con masse traslazionali  $m_X$   $m_Y$  e inerzie torsionali  $J_Z$ ),
- solo masse traslazionali nella direzione di analisi (solo per analisi secondo X o Y:  $\alpha=0^\circ$ ).

#### **Fattore di partecipazione modale $\Gamma = 1.00$ in distrib. uniforme (E)**

Per la distribuzione uniforme (E) è possibile adottare il valore 1.000 per il fattore di partecipazione modale, il che equivale a considerare coincidenti i due sistemi M-GDL e 1-GDL (un esempio di valore 1.000 per la distribuzione uniforme è riportato in: "The N2 method for simplified non-linear seismic analysis - overview and recent developments", P.Fajfar and M.Dolsek, in: L'Ingegneria Sismica in Italia, XI Convegno ANIDIS (Relazioni ad invito), 2004)

### **Incrementi di taglio, Direzioni di analisi, Punto di controllo**

#### **Incremento di taglio alla base (kN)**

- iniziale (fino al taglio di prima plasticizzazione): incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, durante la fase iniziale (elastica) dell'analisi, prima del raggiungimento della prima plasticizzazione
- dopo il taglio di prima plasticizzazione: incremento progressivo di taglio alla base dell'edificio, dopo il raggiungimento della prima plasticizzazione (un valore inferiore all'incremento iniziale permette di cogliere con maggiore precisione il comportamento nel campo oltre la fase elastica)

#### **Direzione e verso di analisi**

$+\alpha$  ( $+\alpha$  per  $\alpha=0^\circ$ ),  $-\alpha$  ( $-\alpha$  per  $\alpha=0^\circ$ ),  $+(\alpha+90^\circ)$  ( $+\alpha$  per  $\alpha=0^\circ$ ),  $-(\alpha+90^\circ)$  ( $-\alpha$  per  $\alpha=0^\circ$ )

#### **- Considerare gli effetti dell'eccentricità accidentale**

In caso affermativo, per analisi 3D si considerano anche i momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (§7.2.6), determinando quindi, nel caso più generale, 12 analisi:  $+X$ ,  $+X+/-Mt$ ,  $-X$ ,  $-X+/-Mt$ ,  $+Y$ ,  $+Y+/-Mt$ ,  $-Y$ ,  $-Y+/-Mt$

#### **Punto di controllo**

Posizione del punto di controllo, di cui viene rilevato lo spostamento orizzontale nel corso dell'analisi pushover. Sono possibili due opzioni:

- baricentro del piano indicato
- baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi

#### **- Pushover (2)**

### **Comportamento degli elementi strutturali**

#### **Verifiche di sicurezza in corso di analisi**

Le opzioni indicate possono essere o meno selezionate.

##### **Maschi murari**

- non eseguire verifiche a Sforzo Normale di Trazione
- non eseguire verifiche a PressoFlessione Ortogonale

##### **Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra)**

- non eseguire verifiche a PressoFlessione
- non eseguire verifiche a Taglio
- non eseguire verifiche di resistenza in fase plastica:

in caso affermativo, le pareti per le quali è avvenuta la plasticizzazione per Taglio non sono più sottoposte a verifica per PressoFlessione, e viceversa

##### **Fondazioni**

- ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

#### **Curve caratteristiche: comportamento**

##### **Maschi murari**

Il comportamento meccanico maschi a pressoflessione può essere schematizzato secondo due modalità:

- Diagramma Bilineare: Elastico lineare - Plastico. Rigidezza iniziale: elastica (si ignora la rigidezza fessurata definita nei Dati Aste)
  - Diagramma Bilineare: Elastico lineare - Plastico. Rigidezza iniziale: fessurata (pari alla rigidezza fessurata definita nei Dati Aste)
- A PressoFlessione, il comportamento plastico si attiva al raggiungimento del Momento ultimo ( $M=Mu$ ). Se l'asta raggiunge il limite di resistenza a PressoFlessione ( $M = Mu$ ) prima che per Taglio (Scorrimento o Fess.Diag.), il tratto plastico terminerà al massimo spostamento per PressoFlessione (determinato dal drift a pressoflessione). Se l'asta raggiunge il limite di resistenza per Taglio (Scorrimento o Fess.Diag.) prima che per PressoFlessione, il tratto plastico terminerà al massimo spostamento per Taglio (determinato dal drift a taglio)

##### **Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra)**

Sono possibili due modalità: elasto-fragile, o: elasto plastico. In caso elasto-fragile, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la fascia crolla immediatamente. In caso elasto-plastico, raggiunto il limite di resistenza a taglio, la fascia continua a sostenere il taglio (tratto plastico) fino al collasso successivo di maschi murari.

##### **- Dopo il collasso, la fascia non vincola più gli spostamenti orizzontali dei nodi dei maschi tra i quali è definita:**

oltre alla trasformazione in biella, la fascia viene svincolata a traslazione orizzontale nel suo estremo iniziale

### **Modalità di calcolo**

#### **Spostamento ultimo**

#### **Drift ultimo (deformazione angolare)**

In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale determinato dal drift. Secondo Normativa: 0.8% H per muratura nuova (§7.8.2.2.1) e 0.6% H per muratura esistente (§C8.7.1.4) nel caso di resistenza ultima per PressoFlessione Complanare, oppure: 0.4% H (§7.8.2.2.2, §C8.7.1.4) nel caso di resistenza ultima per Taglio. Per l'esattezza, nel calcolo vengono utilizzati i valori dei drift specificati in input, che possono assumere valori diversi rispetto a quelli indicati in Normativa

#### **Controllo di duttilità (multiplo dello spostamento limite elastico)**

In caso affermativo, durante l'analisi pushover la singola parete raggiunge lo stato limite ultimo (punto di collasso) per uno spostamento orizzontale pari allo spostamento registrato al limite elastico (in corrispondenza del punto di raggiungimento di crisi a pressoflessione o a taglio) moltiplicato per la duttilità del materiale costitutivo della parete, in analogia con i metodi Por. Qualora i controlli di spostamento secondo NTC e secondo duttilità siano entrambi attivi, viene considerato il valore minore.

Affinché questo approccio sia comparabile con quello a drift secondo NTC, occorre considerare che le duttilità originariamente definite per il metodo Por (1.5 per pareti non consolidate, 2 per muratura consolidata o nuova) si riferivano a spostamenti elastici calcolati con moduli di elasticità 'ridotti' rispetto al valore elastico, considerando in pratica pannelli già fessurati. Attribuendo ad es. alla rigidezza fessurata un valore pari al 50% della rigidezza elastica originaria, i valori di duttilità possono essere raddoppiati qualora si faccia riferimento ai moduli elastici non ridotti (come normalmente avviene nell'applicazione del D.M. 14.1.2008)

#### **Sistema bilineare equivalente**

Modalità di determinazione del sistema bi-lineare equivalente (basata sull'uguaglianza delle aree sottese dalla curva di capacità 1-GDL e dal diagramma bi-lineare equivalente)

##### **massima riduzione di resistenza in corrispondenza di SLU (%)**

secondo Normativa, tale valore è pari: 15% in generale (§C7.3.4.1), 20% per la muratura (§C7.8.1.5.4)

**tratto elastico passante per il punto con Taglio ( $\kappa$  Tmax),** dove  $\kappa$  è definito in input:

definizione della rigidezza: il tratto elastico passa per il punto ( $\kappa$  Fbu) della curva di capacità del sistema equivalente (secondo Normativa:  $\kappa=0.6$  in generale (§C7.3.4.1), 0.7 per la muratura (§7.8.1.6))

#### **Ulteriori condizioni per il raggiungimento di SLU**

**Spostamenti non superiori ad H/k, con: H altezza dell'edificio,** dove k è definito in input

In caso affermativo, l'elaborazione della curva verrà conclusa quando al passo successivo vi è uno spostamento maggiore di H/x.

**Taglio alla base (kN) non superiore al valore definito in input**

In caso affermativo, l'elaborazione della curva verrà conclusa quando al passo successivo viene raggiunto un taglio globale superiore al limite specificato

**Massima diminuzione di rigidezza fra due passi consecutivi**

In caso affermativo, l'elaborazione della curva verrà conclusa quando al passo successivo vi è una diminuzione di rigidezza maggiore del limite specificato

#### **Riduzione del Taglio non superiore a R% del massimo**

Per la definizione del punto corrispondente allo Stato Limite Ultimo sulla curva di capacità, occorre fare riferimento a quanto indicato in §7.8.1.5.4: lo Stato Limite Ultimo è definito dallo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore a R% (R=20 secondo Normativa) del massimo. A causa degli eventuali collassi parziali di alcuni elementi (in corrispondenza di tali collassi si determinano 'gradini' nella curva di capacità), la prescrizione può avere tre diverse interpretazioni, cui corrispondono i valori del parametro di calcolo in PCM:

- prima riduzione pari a R% rispetto ad un massimo relativo
- prima riduzione pari a R% rispetto al massimo assoluto
- ultima configurazione equilibrata corrispondente ad una riduzione non superiore a R% del massimo assoluto.

**- SLU: ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione del Taglio pari a R% rispetto al massimo**

indica che lo SLU verrà identificato con l'ultimo punto effettivamente calcolato prima della riduzione della forza pari a R% del valore massimo

#### **Opzioni varie**

**- Ignorare tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo di un piano**

In caso affermativo, vengono ignorati tratti plastici orizzontali a taglio ultimo costante in caso di collasso completo già avvenuto per un piano dell'edificio (formazione di piano soffice). Lo stato ultimo può infatti essere raggiunto a causa del contemporaneo collasso, ad un certo piano dell'edificio, di tutte le pareti sismicamente resistenti orientate nella direzione di analisi: in tal caso si ha la formazione del 'piano soffice'. Riserve plastiche sarebbero ancora possibili se ad esempio il punto di controllo è in copertura, ma il piano soffice si è formato a un piano inferiore: se queste riserve vengono considerate, producono uno spostamento del punto controllo maggiore (con un tratto orizzontale a taglio ultimo costante) nel diagramma pushover, con possibile incremento dei coefficienti di sicurezza

**- Incremento di taglio autocorrettivo per individuare i punti di collasso dei singoli elementi strutturali**

opzione del metodo numerico implementato in PCM per l'individuazione più precisa del punto di collasso delle singole pareti

#### **- Muratura Armata**

#### **Acciaio**

**Acciaio:  $f_{yk}$  (N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_{ud}$  (per mille),  $E_s$  (N/mm<sup>2</sup>)**

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione (§4.1.2.1.2.3) elastico-perfettamente plastico. Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) (§11.3.2.1) corrispondono:  $f_{yk}$  (ad es.  $\geq 450$  N/mm<sup>2</sup>); la tensione di snervamento (§4.1.2.1.1.3):  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  (ad es.  $450 / 1.15 = 391$  N/mm<sup>2</sup>);  $\epsilon_{ud}$ : limite in % per la deformazione ultima (ad es. 10 per mille);  $E_s$ : modulo di elasticità;  $\epsilon_{yd}$ : deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3:  $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ )

#### **Armatura:**

verticale:  $\Phi_{min}$  barre: 5 mm.;

orizzontale (nei giunti): **tipo di traliccio:**

Indica il tipo di traliccio utilizzato per il rinforzo dei giunti orizzontali con armatura:

- 2  $\phi$  4 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 25 mm<sup>2</sup>)
- 2  $\phi$  5 (filo rotondo per giunti di malta) (sezione: 39 mm<sup>2</sup>)
- 8x1.5 (filo piatto per giunti incollati) (sezione: 24 mm<sup>2</sup>)
- generica (sezione specificata nei dati).

**- sezione totale del traliccio  $A_{sw}$  (mm<sup>2</sup>)**

Sezione dell'armatura orizzontale effettivamente utilizzata nel calcolo

**- distanza verticale tra i livelli di armatura (mm)**

**-  $f_{yk}$  per l'armatura orizzontale (N/mm<sup>2</sup>):** tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio. La tensione di snervamento di progetto è data da  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ .

## Opzioni per Verifiche di resistenza

### **PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa**

**Taglio:** Sono possibili due opzioni per il contributo dell'armatura orizzontale alla resistenza a taglio:

- ignorare il contributo
- contributo secondo §7.8.3.2.2

### **- Calcestruzzo Armato**

#### Acciaio

**Acciaio:**  $f_y$  (N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_{ud}$  (per mille),  $E_s$  (N/mm<sup>2</sup>)

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-perfettamente plastico. Per gli edifici nuovi:  $f_y = f_{yk}$ . Al tipo di acciaio scelto (ad es. B450C) [§11.3.2.1] corrispondono:  $f_{yk}$  (ad es.  $\geq 450$  N/mm<sup>2</sup>); la tensione di snervamento [§4.1.2.1.1.3]:  $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$  (ad es.  $450 / 1.15 = 391$  N/mm<sup>2</sup>);  $\epsilon_{ud}$ : limite in % per la deformazione ultima ( $\epsilon_{ud}$ ) (ad es. 10 per mille);  $E_s$ : modulo di elasticità;  $\epsilon_{yd}$ : deformazione di snervamento (secondo §4.1.2.1.2.3:  $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$ ).

Per gli edifici esistenti:  $f_y = f_{ym}$ , tensione media di snervamento. Viene inoltre definito il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8A.1.2) per l'acciaio (parametro influente per gli edifici nuovi).

Nelle strutture in c.a. si considera sempre il contributo dell'armatura compressa

#### Calcestruzzo

Per il calcestruzzo viene adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolico-rettangolare [§4.1.2.1.2.2], definito dalla deformazione di inizio tratto plastico  $\epsilon_{c2}$  e dalla deformazione ultima  $\epsilon_{cu}$ .

Si definiscono inoltre: il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_c$ , e per gli edifici esistenti il fattore di confidenza FC (cfr. Tab.C8A.1.2) per il calcestruzzo (distinto rispetto all'acciaio; il parametro è influente per gli edifici nuovi).

La resistenza a compressione del calcestruzzo viene definita nei dati sui materiali.

### **- Interventi**

#### Rinforzi a Taglio

Armatura orizzontale (nei giunti) (il passo è una proprietà delle singole aste):

Sezione totale delle barre  $A_{sw}$  (mm<sup>2</sup>),  $f_{yd}$  (N/mm<sup>2</sup>)

#### FRP

I parametri descrittivi del rinforzo con FRP sono illustrati nei documenti normativi specifici: in particolare:

CNR DT200 R1/2012: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati;

Linee Guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale Consiglio Superiore LL.PP.

**Comportamento:** per il composito FRP viene adottato il modello elastico-lineare fino a rottura.

Tipo di applicazione (LG 2009, §2.4.1): A o B

Coefficienti parziali (DT200, §3.4.1): SLU del materiale FRP:  $\gamma_f$  - distacco dal supporto:  $\gamma_{fd}$

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre  $E_f$

Deformazione caratteristica a rottura per trazione  $\epsilon_{fk}$

Fattore conversione ambientale  $\eta_a$  (DT200, §3.5.1)

Deformazione di calcolo a rottura per trazione: ( $\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f$ )

Sezione del singolo nastro (mm): spessore, larghezza

Angolo d'attrito dei corsi di malta  $\phi$  (DT200, §5.4.1.2.2) (°)

#### CAM

I parametri descrittivi del sistema di rinforzo CAM sono illustrati nella documentazione originale (c) EdilCAM.

**Acciaio:** modello elastico-perfettamente plastico

Per i nastri, si considerano tre possibili **tipologie**:

- **standard**: unica tipologia di nastro sia orizzontale che verticale con possibilità di modulare in maniera diversificata il numero di nastri in sovrapposizione ed il passo della maglia tra nastri orizzontali e verticali

- **migliorato duttile**: per la sostituzione dei nastri orizzontali convenzionali con una tipologia a maggiori prestazioni (rinforzo a taglio)

- **ad alte prestazioni di resistenza elastico**: utilizzato come nastro verticale per il rafforzamento concentrato agli spigoli

Per ognuna delle tre tipologie sono forniti i seguenti parametri:

$f_{yk}$ ,  $f_{yd}$ ,  $\epsilon_{ud}$ ,  $\epsilon_{yd}$ , sezione singolo nastro (mm): spessore, larghezza, raggio curvatura spigoli

**Per maschi murari rinforzati con sistema CAM:**

è possibile considerare per effetto del confinamento l'incremento di deformazione ultima e/o l'incremento di resistenza ultima.

#### Reticolatus

Il sistema (c) Reticolatus prevede l'utilizzo di trefoli in acciaio ad alta resistenza. Il corrispondente modello è elastico-lineare fino a rottura. I parametri descrittivi del sistema sono i seguenti:

$f_{yd}$ ,  $E_s$  (modulo di elasticità),  $\epsilon_{yd}$ , sezione del trefolo (mm<sup>2</sup>).

Per poter considerare l'effetto del confinamento come incremento di deformazione ultima e/o di resistenza ultima, si definiscono inoltre la larghezza della fascia interessata e il raggio di curvatura.





Analisi Statica [\$4.5.6.2]:

- a. Con azioni da modello di calcolo 3D: si
- b. Metodo semplificato (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani) [\$4.5.5,\$4.5.6.2]: no

Eseguire le verifiche (a, b) solo in mezzeria: si

Analisi Sismica [\$7.8.2.2.3]:

- a. Con azioni da modello di calcolo 3D: no
- b. Con azioni convenzionali (forze equivalenti) [\$7.2.3] (solo per analisi lineare): si

- Assumere  $Ta=0$  [\$7.8.1.5.2] per tutte le pareti che rispettano i requisiti della Tab.7.8.II, per muratura sia nuova che esistente

In Analisi Statica (a) e Analisi Sismica (a, b):

Considerare eccentricita' minima ( $h/200$ ) (rif.: 4.5.9): si

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

Distribuzioni di forze [cfr.\$7.3.4.1]:

Gruppo 1: distribuzioni principali

- (B) Uni-modale: forze corrispondenti al primo modo di vibrare

Gruppo 2: distribuzioni secondarie

- (E) Uniforme: forze proporzionali alle masse

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

calcolato con le sole masse e quiverse all'analisi

$\Gamma = 1.00$  nella distribuzione di forze Uniforme (E): si

Incrementi di taglio, Direzioni di analisi, Punto di controllo

Incremento di taglio alla base (kN):

- iniziale (fino al taglio di prima plasticizzazione) = 60
- dopo il taglio di prima plasticizzazione = 60

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'eccentricita' accidentale: si

Punto di controllo:

baricentro del piano 2

**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: no
- Non eseguire verifiche a PressoFlessione Ortogonale: no

Fasce di piano (Strisce, Sottofinestra):

- Non eseguire verifiche a PressoFlessione: no
- Non eseguire verifiche a Taglio: no

Non eseguire verifiche di resistenza in fase plastica: no

Fondazioni:

- Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover: si

Curve caratteristiche: comportamento:

Maschi murari: Bilineare, con rigidita' iniziale fessurata

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): si
- 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 ( $K T_{max}$ ), 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 rigidita' 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 [\$4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in  $N/mm^2$ , deformazioni in per mille):

- $f_{yk} = 450$  - a) in analisi lineare:  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391.3$  b) in analisi non lineare:  $f_{ym} = f_{yk}/0.93 = 483.9$
- $E_{sd} = 10$  -  $E_s = 210000$
- $e_{yd}$ : a) in analisi lineare:  $f_{yd}/E_s = 1.86$  b) in analisi non lineare:  $f_{ym}/E_s = 2.3$

Armatura:

- verticale:  $F_{min}$  barre: 5 mm.; orizzontale (nei giunti):
- tipo di traliccio: 2
- sezione totale del traliccio  $A_{sw}$  ( $mm^2$ ) = 39
- distanza verticale tra i livelli di armatura (mm) = 500
- $f_{yk}$  per l'armatura orizzontale = 450
- Coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_s = 1.15$

Opzioni per Verifiche di resistenza:

PressoFlessione: contributo dell'armatura compressa no

Taglio:  $V_t = V_{tM} + V_{tS} = (d \cdot t \cdot f_{vd}) + (0.6 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd})/s$ , con:  $V_t \leq 0.3 \cdot f_d \cdot t \cdot d$  [\$7.8.3.2.2]

**PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato**

Acciaio:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [\$4.1.2.1.2.3]:

Modello: elastico perfettamente plastico (tensioni in  $N/mm^2$ , deformazioni in per mille):

- $f_{yk} = 450$
- $E_{sd} = 10$  -  $E_s = 210000$
- Coefficiente parziale di sicurezza per acciaio  $\gamma_s = 1.15$
- Fattore di confidenza FC per acciaio in c.a. esistente [cfr. Tab.C8A.1.2] = 1.2

Calcestruzzo:

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [\$4.1.2.1.2.2]:

Modello: parabolico-rettangolare:



























































130			-15.97			
132			-15.97			
133			-5.22			
134			-5.22			
136			-16.10			
137			-13.48			
138			-13.48			
139			-16.10			
147			-6.65			
149			-6.65			
151			-15.97			
152			-5.40			
153			-5.40			
154			-15.97			
157			-23.90			
159			-23.90			
160			-3.43			
161			-3.43			
163			-24.02			
165			-24.02			
166			-3.31			
167			-3.31			
169			-24.02			
171			-24.02			
172			-0.26			
173			-0.26			
176			-37.50			
178			-37.50			
179			-3.31			
180			-3.31			
183			-0.61			
183			-5.32			
183			-4.28			
185			-0.61			
185			-5.32			
185			-4.28			
187			-0.97			
187			-6.78			
187			-6.77			
189			-6.78			
189			-6.77			
189			-0.97			
191			-6.96			
191			-6.99			
191			-0.99			
193			-0.99			
193			-6.96			
193			-6.99			
195			-0.98			
195			-6.92			
195			-6.28			
197			-6.92			
197			-6.28			
197			-0.98			
200			-5.59			
200			-4.79			
203			-4.79			
203			-5.59			
205			-6.35			
205			-1.24			
207			-6.35			
207			-1.24			

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1			-21.11
2			-90.14
3			-6.25
3			-5.67
5			-21.17
6			-91.10
7			-6.25
7			-6.22
9			-21.87
10			-89.67
11			-6.22
11			-6.23
13			-13.46
14			-7.75
15			-98.66
16			-6.23
16			-7.75
18			-104.43
19			-5.18
22			-9.98
27			-11.64
29			-10.08
34			-11.62
36			-10.28
41			-5.57
44			-10.47
49			-25.20
54			-26.66















356			-4.26
357			-4.26
358			-4.26
359			-4.26
359			-3.87
360			-3.87
361			-4.24
362			-5.28
363			-5.28
363			-4.25
364			-4.25

#### Condizione di Carico Elementare n°5

##### PARAMETRI GENERALI

Vento +X

Tipo di Azione [S2.5] = 12. Var.(Qk): Vento +X

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

##### ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
1	0.78		
2	0.81		
2	0.22		
5	0.50		
6	0.28		
9	0.50		
10	0.25		
13	0.18		
15	0.22		
18	2.40		
64	0.46		
129	0.46		
177	2.40		
178	0.18		
180	0.22		
183	0.50		
184	0.25		
187	0.50		
188	0.28		
191	0.78		
192	0.81		
192	0.22		
195	4.09		
198	0.81		
202	4.09		
205	0.81		

#### Condizione di Carico Elementare n°6

##### PARAMETRI GENERALI

Vento +Y

Tipo di Azione [S2.5] = 13. Var.(Qk): Vento +Y

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 0.60

- (psi),1 (valore frequente) = 0.20

- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 0.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

##### ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi

N.asta	Carichi (kN/m)		
	qX	qY	qZ
19		0.89	
22		1.14	
27		0.30	
27		0.78	
29		0.88	
34		0.78	
36		0.88	
41		0.62	
44		0.89	
49		3.02	
54		1.92	
54		0.08	
58		1.36	
67		0.94	
70		3.02	
75		0.96	
77		2.37	
82		0.54	
85		0.89	
90		0.61	
93		2.24	
98		0.62	
101		2.25	
106		0.54	





































## RELAZIONE DI CALCOLO – ANALISI DINAMICA MODALE: VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE

### Indice

#### 1. DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN MURATURA

#### 2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§7.2.3, §7.8.1.5.2, §7.8.3.2.3) [ SLD ] - C.Sic: 1.981 (Analisi Sismica Dinamica Modale)

#### 3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE ORTOGONALE (§7.2.3, §7.8.1.5.2, §7.8.3.2.3) [ SLV ] - C.Sic: 1.033 (Analisi Sismica Dinamica Modale)

Analisi Sismica, Dinamica Modale: Sintesi risultati							
<b>Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]</b> <b>Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura</b>			<b>Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio</b>				
SLU di salvaguardia della Vita (SLV) Verifiche di Resistenza Costruzione di Classe III: obbligatoria [§7.3.6.1, §7.8.2.2]			VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.189 g - TR,DLV = 712 anni - P,VR, DLV = 10 % Indicatori di rischio (alfa),V				
			PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	
						TR,CLV / TR,DLV	
						VN,CLV (anni)	
PressoFlessione Ortogonale (da modello 3D) PressoFlessione Ortogonale [§7.2.3]			Resistenza fuori piano :				
1.033 100%			0.248	1706	4.299	1.312	2.397
							120
<b>SLE di Danno (SLD)</b> <b>Verifica degli Spostamenti</b> Costruzione di Classe III: obbligatoria [§7.3.7.2, §7.3.7]			PGA,DLD = 0.073 g - TR,DLD = 75 anni - P,VR, DLD = 63 % Indicatori di rischio (alfa),D				
(d,r / h),max ('per mille'; deve essere: < 3 ) = 0.392 Coefficiente di sicurezza (= 3 / (d,r / h),max) = 7.653			PGA,CLD (g)	TR,CLD (anni)	PVR,CLD (%)	PGA,CLD / PGA,DLD	TR,CLD / TR,DLD
							VN,CLD (anni)
			Deformazione di danno :				
			0.276	>=2475	2.985	3.781	33.000
							1650
Vai a: Resistenza SLD e Spostamenti SLD ...							



















- iniziale = 0.00  
 - al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -8.21, di cui dovuto alle forze orizzontali = -8.21

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  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $TC^*$  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,  
 $TC^*$  = 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 <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.205 g$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -8.61  
 - forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1992.13  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -14370.94  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.139$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -8.61

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -8.61

#### 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) = -8.61

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -8.21

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.953: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.070 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 67.4661  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 67.099 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
 e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	67	0.070	67.1

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}$  (=PGA in input per SLD) =  $0.070/0.073 = 0.959$   
 - secondo TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}$  (=TR in input per SLD) =  $67/75 = 0.900$

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
 Da PVR e V,R, per SLO risulta definito il valore di T,R (§ All. a)  
 attraverso la relazione:  $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLO  
 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,  
 $TC^*$  = 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 <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749





















nella direzione di analisi (X): dall'analisi modale, il modo principale è il modo 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 97.3%;

- 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	606.05	27.60		0.742
2	X	385.38	37.21	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m, i \cdot \phi, i)$  (k\*kgm) = 834.91  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m, i \cdot \phi, i) / \Sigma(m, i \cdot \phi, i^2) = 1.162$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -6347.34  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -6347.34  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -15.92

#### 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) = -4443.14  
 Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 461113.70 (=37.965% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.267  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -13.77  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -6347.34

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	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.549 g$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -9.75  
 - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 4497.57  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6347.34  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.709$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -9.75

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -11.33

#### 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) = -11.33  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -18.49

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.632: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276 g$   
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 2475$  anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985\%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  minori,  
 e  $PVR,CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  maggiori, e  $PVR,CLV$  minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV$  (=PGA in input per SLV) =  $0.276/0.189 = 1.460$   
 - secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV$  (=TR in input per SLV) =  $2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha_V = \text{PGA}_{CLV} / \text{PGA}_{DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- periodi di ritorno:  $\text{TR}_{CLV} = 2475$ ;  $\text{TR}_{DLV} = 712$
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = -494.06

90% del Taglio massimo (kN) = -6635.25

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$  calcolato = 13.430Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$  effettivo = 2.500Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$ **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) = -7012.50Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $d_{c,SLD,M-GDL} = -17.53$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -17.53**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, 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)	
-----											
SLE - SLD	75	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853
-----											

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.205 g$ - in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -3.64- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1677.63

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

- forza di snervamento  $F_{y^*}$  (kN) = -6347.34

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.264$ Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:risultato:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita. $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$ Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.64**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -4.23**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) = -4.23

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -17.53

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.148: Capacità > Domanda****Verifiche per edifici strategici o importanti:**SLD: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA}_{CLD}$ )  $\geq 0.276 g$ corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $\text{TR}_{CLD} = 2475$ Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $V_R = 75$  anni,ha la probabilità di essere superata pari a:  $\text{PVR}_{CLD} = 2.985\%$ 

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLD}$  e  $\text{TR}_{CLD}$  minori, e  $\text{PVR}_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLD}$  e  $\text{TR}_{CLD}$  maggiori, e  $\text{PVR}_{CLD}$  minore).**Riepilogo per SLD**

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
-----			
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0
-----			

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$
- secondo TR:  $\alpha, D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

**SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -X**

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
 Da PVR e V,R, per SLO risulta definito il valore di T,R (§ All. a)  
 attraverso la relazione:  $T,R = - V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

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

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,  
 $TC^*$  = 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	$a_g$	$F_o$	$TC^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.157 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -2.80
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1289.15  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -6347.34  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.203$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -2.80

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = -3.25

**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) = -3.25

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -11.91

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.668: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA}_{CLO}$ ) = 0.197 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $\text{TR}_{CLO} = 812.0132$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $\text{PVR}_{CLO} = 8.823 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLO}$  e  $\text{TR}_{CLO}$  minori,  
 e  $\text{PVR}_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLO}$  e  $\text{TR}_{CLO}$  maggiori, e  $\text{PVR}_{CLO}$  minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	812	0.197	8.8

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, O = \text{PGA}_{CLO} / \text{PGA}_{DLO} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.197/0.056 = 3.518$
- secondo TR:  $\alpha, O = \text{TR}_{CLO} / \text{TR}_{DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 812/45 = 18.045$

**SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1266090.00  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F, \text{Max}, \text{M-GDL}$  (kN) = 7337.81  
 Peso sismico totale W (kN) = 9722.62  
 Massa sismica totale M ( $k \cdot \text{kgm}$ ) = 991.431  
 Rapporto forza/peso ( $F, \text{Max}, \text{M-GDL} / W$ ) = 0.755  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, \text{SLV}, \text{M-GDL}$  (kN) = 7337.81

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $dc, \text{SLV}, \text{M-GDL} = 17.56$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 17.56

**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  $m^* = \Sigma(m,i)$  ( $k \cdot kgm$ ) = 991.43  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 7337.81  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 7337.81  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 17.56

#### 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) = 5136.47  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 482241.60 (=38.089% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.285  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 15.22  
forza  $Fy^*$  (kN) = 7337.81

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)	
SLV - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.549 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 11.07  
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 5340.73  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 7337.81  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.728$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 11.07

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 11.07

#### 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) = 11.07

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 17.56

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.586: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLV}$ )  $\geq 0.276 g$   
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLV} = 2475$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985\%$   
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLV}$  e  $TR_{CLV}$  minori,  
e  $PVR_{CLV}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLV}$  e  $TR_{CLV}$  maggiori, e  $PVR_{CLV}$  minore).

#### Riepilogo per SLV

	$TR$	$PGA$	$PVR$
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo  $PGA$ :  $\alpha,V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$  (=PGA in input per SLV) =  $0.276/0.189 = 1.460$   
- secondo  $TR$ :  $\alpha,V = TR_{CLV} / TR_{DLV}$  (=TR in input per SLV) =  $2475/712 = 3.476$

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

-  $\alpha,V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$  (=PGA in input per SLV) =  $0.276/0.189 = 1.460$   
- periodi di ritorno:  $TR_{CLV} = 2475$ ;  $TR_{DLV} = 712$   
(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = 494.06

90% del Taglio massimo (kN) = 6604.03  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 13.367  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

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) = 7037.81

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $d_c$  (mm):  
- iniziale = 0.00  
- al limite di danno:  $d_{c,SLD,M-GDL} = 16.81$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 16.81

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.205 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 4.13  
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 1992.13  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 7337.81  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.271$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$   
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 4.13

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 4.13

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) = 4.13  
Capacità di spostamento a SLD (mm) = 16.81

Rapporto: Capacità / Domanda = 4.069: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ )  $\geq 0.276 g$   
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLD = 2475$   
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 2.985 \%$   
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $T_R,CLD$  minori,  
e  $PVR,CLD$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $T_R,CLD$  maggiori, e  $PVR,CLD$  minore).

Riepilogo per SLD

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$   
- secondo  $T_R$ :  $\alpha_D = T_R,CLD / T_R,DLD(=T_R \text{ in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 81 \%$   
Da PVR e  $V,R$ , per SLO risulta definito il valore di  $T,R$  (§ All. a)  
attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

Stato Limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

```
Risposta del sistema elastico di pari periodo:
- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.157 \text{ g}$ 
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = 3.17$ 
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \text{ m}^* \text{ (kN)} = 1530.82$ 
  (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 7337.81$ 
  (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.209$ 
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$ 
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max \text{ (mm)} = 3.17$ 
```

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = 3.17

Domanda sismica in spostamento (mm) = 3.17  
Capacità di spostamento a SLO (mm) = 11.37

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.193 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 763.959  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento TR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 9.351 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	764	0.193	9.4

- secondo PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{\text{CLO}} / \text{PGA}_{\text{DLO}} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.193/0.056 = 3.446$
- secondo TR:  $\alpha_0 = \text{TR}_{\text{CLO}} / \text{TR}_{\text{DLO}} (= \text{TR in input per SLO}) = 764/45 = 16.977$

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1266090.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -7337.81  
Peso sismico totale W (kN) = 9722.62  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 991.431  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.755  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -7337.81

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):

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -7337.81  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -7337.81  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -17.56

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70% F<sub>Max,1-GDL</sub> (kN) = -5136.47  
Rigidezza elastica: K\* (kN/m) = 482241.60 (=38.089% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.285  
Punto di snervamento: spostamento dv\* (mm) = -15.22

forza             $F_y^*$  (kN) = -7337.81

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  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  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,  
 $F_o$  = 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	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	$F_v$
	(anni)	(g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLU - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.549 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -11.07  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5340.73  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -7337.81  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.728$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$   
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -11.07

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -11.07

#### 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) = -11.07  
Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -17.56

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.586: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276 g$   
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV$  (=PGA in input per SLV) =  $0.276/0.189 = 1.460$   
- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV$  (=TR in input per SLV) =  $2475/712 = 3.476$

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

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV$  (=PGA in input per SLV) =  $0.276/0.189 = 1.460$   
- periodi di ritorno: TR,CLV = 2475; TR,DLV = 712  
(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = -494.06  
90% del Taglio massimo (kN) = -6604.03  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 13.367  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

#### 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) = -7037.81

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

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL}$  = -16.81, di cui dovuto alle forze orizzontali = -16.81

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*)$  = 0.205 g

- in spostamento:  $d^*,e,max$  =  $S,De(T^*)$  (mm) = -4.13

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*)$  m\* (kN) = 1992.13

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -7337.81

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^*$  = 0.271

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max$  =  $d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -4.13

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*,max$  (mm) = -4.13

**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) = -4.13

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -16.81

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.069: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ )  $\geq 0.276$  g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD}$  = 2475

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD}$  = 2.985 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  minori,

e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	$TR$	$PGA$	$PVR$
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,D$  =  $PGA_{CLD} / PGA_{DL} (=PGA \text{ in input per SLD})$  =  $0.276/0.073$  = 3.781

- secondo  $TR$ :  $\alpha,D$  =  $TR_{CLD} / TR_{DL} (=TR \text{ in input per SLD})$  =  $2475/75$  = 33.000

**SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X**

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R$  = 81 %

Da PVR e  $V,R$ , per SLO 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 SLO

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 - SLO		45		0.056		2.343		0.305		1.200		1.395		1.200		0.142		0.425		1.824		0.749	
--	-----------	--	----	--	-------	--	-------	--	-------	--	-------	--	-------	--	-------	--	-------	--	-------	--	-------	--	-------	--

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.157 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -3.17$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1530.82$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -7337.81$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.209$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -3.17$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -3.17$

#### 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) = -3.17

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -11.37

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.582: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.193 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLO = 763.959$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLO = 9.351 \%$

(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e  $TR,CLO$  minori,  
e  $PVR,CLO$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e  $TR,CLO$  maggiori, e  $PVR,CLO$  minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	764	0.193	9.4

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_0 = PGA,CLO / PGA,DLO (=PGA \text{ in input per SLO}) = 0.193/0.056 = 3.446$

- secondo TR:  $\alpha_0 = TR,CLO / TR,DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 764/45 = 16.977$

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1217285.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 7312.50$

Peso sismico totale  $W \text{ (kN)} = 9722.62$

Massa sismica totale  $M \text{ (k*kgm)} = 991.431$

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.752

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 7312.50$

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

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = 18.33$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 18.33

##### 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 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 97.3%;
- 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	606.05	27.60		0.742
2	X	385.38	37.21	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i) \text{ (k*kgm)} = 834.91$

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.162$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 6295.68$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = 6295.68  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = 15.78

**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) = 4406.98  
Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 462233.20 (=37.972% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.267  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 13.62  
forza  $Fy^*$  (kN) = 6295.68

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	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.549 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_d(T^*)$  (mm) = 9.73  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4497.57  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 6295.68  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.714$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$   
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 9.73

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F d^*,max$  (mm) = 11.30

**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) = 11.30  
Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 18.33

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.622: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276 g$   
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 2475$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985\%$   
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  minori,  
e  $PVR,CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  maggiori, e  $PVR,CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
-----	-----	-----	-----
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- secondo TR:  $\alpha,V = TR_{CLV} / TR_{DLV}(=TR \text{ in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha,V = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}(=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- periodi di ritorno:  $TR_{CLV} = 2475$ ;  $TR_{DLV} = 712$   
(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = 491.25  
90% del Taglio massimo (kN) = 6581.25  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 13.397  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

#### SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X+MT

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) = 7012.50

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

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $d_c,SLD,M-GDL$  = 17.53, di cui dovuto alle forze orizzontali = 17.53

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  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $TC^*$  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,

$TC^*$  = 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	$a_g$	$F_o$	$TC^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	$F_v$
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLD - SLD	75	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*)$  = 0.205 g

- in spostamento:  $d^*,e,max$  =  $S,De(T^*)$  (mm) = 3.63

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*)$  m\* (kN) = 1677.63

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6295.68

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^*$  = 0.266

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max$  =  $d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 3.63

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 4.22

##### 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) = 4.22

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 17.53

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.158: Capacità > Domanda**

##### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ )  $\geq 0.276$  g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD}$  = 2475

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD}$  = 2.985 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  minori,

e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

##### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

##### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}$  (=PGA in input per SLD) =  $0.276/0.073$  = 3.781

- secondo TR:  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}$  (=TR in input per SLD) =  $2475/75$  = 33.000

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X+MT

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R$  = 81 %

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

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

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

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,

$TC^*$  = 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 - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.157 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = 2.79$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \text{ m}^* \text{ (kN)} = 1289.15$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 6295.68$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.205$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 2.79$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 3.24$

#### 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) = 3.24

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 11.91

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.677: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.199 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLO = 824.3234$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLO = 8.697 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,

e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	824	0.199	8.7

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_0 = PGA,CLO / PGA,DLO (=PGA \text{ in input per SLO}) = 0.199/0.056 = 3.554$

- secondo TR:  $\alpha_0 = TR,CLO / TR,DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 824/45 = 18.318$

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1211876.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 7396.88$

Peso sismico totale  $W \text{ (kN)} = 9722.62$

Massa sismica totale  $M \text{ (k*kgm)} = 991.431$

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.761

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 7396.88$

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

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = 18.51$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 18.51

#### 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 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 97.3%;
- 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	606.05	27.60		0.742
2	X	385.38	37.21	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m, i \cdot \varphi, i) \text{ (k*kgm)} = 834.91$   
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m, i \cdot \varphi, i) / \Sigma(m, i \cdot \varphi, i^2) = 1.162$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{\text{Max},1\text{-GDL}} = (F_{\text{Max},M\text{-GDL}} / \Gamma) \text{ (kN)} = 6368.32$   
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{\text{SLV},1\text{-GDL}} = (F_{\text{SLV},M\text{-GDL}} / \Gamma) \text{ (kN)} = 6368.32$   
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{\text{SLV},1\text{-GDL}} = (d_{\text{SLV},M\text{-GDL}} / \Gamma) \text{ (mm)} = 15.94$

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{\text{Max},1\text{-GDL}} \text{ (kN)} = 4457.83$   
Rigidità elastica:  $K^* \text{ (kN/m)} = 461473.40$  (=38.079% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*) \text{ (sec)} = 0.267$   
Punto di snervamento: spostamento  $d_{y^*} \text{ (mm)} = 13.80$   
forza  $F_{y^*} \text{ (kN)} = 6368.32$

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:  $SS, CC, S, T_B, T_C, T_D, F_v$  [§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)	
SLU - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.549 g$   
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*) \text{ (mm)} = 9.75$   
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 4497.57$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $F_{y^*} \text{ (kN)} = 6368.32$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.706$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max \text{ (mm)} = 9.75$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max \text{ (mm)} = 11.32$

#### 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) = 11.32

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 18.51

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.635: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA, CLV)  $\geq 0.276 g$   
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R, CLV = 2475$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA, CLV e  $T_R, CLV$  minori,  
e  $PVR, CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA, CLV e  $T_R, CLV$  maggiori, e  $PVR, CLV$  minore).

#### Riepilogo per SLV

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$   
- secondo  $T_R$ :  $\alpha, V = T_R, CLV / T_R, DLV (=T_R \text{ in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

-  $\alpha, V = PGA, CLV / PGA, DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$

- periodi di ritorno:  $T_R, CLV = 2475$ ;  $T_R, DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico

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) = 496.88  
90% del Taglio massimo (kN) = 6657.19  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$  calcolato = 13.398  
Rapporto  $\alpha_u/\alpha_l$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X-MT**

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) = 7036.88

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

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $d_{c,SLD,M-GDL} = 17.55$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 17.55

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)	
SLD - SLD	75	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.205 g$

- in spostamento:  $d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$  (mm) = 3.64

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1677.63

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6368.32

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.263$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d_{e,max}^* = d_{e,max}$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d_{e,max}^*$  (mm) = 3.64

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $d_{e,max}^*$  (mm) = 4.22

**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) = 4.22

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 17.55

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.156: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ )  $\geq 0.276 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R, CLD = 2475$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 2.985\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $T_R, CLD$  minori,

e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $T_R, CLD$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD} (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_D = T_R, CLD / T_R, DLD (=T_R \text{ in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

**SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +X-MT**

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 81\%$

Da PVR e  $V,R$ , per SLO 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 SLO

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 - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.157 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 2.79

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*)$  m\* (kN) = 1289.15

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 6368.32

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.202$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 2.79

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F^* d^*,max$  (mm) = 3.24

#### 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) = 3.24

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 11.91

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.671: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA ( $PGA,CLO$ ) = 0.197 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLO = 812.0132$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLO = 8.823 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA,CLO$  e  $TR,CLO$  minori,

e  $PVR,CLO$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA,CLO$  e  $TR,CLO$  maggiori, e  $PVR,CLO$  minore).

#### Riepilogo per SLO

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	812	0.197	8.8

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_0 = PGA,CLO / PGA,DLO (=PGA \text{ in input per SLO}) = 0.197/0.056 = 3.518$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_0 = TR,CLO / TR,DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 812/45 = 18.045$

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1211876.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -7396.88

Peso sismico totale  $W$  (kN) = 9722.62

Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 991.431

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.761

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -7396.88

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

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = -18.51$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -18.51

#### 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 1

con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 97.3%;

- 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	606.05	27.60		0.742
2	X	385.38	37.21	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m, i \cdot \phi, i)$  (k\*kgm) = 834.91

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m, i \cdot \phi, i) / \sum(m, i \cdot \phi, i^2) = 1.162$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -6368.32

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -6368.32

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -15.94

**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) = -4457.83

Rigidità elastica:  $K^* = 461473.40$  (=38.079% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.267

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -13.80

forza  $Fy^*$  (kN) = -6368.32

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)	
SLV - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.549 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -9.75

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 4497.57

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6368.32

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.706$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -9.75

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -11.32

**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) = -11.32

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -18.51

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.635: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA ( $PGA,CLV \geq 0.276 g$ )

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 2475$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA,CLV$  e  $TR,CLV$  minori,

e  $PVR,CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA,CLV$  e  $TR,CLV$  maggiori, e  $PVR,CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV$  (=PGA in input per SLV) =  $0.276/0.189 = 1.460$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV$  (=TR in input per SLV) =  $2475/712 = 3.476$

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

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV$  (=PGA in input per SLV) =  $0.276/0.189 = 1.460$

- periodi di ritorno:  $TR,CLV = 2475$ ;  $TR,DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = -496.88  
 90% del Taglio massimo (kN) = -6657.19  
 Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 13.398  
 Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

#### SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -X+MT

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) = -7036.88

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

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $d_{c,SLD,M-GDL} = -17.55$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -17.55

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.205 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -3.64

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1677.63

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -6368.32

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.263$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.64

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F d^*,max$  (mm) = -4.22

#### 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) = -4.22

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -17.55

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.156: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA ( $PGA_{CLD}$ )  $\geq 0.276 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLD = 2475$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 2.985\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $T_R,CLD$  minori,

e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $T_R,CLD$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

#### Riepilogo per SLD

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_D = T_R,CLD / T_R,DLD(=T_R \text{ in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

-----

**SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -X+MT**

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
Da PVR e V,R, per SLO 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 SLO  
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	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	T <sub>C</sub> <sup>*</sup>	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

-----

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.157 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -2.79  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1289.15  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -6368.32  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.202$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$   
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -2.79

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -3.24

**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) = -3.24  
Capacità di spostamento a SLO (mm) = -11.91

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.671: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.197 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 812.0132  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 8.823 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(g)	(%)
-----			
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	812	0.197	8.8

-----

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_o = PGA_{CLO} / PGA_{DLO}$  (=PGA in input per SLO) =  $0.197/0.056 = 3.518$   
- secondo TR:  $\alpha_o = TR_{CLO} / TR_{DLO}$  (=TR in input per SLO) =  $812/45 = 18.045$

-----

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1217285.00  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -7312.50  
Peso sismico totale W (kN) = 9722.62  
Massa sismica totale M ( $k \cdot kgm$ ) = 991.431  
Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.752  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -7312.50

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

- iniziale = 0.00  
- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = -18.33$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -18.33

**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 1 con massa modale efficace (in direzione X) pari a: 97.3%;
- 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	606.05	27.60		0.742
2	X	385.38	37.21	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_i \phi_i) = 834.91$

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_i \phi_i) / \sum(m_i \phi_i^2) = 1.162$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -6295.68

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -6295.68

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -15.78

#### 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) = -4406.98

Rigidezza elastica:  $K^* = 462233.20$  (=37.972% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.267

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -13.62

forza  $Fy^*$  (kN) = -6295.68

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)	
SLV - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.549 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -9.73

- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 4497.57

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6295.68

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.714$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -9.73

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -11.30

#### 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) = -11.30

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -18.33

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.622: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 2475$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  minori,

e  $PVR,CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  maggiori, e  $PVR,CLV$  minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 2475; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = -491.25  
 90% del Taglio massimo (kN) = -6581.25  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 13.397  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

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

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) = -7012.50

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

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = -17.53, di cui dovuto alle forze orizzontali = -17.53

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.205 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -3.63
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1677.63  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -6295.68  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.266$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = -3.63

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F d^*, \max$  (mm) = -4.22

**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) = -4.22

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -17.53

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.158: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD)  $\geq 0.276 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR, CLD = 2475

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR, CLD = 2.985 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD minori,

e PVR, CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA, CLD e TR, CLD maggiori, e PVR, CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
-----			

Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$
- secondo TR:  $\alpha, D = TR, CLD / TR, DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -X-MT

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
Da PVR e V,R, per SLO risulta definito il valore di T,R (§ All. a)  
attraverso la relazione:  $T, R = - V, R / [1 - \ln(1 - PVR)]$

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

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,  
 $TC^*$  = 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)	$F_o$	$TC^*$ (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fv
SLE - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.157 g$
- in spostamento:  $d^*, e, max = S, De(T^*) (mm) = -2.79$
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^* (kN) = 1289.15$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* (kN) = -6295.68$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.205$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, max = d^*, e, max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, max (mm) = -2.79$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, max (mm) = -3.24$

#### 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) = -3.24

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -11.91

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.677: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.199 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 824.3234

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 8.697 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,

e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	824	0.199	8.7

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, O = PGA, CLO / PGA, DLO (=PGA \text{ in input per SLO}) = 0.199/0.056 = 3.554$
- secondo TR:  $\alpha, O = TR, CLO / TR, DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 824/45 = 18.318$

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 2840909.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, Max, M-GDL (kN) = 10556.25$

Peso sismico totale W (kN) = 9722.62

Massa sismica totale M (k\*kgm) = 991.431

Rapporto forza/peso ( $F, Max, M-GDL / W$ ) = 1.086

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, SLV, M-GDL (kN) = 10556.25$

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

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo:  $dc, SLV, M-GDL = 55.71$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 55.71

#### 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 2 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 72.1%;
- 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	606.05	22.82		0.681
2	X	385.38	33.49	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \Sigma(m_i \phi_i) \text{ (k*kgm)} = 798.34$

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.197$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 8816.54$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 8816.54$

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = 46.53$

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL} \text{ (kN)} = 6171.58$

Rigidezza elastica:  $K^* \text{ (kN/m)} = 229051.30$  (=8.063% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*) \text{ (sec)} = 0.371$

Punto di snervamento: spostamento  $dy^* \text{ (mm)} = 38.49$

forza  $Fy^* \text{ (kN)} = 8816.54$

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)	
SLV - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.549 g$

- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = 18.78$

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 4300.58$

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

- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = 8816.54$

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.488$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 18.78$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 22.48$

**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:  $(mm) = 22.48$

Capacità di spostamento a SLV:  $(mm) = 55.71$

**Rapporto: Capacità/Domanda = 2.478: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 2475$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  minori,  
e  $PVR,CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  maggiori, e  $PVR,CLV$  minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 2475; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = 1189.69  
 90% del Taglio massimo (kN) = 9500.63  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 7.986  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

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

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) = 3326.25

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

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: dc, SLD, M-GDL = 9.18, di cui dovuto alle forze orizzontali = 9.18

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.205 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*) \text{ (mm)} = 7.00$
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) \text{ m}^* \text{ (kN)} = 1604.15$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = 8816.54$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.182$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max \text{ (mm)} = 7.00$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max \text{ (mm)} = 8.39$

#### 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) = 8.39

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 9.18

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.094: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA, CLD) = 0.079 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR, CLD = 88.11035  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR, CLD = 57.31 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	88	0.079	57.3

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.079/0.073 = 1.082$
- secondo TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 88/75 = 1.175$

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +Y+MT

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
Da PVR e V,R, per SLO risulta definito il valore di T,R (§ All. a)  
attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

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

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,  
 $TC^*$  = 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	$a_g$	$F_o$	$TC^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.157 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 5.38
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1232.68  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 8816.54  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.140$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 5.38

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 6.44

#### 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) = 6.44

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 6.31

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.979: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA}_{CLO}$ ) = 0.055 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $\text{TR}_{CLO} = 42.98301$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $\text{PVR}_{CLO} = 82.533 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLO}$  e  $\text{TR}_{CLO}$  minori,  
e  $\text{PVR}_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLO}$  e  $\text{TR}_{CLO}$  maggiori, e  $\text{PVR}_{CLO}$  minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	43	0.055	82.5

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{CLO} / \text{PGA}_{DLO} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.055/0.056 = 0.982$
- secondo TR:  $\alpha_0 = \text{TR}_{CLO} / \text{TR}_{DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 43/45 = 0.955$

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 3183024.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = 18120.00

Peso sismico totale W (kN) = 9722.62

Massa sismica totale M (k\*kgm) = 991.431

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 1.864

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 18120.00

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

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 99.57, di cui dovuto alle forze orizzontali = 99.57

**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 2  
con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 72.1%;  
- 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	606.05	22.82		0.681
2	X	385.38	33.49	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* =  $\Sigma(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 798.34

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.197$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 15133.76

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 15133.76

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 83.16

**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) = 10593.63

Rigidezza elastica: K\* (kN/m) = 201972.50 (=6.345% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico: T\* =  $2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.395

Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 74.93  
forza Fy\* (kN) = 15133.76

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	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.549 g

- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 21.29

- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 4300.58

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

- forza di snervamento Fy\* (kN) = 15133.76

(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\* = 0.284

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q\* <= 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 21.29

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma$  d\*,max (mm) = 25.49

**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) = 25.49

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 99.57

**Rapporto: Capacità/Domanda = 3.906: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) >= 0.276 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 2475; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = 1533.75  
 90% del Taglio massimo (kN) = 16308.00  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 10.633  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

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

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) = 18120.00

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

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 99.57, di cui dovuto alle forze orizzontali = 99.57

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.205 g
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 7.94
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 1604.15  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy\* (kN) = 15133.76  
 (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\* = 0.106

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q\* <= 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 7.94

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: F d\*,max (mm) = 9.51

#### 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) = 9.51

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 99.57

**Rapporto: Capacità / Domanda = 10.47: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD)  $\geq 0.276$  g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2475  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 2.985 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$   
- secondo TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

**SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: +Y-MT**

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
Da PVR e V,R, per SLO 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 SLO  
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 - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.157$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 6.10  
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*)$  m\* (kN) = 1232.68  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 15133.76  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.081$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$   
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 6.10

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 7.31

**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) = 7.31  
Capacità di spostamento a SLO (mm) = 8.01

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.095: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.062 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 53.97308  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 75.082 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	54	0.062	75.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.062/0.056 = 1.107$   
- secondo TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 54/45 = 1.199$

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 3183024.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -18120.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 9722.62  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 991.431  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.864  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -18120.00

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

- iniziale = 0.00  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -99.57, di cui dovuto alle forze orizzontali = -99.57

**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 2  
 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 72.1%;  
 - 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	606.05	22.82		0.681
2	X	385.38	33.49	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa m\* =  $\Sigma(m_i \phi_i)$  (k\*kgm) = 798.34  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \Sigma(m_i \phi_i) / \Sigma(m_i \phi_i^2) = 1.197$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -15133.76  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -15133.76  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -83.16

**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) = -10593.63  
 Rigidezza elastica: K\* (kN/m) = 201972.50 (=6.345% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* =  $2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.395  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -74.93  
 forza Fy\* (kN) = -15133.76

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)	
SLV - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione: S,e(T\*) = 0.549 g  
 - in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = -21.29  
 - forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 4300.58  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento Fy\* (kN) = -15133.76  
 (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\* = 0.284  
 Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:  
 risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 q\* <= 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = -21.29

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma$  d\*,max (mm) = -25.49

**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) = -25.49  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -99.57

Rapporto: Capacità/Domanda = 3.906: Capacità > Domanda

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276$  g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$   
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

-  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$   
- periodi di ritorno: TR,CLV = 2475; TR,DLV = 712  
(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = -1533.75  
90% del Taglio massimo (kN) = -16308.00  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 10.633  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -Y+MT**

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) = -18120.00

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

- iniziale = 0.00  
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -99.57, di cui dovuto alle forze orizzontali = -99.57

**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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.205 g  
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = -7.94  
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 1604.15  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento Fy\* (kN) = -15133.76  
(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\* = 0.106

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

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

q\*  $\leq 1$ , e quindi: d\*,max = d\*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = -7.94

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: F d\*,max (mm) = -9.51

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) = -9.51  
Capacità di spostamento a SLD (mm) = -99.57

Rapporto: Capacità / Domanda = 10.47: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) >= 0.276 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2475  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 2.985 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.276 / 0.073 = 3.781$   
- secondo TR:  $\alpha_D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 2475 / 75 = 33.000$

SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -Y+MT

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
Da PVR e V,R, per SLO 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 SLO  
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 - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.157 \text{ g}$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -6.10$   
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \text{ m}^* \text{ (kN)} = 1232.68$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -15133.76$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.081$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$   
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -6.10$

Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -7.31$

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) = -7.31  
Capacità di spostamento a SLO (mm) = -8.01

Rapporto: Capacità / Domanda = 1.095: Capacità > Domanda

Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.062 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 53.97308  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 75.082 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

Riepilogo per SLO

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	54	0.062	75.1

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{\text{CLO}} / \text{PGA}_{\text{DLO}} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.062/0.056 = 1.107$
- secondo TR:  $\alpha_0 = \text{TR}_{\text{CLO}} / \text{TR}_{\text{DLO}} (= \text{TR in input per SLO}) = 54/45 = 1.199$

**SLU DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -Y-MT****Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 2840909.00  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{\text{Max,M-GDL}}$  (kN) = -10556.25  
 Peso sismico totale  $W$  (kN) = 9722.62  
 Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 991.431  
 Rapporto forza/peso ( $F_{\text{Max,M-GDL}} / W$ ) = 1.086  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{\text{SLV,M-GDL}}$  (kN) = -10556.25

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $d_{c,\text{SLV,M-GDL}} = -55.71$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -55.71

**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 2 con massa modale efficace (in direzione Y) pari a: 72.1%;
- 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	606.05	22.82		0.681
2	X	385.38	33.49	X	1.000

Dai parametri precedenti risulta:

Massa  $m^* = \sum(m_i \phi_i^2)$  (k\*kgm) = 798.34

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = \sum(m_i \phi_i) / \sum(m_i \phi_i^2) = 1.197$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{\text{Max,1-GDL}} = (F_{\text{Max,M-GDL}} / \Gamma)$  (kN) = -8816.54

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{\text{SLV,1-GDL}} = (F_{\text{SLV,M-GDL}} / \Gamma)$  (kN) = -8816.54

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{\text{SLV,1-GDL}} = (d_{\text{SLV,M-GDL}} / \Gamma)$  (mm) = -46.53

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{\text{Max,1-GDL}}$  (kN) = -6171.58

Rigidità elastica:  $K^*$  (kN/m) = 229051.30 (=8.063% della rigidità elastica del sistema M-GDL)

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.371

Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -38.49  
 forza  $Fy^*$  (kN) = -8816.54

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  $ag$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  per i periodi di ritorno  $TR$  associati allo Stato Limite SLV

e:  $SS$ ,  $CC$ ,  $S$ ,  $TB$ ,  $TC$ ,  $TD$ ,  $F_v$  [§3.2.3], dove:  
 $ag$  = 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 <sub>0</sub>	TC* (sec)	SS	CC	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F <sub>v</sub>
SLU - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.549 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*)$  (mm) = -18.78
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 4300.58  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -8816.54  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.488$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -18.78

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,_{max}$  (mm) = -22.48

**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) = -22.48  
Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -55.71

**Rapporto: Capacità/Domanda = 2.478: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq$  0.276 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=\text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- secondo TR:  $\alpha,V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}(=\text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha,V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}(=\text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 2475; TR,DLV = 712  
(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = -1189.69  
90% del Taglio massimo (kN) = -9500.63  
Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  calcolato = 7.986  
Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

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

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) = -3326.25

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

- iniziale = 0.00
- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL} = -9.18$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -9.18

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.205$  g
  - in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -7.00
  - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 1604.15  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
  - forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -8816.54  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)
- Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.182$

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:  
risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
q\* <= 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max  
Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = -7.00

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma$  d\*,max (mm) = -8.39

**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) = -8.39  
Capacità di spostamento a SLD (mm) = -9.18

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.094: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**  
SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.079 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 88.11035  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 57.31 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	88	0.079	57.3

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD}(=\text{PGA in input per SLD}) = 0.079/0.073 = 1.082$   
- secondo TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD}(=\text{TR in input per SLD}) = 88/75 = 1.175$

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (B) - DIREZIONE: -Y-MT

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
Da PVR e V,R, per SLO risulta definito il valore di T,R (§ All. a)  
attraverso la relazione:  $T,R = -V,R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

Valori dei parametri ag, Fo, TC\* per i periodi di ritorno TR associati allo Stato Limite SLO  
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 - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.157 g  
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = -5.38  
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 1232.68  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento Fy\* (kN) = -8816.54  
(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\* = 0.140  
Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:  
risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
q\* <= 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max  
Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = -5.38

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma$  d\*,max (mm) = -6.44

**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) = -6.44  
Capacità di spostamento a SLO (mm) = -6.31

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.979: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**  
SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.055 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 42.98301  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 82.533 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	43	0.055	82.5

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA}_{\text{CLO}} / \text{PGA}_{\text{DLO}} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.055/0.056 = 0.982$
- secondo TR:  $\alpha_0 = \text{TR}_{\text{CLO}} / \text{TR}_{\text{DLO}} (= \text{TR in input per SLO}) = 43/45 = 0.955$

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1268767.00  
 Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{\text{Max,M-GDL}}$  (kN) = 7337.81  
 Peso sismico totale W (kN) = 9722.62  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 991.431  
 Rapporto forza/peso ( $F_{\text{Max,M-GDL}} / W$ ) = 0.755  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{\text{SLV,M-GDL}}$  (kN) = 7337.81

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo:  $dc_{\text{SLV,M-GDL}} = 17.55$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 17.55

##### 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) = 991.43  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{\text{Max,1-GDL}} = (F_{\text{Max,M-GDL}} / \Gamma)$  (kN) = 7337.81  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{\text{SLV,1-GDL}} = (F_{\text{SLV,M-GDL}} / \Gamma)$  (kN) = 7337.81  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{\text{SLV,1-GDL}} = (d_{\text{SLV,M-GDL}} / \Gamma)$  (mm) = 17.55

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{\text{Max,1-GDL}}$  (kN) = 5136.47  
 Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 482466.70 (=38.026% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.285  
 Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 15.21  
 forza  $Fy^*$  (kN) = 7337.81

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  $ag$ ,  $F_0$ ,  $TC^*$  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,  
 $F_0$  = 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;  
 Fv = fattore di amplificazione spettrale massima per spettro in accelerazione verticale:

Stato Limite	TR	a,g	F <sub>0</sub>	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLV - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.549 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = 11.07
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 5340.73  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 7337.81  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.728$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 11.07

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 11.07

##### 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) = 11.07

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 17.55

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.585: Capacità > Domanda**

##### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA}_{\text{CLV}}$ )  $\geq 0.276 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $\text{TR}_{\text{CLV}} = 2475$  anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR, CLV} / \text{TR, DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha, V = \text{PGA, CLV} / \text{PGA, DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- periodi di ritorno: TR, CLV = 2475; TR, DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = 491.25  
 90% del Taglio massimo (kN) = 6604.03  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 13.443  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

#### SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X+MT

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) = 6977.81

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

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = 16.65, di cui dovuto alle forze orizzontali = 16.65

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.205 g
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 4.13
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 1992.13  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy\* (kN) = 7337.81  
 (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\* = 0.271

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

risulta: q\* ≤ 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q\* ≤ 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 4.13

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: F d\*,max (mm) = 4.13

#### 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) = 4.13

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 16.65

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.032: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD)  $\geq 0.276$  g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 2475  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 2.985 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$   
- secondo TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

**SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X+MT**

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
Da PVR e V,R, per SLO 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 SLO  
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 - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.157$  g  
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = 3.17  
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*)$  m\* (kN) = 1530.82  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = 7337.81  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.209$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$   
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = 3.17

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = 3.17

**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) = 3.17  
Capacità di spostamento a SLO (mm) = 11.38

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.587: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.193 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 763.959  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 9.351 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	764	0.193	9.4

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha_0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.193/0.056 = 3.446$   
- secondo TR:  $\alpha_0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 764/45 = 16.977$

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 1263424.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = 7364.06  
 Peso sismico totale W (kN) = 9722.62  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 991.431  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 0.757  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = 7364.06

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale: dc (mm):  
 - iniziale = 0.00  
 - al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = 17.62, di cui dovuto alle forze orizzontali = 17.62

**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) = 991.43  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma$  = 1.000

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 7364.06  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = 7364.06  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = 17.62

**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) = 5154.84  
 Rigidezza elastica: K\* (kN/m) = 482886.40 (=38.220% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.285  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = 15.25  
 forza Fy\* (kN) = 7364.06

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	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione: S,e(T\*) = 0.549 g  
 - in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = 11.06  
 - forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 5340.73  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento Fy\* (kN) = 7364.06  
 (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\* = 0.725  
 Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:  
 risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 q\* <= 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max  
 Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = 11.06

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma$  d\*,max (mm) = 11.06

**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) = 11.06  
 Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 17.62

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.593: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) >= 0.276 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA}, \text{CLV} / \text{PGA}, \text{DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR}, \text{CLV} / \text{TR}, \text{DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha, V = \text{PGA}, \text{CLV} / \text{PGA}, \text{DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- periodi di ritorno:  $\text{TR}, \text{CLV} = 2475$ ;  $\text{TR}, \text{DLV} = 712$
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = 496.88  
 90% del Taglio massimo (kN) = 6627.66  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 13.339  
 Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X-MT**

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:  $F, \text{SLD}, \text{M-GDL}$  (kN) = 7064.06

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

- iniziale = 0.00
- al limite di danno:  $d_c, \text{SLD}, \text{M-GDL} = 16.87$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 16.87

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:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.205 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \text{max} = S, De(T^*)$  (mm) = 4.13
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1992.13  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 7364.06  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.271$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \text{max} = d^*, e, \text{max}$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \text{max}$  (mm) = 4.13

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F^* d^*, \text{max}$  (mm) = 4.13

**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) = 4.13

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 16.87

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.089: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA}, \text{CLD}$ )  $\geq 0.276 g$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $\text{TR}, \text{CLD} = 2475$

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $\text{VR} = 75$  anni,

ha la probabilità di essere superata pari a:  $\text{PVR}, \text{CLD} = 2.985\%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $\text{PGA}, \text{CLD}$  e  $\text{TR}, \text{CLD}$  minori,

e  $\text{PVR}, \text{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $\text{PGA}, \text{CLD}$  e  $\text{TR}, \text{CLD}$  maggiori, e  $\text{PVR}, \text{CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
-----			

Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, D = \text{PGA}_{CLD} / \text{PGA}_{DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$
- secondo TR:  $\alpha, D = \text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +X-MT

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
Da PVR e V,R, per SLO risulta definito il valore di T,R (§ All. a)  
attraverso la relazione:  $T, R = -V, R / [1 - \ln(1 - \text{PVR})]$

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

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 - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.157 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*) \text{ (mm)} = 3.17$
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) \text{ m}^* \text{ (kN)} = 1530.82$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 7364.06$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.208$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max \text{ (mm)} = 3.17$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max \text{ (mm)} = 3.17$

#### 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) = 3.17

Capacità di spostamento a SLO (mm) = 11.36

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.583: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA ( $\text{PGA}_{CLO}$ ) = 0.193 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $\text{TR}_{CLO} = 763.959$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $\text{PVR}_{CLO} = 9.351 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLO}$  e  $\text{TR}_{CLO}$  minori,

e  $\text{PVR}_{CLO}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $\text{PGA}_{CLO}$  e  $\text{TR}_{CLO}$  maggiori, e  $\text{PVR}_{CLO}$  minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	764	0.193	9.4

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, O = \text{PGA}_{CLO} / \text{PGA}_{DLO} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.193/0.056 = 3.446$
- secondo TR:  $\alpha, O = \text{TR}_{CLO} / \text{TR}_{DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 764/45 = 16.977$

#### SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X+MT

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1263424.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, \text{Max}, \text{M-GDL} \text{ (kN)} = -7364.06$

Peso sismico totale W (kN) = 9722.62

Massa sismica totale M ( $\text{k}^* \text{kgm}$ ) = 991.431

Rapporto forza/peso ( $F, \text{Max}, \text{M-GDL} / W$ ) = 0.757

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, \text{SLV}, \text{M-GDL} \text{ (kN)} = -7364.06$

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

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo:  $dc, \text{SLV}, \text{M-GDL} = -17.62$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -17.62

#### 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  $m^* = \Sigma(m,i)$  ( $k \cdot kgm$ ) = 991.43  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -7364.06  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -7364.06  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -17.62

#### 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) = -5154.84  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 482886.40 (=38.220% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.285  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = -15.25  
forza  $Fy^*$  (kN) = -7364.06

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	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.549 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -11.06  
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 5340.73  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -7364.06  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.725$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -11.06

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $F d^*,max$  (mm) = -11.06

#### 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) = -11.06

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -17.62

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.593: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276 g$   
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 2475$  anni.  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985\%$   
(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  minori,  
e  $PVR,CLV$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  maggiori, e  $PVR,CLV$  minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$   
- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$   
- periodi di ritorno:  $TR,CLV = 2475$ ;  $TR,DLV = 712$   
(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = -496.88  
 90% del Taglio massimo (kN) = -6627.66  
 Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 13.339  
 Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500  
 Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X+MT**

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) = -7064.06

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

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL} = -16.87$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -16.87

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.205 g$   
 - in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -4.13  
 - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 1992.13  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -7364.06  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.271$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -4.13

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -4.13

**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) = -4.13

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -16.87

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.089: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLD: Capacità in termini di  $PGA$  ( $PGA_{CLD}$ )  $\geq 0.276 g$   
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR_{CLD} = 2475$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR_{CLD} = 2.985\%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  minori,  
 e  $PVR_{CLD}$  maggiore; per verifica soddisfatta,  $PGA_{CLD}$  e  $TR_{CLD}$  maggiori, e  $PVR_{CLD}$  minore).

**Riepilogo per SLD**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo  $PGA$ :  $\alpha_D = PGA_{CLD} / PGA_{DLD}(=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$   
 - secondo  $TR$ :  $\alpha_D = TR_{CLD} / TR_{DLD}(=TR \text{ in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

**SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X+MT**

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
 Da PVR e V,R, per SLO 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 SLO  
 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)	
SLE - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.157 g$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S,De(T^*)$  (mm) = -3.17
- forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^*$  (kN) = 1530.82  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -7364.06  
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.208$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -3.17

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -3.17

#### 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) = -3.17

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -11.36

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.583: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.193 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R,CLO = 763.959$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLO = 9.351 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e  $T_R,CLO$  minori,

e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e  $T_R,CLO$  maggiori, e PVR,CLO minore).

#### Riepilogo per SLO

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	764	0.193	9.4

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_0 = PGA,CLO / PGA,DLO (=PGA \text{ in input per SLO}) = 0.193/0.056 = 3.446$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha_0 = T_R,CLO / T_R,DLO (=T_R \text{ in input per SLO}) = 764/45 = 16.977$

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 1268767.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL}$  (kN) = -7337.81

Peso sismico totale  $W$  (kN) = 9722.62

Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 991.431

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 0.755

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL}$  (kN) = -7337.81

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

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo:  $d_c,SLV,M-GDL = -17.55$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = -17.55

##### 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) = 991.43

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -7337.81

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (kN) = -7337.81

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma)$  (mm) = -17.55

##### 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) = -5136.47  
 Rigidezza elastica: K\* (kN/m) = 482466.70 (=38.026% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.285  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -15.21  
 forza Fy\* (kN) = -7337.81

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	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione: S,e(T\*) = 0.549 g  
 - in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = -11.07  
 - forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 5340.73  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento Fy\* (kN) = -7337.81  
 (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\* = 0.728

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

risultato: q\* ≤ 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q\* ≤ 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = -11.07

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: F d\*,max (mm) = -11.07

#### 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) = -11.07

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -17.55

**Rapporto: Capacità/Domanda = 1.585: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) ≥ 0.276 g  
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA: α,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA in input per SLV) = 0.276/0.189 = 1.460

- secondo TR: α,V = TR,CLV / TR,DLV(=TR in input per SLV) = 2475/712 = 3.476

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

- α,V = PGA,CLV / PGA,DLV(=PGA in input per SLV) = 0.276/0.189 = 1.460

- periodi di ritorno: TR,CLV = 2475; TR,DLV = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = -491.25

90% del Taglio massimo (kN) = -6604.03

Rapporto α,u/α,1 calcolato = 13.443

Rapporto α,u/α,1 effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

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

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) = -6977.81

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

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $d_{c,SLD,M-GDL}$  = -16.65, di cui dovuto alle forze orizzontali = -16.65

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  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $TC^*$  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,

$TC^*$  = 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	$TR$	$a_g$	$F_o$	$TC^*$	$SS$	$CC$	$S$	$TB$	$TC$	$TD$	$F_v$
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLD	75	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*)$  = 0.205 g

- in spostamento:  $d^*,e,max$  =  $S_{De}(T^*)$  (mm) = -4.13

- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*)$  m\* (kN) = 1992.13

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -7337.81

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.271$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -4.13

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $d^*,max$  (mm) = -4.13

#### 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) = -4.13

Capacità di spostamento a SLD (mm) = -16.65

**Rapporto: Capacità / Domanda = 4.032: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD)  $\geq 0.276$  g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 2475$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 2.985$  %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e  $TR,CLD$  minori,

e  $PVR,CLD$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e  $TR,CLD$  maggiori, e  $PVR,CLD$  minore).

#### Riepilogo per SLD

	$TR$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = PGA,CLD / PGA,DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$

- secondo  $TR$ :  $\alpha_D = TR,CLD / TR,DLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -X-MT

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

PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 81$  %

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

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

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

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,

$TC^*$  = 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	a,g	Fo	TC*	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
-----											
SLE - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749
-----											

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.157 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = -3.17$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1530.82$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = -7337.81$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.209$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = -3.17$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = -3.17$

#### 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) = -3.17

Capacità di spostamento a SLO (mm) = -11.38

**Rapporto: Capacità / Domanda = 3.587: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.193 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLO = 763.959$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLO = 9.351 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e  $TR,CLO$  minori,  
e  $PVR,CLO$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e  $TR,CLO$  maggiori, e  $PVR,CLO$  minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
-----			
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	764	0.193	9.4
-----			

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_0 = PGA,CLO / PGA,DLO (=PGA \text{ in input per SLO}) = 0.193/0.056 = 3.446$

- secondo TR:  $\alpha_0 = TR,CLO / TR,DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 764/45 = 16.977$

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

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

Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 3031834.00

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,M-GDL} \text{ (kN)} = 11295.00$

Peso sismico totale  $W \text{ (kN)} = 9722.62$

Massa sismica totale  $M \text{ (k*kgm)} = 991.431$

Rapporto forza/peso ( $F_{Max,M-GDL} / W$ ) = 1.162

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,M-GDL} \text{ (kN)} = 11295.00$

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

- iniziale = 0.00

- al limite ultimo:  $dc_{SLV,M-GDL} = 56.62$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 56.62

##### 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  $m^* = \Sigma(m_i) \text{ (k*kgm)} = 991.43$

Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F_{Max,1-GDL} = (F_{Max,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 11295.00$

Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F_{SLV,1-GDL} = (F_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (kN)} = 11295.00$

Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d_{SLV,1-GDL} = (d_{SLV,M-GDL} / \Gamma) \text{ (mm)} = 56.62$

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

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = 70%  $F_{Max,1-GDL} \text{ (kN)} = 7906.50$

Rigidezza elastica:  $K^* \text{ (kN/m)} = 244029.50 (=8.049\% \text{ della rigidezza elastica del sistema M-GDL})$

Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*) \text{ (sec)} = 0.400$

Punto di snervamento: spostamento  $dy^* \text{ (mm)} = 46.29$

forza  $F_y^* \text{ (kN)} = 11295.00$

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	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421
-----											

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.549 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_e(T^*) \text{ (mm)} = 21.89$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) \text{ m}^* \text{ (kN)} = 5340.73$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 11295.00$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.473$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 21.89$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 21.89$

#### 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) = 21.89

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 56.62

**Rapporto: Capacità/Domanda = 2.587: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276 \text{ g}$   
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.  
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %  
 (rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
 e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
-----			
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0
-----			

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- secondo TR:  $\alpha_v = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha_v = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- periodi di ritorno: TR,CLV = 2475; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = 1188.75

90% del Taglio massimo (kN) = 10165.50

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  calcolato = 8.551

Rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

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

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:  $F_{SLD,M-GDL} \text{ (kN)} = 3300.00$

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

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $dc_{SLD,M-GDL} = 8.18$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 8.18

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.205 g$
- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 8.16
- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1992.13  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 11295.00  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.176$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 8.16

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $r^* d^*, \max$  (mm) = 8.16

#### 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) = 8.16

Capacità di spostamento a SLD (mm) = 8.18

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.002: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.074 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $T_R, CLD = 75.07324$

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLD = 63.176 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e  $T_R, CLD$  minori,  
e  $PVR, CLD$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e  $T_R, CLD$  maggiori, e  $PVR, CLD$  minore).

#### Riepilogo per SLD

	$T_R$	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	75	0.074	63.2

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, D = PGA, CLD / PGA, DLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.074/0.073 = 1.014$

- secondo  $T_R$ :  $\alpha, D = T_R, CLD / T_R, DLD (=T_R \text{ in input per SLD}) = 75/75 = 1.001$

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y+MT

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

$PVR$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V, R = 81 \%$

Da  $PVR$  e  $V, R$ , per SLO 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 SLO

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 - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.157 g$

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = 6.27

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*) m^*$  (kN) = 1530.82

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

- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = 11295.00

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.136$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*, \max = d^*, e, \max$   
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*, \max$  (mm) = 6.27

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = 6.27

**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) = 6.27  
Capacità di spostamento a SLO (mm) = 5.63

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.897: Capacità < Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**  
SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.051 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR, CLO = 37.37051$   
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR, CLO = 86.56\%$   
(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR (anni)	PGA (*g)	PVR (%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	37	0.051	86.6

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, O = PGA, CLO / PGA, DLO (=PGA \text{ in input per SLO}) = 0.051/0.056 = 0.911$   
- secondo TR:  $\alpha, O = TR, CLO / TR, DLO (=TR \text{ in input per SLO}) = 37/45 = 0.830$

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

**Sistema reale M-GDL (a più gradi di libertà):**  
Rigidezza iniziale (elastica) (kN/m) = 3395586.00  
Resistenza massima (taglio alla base):  $F, \max, M-GDL$  (kN) = 19320.00  
Peso sismico totale  $W$  (kN) = 9722.62  
Massa sismica totale  $M$  (k\*kgm) = 991.431  
Rapporto forza/peso ( $F, \max, M-GDL / W$ ) = 1.987  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, SLV, M-GDL$  (kN) = 19320.00

Punto di controllo ubicato al 2° piano. Spostamento orizzontale:  $dc$  (mm):  
- iniziale = 0.00  
- al limite ultimo:  $dc, SLV, M-GDL = 99.72$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 99.72

#### 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) = 991.43  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base):  $F, \max, 1-GDL = (F, \max, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 19320.00  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo):  $F, SLV, 1-GDL = (F, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (kN) = 19320.00  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo):  $d, SLV, 1-GDL = (d, SLV, M-GDL / \Gamma)$  (mm) = 99.72

#### 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) = 13524.00  
Rigidezza elastica:  $K^*$  (kN/m) = 218349.60 (=6.430% della rigidezza elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico:  $T^* = 2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.423  
Punto di snervamento: spostamento  $dy^*$  (mm) = 88.48  
forza  $Fy^*$  (kN) = 19320.00

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	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.549 \text{ g}$
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 24.46$
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 5340.73$   
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento  $F_y^* \text{ (kN)} = 19320.00$   
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.276$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max \text{ (mm)} = 24.46$

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max \text{ (mm)} = 24.46$

**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:  $(\text{mm}) = 24.46$

Capacità di spostamento a SLV:  $(\text{mm}) = 99.72$

**Rapporto: Capacità/Domanda = 4.077: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276 \text{ g}$

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLV = 2475$  anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR = 2.985 \%$

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  minori,  
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e  $TR,CLV$  maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$

- secondo TR:  $\alpha,V = TR,CLV / TR,DLV (=TR \text{ in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

-  $\alpha,V = PGA,CLV / PGA,DLV (=PGA \text{ in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$

- periodi di ritorno:  $TR,CLV = 2475$ ;  $TR,DLV = 712$

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = 1532.81

90% del Taglio massimo (kN) = 17388.00

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  calcolato = 11.344

Rapporto  $\alpha,u/\alpha,1$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza:  $q = 3.750$

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: +Y-MT**

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:  $F,SLD,M-GDL \text{ (kN)} = 19320.00$

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

- iniziale = 0.00

- al limite di danno:  $dc,SLD,M-GDL = 99.72$ , di cui dovuto alle forze orizzontali = 99.72

**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:  $SS, CC, S, TB, TC, TD, F_v$  [§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;

$F_v$  = 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)	



Rapporto: Capacità / Domanda = 1.012: Capacità > Domanda

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.056 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 46.11237  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 80.338 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

**Riepilogo per SLO**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	46	0.056	80.3

**Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha,0 = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.056/0.056 = 1.000$   
- secondo TR:  $\alpha,0 = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 46/45 = 1.025$

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

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 3395586.00  
Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -19320.00  
Peso sismico totale W (kN) = 9722.62  
Massa sismica totale M (k\*kgm) = 991.431  
Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.987  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -19320.00

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

- iniziale = 0.00  
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -99.72, di cui dovuto alle forze orizzontali = -99.72

**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) = 991.43  
Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -19320.00  
Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -19320.00  
Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -99.72

**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) = -13524.00  
Rigidità elastica: K\* (kN/m) = 218349.60 (=6.430% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
Periodo elastico: T\* =  $2(m^*/K^*)$  (sec) = 0.423  
Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -88.48  
forza Fy\* (kN) = -19320.00

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	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.549 g  
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = -24.46  
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 5340.73  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento Fy\* (kN) = -19320.00  
(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\* = 0.276

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q\* <= 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = -24.46

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*, \max$  (mm) = -24.46

**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) = -24.46

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -99.72

**Rapporto: Capacità/Domanda = 4.077: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV)  $\geq 0.276$  g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.

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

ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %

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

in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,

e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

**Riepilogo per SLV**

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

**Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:**

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}$  (=PGA in input per SLV) =  $0.276/0.189 = 1.460$

- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV}$  (=TR in input per SLV) =  $2475/712 = 3.476$

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

-  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV}$  (=PGA in input per SLV) =  $0.276/0.189 = 1.460$

- periodi di ritorno: TR,CLV = 2475; TR,DLV = 712

(i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico

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) = -1532.81

90% del Taglio massimo (kN) = -17388.00

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  calcolato = 11.344

Rapporto  $\alpha, u/\alpha, l$  effettivo = 2.500

Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

**SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y+MT**

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) = -19320.00

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

- iniziale = 0.00

- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -99.72, di cui dovuto alle forze orizzontali = -99.72

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione:  $S, e(T^*) = 0.205$  g

- in spostamento:  $d^*, e, \max = S, De(T^*)$  (mm) = -9.12

- forza di risposta elastica =  $S, e(T^*)$  m\* (kN) = 1992.13

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

- forza di snervamento  $Fy^*$  (kN) = -19320.00

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

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.103$

Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:

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

$q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,_{max} = d^*,_{e,max}$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,_{max} \text{ (mm)} = -9.12$

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,_{max} \text{ (mm)} = -9.12$

**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) = -9.12  
 Capacità di spostamento a SLD (mm) = -99.72

**Rapporto: Capacità / Domanda = 10.93: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**  
 SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD)  $\geq 0.276 g$   
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLD = 2475$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLD = 2.985 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e  $TR,CLD$  minori,  
 e  $PVR,CLD$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e  $TR,CLD$  maggiori, e  $PVR,CLD$  minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, D = PGA,CLD / PGA,CLD (=PGA \text{ in input per SLD}) = 0.276/0.073 = 3.781$   
 - secondo TR:  $\alpha, D = TR,CLD / TR,CLD (=TR \text{ in input per SLD}) = 2475/75 = 33.000$

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y+MT

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
 $PVR$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V,R = 81 \%$   
 Da  $PVR$  e  $V,R$ , per SLO 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 SLO  
 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 - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
 - in accelerazione:  $S,e(T^*) = 0.157 g$   
 - in spostamento:  $d^*,_{e,max} = S,e(T^*) \text{ (mm)} = -7.01$   
 - forza di risposta elastica =  $S,e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 1530.82$   
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
 - forza di snervamento  $Fy^* \text{ (kN)} = -19320.00$   
 (taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
 Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.079$   
 Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
 risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,_{max} = d^*,_{e,max}$   
 Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,_{max} \text{ (mm)} = -7.01$

**Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio:**  
 Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,_{max} \text{ (mm)} = -7.01$

**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) = -7.01  
 Capacità di spostamento a SLO (mm) = -7.10

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.012: Capacità > Domanda**

**Verifiche per edifici strategici o importanti:**  
 SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) =  $0.056 g$   
 corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno  $TR,CLO = 46.11237$   
 Tale accelerazione, nel periodo di riferimento  $VR = 75$  anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a:  $PVR,CLO = 80.338 \%$   
 (rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
 in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e  $TR,CLO$  minori,  
 e  $PVR,CLO$  maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e  $TR,CLO$  maggiori, e  $PVR,CLO$  minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)

-----				
Dati	45	0.056	81.0	
Risultati	46	0.056	80.3	
-----				

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, O = \text{PGA, CLO} / \text{PGA, DLO} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.056/0.056 = 1.000$
- secondo TR:  $\alpha, O = \text{TR, CLO} / \text{TR, DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 46/45 = 1.025$

#### SLV DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y-MT

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

Rigidità iniziale (elastica) (kN/m) = 3031834.00  
 Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,M-GDL (kN) = -11295.00  
 Peso sismico totale W (kN) = 9722.62  
 Massa sismica totale M (k\*kgm) = 991.431  
 Rapporto forza/peso (F,Max,M-GDL / W) = 1.162  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,M-GDL (kN) = -11295.00

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

- iniziale = 0.00
- al limite ultimo: dc,SLV,M-GDL = -56.62, di cui dovuto alle forze orizzontali = -56.62

##### 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) = 991.43  
 Coefficiente di partecipazione  $\Gamma = 1.000$

Resistenza massima (taglio alla base): F,Max,1-GDL = (F,Max,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -11295.00  
 Resistenza a SLV (Stato limite ultimo): F,SLV,1-GDL = (F,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (kN) = -11295.00  
 Spostamento a SLV (Stato limite ultimo): d,SLV,1-GDL = (d,SLV,M-GDL /  $\Gamma$ ) (mm) = -56.62

##### 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) = -7906.50  
 Rigidità elastica: K\* (kN/m) = 244029.50 (=8.049% della rigidità elastica del sistema M-GDL)  
 Periodo elastico: T\* = 2(m\*/K\*) (sec) = 0.400  
 Punto di snervamento: spostamento dy\* (mm) = -46.29  
 forza Fy\* (kN) = -11295.00

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)	(*)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLV - SLV	712	0.189	2.422	0.342	1.200	1.363	1.200	0.155	0.466	2.356	1.421

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.549 g
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = -21.89
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 5340.73  
 (taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy\* (kN) = -11295.00  
 (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\* = 0.473

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

risulta: q\* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q\* <= 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = -21.89

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma$  d\*,max (mm) = -21.89

##### 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) = -21.89

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = -56.62

**Rapporto: Capacità/Domanda = 2.587: Capacità > Domanda**

##### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLV: Capacità in termini di PGA (PGA,CLV) >= 0.276 g

corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLV = 2475 anni.

Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
 ha la probabilità di essere superata pari a: PVR = 2.985 %

(rispetto ai valori di progetto per SLV - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV minori,  
e PVR,CLV maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLV e TR,CLV maggiori, e PVR,CLV minore).

#### Riepilogo per SLV

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	712	0.189	10.0
Risultati	2475	0.276	3.0

#### Verifiche di vulnerabilità - Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
- secondo TR:  $\alpha, V = \text{TR,CLV} / \text{TR,DLV} (= \text{TR in input per SLV}) = 2475/712 = 3.476$

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

- $\alpha, V = \text{PGA,CLV} / \text{PGA,DLV} (= \text{PGA in input per SLV}) = 0.276/0.189 = 1.460$
  - periodi di ritorno: TR,CLV = 2475; TR,DLV = 712
- (i risultati dell'analisi statica non lineare forniscono il valore dell'Indicatore di Rischio Sismico 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) = -1188.75  
90% del Taglio massimo (kN) = -10165.50  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  calcolato = 8.551  
Rapporto  $\alpha, u/\alpha, 1$  effettivo = 2.500  
Edificio non regolare in altezza: q = 3.750

#### SLE DI DANNO (SLD) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y-MT

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) = -3300.00

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

- iniziale = 0.00
- al limite di danno: dc,SLD,M-GDL = -8.18, di cui dovuto alle forze orizzontali = -8.18

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	0.073	2.339	0.322	1.200	1.380	1.200	0.148	0.444	1.892	0.853

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T\*) = 0.205 g
- in spostamento: d\*,e,max = S,De(T\*) (mm) = -8.16
- forza di risposta elastica = S,e(T\*) m\* (kN) = 1992.13  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento Fy\* (kN) = -11295.00  
(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\* = 0.176

Controllo su q\* secondo §7.8.1.6:

risulta: q\* ≤ 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q\* ≤ 1, e quindi: d\*,max = d\*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d\*,max (mm) = -8.16

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo: F d\*,max (mm) = -8.16

#### 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) = -8.16  
Capacità di spostamento a SLD (mm) = -8.18

**Rapporto: Capacità / Domanda = 1.002: Capacità > Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLD: Capacità in termini di PGA (PGA,CLD) = 0.074 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLD = 75.07324  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLD = 63.176 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLD - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD minori,  
e PVR,CLD maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLD e TR,CLD maggiori, e PVR,CLD minore).

#### Riepilogo per SLD

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	75	0.073	63.0
Risultati	75	0.074	63.2

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_D = \text{PGA,CLD} / \text{PGA,DLD} (= \text{PGA in input per SLD}) = 0.074/0.073 = 1.014$   
- secondo TR:  $\alpha_D = \text{TR,CLD} / \text{TR,DLD} (= \text{TR in input per SLD}) = 75/75 = 1.001$

#### SLE DI OPERATIVITÀ (SLO) - DISTR.FORZE (E) - DIREZIONE: -Y-MT

Stato Limite SLO e relativa probabilità di superamento (§3.2.1):  
PVR: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V,R = 81 %  
Da PVR e V,R, per SLO 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 SLO  
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	$a_g$	$F_o$	$T_C^*$	SS	CC	S	TB	TC	TD	Fv
	(anni)	(*g)		(sec)				(sec)	(sec)	(sec)	
SLE - SLO	45	0.056	2.343	0.305	1.200	1.395	1.200	0.142	0.425	1.824	0.749

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

Risposta del sistema elastico di pari periodo:  
- in accelerazione:  $S_e(T^*) = 0.157 g$   
- in spostamento:  $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$  (mm) = -6.27  
- forza di risposta elastica =  $S_e(T^*) m^*$  (kN) = 1530.82  
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);  
- forza di snervamento  $F_y^*$  (kN) = -11295.00  
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)  
Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento:  $q^* = 0.136$   
Controllo su  $q^*$  secondo §7.8.1.6:  
risulta:  $q^* \leq 3$ : la verifica di sicurezza può essere eseguita.  
 $q^* \leq 1$ , e quindi:  $d^*,max = d^*,e,max$   
Risposta in spostamento del sistema anelastico:  $d^*,max$  (mm) = -6.27

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

Spostamento effettivo di risposta del punto di controllo:  $\Gamma d^*,max$  (mm) = -6.27

#### 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) = -6.27  
Capacità di spostamento a SLO (mm) = -5.63

**Rapporto: Capacità / Domanda = 0.897: Capacità < Domanda**

#### Verifiche per edifici strategici o importanti:

SLO: Capacità in termini di PGA (PGA,CLO) = 0.051 g  
corrispondente, per il sito di ubicazione dell'edificio, al periodo di ritorno TR,CLO = 37.37051  
Tale accelerazione, nel periodo di riferimento VR = 75 anni,  
ha la probabilità di essere superata pari a: PVR,CLO = 86.56 %  
(rispetto ai valori di progetto per SLO - sopra riportati - deve risultare:  
in caso di verifica di sicurezza non soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO minori,  
e PVR,CLO maggiore; per verifica soddisfatta, PGA,CLO e TR,CLO maggiori, e PVR,CLO minore).

#### Riepilogo per SLO

	TR	PGA	PVR
	(anni)	(*g)	(%)
Dati	45	0.056	81.0
Risultati	37	0.051	86.6

#### Indicatore di Rischio Sismico:

- secondo PGA:  $\alpha_O = \text{PGA,CLO} / \text{PGA,DLO} (= \text{PGA in input per SLO}) = 0.051/0.056 = 0.911$   
- secondo TR:  $\alpha_O = \text{TR,CLO} / \text{TR,DLO} (= \text{TR in input per SLO}) = 37/45 = 0.830$

## Edificio Esistente in muratura

Verifica di sicurezza sismica: confronto della Capacità dell'edificio con la Domanda

L'edificio risulta 'adeguato' qualora l'indicatore di rischio sia  $\geq 1.000$

(data di creazione della presente scheda: 23/01/2017 , 10.28.00)

Nome del file corrispondente:

per Analisi globale: ERCOLANO\_AULE\_DX\_REV

per Analisi cinematica: ERCOLANO\_AULE\_DX\_REV

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III

### Domanda: valori di riferimento delle accelerazioni e dei periodi di ritorno dell'azione sismica

Stato limite	Accelerazione (g)	$T_{RD}$ (anni)
Stato Limite di Operatività (SLO)	$PGA_{DLO} = 0.056$	$T_{RDLO} = 45$
Stato Limite di Danno (SLD)	$PGA_{DLD} = 0.073$	$T_{RDLD} = 75$
Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	$PGA_{DLV} = 0.189$	$T_{RDLV} = 712$

### Tipo di analisi strutturale: \*1

Analisi sismica statica non lineare (pushover)

### Capacità: accelerazione orizzontale di picco al suolo e periodo di ritorno sostenibili dalla costruzione

PGA = accelerazione di picco al suolo su suolo rigido (roccia)

### VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SPOSTAMENTI) \*2:

#### Stato Limite di Operatività (SLO):

VERIFICA DI: Deformazione di danno

$PGA_{CLO}$  (g) 0.048  
 $\alpha_{O,PGA}$  0.857

$T_{RCLO}$  (anni) 33  
 $\alpha_{O,TR}$  0.737

#### Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI: Deformazione di danno

$PGA_{CLD}$  (g) 0.070  
 $\alpha_{D,PGA}$  0.959

$T_{RCLD}$  (anni) 67  
 $\alpha_{D,TR}$  0.900

### VERIFICHE DI RESISTENZA \*3:

#### Stato Limite di Danno (SLD):

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Resistenza fuori piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	Cinematismo *4	Capacità limite del terreno
$PGA_{CLD}$ (g)	0.070	n.d.	0.070	n.d.	n.d.
$\alpha_{D,PGA}$	0.959	n.d.	0.959	n.d.	n.d.
$T_{RCLD}$ (anni)	67	n.d.	67	n.d.	n.d.
$\alpha_{D,TR}$	0.900	n.d.	0.900	n.d.	n.d.

#### Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

VERIFICA DI:	Resistenza nel piano del pannello	Resistenza fuori piano del pannello	Deformazione nel piano del pannello	Cinematismo	Capacità limite del terreno
$PGA_{CLV}$ (g)	0.276	n.d.	0.276	n.d.	n.d.
$\alpha_{V,PGA}$	1.460	n.d.	1.460	n.d.	n.d.

$T_{RCLV}$ (anni)	$\geq 2475$	n.d.	$\geq 2475$	n.d.	n.d.
$\alpha_{V,TR}$	3.476	n.d.	3.476	n.d.	n.d.

#### Indicatori di rischio\*5: Rapporto fra capacità e domanda:

##### - in termini di PGA

$$\alpha_O = 0.857 = (PGA_{CLO} / PGA_{DLO})$$

$$\alpha_D = 0.959 = (PGA_{CLD} / PGA_{DLD})$$

$$\alpha_V = 1.460 = (PGA_{CLV} / PGA_{DLV})$$

##### - in termini di $T_R$ : ( $TR_C / TR_D$ )<sup>a</sup>

> con  $a=1$ :

$$\alpha_O = 0.737 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})$$

$$\alpha_D = 0.900 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})$$

$$\alpha_V = 3.476 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})$$

> con  $a=0.41$ :

$$\alpha_O = 0.882 = (TR_{CLO} / TR_{DLO})^{0.41}$$

$$\alpha_D = 0.958 = (TR_{CLD} / TR_{DLD})^{0.41}$$

$$\alpha_V = 1.667 = (TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$$

#### Capacità della struttura in termini di Vita Nominale\*6:

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 1.5

Dati in input (domanda): Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni - Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N * C_U$ : 75 anni

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Dai risultati dell'analisi: capacità in termini di periodo di ritorno  $TR_{CLV} = 2475$  anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1 - PV_R)$ , ponendo  $TR = TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, seguono la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale ( $V_{NC}$ ):

$V_{RC} = 260.8$  anni,  $V_{NC} = 173.8$  anni

#### NOTE sull'applicazione del software PCM @ AEDES

n.d. = parametro non disponibile: non sono stati rilevati risultati.

\*1 Le **analisi lineari** (statica o dinamica, che allo stato limite ultimo vengono eseguite con fattore di struttura  $q$ , derivante da analisi pushover o da formulazioni di Normativa), possono cogliere contemporaneamente tutti i tipi di comportamento: **Resistenza e Deformazione nel piano** del pannello (che assumono valori uguali: i due aspetti non sono scindibili ai fini dei risultati dell'analisi, derivanti dalle verifiche a PressoFlessione Complanare e a Taglio per scorrimento e/o per fessurazione diagonale), **Resistenza fuori piano** (da verifiche a PressoFlessione Ortogonale) e **Capacità limite del terreno** (SL di tipo geotecnico).

L'**analisi pushover** è finalizzata a cogliere il comportamento nel piano dell'edificio:

- allo stato limite ultimo SLV: **Resistenza e Deformazione nel piano** del pannello; i due risultati assumono valori uguali in quanto i due aspetti non sono scindibili: essi derivano dall'elaborazione della curva di capacità, che riassume il comportamento 'globale' della struttura, trasformata in oscillatore monodimensionale bilineare (elastoplastico) equivalente, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite ultimo;

- agli stati limite di esercizio (SLO e SLD): **Deformazione di danno**, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite di esercizio (SLO o SLD).

Per gli altri aspetti: **Resistenza fuori piano** e **Capacità limite del terreno** si fa riferimento all'analisi dinamica modale o (se non disponibile) all'analisi statica lineare, con fattore  $q$  che dovrà essere stato assunto coincidente con il fattore di struttura determinato in analisi pushover. Se un'analisi lineare con fattore di struttura  $q$  avente il valore calcolato in analisi pushover non è stata eseguita, questi risultati non sono disponibili.

L'analisi pushover elabora una serie di curve, determinata dalle direzioni X e Y, dai versi + -, dalla presenza del momento torcente, e dal tipo di distribuzione di forze in elevazione, secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo. Fra tutte le curve elaborate, i risultati dell'analisi pushover (capacità in termini di PGA e  $TR$ , e corrispondente fattore di struttura  $q$ ) sono riferiti alla curva con risultati più sfavorevoli.

I parametri completi relativi al modello dell'edificio sono riportati nella descrizione dei dati.

\*2 Le **Verifiche di Deformazione** (verifiche degli Spostamenti), secondo §7.3.7.2, devono essere eseguite: in **SLD**: per tutte le costruzioni; in **SLO**: per le **costruzioni di Classe d'uso III e IV**. Pertanto, per costruzioni di Classe d'uso I e II, i risultati delle verifiche degli spostamenti per SLO possono essere ignorati.

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (per la muratura: SLV); nel caso in cui, invece, si effettui la verifica anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLO e SLD), i relativi livelli di prestazione potranno essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. In altre parole, è possibile che le verifiche di deformazione a SLO e SLD siano ignorate.

In ogni caso, PCM svolge le verifiche di deformazione a SLO e SLD per edifici esistenti adottando i medesimi criteri relativi ai nuovi edifici (specificati in §7.3.7.2).

\*3 Le **Verifiche di Resistenza** devono essere eseguite: in **SLV**: per tutte le costruzioni [per gli edifici in muratura, si assume che la verifica a SLV implichi anche la verifica allo stato limite ultimo SLC (Stato Limite di Collasso SLC, §C8.7.1.1)]; in **SLD**: per le **costruzioni di**

**Classe d'uso III e IV**, secondo §7.3.7.1. Pertanto, per costruzioni di Classe d'uso I e II, i risultati delle verifiche di resistenza per SLD possono essere ignorati.

Per gli edifici esistenti, seguendo §8.3, è possibile che le verifiche di resistenza a SLD (stato limite di esercizio) siano ignorate.

In ogni caso, PCM svolge le verifiche di resistenza a SLD per edifici esistenti adottando i medesimi criteri relativi ai nuovi edifici (specificati in §7.3.7.1).

**\*4** Per il **Cinematismo** (la cui valutazione riguarda solo gli Edifici Esistenti), viene fatto riferimento all'Analisi Cinematica (studio dei meccanismi di collasso [§C8A.4]). Le verifiche di resistenza riguardanti i Cinematismi vengono svolte sia per SLD che per SLV; è tuttavia possibile che i risultati si riferiscano al solo SLV, seguendo quanto indicato in §C8A.4.2.3, dove si afferma che nel caso di edifici esistenti in muratura la verifica allo Stato Limite di Danno dei meccanismi locali non è richiesta.

**\*5** L'**Indicatore di rischio**, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio. Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV), esso può essere espresso sia in termini di PGA che di TR; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e TR, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1. Per gli indicatori di rischio in termini di TR può essere richiesta (ad. es.: Regione Toscana, Istruzioni tecniche per edifici pubblici strategici e rilevanti) l'espressione con elevamento a potenza al coefficiente  $a=0.41$  (derivato dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale) al fine di ottenere una scala analoga a quella degli indicatori in PGA.

Il risultato coincide con il minimo indicatore di rischio fra tutte le verifiche eseguite per lo Stato Limite considerato. In particolare:

Per **SLO**, le verifiche sono solo per spostamenti ed il risultato può non essere considerato per costruzioni di Classe I e II.

Per **SLD**: per costruzioni di Classe III e IV, il valore minimo dell'indicatore è valutato sulle verifiche sia per spostamenti sia per resistenza, mentre per le altre costruzioni (Classe I e II) è valutato solo sulle verifiche per spostamenti, ignorando i risultati delle verifiche a SLD per resistenza. In ogni caso, quindi, il valore dell'indicatore  $\alpha_D$  dovrà essere sempre considerato.

Per **SLV**, le verifiche sono solo per resistenza ed il risultato dovrà essere sempre considerato, qualunque sia la Classe della costruzione.

Per un Edificio Esistente sottoposto ad Adeguamento, l'Indicatore di rischio deve essere  $\geq 1.000$ : in tal caso infatti la struttura ha il livello di sicurezza previsto dal D.M.14.1.2008. Per un Edificio Esistente sottoposto ad un'analisi di vulnerabilità sismica nel suo Stato Attuale (oppure, per un edificio esistente danneggiato di cui si sta esaminando lo Stato prima dell'intervento, inteso come Stato Pre-sisma), l'Indicatore di rischio (che può essere  $< 1.000$ ) caratterizza la sua capacità antisismica.

La **completezza dei risultati** è assicurata nei seguenti casi:

a) Analisi lineare (statica o dinamica): si è eseguita l'analisi; il fattore  $q$  può essere tratto dalla Normativa (senza quindi la necessità di un'analisi pushover); si sono inoltre calcolati i cinematismi.

b) Analisi pushover: si è eseguita l'analisi; si è quindi eseguita un'analisi lineare (statica o dinamica) utilizzando, per le verifiche allo stato limite ultimo, il fattore  $q$  calcolato in analisi pushover; si sono inoltre calcolati i cinematismi.

Per quanto riguarda l'**intervallo di calcolo dei periodi di ritorno**: il D.M. 14.1.2008 definisce un periodo di ritorno compreso tra 30 e 2475 anni. Se dal calcolo risulta una capacità in termini di TR superiore a 2475 anni, si pone  $TR=2475$  come limite superiore. Per quanto riguarda il limite inferiore, è possibile considerare valori di TR minori di 30 anni con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC): viene adottata un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR)=k \cdot TR^a$ . L'intervallo di calcolo di TR è quindi  $[1,2475]$ ; ne consegue che la capacità in termini di PGA può assumere anche valori minori di quello corrispondente a  $TR=30$  anni.

**\*6** La **capacità della struttura in termini di Vita Nominale ( $V_{NC}$ )** si identifica con la Vita Nominale che è possibile assegnare alla struttura, in conseguenza del periodo di ritorno sostenibile  $TR_{CLV}$ , mantenendo nel corrispondente periodo di riferimento  $V_{RC} (=V_{NC} \cdot C_U)$  la probabilità di superamento  $PV_R$  definita in input per lo Stato Limite ultimo SLV. Per una valutazione del valore ottenuto per  $V_{NC}$  relativa a beni monumentali, si tenga presente che valori della vita nominale maggiori di 20 anni possono considerarsi ammissibili per un manufatto tutelato (§2.4 Direttiva P.C.M 9.2.2011). Se risulta:  $TR_{CLV} \geq 2475$  anni, si potrà considerare un valore della vita nominale  $\geq$  del limite  $V_{NC}$  riportato nella scheda (corrispondente a  $TR=2475$  anni:  $V_{NC} \geq 2475 \cdot -\ln(1-PV_R) / C_U$ ).

#### Compilazione di schede tecniche per Edifici Esistenti.

Le **Schede di sintesi della verifica sismica** per gli **edifici strategici** ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico, predisposte dalle Regioni (Regione Emilia-Romagna, ed altre), richiedono risultati relativi ai diversi SL (SLO, SLD e SLV), e l'indicatore di rischio può essere espresso in termini sia di PGA che di  $T_R$ .

In ogni caso, dal quadro di sintesi di PCM (sopra riportato) è possibile trarre i valori richiesti per la compilazione.

Per quanto riguarda la simbologia utilizzata in PCM, si è fatto in generale riferimento ai documenti più recenti del settore (attuazione OPCM 3790/2009), adottando un criterio coerente fra i diversi SL. Alcune equivalenze significative fra diverse espressioni delle stesse grandezze (ove non coincidenti con la simbologia adottata da PCM) sono le seguenti:

$TR_{SLV} = TR_{CLV}$  (capacità in termini di periodo di ritorno allo stato limite SLV)

$TR_{SLV,RIF} = TR_{DLV}$  (domanda in termini di periodo di ritorno allo stato limite SLV  $\equiv TR$  di riferimento)

e analogamente per SLO e SLD.